

**REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE
PUENTES DE REPÚBLICA
DOMINICANA**

UNIDAD II

**Ministerio de Obras Públicas y
Comunicaciones
República Dominicana**

TABLA DE CONTENIDO

TÍTULO I OBJETIVO, CAMPO DE APLICACIÓN Y FILOSOFÍA DE DISEÑO	14
CAPÍTULO I OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN	14
CAPÍTULO II DEFINICIONES	14
CAPÍTULO III FILOSOFÍA DE DISEÑO	16
TÍTULO II PROYECTO GENERAL Y CARACTERÍSTICAS DE UBICACIÓN	18
CAPÍTULO I OBJETIVO	18
CAPÍTULO II DEFINICIONES	18
CAPÍTULO III CARACTERÍSTICAS DE LA UBICACIÓN	21
SECCIÓN 1 UBICACIÓN DEL TRAZADO	21
SECCIÓN 2 MEDIDAS REFERIDAS AL LUGAR DE EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE	22
SECCIÓN 3 GÁLIBOS	24
SECCIÓN 4 MEDIO AMBIENTE	25
CAPÍTULO IV INVESTIGACIÓN DE LAS FUNDACIONES	25
CAPÍTULO V OBJETIVOS DEL PROYECTO	25
SECCIÓN 1 SEGURIDAD	25
SECCIÓN 2 APTITUD DE SERVICIO	26
SECCIÓN 3 CONSTRUCTIBILIDAD	31
SECCIÓN 4 ECONOMÍA	32
SECCIÓN 5 ESTÉTICA DEL PUENTE	32
CAPÍTULO VI HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA	33
SECCIÓN 1 GENERALIDADES	33
SECCIÓN 2 DATOS DEL SITIO DE EMPLAZAMIENTO	34
SECCIÓN 3 ESTUDIO HIDROLÓGICO	34
SECCIÓN 4 ESTUDIO HIDRÁULICO	35
SECCIÓN 5 UBICACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS, LONGITUD Y ÁREA DE ESCURRIMIENTO	37
SECCIÓN 6 DESAGUE DE LA CARRETERA	38
CAPÍTULO VII SEGURIDAD DEL PUENTE	39
TÍTULO III CARGAS Y FACTORES DE CARGA	40
CAPÍTULO I CAMPO DE VALIDEZ	40
CAPÍTULO II DEFINICIONES	40
CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA	44
CAPÍTULO IV FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES	52
SECCIÓN 1 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA	52
SECCIÓN 2 FACTORES DE CARGA PARA CARGAS CONSTRUCTIVAS	57
SECCIÓN 3 FACTORES DE CARGA PARA LAS FUERZAS DE GATEADO Y POSTESADO	57
SECCIÓN 4 FACTORES DE CARGA PARA TABLEROS ORTÓTROPOS	58
CAPÍTULO V CARGAS PERMANENTES	58
SECCIÓN 1 CARGAS PERMANENTES: DC, DW Y EV	58
SECCIÓN 2 CARGAS DE SUELO: EH, ES Y DD	59
CAPÍTULO VI SOBRECARGAS	59
SECCIÓN 1 SOBRECARGAS GRAVITATORIAS: LL Y PL	59
SECCIÓN 2 INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA	66
SECCIÓN 3 FUERZAS CENTRÍFUGAS	67
SECCIÓN 4 FUERZA DE FRENADO	68
SECCIÓN 5 FUERZA DE COLISIÓN DE UN VEHÍCULO	68
CAPÍTULO VII CARGAS HIDRÁULICAS	69
SECCIÓN 1 PRESIÓN HIDROSTÁTICA	69

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

SECCIÓN 2 FLOTACIÓN	69
SECCIÓN 3 ACCIONES PRODUCIDAS POR UNA CORRIENTE DE AGUA	70
SECCIÓN 4 ACCIONES PRODUCIDAS POR EL OLEAJE	71
SECCIÓN 5 CAMBIOS EN LAS CONDICIONES DE FUNDACIÓN DEBIDAS AL ESTADO LÍMITE DE SOCAVACIÓN.....	71
CAPÍTULO VIII CARGA DE VIENTO: WL Y WS	72
SECCIÓN 1 PRESIÓN HORIZONTAL DE VIENTO	72
SECCIÓN 2 PRESIÓN VERTICAL DE VIENTO	75
SECCIÓN 3 INESTABILIDAD AEROELÁSTICA	76
CAPÍTULO IX CARGAS DE HIELO	76
CAPÍTULO X EFECTOS SÍSMICOS: EQ.....	76
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES.....	76
SECCIÓN 2 AMENAZA SÍSMICA.....	77
SECCIÓN 3 EFECTOS DE SITIO	81
SECCIÓN 4 CARACTERIZACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA	83
SECCIÓN 5 CLASIFICACIÓN OPERACIONAL	85
SECCIÓN 6 ZONAS DE DESEMPEÑO SÍSMICO	85
SECCIÓN 7 FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA.....	85
SECCIÓN 8 COMBINACIÓN DE EFECTOS DE LAS FUERZAS SÍSMICAS	87
SECCIÓN 9 CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO	87
SECCIÓN 10 REQUISITOS PARA PUENTES TEMPORALES Y CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS.....	92
CAPÍTULO XI EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS Y DD.....	93
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES.....	93
SECCIÓN 2 COMPACTACIÓN.....	93
SECCIÓN 3 PRESENCIA DE AGUA	93
SECCIÓN 4 EFECTO SÍSMICO.....	94
SECCIÓN 5 EMPUJE DE SUELO: EH.....	94
SECCIÓN 6 SOBRECARGAS ES Y LS.....	113
SECCIÓN 7 REDUCCION DEBIDA AL EMPUJE DE SUELO.....	121
SECCIÓN 8 REDUCCION DEBIDA AL EMPUJE DE SUELO.....	121
CAPÍTULO XII EFECTOS DEBIDOS A DEFORMACIONES IMPUESTAS: TU, TG, SH, CR, SE, PS	123
CAPÍTULO XIII FUERZAS FRICCIONALES: FR	125
CAPÍTULO XIV COLISIÓN DE EMBARCACIONES	125
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES.....	125
SECCIÓN 2 RESPONSABILIDAD DEL ORGANISMO EJECUTOR Y DEL PROPIETARIO.....	126
SECCIÓN 3 CLASIFICACIÓN OPERATIVA DEL PUENTE	126
SECCIÓN 4 EMBARCACIÓN DE DISEÑO.....	126
SECCIÓN 5 FRECUENCIA ANUAL DE COLAPSO.....	127
SECCIÓN 6 VELOCIDAD DE COLISIÓN DE DISEÑO.....	132
SECCIÓN 7 ENERGIA DE COLISIÓN DE UNA EMBARCACIÓN.....	133
SECCIÓN 8 FUERZA DE COLISIÓN DE EMBARCACIÓN EN UNA PILA	134
SECCIÓN 9 LONGITUD DE AVERÍA DE PROA	134
SECCIÓN 10 FUERZA DE COLISIÓN DE UNA EMBARCACIÓN EN LA SUPERESTRUCTURA.....	134
SECCIÓN 11 FUERZA DE COLISIÓN DE UNA BARCAZA EN UNA PILA.....	135
SECCIÓN 12 LONGITUD DE DAÑO DE PROA DE UNA BARCAZA.....	136
SECCIÓN 13 DAÑO EN EL ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO	137
SECCIÓN 14 APLICACIÓN DE LAS FUERZAS DE IMPACTO	137
SECCIÓN 15 PROTECCIÓN DE LAS SUBESTRUCTURAS	139
SECCIÓN 16 CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD.....	139
CAPÍTULO XV CARGAS EXPLOSIVAS: BL.....	139
TÍTULO IV ANALISIS Y EVALUACION ESTRUCTURAL	140
CAPÍTULO I CAMPO DE VALIDEZ	140
CAPÍTULO II DEFINICIONES	140

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

CAPÍTULO III SIMBOLOGIA	147
CAPÍTULO IV METODOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES	153
CAPÍTULO V MODELOS MATEMATICOS.....	154
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES.....	154
SECCIÓN 2 COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES	154
SECCIÓN 3 GEOMETRIA	155
SECCIÓN 4 CONDICIONES DE BORDE DE LOS MODELOS.....	159
SECCIÓN 5 ELEMENTOS EQUIVALENTES.....	159
CAPÍTULO VI ANALISIS ESTATICO	159
SECCIÓN 1 INFLUENCIA DE LA GEOMETRIA EN PLANTA	159
SECCIÓN 2 METODOS APROXIMADOS DE ANALISIS	163
SECCIÓN 3 METODOS DE ANALISIS REFINADOS	196
SECCIÓN 4 REDISTRIBUCION DE MOMENTOS NEGATIVOS EN PUENTES DE VIGAS CONTINUAS	200
SECCIÓN 5 ESTABILIDAD.....	200
SECCIÓN 6 ANALISIS PARA GRADIENTE DE TEMPERATURA	200
CAPÍTULO VII ANALISIS DINAMICO	201
SECCIÓN 1 REQUISITOS BASICOS DE LA DINAMICA ESTRUCTURAL.....	201
SECCIÓN 2 RESPUESTAS DINAMICAS ELASTICAS	201
SECCIÓN 3 CAMPO DE VALIDEZ.....	202
SECCIÓN 4 ANALISIS POR CARGAS SISMICAS.....	203
SECCIÓN 5 ANALISIS DE CARGAS DE COLISION.....	207
SECCIÓN 6 ANALISIS DE LOS EFECTOS EXPLOSIVOS	207
CAPÍTULO VIII ANALISIS MEDIANTE MODELOS FISICOS	208
SECCIÓN 1 ENSAYO DE MODLEOS A ESCALA	208
SECCIÓN 2 ENSAYO DE PUENTES EXISTENTES.....	208
TITULO V ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN	208
CAPÍTULO I ALCANCE	208
CAPÍTULO II DEFINICIONES	209
CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA	215
CAPÍTULO IV PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	231
SECCIÓN 1 GENERAL.....	231
SECCIÓN 2 HORMIGÓN DE PESO NORMAL Y HORMIGÓN LIVIANO	231
SECCIÓN 3 ACERO DE REFUERZO.....	235
SECCIÓN 4 ACERO DE PREESFUERZO.....	236
SECCIÓN 5 ANCLAJES Y ACOPLER PARA POSTENSADO	237
SECCIÓN 6 DUCTOS	237
CAPÍTULO V ESTADOS LÍMITE	238
SECCIÓN 1 GENERAL.....	238
SECCIÓN 2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO.....	238
SECCIÓN 3 ESTADO LIMITE DE FATIGA	238
SECCIÓN 4 ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA	240
SECCIÓN 5 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.....	243
CAPÍTULO VI CONSIDERACIONES DE DISEÑO	243
SECCIÓN 1 GENERAL.....	243
SECCIÓN 2 EFECTOS DE DEFORMACIONES IMPUESTAS	244
SECCIÓN 3 MODELO DE PUNTAL - TENSOR.....	244
CAPÍTULO VII DISEÑO PARA EFECTOS DE FUERZAS AXIALES Y DE FLEXIÓN (AASHTO 5.7)	248
SECCIÓN 1 SUPOSICIONES PARA LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO Y FATIGA (AASHTO 5.7.1).....	248
SECCIÓN 2 SUPOSICIONES PARA LOS ESTADOS LIMITE DE RESISTENCIA Y EVENTO EXTREMO (AASHTO 5.7.2)	249
SECCIÓN 3 MIEMBROS A FLEXIÓN (AASHTO 5.7.3)	251
SECCIÓN 4 MIEMBROS A COMPRESIÓN (AASHTO 5.7.4)	260
SECCIÓN 5 APLASTAMIENTO (AASHTO 5.7.5)	267

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

SECCIÓN 6 MIEMBROS A TRACCIÓN (AASHTO 5.7.6).....	268
CAPÍTULO VIII CORTANTE Y TORSIÓN (AASHTO 5.8).....	269
SECCIÓN 1 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO (AASHTO 5.8.1).....	269
SECCIÓN 2 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 5.8.2).....	270
SECCIÓN 3 MODELO DE DISEÑO DE LA SECCIÓN (AASHTO 5.8.3).....	275
SECCIÓN 4 INTERFAZ DE TRANSFERENCIA DE FUERZA CORTANTE – CORTE POR FRICCIÓN (AASHTO 5.8.4)	284
SECCIÓN 5 ESFUERZOS PRINCIPALES EN ALMAS DE PUENTES SEGMENTALES DE HORMIGÓN (AASHTO 5.8.5)	288
SECCIÓN 6 CORTANTE Y TORSION PARA PUENTES SEGMENTALES EN VIGA CAJÓN (AASHTO 5.8.6)	289
CAPÍTULO IX PRETENSADO (AASHTO 5.9).....	294
SECCIÓN 1 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO (AASHTO 5.9.1)	294
SECCIÓN 2 ESFUERZOS DEBIDOS A DEFORMACIONES IMPUESTAS (AASHTO 5.9.2)	296
SECCIÓN 3 LÍMITES DE ESFUERZO PARA LOS TORONES DE PREESFUERZO (AASHTO 5.9.3).....	297
SECCIÓN 4 LÍMITES PARA LOS ESFUERZOS EN EL HORMIGÓN (AASHTO 5.9.4)	298
SECCIÓN 5 PERDIDAS DE FUERZA DE PREESFUERZO (AASHTO 5.9.5)	301
CAPÍTULO X DETALLES DEL REFUERZO (AASHTO 5.10)	311
SECCIÓN 1 RECUBRIMIENTO DEL HORMIGÓN (AASHTO 5.10.1).....	311
SECCIÓN 2 GANCHOS Y DOBLECES (AASHTO 5.10.2).....	312
SECCIÓN 3 ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO (AASHTO 5.10.3)	313
SECCIÓN 4 CONFINAMIENTO DE TORONES (AASHTO 5.10.4)	315
SECCIÓN 5 APOYO DE LOS TORONES EXTERNOS (AASHTO 5.10.5)	320
SECCIÓN 6 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN (AASHTO 5.10.6).....	320
SECCIÓN 7 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN (AASHTO 5.10.7)	321
SECCIÓN 8 REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA (AASHTO 5.10.8).....	321
SECCIÓN 9 ZONAS DE ANCLAJE POSTENSADAS (AASHTO 5.10.9)	323
SECCIÓN 10 ZONAS DE ANCLAJE PRETENSIONADAS (AASHTO 5.10.10).....	335
SECCIÓN 11 DISPOSICIONES PARA DISEÑO SÍSMICO (AASHTO 5.10.11)	336
SECCIÓN 12 REFUERZO PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN DE SECCIÓN RECTANGULAR HUECA (AASHTO 5.10.12)	341
CAPÍTULO XI ANCLAJE Y EMPALME DEL REFUERZO (AASHTO 5.11).....	343
SECCIÓN 1 GENERAL (AASHTO 5.11.1)	343
SECCIÓN 2 DESARROLLO DEL REFUERZO (AASHTO 5.11.2).....	344
SECCIÓN 3 DESARROLLO MEDIANTE ANCLAJES MECÁNICOS (AASHTO 5.11.3)	351
SECCIÓN 4 DESARROLLO DE CABLES DE PREESFORZADO (AASHTO 5.11.4).....	352
SECCIÓN 5 EMPALME DE BARRAS DE REFUERZO (AASHTO 5.11.5)	353
SECCIÓN 6 EMPALMES DE MALLAS ELECTROSOLDADAS (AASHTO 5.11.6).....	357
CAPÍTULO XII DURABILIDAD (AASHTO 5.12)	358
SECCIÓN 1 DEFINICIONES (AASHTO 5.12.1)	358
SECCIÓN 2 AGREGADOS REACTIVOS ANTE REACCIÓN ALCALI SÍLICE (AASHTO 5.12.2)	358
SECCIÓN 3 RECUBRIMIENTO DEL HORMIGÓN (AASHTO 5.12.3).....	358
SECCIÓN 4 RECUBRIMIENTOS PROTECTORES (AASHTO 5.12.4).....	360
SECCIÓN 5 PROTECCIÓN DE LOS TORONES DE PREESFORZADO (AASHTO 5.12.5).....	360
CAPÍTULO XIII MIEMBROS ESPECÍFICOS (AASHTO 5.13)	360
SECCIÓN 1 LOSAS DEL PUENTE (AASHTO 5.13.1)	360
SECCIÓN 2 DIAFRAGMAS, VIGAS DE GRAN ALTURA, MENSULAS, CARTELAS, VIGAS REPISA (AASHTO 5.13.2.)	361
SECCIÓN 3 ZAPATAS (AASHTO 5.13.3.).....	367
SECCIÓN 4 PILOTES DE HORMIGÓN (AASHTO 5.13.4.).....	371
CAPÍTULO XIV DISPOSICIONES PARA VARIOS TIPOS DE ESTRUCTURA (AASHTO 5.14)	375
SECCIÓN 1 VIGAS (AASHTO 5.14.1)	375
SECCIÓN 2 CONSTRUCCION SEGMENTAL (AASHTO 5.14.2)	386
SECCIÓN 3 ARCOS (AASHTO 5.14.3.)	397
SECCIÓN 4 SUPERESTRUCTURAS DE LOSAS (AASHTO 5.14.4.)	398
SECCIÓN 5 REQUISITOS ADICIONALES PARA ALCANTARILLAS (AASHTO 5.14.5.)	402
TÍTULO VI ESTRUCTURAS DE ACERO	403

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

CAPÍTULO I ALCANCE (AASHTO 6.1).....	403
CAPÍTULO II DEFINICIONES (AASHTO 6.2).....	403
CAPÍTULO III NOMENCLATURA (AASHTO 6.3).....	414
CAPÍTULO IV MATERIALES (AASHTO 6.4).....	436
SECCIÓN 1 ACEROS ESTRUCTURALES (AASHTO 6.4.1).....	436
SECCIÓN 2 PASADORES, RODILLOS Y BALANCINES (AASHTO 6.4.2).....	437
SECCIÓN 3 PERNOS, TUERCAS Y ARANDELAS (AASHTO 6.4.3).....	438
SECCIÓN 4 CONECTORES DE CORTANTE TIPO ESPIGO (AASHTO 6.4.4).....	440
SECCIÓN 5 METAL DE SOLDADURA (AASHTO 6.4.5).....	440
SECCIÓN 6 METALES DE FUNDICIÓN (AASHTO 6.4.6).....	440
SECCIÓN 7 ACERO INOXIDABLE (AASHTO 6.4.7).....	441
SECCIÓN 8 CABLES (AASHTO 6.4.8).....	441
CAPÍTULO V ESTADOS LÍMITES (AASHTO 6.5).....	441
SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES (AASHTO 6.5.1).....	441
SECCIÓN 2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 6.5.2).....	442
SECCIÓN 3 ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA (AASHTO 6.5.3).....	442
SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 6.5.4).....	442
SECCIÓN 5 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO (AASHTO 6.5.5).....	444
CAPÍTULO VI CONSIDERACIONES SOBRE EL ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA (AASHTO 6.6).....	445
SECCIÓN 1 FATIGA (AASHTO 6.6.1).....	445
SECCIÓN 2 FRACTURA (AASHTO 6.6.2).....	468
CAPÍTULO VII REQUISITOS GENERALES DE DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO (AASHTO 6.7).....	469
SECCIÓN 1 LONGITUS EFECTIVA DE LUZ (AASHTO 6.7.1).....	469
SECCIÓN 2 CONTRAFLECHA PARA CARGA MUERTA (AASHTO 6.7.2).....	470
SECCIÓN 3 ESPESOR MÍNIMO DEL ACERO (AASHTO 6.7.3).....	470
SECCIÓN 4 DIAFRAGMAS Y ARRIOSTRAMIENTOS TRANSVERSALES (AASHTO 6.7.4).....	471
SECCIÓN 5 ARRIOSTRAMIENTO LATERAL (AASHTO 6.7.5).....	474
SECCIÓN 6 PASADORES (AASHTO 6.7.6).....	475
SECCIÓN 7 VIGAS LAMINADAS Y VIGAS ARMADAS SOLDADAS CURVADAS POR CALENTAMIENTO (AASHTO 6.7.7).....	476
CAPÍTULO VIII MIEMBROS EN TENSIÓN (AASHTO 6.8).....	477
SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES (AASHTO 6.8.1).....	477
SECCIÓN 2 RESISTENCIA A LA TENSIÓN (AASHTO 6.8.2).....	478
SECCIÓN 3 ÁREA NETA (AASHTO 6.8.3).....	483
SECCIÓN 4 LÍMITES DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ (AASHTO 6.8.4).....	483
SECCIÓN 5 MIEMBROS ARMADOS (AASHTO 6.8.5).....	484
SECCIÓN 6 BARRAS DE OJO (AASHTO 6.8.6).....	484
SECCIÓN 7 PLACAS CONECTADAS MEDIANTE PASADORES (AASHTO 6.8.7).....	485
CAPÍTULO IX MIEMBROS EN COMPRESIÓN (AASHTO 6.9).....	486
SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES (AASHTO 6.9.1).....	486
SECCIÓN 2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (AASHTO 6.9.2).....	486
SECCIÓN 3 LÍMITES DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ (AASHTO 6.9.3).....	488
SECCIÓN 4 MIEMBROS DE SECCIÓN NO COMPUESTA (AASHTO 6.9.4).....	488
SECCIÓN 5 MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA (AASHTO 6.9.5).....	503
CAPÍTULO X ELEMENTOS DE SECCIÓN 1 SOLICITADOS A FLEXIÓN (AASHTO 6.10).....	506
SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES (AASHTO 6.10.1).....	506
SECCIÓN 2 LÍMITES APLICABLES A LAS DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL (AASHTO 6.10.2).....	515
SECCIÓN 3 CONSTRUCTIBILIDAD (AASHTO 6.10.3).....	516
SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 6.10.4).....	518
SECCIÓN 5 ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA (AASHTO 6.10.5).....	520
SECCIÓN 6 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 6.10.6).....	521
SECCIÓN 7 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN – SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN POSITIVA (AASHTO 6.10.7).....	522

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

SECCIÓN 8 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN – SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES NO COMPUESTAS (AASHTO 6.10.8).....	525
SECCIÓN 9 RESISTENCIA AL CORTANTE (AASHTO 6.10.9).....	529
SECCIÓN 10 CONECTORES DE CORTANTE (AASHTO 6.10.10).....	533
SECCIÓN 11 RIGIDIZADORES (AASHTO 6.10.11).....	540
SECCIÓN 12 CUBREPLACAS (AASHTO 6.10.12).....	545
CAPÍTULO XI MIEMBROS DE SECCIÓN EN CAJÓN SOLICITADOS POR FLEXIÓN (AASHTO 6.11).....	547
SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES (AASHTO 6.11.1).....	547
SECCIÓN 2 LÍMITES APLICABLES A LAS DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL (AASHTO 6.11.2)....	549
SECCIÓN 3 CONSTRUCTIBILIDAD (AASHTO 6.11.3).....	551
SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 6.11.4).....	552
SECCIÓN 5 ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA (AASHTO 6.11.5).....	553
SECCIÓN 6 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 6.11.6).....	554
SECCIÓN 7 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN – SECCIONES EN FLEXIÓN POSITIVA (AASHTO 6.11.7).....	555
SECCIÓN 8 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN – SECCIONES EN FLEXIÓN NEGATIVA (AASHTO 6.11.8).....	557
SECCIÓN 9 RESISTENCIA AL CORTANTE (AASHTO 6.11.9).....	561
SECCIÓN 10 CONECTORES DE CORTANTE (AASHTO 6.11.10).....	561
SECCIÓN 11 RIGIDIZADORES (AASHTO 6.11.11).....	562
CAPÍTULO XII MIEMBROS VARIOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN (AASHTO 6.12).....	563
SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES (AASHTO 6.12.1).....	563
SECCIÓN 2 RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN (AASHTO 6.12.2).....	565
SECCIÓN 3 RESISTENCIA NOMINAL A LA CORTANTE DE LOS MIEMBROS COMPUESTOS (AASHTO 6.12.3).....	576
CAPÍTULO XIII CONEXIONES Y EMPALMES (AASHTO 6.13).....	577
SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES (AASHTO 6.13.1).....	577
SECCIÓN 2 CONEXIONES PERNADAS (AASHTO 6.13.2).....	578
SECCIÓN 3 CONEXIONES SOLDADAS (AASHTO 6.13.3).....	590
SECCIÓN 4 RESISTENCIA AL DESGARRAMIENTO EN BLOQUE (AASHTO 6.13.4).....	593
SECCIÓN 5 ELEMENTOS DE CONEXIÓN (AASHTO 6.13.5).....	594
SECCIÓN 6 EMPALMES (AASHTO 6.13.6).....	594
SECCIÓN 7 CONEXIONES EN PÓRTICOS RÍGIDOS (AASHTO 6.13.7).....	601
CAPÍTULO XIV REQUISITOS POR TIPO DE ESTRUCTURA (AASHTO 6.14).....	602
SECCIÓN 1 PUENTES DE VIGAS CON TABLERO INFERIOR (AASHTO 6.14.1).....	602
SECCIÓN 2 ARMADURAS (AASHTO 6.14.2).....	602
SECCIÓN 3 SUPERESTRUCTURAS CON TABLEROS ORTOTRÓPICOS (AASHTO 6.14.3).....	611
SECCIÓN 4 ARCOS DE ALMA LLENA (AASHTO 6.14.4).....	612
CAPÍTULO XV PILOTES (AASHTO 6.15).....	614
SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES (AASHTO 6.15.1).....	614
SECCIÓN 2 RESISTENCIA ESTRUCTURAL (AASHTO 6.15.2).....	614
SECCIÓN 3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (AASHTO 6.15.3).....	614
SECCIÓN 4 ESFUERZOS MÁXIMOS ADMISIBLES DE HINCADO (AASHTO 6.15.4).....	614
CAPÍTULO XVI PROVISIONES PARA DISEÑO SÍSMICO (AASHTO 6.16).....	615
SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES (AASHTO 6.16.1).....	615
SECCIÓN 2 MATERIALES (AASHTO 6.16.2).....	615
SECCIÓN 3 REQUISITOS DE DISEÑO PARA UNA ZONA SÍSMICA 1 (AASHTO 6.16.3).....	616
SECCIÓN 4 REQUISITOS DE DISEÑO PARA ZONAS SÍSMICAS 2, 3 Y 4 (AASHTO 6.16.4).....	616
TÍTULO VII TABLEROS Y SISTEMAS DE TABLEROS.....	620
CAPÍTULO I CAMPO DE VALIDEZ (AASHTO 9.1).....	620
CAPÍTULO II DEFINICIONES (AASHTO 3.2).....	620
CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA (AASHTO 9.3).....	624
CAPÍTULO IV REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO (AASHTO 9.4).....	624
SECCIÓN 1 ACCIÓN EN LAS INTERFASES (AASHTO 9.4.1).....	624

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

CAPÍTULO V ESTADOS LÍMITE (AASHTO 9.5)	625
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 9.5.1)	625
SECCIÓN 2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 9.5.2)	626
SECCIÓN 3 ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA (AASHTO 9.5.3)	626
SECCIÓN 4 ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA (AASHTO 9.5.4)	626
SECCIÓN 5 ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTOS EXTREMOS (AASHTO 9.5.5)	627
CAPÍTULO VI ANÁLISIS (AASHTO 9.6)	627
SECCIÓN 1 MÉTODOS DE ANÁLISIS (AASHTO 9.6.1)	627
SECCIÓN 2 CARGAS (AASHTO 9.6.2)	627
CAPÍTULO VII ANÁLISIS (AASHTO 9.7)	627
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 9.7.1)	627
SECCIÓN 2 DISEÑO EMPÍRICO (AASHTO 9.7.2)	628
SECCIÓN 3 DISEÑO TRADICIONAL (AASHTO 9.7.3)	631
SECCIÓN 4 ENCOFRADOS PERDIDOS (AASHTO 9.7.4)	631
SECCIÓN 5 LOSAS DE TABLEROS PREFABRICADAS SOBRE VIGAS (AASHTO 9.7.5)	633
SECCIÓN 6 LOSAS DE TABLEROS EN CONSTRUCCIONES POR DOVELAS (AASHTO 9.7.6)	633
CAPÍTULO VIII TABLEROS METÁLICOS (AASHTO 9.8)	634
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 9.8.1)	634
SECCIÓN 2 TABLEROS DE EMPARRILLADO METÁLICO (AASHTO 9.8.2)	634
SECCIÓN 3 TABLEROS ORTÓTROPOS DE ACERO (AASHTO 9.8.3)	637
SECCIÓN 4 TABLEROS ORTÓTROPOS DE ALUMINIO (AASHTO 9.8.4)	641
SECCIÓN 5 TABLEROS DE METAL CORRUGADO (AASHTO 9.8.5)	641
TÍTULO VIII CIMENTACIONES	642
CAPÍTULO I ALCANCE (AASHTO 10.1)	642
CAPÍTULO II DEFINICIONES (AASHTO 10.2)	642
CAPÍTULO III NOMENCLATURA (AASHTO 10.3)	648
CAPÍTULO IV PROPIEDADES DEL SUELO Y DE LA ROCA (AASHTO 10.4)	661
SECCIÓN 1 NECESIDADES DE INFORMACIÓN (AASHTO 10.4.1)	661
SECCIÓN 2 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO (AASHTO 10.4.2)	661
SECCIÓN 3 PRUEBAS DE LABORATORIO (AASHTO 10.4.3)	665
SECCIÓN 4 PRUEBAS IN SITU (AASHTO 10.4.4)	665
SECCIÓN 5 PRUEBAS GEOFÍSICAS (AASHTO 10.4.5)	666
SECCIÓN 6 SELECCIÓN DE LAS PROPIEDADES DE DISEÑO (AASHTO 10.4.6)	666
CAPÍTULO V ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA (AASHTO 10.5)	679
SECCIÓN 1 GENERAL (AASHTO 10.5.1)	679
SECCIÓN 2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 10.5.2)	680
SECCIÓN 3 ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 10.5.3)	681
SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO (AASHTO 10.5.4)	682
SECCIÓN 5 FACTORES DE RESISTENCIA (AASHTO 10.5.5)	684
CAPÍTULO VI ZAPATAS (AASHTO 10.6)	691
SECCIÓN 1 CONSIDERACIONES GENERALES (AASHTO 10.6.1)	691
SECCIÓN 2 DISEÑO POR ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (10.6.2)	693
SECCIÓN 3 ESTADO LÍMITE DE DISEÑO (AASHTO 10.6.3)	705
SECCIÓN 4 EVENTO EXTREMO DEL ESTADO LÍMITE DE DISEÑO (AASHTO 10.6.4)	720
SECCIÓN 5 DISEÑO ESTRUCTURAL (AASHTO 10.6.5)	720
CAPÍTULO VII PILOTES HINCADOS (AASHTO 10.7)	721
SECCIÓN 1 GENERAL (AASHTO 10.7.1)	721
SECCIÓN 2 DISEÑO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 10.7.2)	723
SECCIÓN 3 DISEÑO DEL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 10.7.3)	729
SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO (AASHTO 10.7.4)	746
SECCIÓN 5 CORROSIÓN Y EL DETERIORO (AASHTO 10.7.5)	746
SECCIÓN 6 DETERMINACIÓN DE LA PENETRACIÓN MÍNIMA DEL PILOTE (AASHTO 10.7.6)	747

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

SECCIÓN 7 DETERMINACIÓN DE R_{NDR} UTILIZADO PARA ESTABLECER CRITERIOS CONTRACTUALES DE MANEJO DE RESISTENCIA NOMINAL AL APLASTAMIENTO (AASHTO 10.7.7).....	748
SECCIÓN 8 ANÁLISIS DE MANEJABILIDAD (AASHTO 10.7.8).....	749
SECCIÓN 9 PILES DE SONDA (AASHTO 10.7.9).....	750
CAPÍTULO VIII POZOS PERFORADOS (AASHTO 10.8).....	751
SECCIÓN 1 GENERAL (AASHTO 10.8.1).....	751
SECCIÓN 2 DISEÑO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 10.8.2).....	753
SECCIÓN 3 DISEÑO DE ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 10.8.3).....	753
SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO (AASHTO 10.8.4).....	764
CAPÍTULO IX MICROPILOTES (AASHTO 10.9).....	765
SECCIÓN 1 GENERAL (AASHTO 10.9.1).....	765
SECCIÓN 2 DISEÑO DE ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 10.9.2).....	766
SECCIÓN 3 DISEÑO DEL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 10.9.3).....	767
SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO (AASHTO 10.9.4).....	775
SECCIÓN 5 CORROSIÓN Y DETERIORO (AASHTO 10.9.5).....	775
TÍTULO IX MUROS, ESTRIBOS Y PILAS.....	776
CAPÍTULO I CAMPO DE VALIDEZ (AASHTO 11.1).....	776
CAPÍTULO II DEFINICIONES (AASHTO 11.2).....	776
CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA (AASHTO 11.3).....	778
CAPÍTULO IV PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES (AASHTO 11.4).....	784
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 11.4.1).....	784
SECCIÓN 2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO (AASHTO 11.4.2).....	785
CAPÍTULO V ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA (AASHTO 11.5).....	785
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 11.5.1).....	785
SECCIÓN 2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 11.5.2).....	786
SECCIÓN 3 ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 11.5.3).....	786
SECCIÓN 4 ESTADOS LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTOS EXTREMOS (AASHTO 11.5.4).....	786
SECCIÓN 5 REQUISITOS DE RESISTENCIA (AASHTO 11.5.5).....	787
SECCIÓN 6 COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGA (AASHTO 11.5.6).....	787
SECCIÓN 7 FACTORES DE RESISTENCIA – ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y RESISTENCIA (AASHTO 11.5.7).....	788
SECCIÓN 8 FACTORES DE RESISTENCIA – ESTADOS LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO (AASHTO 11.5.8).....	790
CAPÍTULO VI ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA (AASHTO 11.6).....	791
SECCIÓN 1 CONSIDERACIONES GENERALES (AASHTO 11.6.1).....	791
SECCIÓN 2 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 11.6.2).....	792
SECCIÓN 3 CAPACIDAD PORTANTE Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 11.6.3).....	793
SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES (AASHTO 11.6.4).....	797
SECCIÓN 5 DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRIBOS Y MUROS CONVENCIONALES DE CONTENCIÓN (AASHTO 11.6.5).....	797
SECCIÓN 6 DRENAJE (AASHTO 11.6.6).....	803
CAPÍTULO VII PILAS DE PUENTE (AASHTO 11.7).....	803
SECCIÓN 1 SOLICITACIONES EN LAS PILAS DE PUENTE (AASHTO 11.7.1).....	803
SECCIÓN 2 PROTECCIÓN DE LAS PILAS (AASHTO 11.7.2).....	803
CAPÍTULO VIII MUROS EN VOLADIZO O TIPO PANTALLA (AASHTO 11.8).....	804
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 11.8.1).....	804
SECCIÓN 2 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 11.8.2).....	804
SECCIÓN 3 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 11.8.3).....	804
SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO EN EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 11.8.4).....	804
SECCIÓN 5 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES (AASHTO 11.8.5).....	805
SECCIÓN 6 DISEÑO SÍSMICO DE MUROS TIPO PANTALLA (AASHTO 11.8.6).....	805
SECCIÓN 7 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN (AASHTO 11.8.7).....	807

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

SECCIÓN 8 DRENAJE (AASHTO 11.8.8).....	807
CAPÍTULO IX MUROS ANCLADOS (AASHTO 11.9)	808
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 11.9.1)	808
SECCIÓN 2 CARGAS (AASHTO 11.9.2)	808
SECCIÓN 3 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 11.9.3)	809
SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO (AASHTO 11.9.4)	809
SECCIÓN 5 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES (AASHTO 11.9.5).....	810
SECCIÓN 6 DISEÑO SÍSMICO (AASHTO 11.9.6)	811
SECCIÓN 7 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN (AASHTO 11.9.7)	811
SECCIÓN 8 CONSTRUCCIÓN E INSTALACIÓN (AASHTO 11.9.8).....	811
SECCIÓN 9 DRENAJE (AASHTO 11.9.9).....	811
CAPÍTULO X MUROS DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE (AASHTO 11.10).....	812
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 11.10.1)	812
SECCIÓN 2 DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA (AASHTO 11.10.2).....	813
SECCIÓN 3 CARGAS (AASHTO 11.10.3)	817
SECCIÓN 4 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 11.10.4)	817
SECCIÓN 5 SEGURIDAD CONTRA LA FALLA DEL SUELO (ESTABILIDAD EXTERNA) (AASHTO 11.10.5).....	818
SECCIÓN 6 SEGURIDAD CONTRA LA FALLA ESTRUCTURAL (ESTABILIDAD INTERNA) (AASHTO 11.10.6)	820
SECCIÓN 7 DISEÑO SÍSMICO DE MUROS ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE (AASHTO 11.10.6).....	839
SECCIÓN 8 DRENAJE (AASHTO 11.10.8).....	847
SECCIÓN 9 EROSIÓN SUBSUPERFICIAL (AASHTO 11.10.9).....	847
SECCIÓN 10 CONDICIONES DE CARGA ESPECIALES (AASHTO 11.10.10).....	847
SECCIÓN 11 ESTRIBOS MSE (AASHTO 11.10.11).....	852
CAPÍTULO XI MUROS MODULARES PREFABRICADOS (AASHTO 11.11)	854
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 11.11.1)	854
SECCIÓN 2 CARGAS (AASHTO 11.11.2)	854
SECCIÓN 3 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (AASHTO 11.11.3)	854
SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA LA FALLA DEL SUELO (AASHTO 11.11.4).....	854
SECCIÓN 5 SEGURIDAD CONTRA LA FALLA ESTRUCTURAL (AASHTO 11.11.5)	855
SECCIÓN 6 DISEÑO SISMORRESISTENTE PARA MUROS MODULARES PREFABRICADOS (AASHTO 11.11.6).....	856
SECCIÓN 7 ESTRIBOS (AASHTO 11.11.7).....	856
SECCIÓN 8 DRENAJE (AASHTO 11.11.8).....	857
TÍTULO X ESTRUCTURAS ENTERRADAS Y REVESTIMIENTOS PARA TÚNELES	857
CAPÍTULO I ALCANCE (AASHTO 12.1).....	857
CAPÍTULO II DEFINICIONES (AASHTO 12.2).....	858
CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA (AASHTO 12.3).....	858
CAPÍTULO IV PROPIEDADES DEL SUELO Y DE LOS MATERIALES (AASHTO 12.4).....	869
SECCIÓN 1 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO (AASHTO 12.4.1)	869
SECCIÓN 2 MATERIALES (AASHTO 12.4.2).....	870
CAPÍTULO V ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA (AASHTO 12.5).....	871
SECCIÓN 1 SUELO REQUISITOS GENERALES (AASHTO 12.5.1).....	871
SECCIÓN 2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO (AASHTO 12.5.2)	871
SECCIÓN 3 ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 12.5.3).....	871
SECCIÓN 4 FACTORES DE MODIFICACION DE LAS CARGAS Y FACTORES DE CARGA (AASHTO 12.5.4).....	872
SECCIÓN 5 FACTORES DE RESISTENCIA (AASHTO 12.5.5).....	872
SECCIÓN 6 LIMITES DE FLEXIBILIDAD Y RIGIDEZ CONSTRUCTIVA (AASHTO 12.5.6)	873
CAPÍTULO VI CARACTERISTICAS GENERALES DE DISEÑO (AASHTO 12.6).....	875
SECCIÓN 1 CARGAS (AASHTO 12.6.1)	875
SECCIÓN 2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO (AASHTO 12.6.2)	875
SECCIÓN 3 SEGURIDAD CONTRA FALLAS DE SUELO (AASHTO 12.6.3)	877
SECCIÓN 4 DISEÑO HIDRÁULICO (AASHTO 12.6.4).....	877
SECCIÓN 5 SOCAVACIÓN (AASHTO 12.6.5).....	878

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

SECCIÓN 6 ENVOLVENTE DE SUELO (AASHTO 12.6.6).....	878
SECCIÓN 7 MINIMA SEPARACIÓN ENTRE MULTIPLES LINEAS DE TUBOS (AASHTO 12.6.7)	879
SECCIÓN 8 TRATAMIENTO DE LOS EXTREMOS (AASHTO 12.6.8)	879
SECCIÓN 9 CONDICIONES CORROSIVAS Y ABRASIVAS (AASHTO 12.6.9)	880
CAPÍTULO VII TUBOS, ARCOS Y ARCOS CERRADOS METÁLICOS (AASHTO 12.7)	880
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 12.7.1)	880
SECCIÓN 2 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES (AASHTO 12.6.1).....	880
SECCIÓN 3 TUBOS CON REVESTIMIENTO INTERIOR LISO (AASHTO 12.7.3)	882
SECCIÓN 4 ELEMENTOS RIGIDIZADORES PARA LAS ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES (AASHTO 12.7.4).....	882
SECCIÓN 5 CONSTRUCCIÓN E INSTALACIÓN (AASHTO 12.7.5).....	883
CAPÍTULO VIII ESTRUCTURAS DE GRAN ANCHO CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES (AASHTO 12.8)	883
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 12.8.1)	883
SECCIÓN 2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO (AASHTO 12.8.2)	884
SECCIÓN 3 SEGURIDAD CONTRA FALLAS (AASHTO 12.8.3)	884
SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES – DISEÑO DE FUNDACIONES (AASHTO 12.8.4).....	886
SECCIÓN 5 SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES – DISEÑO DE LA ENVOLVENTE DE SUELO (AASHTO 12.8.5)	887
SECCIÓN 6 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES – TRATAMIENTO DE LOS EXTREMOS (AASHTO 12.6.1)	889
SECCIÓN 7 LOSAS DE ALIVIO DE CONCRETO (AASHTO 12.8.7)	892
SECCIÓN 8 CONSTRUCCIÓN E INSTALACIÓN (AASHTO 12.8.8).....	892
SECCIÓN 9 ESTRUCTURAS DE PLACAS ESTRUCTURALES CON CORRUGADO PROFUNDO (AASHTO 12.8.9)	892
CAPÍTULO IX ESTRUCTURAS TIPO CAJÓN CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES (AASHTO 12.9).....	895
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 12.9.1)	895
SECCIÓN 2 CARGAS (AASHTO 12.9.2)	895
SECCIÓN 3 ESTADO LIMITE DE SERVICIO (AASHTO 12.9.3)	895
SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES (AASHTO 12.9.4)	895
SECCIÓN 5 CONSTRUCCION E INSTALACION (AASHTO 12.9.5).....	902
CAPÍTULO X TUBOS DE CONCRETO REFORZADO (AASHTO 12.10)	902
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 12.10.1)	902
SECCIÓN 2 CARGAS (AASHTO 12.10.2)	902
SECCIÓN 3 ESTADO LIMITE DE SERVICIO (AASHTO 12.10.3)	907
SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES (AASHTO 12.10.4)	907
SECCIÓN 1 CONSTRUCCION E INSTALACION (AASHTO 12.10.5).....	919
CAPÍTULO XI ALCANTARILLAS TIPO CAJON DE CONCRETO REFORZADO COLADO IN SITU Y PREFABRICADO Y ARCOS DE CONCRETO REFORZADO COLADO IN SITU (AASHTO 12.11).....	919
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 12.11.1)	919
SECCIÓN 2 DISTRIBUCION DE CARGAS Y LAS SOBRECARGAS (AASHTO 12.11.2)	919
SECCIÓN 3 ESTADO LIMITE DE SERVICIO (AASHTO 12.11.3)	923
SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES (AASHTO 12.11.4).....	923
SECCIÓN 5 CONSTRUCCION E INSTALACION (AASHTO 12.11.5).....	924
CAPÍTULO XII TUBOS TERMOPLÁSTICOS (AASHTO 12.12)	924
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 12.12.1)	924
SECCIÓN 2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO (AASHTO 12.12.2)	924
SECCIÓN 3 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES (AASHTO 12.12.3).....	926
SECCIÓN 4 CONSTRUCCION E INSTALACION (AASHTO 12.12.4).....	937
CAPÍTULO XIII PLACAS DE ACERO UTILIZADAS COMO REVESTIMIENTO DE TÚNELES (AASHTO 12.13)	938
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 12.13.1)	938
SECCIÓN 2 CARGAS (AASHTO 12.13.2)	938
SECCIÓN 3 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES (AASHTO 12.13.3).....	939
CAPÍTULO XIV ESTRUCTURAS DE TRES LADOS DE CONCRETO REFORZADO PREFABRICADO (AASHTO 12.14)	941
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 12.14.1)	941

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

SECCIÓN 2 MATERIALES (AASHTO 12.14.2).....	941
SECCIÓN 3 RECUBRIMIENTO DE CONCRETO SOBRE EL REFUERZO (AASHTO 12.14.3).....	942
SECCIÓN 4 PROPIEDADES GEOMETRICAS (AASHTO 12.14.4).....	942
SECCIÓN 5 DISEÑO (AASHTO 12.14.5).....	942
TÍTULO XI DEFENSAS Y BARANDAS	943
CAPÍTULO I ALCANCE (AASHTO 13.1).....	944
CAPÍTULO II DEFINICIONES (AASHTO 13.2).....	944
CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA (AASHTO 13.3).....	946
CAPÍTULO IV SIMBOLOGÍA (AASHTO 13.4)	949
CAPÍTULO V MATERIALES (AASHTO 13.5).....	950
CAPÍTULO VI ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA (AASHTO 13.6).....	950
SECCIÓN 1 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA (AASHTO 13.6.1).....	951
SECCIÓN 2 ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO (AASHTO 13.6.2)	951
CAPÍTULO VII DEFENSAS VEHICULARES (AASHTO 13.7).....	951
SECCIÓN 1 SISTEMAS DE DEFENSAS (AASHTO 13.7.1)	951
SECCIÓN 2 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE NIVELES DE COMPORTAMIENTO DE DEFENSAS PARA PUENTES (AASHTO 13.7.2).....	952
SECCIÓN 3 DISEÑO DE LAS DEFENSAS (AASHTO 13.7.3)	954
CAPÍTULO VIII BARANDAS PARA PEATONES (AASHTO 13.8)	955
SECCIÓN 1 GEOMETRÍA (AASHTO 13.8.1)	955
SECCIÓN 2 SOBRECARGAS NOMINALES (AASHTO 13.8.2).....	956
CAPÍTULO IX BARANDAS PARA CICLISTAS (AASHTO 13.9).....	957
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 13.9.1).....	957
SECCIÓN 2 GEOMETRÍA (AASHTO 13.9.2)	957
SECCIÓN 3 SOBRECARGAS NOMINALES (AASHTO 13.9.3).....	957
CAPÍTULO X DEFENSAS COMBINADAS (AASHTO 13.10)	958
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 13.10.1)	958
SECCIÓN 2 GEOMETRÍA (AASHTO 13.10.2)	958
SECCIÓN 3 SOBRECARGAS NOMINALES (AASHTO 13.10.3).....	959
CAPÍTULO XI DEFENSAS COMBINADAS (AASHTO 13.11)	959
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 13.11.1)	959
SECCIÓN 2 VEREDAS (AASHTO 13.11.2)	959
SECCIÓN 3 DEFENSAS (AASHTO 13.11.3).....	959
TÍTULO XII JUNTAS Y APOYOS.....	960
CAPÍTULO I CAMPO DE VALIDEZ (AASHTO 14.1).....	960
CAPÍTULO II DEFINICIONES (AASHTO 14.2).....	960
CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA (AASHTO 14.3).....	963
CAPÍTULO IV MOVIMIENTOS Y CARGAS (AASHTO 14.4)	970
SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES (AASHTO 14.4.1)	970
SECCIÓN 2 REQUISITOS DE DISEÑO (AASHTO 14.4.2)	971
CAPÍTULO V JUNTAS PARA PUENTES (AASHTO 14.5).....	972
SECCIÓN 1 REQUISITOS (AASHTO 14.5.1).....	972
SECCIÓN 2 SELECCIÓN (AASHTO 14.5.2)	974
SECCIÓN 3 REQUISITOS DE DISEÑO (AASHTO 14.5.3)	975
SECCIÓN 4 FABRICACIÓN (AASHTO 14.5.4)	977
SECCIÓN 5 INSTALACIÓN (AASHTO 14.5.5)	978
SECCIÓN 6 CONSIDERACIONES ESPECÍFICAS PARA CADA TIPO DE JUNTA (AASHTO 14.5.6).....	979
CAPÍTULO VI REQUISITOS PARA LOS APOYOS (AASHTO 14.6)	990
SECCIÓN 1 GENERAL (AASHTO 14.6.1)	990
SECCIÓN 2 GENERAL (AASHTO 14.6.2)	991

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

SECCIÓN 3 SOLICITACIONES RESULTANTES DE LA RESTRICCIÓN DE MOVIMIENTO EN EL APOYO (AASHTO 14.6.3)	992
SECCIÓN 4 FABRICACIÓN, INSTALACIÓN, ENSAYO Y TRANSPORTE (AASHTO 14.6.4)	995
SECCIÓN 5 DISPOSICIONES PARA APOYOS ANTE EVENTOS SÍSMICOS Y OTROS EVENTOS EXTREMOS (AASHTO 14.6.5)	995
CAPÍTULO VII DISPOSICIONES ESPECIALES PARA APOYOS (AASHTO 14.6).....	996
SECCIÓN 1 APOYOS METÁLICOS TIPO ROCKER Y ROLLER (BALANCINES Y RODILLOS) (AASHTO 14.7.1).....	997
SECCIÓN 2 SUPERFICIES DESLIZANTES DE “POLYTETRAFLUORETHYLENE – PTFE” (AASHTO 14.7.2)	998
SECCIÓN 3 APOYOS CON SUPERFICIES DESLIZANTES CURVAS (AASHTO 14.7.2).....	1001
SECCIÓN 4 APOYOS TIPO POT (AASHTO 14.7.4).....	1003
SECCIÓN 5 APOYOS ELASTOMÉRICOS REFORZADOS CON ACERO – MÉTODO B (AASHTO 14.7.5)	1008
SECCIÓN 6 ALMOHADILLAS ELASTOMÉRICAS Y APOYOS ELASTOMÉRICOS REFORZADOS CON ACERO – MÉTODO A (AASHTO 14.7.6).....	1017
SECCIÓN 7 SUPERFICIES DESLIZANTES DE BRONCE O ALEACIÓN DE COBRE (AASHTO 14.7.7)	1023
SECCIÓN 8 APOYOS DE DISCO (AASHTO 14.7.8).....	1024
SECCIÓN 9 GUÍAS Y RESTRICCIONES (AASHTO 14.7.9)	1026
SECCIÓN 10 OTROS SISTEMAS DE APOYO (AASHTO 14.7.10).....	1027
CAPÍTULO VIII PLACAS DE CARGA Y ANCLAJES PARA APOYOS (AASHTO 14.8)	1028
SECCIÓN 1 PLACAS PARA DISTRIBUCIÓN DE CARGA (AASHTO 14.8.1).....	1028
SECCIÓN 2 PLACAS DE ESPESOR VARIABLE (AASHTO 14.8.2).....	1028
SECCIÓN 3 ACLAJE Y BULONES DE ANCLAJE (AASHTO 14.8.3)	1029
CAPÍTULO IX PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN (AASHTO 14.9)	1030
TÍTULO XIII REFERENCIAS.....	1030
AASHTO 1.3.	1032
AASHTO 5.15.	1033
AASHTO 6.17	1039
AASHTO 10.10	1054
AASHTO 11.12	1061
AASHTO 12.15	1065
AASHTO 14.11	1066

TÍTULO I OBJETIVO, CAMPO DE APLICACIÓN Y FILOSOFÍA DE DISEÑO

CAPÍTULO I OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Artículo 1. OBJETIVO. Establecer los requisitos mínimos que se deberán cumplir para la realización del diseño de puentes viales tanto fijos como móviles.

Artículo 2. CAMPO DE APLICACIÓN. Este reglamento será de aplicación para todos los proyectos de puentes a ser construidos en el Territorio Nacional.

Artículo 3. MÉTODO DE DISEÑO. Las disposiciones de diseño de estas especificaciones emplean el Método de Diseño con Factores de Carga y Resistencia [LRFD - Load and Resistance Factor Design].

CAPÍTULO II DEFINICIONES

Artículo 4. DEFINICIONES. Para los fines de este reglamento se emplearán los siguientes términos:

1. **Carga mayorada.** Cargas nominales multiplicadas por el factor de carga apropiado especificado por la combinación de carga bajo consideración.
2. **Ciclo de vida de diseño.** Periodo de tiempo en el cual se basa la derivación estadística de las cargas transitorias: 75 años para esta Norma.
3. **Ciclo de vida de servicio.** El periodo de tiempo en el que se espera que el puente permanezca en operación.
4. **Colapso.** Cambio considerable en la geometría de un puente que inhabilita su uso.
5. **Componente.** Elemento especial o la combinación de elementos del puente que requiere una consideración individual de diseño.
6. **Diseño.** Dimensionamiento y detallado de los elementos y conexiones de un puente.
7. **Ductilidad.** Propiedad de un elemento o conexión que permite una respuesta inelástica.
8. **Estado límite.** Condición más allá de la cual el puente o componente deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.
9. **Estado límite de eventos extremos.** Estados límite relacionados con eventos tales como sismos, cargas especiales y colisiones de vehículos o embarcaciones, con periodos de retorno mayores que el periodo de diseño del puente.
10. **Estados límite de resistencia.** Estados límite que se relacionan con la resistencia y la estabilidad durante el ciclo de vida de diseño.

11. **Estados límite de servicio.** Estados límite que se relacionan con las tensiones, deformaciones, y fisuración bajo condiciones regulares de operación.
12. **Estructura con múltiples trayectorias de carga.** Estructura capaz de soportar las cargas especificadas después de la pérdida de un componente portante principal o conexión.
13. **Evaluación.** Determinación de la capacidad de carga de un puente existente.
14. **Factor de carga.** Multiplicador de base estadística aplicado a efectos de fuerzas que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de precisión en los análisis, y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.
15. **Factor de resistencia.** Multiplicador de base estadística aplicado a la resistencia nominal que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra, unido a la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través del proceso de calibración.
16. **Ingeniero.** Persona responsable por el diseño de un puente y/o la revisión de diseños requeridos por la obra, así como los planos de montaje.
17. **Método de diseño con factores de carga y resistencia [Load and resistance factor design (LRFD)].** Metodología de diseño basada en la teoría de confiabilidad estructural en la cual los efectos de las fuerzas causados por cargas mayoradas no podrán exceder la resistencia minorada de los componentes.
18. **Modelo.** La idealización de una estructura con el objeto de analizarla.
19. **Modificador de carga.** Factor que tiene en cuenta la ductilidad, la redundancia y la clasificación operacional de un puente.
20. **Propietario.** Para la siguiente Norma, se deberá entender que el INVIAS es el propietario de los puentes o a su vez la Entidad Gubernamental que está encargada.
21. **Puente.** Cualquier estructura que tenga un ancho no menor de 6m que forma parte de una carretera o que está localizado sobre o bajo una carretera.
22. **Puente fijo.** Puente con luz vehicular definida.
23. **Puente móvil.** Puente con luz vehicular variable.
24. **Rehabilitación.** Proceso mediante el cual se restablece o se incrementa la resistencia del puente.
25. **Resistencia mayorada.** Resistencia nominal multiplicada por un factor de resistencia.
26. **Resistencia nominal.** Resistencia de un componente o conexión a las solicitaciones de las fuerzas, según lo indicado por las dimensiones especificadas en los documentos contractuales y por las tensiones admisibles.
27. **Servicio Regular.** Condición que excluye la presencia de vehículos que requieran

permisos especiales, vientos.

28. **Solicitud.** Deformación, tensión o esfuerzo resultante (v.gr. fuerza axial, fuerza cortante, momento flector o torsor) causado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas, o cambios volumétricos.

CAPÍTULO III FILOSOFÍA DE DISEÑO

Artículo 5. GENERALIDADES. Los puentes deberán diseñarse para los estados límite especificados para obtener los objetivos de ser construible, seguridad y servicio, considerando debidamente aspectos relacionados con la facilidad de inspección, economía, y estética, según lo especificado en el Título II Capítulo V.

Artículo 6. ESTADOS LÍMITES. La Ec. 1 deberá satisfacerse para todas las solicitaciones y combinaciones especificadas, independientemente del tipo de análisis utilizado.

Generalidades. Cada componente y conexión deberán satisfacer la

Artículo 7. Ec. 1 para cada estado límite, a menos que se especifique lo contrario. Para estados límite de servicio y de eventos extremos, los factores de resistencia deberán tomarse como 1.0, excepto para pernos, para los cuales deberán aplicarse las disposiciones del Título VI Capítulo V Sección 5, y para las columnas de concreto, para las cuales deberán aplicarse las disposiciones del Artículo 359 y Artículo 359a)4. Todos los estados límite deberán considerarse de igual importancia.

Ec. 1

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

En la cual:

Para cargas para las cuales es apropiado el valor máximo γ_i :

Ec. 2

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Para cargas para las cuales es apropiado un valor mínimo de γ_i :

Ec. 3

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

Donde:

γ_i = el factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

ϕ = factor de resistencia: multiplicador base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

η_i = el factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

η_D = factor relacionado con la ductilidad, como se especifica en el Artículo 8.

η_R = factor relacionado con la redundancia, como se especifica en el Artículo 9.

η_I = factor relacionado con la importancia operativa, como se especifica en el Artículo 10.

Q_i = la solicitación.

R_n = la resistencia nominal.

R_r = la resistencia minorada: ϕR_n .

- a) **Estado límite de Servicio.** El estado límite de servicio se deberá considerar como el conjunto de restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones, y anchos de fisura bajo condiciones regulares de servicio.
- b) **Estado límite de fatiga y fractura.** El estado límite de fatiga se deberá considerar como el conjunto de restricciones impuestas al rango de tensiones como resultado del paso de un único camión de diseño, ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión.
- c) **Estado Límite de Resistencia.** El estado límite de resistencia se deberá considerar para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera que un puente experimente durante su ciclo de vida de diseño.
- d) **Estados límite de Eventos Extremos.** El estado límite de eventos extremos se deberá considerar para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo o inundación severos, o cuando se presenta choque con una embarcación, o un vehículo, posiblemente bajo condiciones de socavación.

Artículo 8. DUCTILIDAD. El sistema estructural de un puente se deberá dimensionar y detallar para garantizar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límite de resistencia y de eventos extremos antes de la falla. Los dispositivos de disipación de energía podrán sustituirse por sistemas sismo resistentes dúctiles convencionales y siguiendo la metodología correspondiente a la que se refieren estas especificaciones o en AASHTO Guide Specifications for Seismic Design of Bridges.

- a) Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1.05$ para componentes y conexiones no dúctiles;

= 1.00 para diseños convencionales y detalles que cumplen con estas especificaciones;

≥ 0.95 para los componentes y conexiones para las cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de las requeridas por estas especificaciones.

- b) Para todos los demás estados límite:

$\eta_D = 1.00$

Artículo 9. REDUNDANCIA. Estructuras con múltiples trayectorias de carga y estructuras continuas deberán ser usadas, a menos que existan motivos justificados para no hacerlo.

- a) Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1.05$ para miembros no redundantes

= 1.00 para niveles convencionales de redundancia, elementos de cimentación donde ϕ representa la redundancia, como se especifica en el Título VIII Capítulo V.

= 0.95 para niveles excepcionales de redundancia más allá de vigas continuas y una sección transversal cerrada a la torsión

b) Para todos los demás estados límite:

$$\eta_R = 1.00$$

Artículo 10. IMPORTANCIA OPERACIONAL. Este artículo deberá aplicarse únicamente a los estados límite de resistencia y de eventos extremos. La autoridad competente podrá declarar que un puente o cualquier componente estructural o conexión del mismo tienen prioridad operativa.

a) Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1.05$ para puentes críticos o esenciales

= 1.00 para puentes típicos

= 0.95 para puentes de relativamente poca importancia

b) Para todos los demás estados límite:

$$\eta_I = 1.00$$

Artículo 11. UNIDADES. Las unidades utilizadas en este Reglamento corresponden al Sistema Internacional de Unidades.

TÍTULO II

PROYECTO GENERAL Y CARACTERÍSTICAS DE UBICACIÓN

CAPÍTULO I OBJETIVO

Artículo 12. OBJETIVO. Especificar los requisitos mínimos de diseño para los gálibos, protección ambiental, estética, estudios geológicos, economía, aptitud de servicio, transitabilidad, durabilidad, constructibilidad, inspeccionabilidad y mantenimiento de puentes.

CAPÍTULO II DEFINICIONES

Artículo 13. DEFINICIONES. Para los fines de este reglamento se emplearán los siguientes términos:

1. **Ancho de vereda (“Sidewalk width”).** Espacio sin obstrucciones para uso exclusivamente peatonal, entre barandas o entre un cordón y una baranda.
2. **Cauce estable (“Stable channel”).** Condición que existe cuando una corriente tiene una pendiente de fondo y una sección transversal tal, que posibilita a la corriente transportar el agua y el sedimento aportado por la cuenca de aguas arriba, sin significativa socavación ni sedimentación en el lecho, ni erosión de las márgenes.

3. **Caudal de diseño (“Design discharge”).** Máximo flujo de agua que podrá pasar bajo el puente sin exceder las restricciones adoptadas para el proyecto.
4. **Crecida de diseño para el paso libre del agua (“Design flood for waterway opening”).** El caudal pico, volumen, nivel o elevación de la cresta de la onda, y su correspondiente probabilidad de excedencia que son seleccionados para el proyecto de una carretera o puente sobre un curso de agua o planicie de inundación. Por definición, la carretera o puente no se deberá inundar en ocasión de una crecida de diseño para el paso libre del agua.
5. **Crecida de diseño para socavación del puente (“Design flood for bridge scour”).** El flujo de una crecida igual o menor al de la crecida de recurrencia **100 años**, que provoca la socavación más profunda en la fundación del puente. La carretera o el puente se podrán inundar en ocasión de la crecida de diseño para socavación del puente. La peor condición de socavación podrá ser provocada por una crecida de sobrepaso, como resultado de la presión del flujo.
6. **Crecida de recurrencia R = 100 Años (“One-hundred-year flood”).** Pico de una crecida anual provocada por una tormenta y/o marea, que tiene una probabilidad del **1%** de ser igualado o superado en un año cualquiera.
7. **Crecida de recurrencia 500 Años (“Five-hundred-year flood”).** Pico de una crecida anual provocada por una tormenta y/o marea, que tiene una probabilidad del **0.2%** de ser igualado o superado en un año cualquiera.
8. **Crecida de sobrepaso o de desborde (“Overtopping flood”).** Flujo de una crecida que, si es superado, resulta en un sobrepaso de una carretera o puente, una divisoria de aguas o de estructuras previstas como aliviaderos de emergencia. La peor condición de socavación podrá ser provocada por una crecida de sobrepaso.
9. **Crecida de verificación para socavación del puente (“Check flood for bridge scour”).** Crecida de verificación para socavación. La crecida originada por una tormenta, oleaje resultante de una tormenta y/o de una marea con un aporte de flujo mayor que el de la crecida de diseño para socavación, pero en ningún caso una crecida con un intervalo de recurrencia superior a los **500 años** habitualmente usados. La crecida de control para la socavación de puentes se emplea para investigar y evaluar la fundación de un puente, a fin de determinar si ésta podrá soportar dicho flujo y la socavación asociada al mismo, permaneciendo totalmente estable. Ver también “Crecida extraordinaria”.
10. **Crecida extraordinaria (“Superflood”).** Cualquier crecida o marea con un flujo mayor que el de la crecida de recurrencia **R = 100 años**, pero no mayor que la crecida de recurrencia **R = 500 años**.
11. **Crecidas producidas por causas varias (“Mixed population flood”).** Flujos de crecidas derivados de dos o más factores causales. Por ejemplo, una marea de sicigias aumentada por vientos huracanados provenientes del mar o crecidas provocadas por lluvias cayendo sobre un manto de nieve.
12. **Cuenca hídrica (“Watershed”).** Área delimitada por divisorias de agua, que con frecuencia tiene solamente una salida para desagüe; superficie total en la que se desarrolla el escurrimiento superficial que contribuye al desagüe hacia un punto único.
13. **Curso de agua (“Waterway”).** Cualquier cauce de escurrimientos superficiales concentrados: arroyo, río, o canalización. En algunos tratados se incluye a: lago, laguna

u océano, pero esto no es correcto, porque estas masas de agua no tienen escurrimientos encausados.

14. **Desagüe (“Drain”).** Evacuación rápida de las aguas excedentes de precipitaciones que aporta una cuenca a un determinado punto. Ejemplos: a) Desagüe pluvial de un urbano. b) Desagüe de escurrimientos superficiales a través de una alcantarilla de un camino. c) Desagüe de los escurrimientos superficiales por los sumideros del tablero de un puente.
15. **Drenaje (“Drainage”).** Evacuación lenta de las aguas, acumuladas o en tránsito, de sectores superficiales o subterráneos. Ejemplos: a) Drenaje de tierras pantanosas para sanearlas. b) Drenaje de la base o la carpeta de un camino, para evitar fallas estructurales. c) Drenaje de las filtraciones previstas en una presa de tierra o de hormigón, para evitar acumulaciones nocivas.
16. **Embalse de retención (“Detention basin”).** Instalación que recoge las aguas de excedentes pluviales, en forma temporal, y las descarga a través de una estructura hidráulica de salida hacia un emisario u otro sistema inferior de conducción del agua.
17. **Erosión o degradación (“Degradation”).** Descenso general y progresivo del perfil longitudinal del lecho de un río como resultado de la erosión ocurrida en el largo plazo.
18. **Estructuras de sistematización fluvial (“River training structure”).** Cualquier obra construida en una corriente o colocada adyacente o en la proximidad de la ribera de una corriente para desviar la misma, inducir depósito o socavación de sedimentos o alterar de alguna otra manera el flujo y los regímenes sedimentarios de la corriente.
19. **Gálibo (“Clearance”).** Espacio horizontal o vertical sin obstrucciones.
20. **Geomorfología de un curso de agua (“Stream geomorphology”).** Estudio de un curso de agua y su planicie de inundación en relación a su topografía, la configuración general de su superficie y los cambios que ocurren debido a la erosión y a la acumulación de arrastres provenientes de erosiones.
21. **Goterones (“Drip groove”).** Depresión lineal en la parte inferior de los elementos para hacer caer el agua que fluye sobre la superficie.
22. **Hidráulica (“Hydraulics”).** Ciencia que estudia el comportamiento y flujo de los líquidos, en la naturaleza y en obras realizadas por el hombre.
23. **Hidrología (“Hidrology”).** Ciencia que estudia la ocurrencia, distribución y circulación del agua en la Tierra, incluyendo las precipitaciones, los escurrimientos superficiales y las aguas subterráneas.
24. **Marea (“Tide”).** Elevación y descenso periódico del nivel de los océanos que provienen de los efectos de la Luna y del Sol actuando sobre la Tierra que gira.
25. **Marea de cuadratura o marea muerta (“Neap tide”).** Marea que se produce durante el cuarto creciente o cuarto menguante de la Luna, pues en esos momentos la fuerza generadora de la marea producida por la Luna no actúa en la misma dirección que la debida al Sol, por lo que la amplitud de la marea disminuye.
26. **Marea de sicigia o marea viva (“Spring tide”).** Marea de rango incrementado, que ocurre cuando hay Luna llena o Nueva, pues en esos momentos la fuerza generadora de la marea producida por la Luna tiene dirección y sentido similares que la debida al

Sol, por lo que la amplitud de la marea aumenta.

27. **Peralte (“Superelevation”).** Inclinação de la superficie de la calzada para contrarrestar parcialmente la fuerza centrífuga que actúa sobre los vehículos en las curvas horizontales.
28. **Puente o alcantarilla de alivio (“Relief bridge”).** Obra efectuada en un terraplén que cruza una planicie de inundación, para permitir un paso bien distribuido del flujo de una crecida.
29. **Sección libre para el paso del agua (“Waterway opening”).** Ancho o área de la sección libre de un puente en un nivel especificado, medidos normalmente a la dirección principal del flujo.
30. **Sedimentación o, en algunos países de América Latina, agradación (“Aggradation”).** Crecimiento o elevación general y progresiva del perfil longitudinal del lecho de un río como resultado de depositarse sedimentos. Arrastre de suelos.
31. **Socavación o erosión general (“General or contraction scour”).** Socavación en un cauce o planicie de inundación que no está localizada en una pila u otra obstrucción al flujo. En un cauce, la socavación general afecta habitualmente la totalidad o la mayor parte del ancho del cauce. Usualmente es producida por una contracción en el escurrimiento.
32. **Socavación o erosión localizada (“Local scour”).** Socavación o erosión en un cauce o planicie de inundación que se localiza en una pila, estribo u otra obstrucción al flujo.
33. **Sumidero (“Scupper”).** Dispositivo para desagüe, en cunetas pavimentadas o no, en el tablero de un puente y en otros sitios apropiados.
34. **Zona despejada (“Clear zone”).** Área relativamente plana, sin obstrucciones, más allá del borde de la vía de tránsito, destinada a la recuperación de vehículos sin control. La vía para el tránsito no incluye banquetas ni carriles auxiliares.

CAPÍTULO III CARACTERÍSTICAS DE LA UBICACIÓN

SECCIÓN 1 UBICACIÓN DEL TRAZADO

Artículo 14. GENERALIDADES. La elección de la ubicación de los puentes se deberá basar en el análisis de alternativas, considerando aspectos técnicos, sociales, económicos, y ambientales, como así también los costos de mantenimiento e inspección asociados con las estructuras y con la importancia relativa de los aspectos antes mencionados. Según los riesgos involucrados, la atención estará centrada en elegir ubicaciones favorables para los puentes, de modo que:

- a) Se ajusten a las condiciones impuestas por el obstáculo a cruzar;
- b) Faciliten un proyecto, construcción, operación, inspección y mantenimiento prácticos y efectivos desde un punto de vista técnico y económico;

- c) Provean los niveles deseados referidos al servicio y a la seguridad del tránsito,
- d) Se minimicen los impactos adversos sobre la carretera.

Artículo 15. CRUCES DE CURSOS DE AGUA Y DE PLANICIES DE INUNDACIÓN.

- a) Los cruces sobre cursos de agua se ubicarán considerando los costos del capital inicial requerido para la construcción y la optimización de los costos totales, incluyendo las obras de sistematización fluvial y las medidas de mantenimiento necesarias para reducir la erosión.
- b) Los estudios de las posibles ubicaciones alternativas del cruce deberán incluir las evaluaciones de:
 - 1. Las características hidrológicas e hidráulicas del curso de agua y su planicie de inundación, incluyendo la estabilidad del cauce, la historia de las crecidas y, en cruces de estuarios, los rangos y ciclos de las mareas;
 - 2. Los efectos del puente propuesto sobre los patrones del flujo de las crecidas y la posible socavación resultante en las fundaciones del puente;
 - 3. La posibilidad de crear nuevos riesgos o aumentar los riesgos de la crecida de Diseño;
 - 4. Los impactos ambientales sobre el curso de agua y su planicie de inundación.
- c) Los puentes y sus accesos en las planicies de inundación se deberán ubicar y proyectar considerando las metas y objetivos del manejo de la planicie de inundación, incluyendo:
 - 1. Prevención del uso y desarrollo antieconómico, riesgoso o incompatible de las zonas de inundación;
 - 2. Siempre que sea posible, evitar intrusiones transversales y longitudinales significativas;
 - 3. En la medida de lo posible, minimizar los impactos adversos de la carretera y mitigar los impactos inevitables;
 - 4. Consistencia con el propósito de las normas y con los criterios vigentes, cuando ello sea aplicable;
 - 5. Sedimentación o erosión a largo plazo;
 - 6. Compromisos adoptados para obtener las autorizaciones referidas a la protección ambiental.

**SECCIÓN 2
MEDIDAS REFERIDAS AL LUGAR DE EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE**

Artículo 16. GENERALIDADES. La ubicación y alineación del puente se deberá seleccionar de manera de satisfacer los requerimientos del tránsito tanto sobre el puente como debajo del mismo. Se deberán considerar posibles variaciones futuras de la alineación o el ancho del curso de agua, la carretera o las vías férreas cruzadas por el puente. Cuando corresponda, se deberá considerar un futuro ensanche del puente, para facilitar el paso de un volumen de tránsito mayor.

Artículo 17. SEGURIDAD DEL TRÁNSITO. Para garantizar la seguridad del tránsito se deberá considerar lo siguiente:

a) Protección de las estructuras.

1. Se deberá procurar el tránsito seguro de los vehículos sobre o debajo de un puente. Se deberá minimizar el riesgo para los vehículos sin control dentro de la zona despejada, colocando obstáculos a una distancia segura de los carriles de circulación.
2. Las columnas, pilas o muros como estructuras de separación se deberán ubicar teniendo en cuenta el concepto de zona despejada, definida por cada Organismo Ejecutor, o en su defecto se podrá establecer en función, por ejemplo, de lo indicado en el Capítulo 3 de la publicación AASHTO - Guía para el diseño de bordes de carretera (AASHTO - Roadside Design Guide, 1996).
3. En aquellos casos en los cuales no fuera posible satisfacer los requisitos que indica esta publicación, debido a limitaciones relacionadas con los costos, tipo de estructura, volumen y velocidad de diseño del tránsito, disposición de los tramos, oblicuidad y características del terreno, las pilas o muros se deberán proteger mediante el uso de guardarrail u otros dispositivos de barrera.
4. Si resulta práctico, el guardarrail u otro dispositivo se deberán apoyar de manera independiente, y tener la cara sobre la carretera a una distancia de al menos 0.60 m de la cara de la pila o estribo, a menos que se provea una barrera rígida.
5. La cara del guardarrail u otro dispositivo deberá estar a una distancia de al menos 0.60 m por fuera de la línea normal de la banquina. De cualquier modo, estos conceptos deberán ser sometidos, para su aprobación, al Organismo Ejecutor.

b) Protección de los usuarios.

1. Se deberán proveer barandas a lo largo de los bordes de las estructuras de acuerdo con los requerimientos de la Sección 13. Todas las estructuras de protección deberán tener características superficiales y transiciones adecuadas para redirigir el tránsito sin control de manera segura.
2. En el caso de puentes con tablero móvil, se deberán proveer señales de advertencia, semáforos, timbres de alarma, portones, barreras y otros dispositivos de seguridad para la protección del tránsito peatonal, ciclista y vehicular. Éstos se deberán diseñar de manera que operen antes de la apertura del tramo móvil y permanezcan en operación hasta que el tramo se haya cerrado completamente.
3. Los dispositivos deberán satisfacer los requerimientos que fije el Organismo Ejecutor y lo indicado en los planos. Como guía se podrá utilizar el documento Control de tránsito en puentes con tableros móviles (Traffic Control at Movable Bridges de la publicación Manual de dispositivos de control de tránsito uniforme: Manual on Uniform Traffic Control Devices).
4. Si el Organismo Ejecutor o el Propietario así lo especificaran, las veredas se deberán proteger mediante barreras.

c) Estándares geométricos.

1. Se deberán satisfacer los requerimientos fijados por el reglamento R-012 Criterios Básicos para el Diseño Geométrico de Carreteras o deberán justificarse y

documentarse aquellos requerimientos que sean diferentes. En caso que el R-012 no incluya la información requerida se podrá consultar el reglamento AASHTO: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets.

2. El ancho de las banquetas y la geometría de las barreras para protección del tránsito deberán satisfacer las especificaciones de la Autoridad de Aplicación o del Propietario.
- d) **Superficies de rodamiento.** Las superficies de rodamiento sobre un puente deberán ser antideslizantes, poseer coronamiento, drenaje y peralte de acuerdo con los requerimientos fijados por el reglamento R-012 Criterios Básicos para el Diseño Geométrico de Carreteras.
 - e) **Colisión de embarcaciones.** Las estructuras de puentes se deberán proteger contra las fuerzas de colisión de embarcaciones ya sea mediante defensas, malecones o dolines como se especifica en el Título III Capítulo XIV Sección 15, o bien se deberán diseñar para soportar las solicitaciones provocadas por una colisión según lo especificado en el Título III Capítulo XIV Sección 14.

SECCIÓN 3 GÁLIBOS

Artículo 18. GÁLIBOS PARA LA NAVEGACIÓN. Los permisos para la construcción de un puente sobre una vía navegable se deberán obtener del organismo jurisdiccional competente. Los gálidos para la navegación, tanto vertical como horizontal, se deberán establecer en cooperación con el organismo de gobierno responsable.

Artículo 19. GÁLIBOS VERTICALES EN CARRETERAS.

- a) El gálido vertical de las estructuras viales deberá satisfacer los requerimientos R-012 Criterios Básicos para el Diseño Geométrico de Carreteras.
- b) Se deberán investigar posibles reducciones del gálido vertical provocadas por el asentamiento de la estructura que atraviesa la carretera. Por ejemplo, si el asentamiento esperado excede los 25 mm, el valor del mismo se deberá agregar al gálido especificado.
- c) El gálido vertical para soportes de letreros y cruces peatonales deberá ser 0.30 m mayor que el gálido fijado para la carretera, y el gálido vertical desde la calzada hasta los elementos de arriostramiento de estructuras reticuladas superiores, no deberá ser menor que 5.30 m.

Artículo 20. GÁLIBOS HORIZONTALES EN CARRETERAS.

- a) El ancho del puente no deberá ser menor que el ancho de la sección de la carretera de acceso al mismo, incluyendo banquetas o cordones, cunetas y veredas.
- b) El gálido horizontal debajo de un puente deberá satisfacer los requisitos del Artículo 17a).
- c) No se deberá ubicar ningún objeto sobre o debajo de un puente a menos de 1.20 m del borde de un carril de circulación proyectado, con excepción de una barrera. La cara interna de una barrera deberá estar ubicada a más de 0.60 m, ya sea de la cara del objeto o del borde de un carril de circulación proyectado.

Artículo 21. CRUCES SOBRE VÍAS FÉRREAS.

- a) Las estructuras diseñadas para cruzar sobre vías de ferrocarril deberán satisfacer las normas y reglamentos establecidos y habitualmente utilizados por el organismo responsable de dicha línea ferroviaria. Estas estructuras de cruce deberán satisfacer las leyes nacionales, provinciales, y municipales a aplicar.

- b) Reglamentos, códigos y normas deberán, como mínimo, cumplir con las especificaciones y normas de diseño de los reglamentos nacionales dominicanos o en su defecto del American Railway Engineering and Maintenance of Way Association (AREMA), de la Association of American Railroads, de AASHTO.

SECCIÓN 4 MEDIO AMBIENTE

Artículo 22. CONSIDERACIONES. Se deberá considerar el impacto del puente y sus accesos sobre las comunidades locales, los sitios históricos, las tierras pantanosas, y otras áreas sensibles desde el punto de vista estético, ambiental y ecológico, considerando lo siguiente:

- a) Se deberá garantizar el cumplimiento de las leyes nacionales y provinciales sobre el agua en especial, como así también el cumplimiento de las regulaciones referentes a la usurpación de zonas de inundación, y el respeto por el hábitat de la vida silvestre.
- b) Se deberá asegurar la aplicación de los requerimientos legales respecto de los efectos de las inundaciones.
- c) Se deberá considerar la geomorfología del curso de agua, las consecuencias de la socavación del lecho, la eliminación de la vegetación estabilizadora de los terraplenes y, cuando corresponda, la dinámica de los impactos de las mareas.

CAPÍTULO IV INVESTIGACIÓN DE LAS FUNDACIONES

Artículo 23. GENERALIDADES. A fin de obtener información pertinente y suficiente para el diseño de las unidades de la subestructura se deberá llevar a cabo una investigación del subsuelo que incluya perforaciones y ensayos de suelo de acuerdo con los requisitos del Título VIII Capítulo IV. El tipo y el costo de las fundaciones se deberán considerar en los estudios económicos y estéticos para determinar la ubicación y para seleccionar alternativas del tipo de puente.

Artículo 24. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS. Se deberá establecer la topografía actual del sitio de emplazamiento del puente mediante planos de curvas de nivel y fotografías. Estos estudios deberán incluir los antecedentes del predio en términos de movimientos de masas de tierra, erosión del suelo y de la roca, y los meandros de los cursos de agua.

CAPÍTULO V OBJETIVOS DEL PROYECTO

SECCIÓN 1 SEGURIDAD

Artículo 25. SEGURIDAD. Todo proyecto de puente deberá contemplar que la principal responsabilidad del diseño es velar por la seguridad pública.

SECCIÓN 2 APTITUD DE SERVICIO

Artículo 26. DURABILIDAD.

a) **Materiales.** Los documentos contractuales deberán especificar materiales de calidad y la aplicación de altos estándares de fabricación y construcción.

1. El acero estructural deberá ser autoprotegido, o tener sistema de recubrimiento de larga vida o protección catódica.
2. Las barras de refuerzo y los torones de pretensado en componentes de concreto, que puedan estar expuestos a sales suspendidas en el aire o en el agua, deberán protegerse mediante una combinación apropiada de recubrimientos epóxicos y/o galvanizados, recubrimiento de hormigón, densidad, composición química del hormigón, incluyendo incorporación de aire y pintura no porosa de la superficie del concreto o protección catódica. Los ductos para torones de pretensado deberán rellenarse o estar protegidos de cualquier otro modo contra la corrosión.
3. Los accesorios y elementos de fijación utilizados en la construcción en madera serán de acero inoxidable, hierro maleable, aluminio, o de acero galvanizado, recubierto con cadmio, o con cualquier otro recubrimiento. Los componentes de madera deberán ser tratados con preservativos.
4. Los productos de aluminio deberán estar aislados eléctricamente de los componentes de acero y hormigón.
5. Deberán protegerse los materiales susceptibles a daño por radiación solar y/o contaminación del aire. Se tendrá en cuenta la duración de los materiales en contacto directo con el suelo y/o con agua.

b) **Medidas de autoprotección.**

1. Se deberán proveer goterones continuos a lo largo de la cara inferior de los tableros de hormigón a una distancia no mayor que 0.25 m de los bordes. Si el tablero está interrumpido por una junta sellada, todas las superficies de las pilas y estribos, donde pueda caer agua por alguna filtración indeseada, con excepción de los asientos de apoyo, deberán tener una pendiente mínima del 5% hacia sus bordes. En el caso de juntas abiertas del tablero, esta pendiente mínima se deberá incrementar al 15%. Para el caso de tableros con juntas abiertas tales apoyos deberán estar protegidos del contacto con sales y desechos.
2. La carpeta de rodamiento se deberá interrumpir en las juntas del tablero, debiéndose proveer una transición suave hacia el dispositivo que constituye la junta del tablero propiamente dicha.
3. Los encofrados de acero se deberán proteger contra la corrosión de acuerdo con las especificaciones del Organismo Ejecutor o del Propietario.

Artículo 27. INSPECCIONABILIDAD. Cuando otros medios de inspección no resulten prácticos, se deberán proveer escaleras para inspección, pasarelas, puentes de trabajo, bocas de acceso cubiertas y, en caso de ser necesario, instalaciones para su iluminación. Siempre que sea factible se deberá proveer de acceso al interior de los elementos con celdas y en áreas de interface, donde se podrán presentar

movimientos relativos, para permitir la inspección manual o visual, incluyendo una adecuada altura libre en secciones cajón.

Artículo 28. MANTENIMIENTO.

- a) Se deberán evitar los sistemas estructurales de mantenimiento dificultoso. Si el entorno climático y/o de tránsito pudiera requerir el reemplazo del tablero del puente antes del final de la vida de servicio establecida, el pliego de condiciones deberá contener prescripciones referidas al:
 - 1. recubrimiento protector que deberá tener en el presente o a futuro,
 - 2. reemplazo del tablero a futuro, o
 - 3. dotar al mismo de resistencia estructural adicional.
- b) Las áreas alrededor de los asientos de apoyo y debajo de las juntas del tablero se deberán diseñar de manera de facilitar tanto la utilización de gatos, como la limpieza, la reparación y el reemplazo de los apoyos y juntas.
- c) Los puntos de aplicación del gato deberán estar indicados en los planos, y la estructura se deberá diseñar previendo la aplicación de las fuerzas para el levantamiento de la superestructura especificada en el Título III Capítulo IV Sección 3. Se deberán evitar las cavidades y rincones inaccesibles como así también las cavidades que pudieran inducir a las personas o animales a habitarlas.

Artículo 29. TRANSITABILIDAD. El tablero del puente se deberá diseñar de manera que permita el movimiento suave del tránsito, de acuerdo con las siguientes recomendaciones: En las carreteras pavimentadas, se deberá disponer una losa estructural de aproximación entre la carretera de acceso y el estribo del puente.

- b) En los planos o en las especificaciones o en requisitos especiales se deberán indicar las tolerancias constructivas con respecto al perfil del tablero terminado.
- c) La cantidad de juntas del tablero deberá ser reducida al mínimo.
- d) En los tableros de hormigón expuestos al tránsito, los bordes de las juntas se deberán proteger contra la abrasión y el descascamiento.
- e) Los planos de las juntas prefabricadas deberán especificar que toda la junta se deberá montar como una unidad.
- f) Cuando se utilicen tableros de hormigón sin una capa de rodamiento inicial, será necesario agregar un espesor adicional de 10 mm con el fin de corregir el perfil del tablero mediante desbastado de la superficie y rectificación que permita compensar la pérdida de espesor debida a la abrasión.

Artículo 30. SERVICIOS. Se deberá prever el paso de conducciones de servicio por el puente.

Artículo 31. DEFORMACIONES. Los puentes se deberán diseñar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos derivados de las deformaciones. Para ello, se deberá contemplar lo siguiente:

a) Generalidades.

- 1. Aunque las limitaciones referidas a flechas y alturas son optativas, excepto para tableros de placas ortótropas, cualquier apartamiento importante de esas prácticas relacionadas con la esbeltez y las deformaciones, que en el pasado resultaron exitosas,

deberá conducir a la revisión del proyecto a fin de garantizar que el puente se comportará satisfactoriamente.

2. Cuando se utilice un análisis dinámico, éste deberá cumplir con los principios y requerimientos del Título IV Capítulo VII. Para puentes oblicuos con vigas rectas de acero y puentes de vigas de acero curvadas horizontalmente con o sin apoyos orientados oblicuamente, se deberán considerar las siguientes investigaciones adicionales:
 - I. Las deformaciones elásticas verticales, laterales y rotacionales debido a las combinaciones de cargas aplicables, deberán ser consideradas para garantizar un comportamiento satisfactorio en servicio de los apoyos, juntas, estribos integrales, y pilas.
 - II. Las rotaciones de la viga, calculadas en los apoyos, se deberán acumular a lo largo de la secuencia de construcción adoptada por el Proyectista Estructural. Las rotaciones determinadas en los apoyos no deberán exceder la capacidad especificada de rotación de los apoyos para las cargas acumuladas de diseño correspondientes a la etapa en estudio.
 - III. Los diagramas de contraflecha deberán satisfacer los requisitos del Título VI Capítulo VII Sección 2 y podrán reflejar las deformaciones acumuladas determinadas por la secuencia de construcción que el Profesional Responsable haya adoptado.

b) Criterios para flechas.

1. Los criterios especificados en este artículo se deberán considerar opcionales, con excepción de:
 - I. Los requerimientos aplicables a los tableros ortótropos que se deberán considerar obligatorios.
 - II. Los requisitos del Artículo 1073 para estructuras tridimensionales prefabricadas de hormigón armado que también se deberán considerar obligatorios. Los tableros de puentes de hormigón y los tableros de emparrillados metálicos y de otras estructuras metálicas alivianadas, que deberán cumplir los requerimientos de serviciabilidad especificados en la Sección 2 Capítulo V Título IX.
 - III. Al aplicar estos criterios, la carga del vehículo deberá incluir el incremento por carga dinámica.
 - IV. Cuando el Organismo Ejecutor o el Propietario decidan exigir el control de flechas, se podrán aplicar los siguientes principios:
 - a. Al investigar la máxima flecha absoluta en un sistema de vigas rectas, todos los carriles de diseño deberán estar cargados, y se podrá suponer que todos los elementos portantes similares se deforman lo mismo;
 - b. Para los sistemas curvos de vigas de acero en I y cajón, la deformación de cada viga se deberá determinar individualmente en base a su respuesta como parte de un sistema;
 - c. Para el caso de vigas mixtas, la rigidez de la sección transversal de diseño utilizada para la determinación de las deformaciones, deberá incluir la totalidad

del ancho de la carretera y las porciones estructuralmente continuas de las barandas, veredas y barreras intermedias;

- d. Para los sistemas de vigas rectas, la rigidez compuesta a flexión de una viga individual, podrá ser considerada como la rigidez determinada como se ha indicado en el punto anterior, dividida por el número de vigas;
- V. Al investigar los máximos desplazamientos relativos, el número y posición de los carriles cargados se deberán seleccionar de manera que se produzca el efecto diferencial más desfavorable.
- VI. Se deberá utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga de la Combinación de Carga de Servicio I de la TABLA 2, incluyendo el incremento por carga dinámica, IM;
- VII. La sobrecarga se deberá determinar de acuerdo con el Artículo 69b);
- VIII. Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 67c);
- IX. Para puentes oblicuos se podrá utilizar una sección transversal normal al eje del puente, y para puentes curvos y puentes oblicuos en curva se podrá utilizar una sección transversal radial.
- X. A falta de otros criterios, para los puentes vehiculares de acero y/u hormigón se podrán adoptar, para las flechas, los siguientes valores límites:
 - a. Carga vehicular, general Luz/800,
 - b. Cargas vehiculares y peatonales Luz/1000,
 - c. Carga vehicular sobre voladizos Luz/300, y
 - d. Cargas vehiculares y peatonales sobre voladizos Luz/375.
- XI. Para las vigas de acero de sección I, y vigas cajón y vigas tipo omega invertida de acero, se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 512 y Artículo 548 respectivamente, referidas al control de las flechas permanentes mediante el control de las tensiones en las alas. Para puentes peatonales, es decir, puentes cuya función principal será la de permitir el cruce seguro de peatones, ciclistas, jinetes y vehículos livianos de mantenimiento, serán de aplicación las disposiciones de la Sección 5 de AASHTO's LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges.
- XII. Para los tableros de placas ortótropas se deberán aplicar los siguientes límites para las flechas:
 - a. Carga vehicular sobre la placa del tablero Luz/300.
 - b. Carga vehicular sobre los nervios de un tablero metálico ortótropo Luz/1000.
 - c. Carga vehicular sobre los nervios de un tablero metálico ortótropo y (máxima flecha relativa entre nervios adyacentes) 2.5 mm.

c) Criterios opcionales para relaciones luz-altura de la sección.

1. Siempre que en este Reglamento no se especifique lo contrario y en ausencia de otros criterios, si el Organismo Ejecutor o el Propietario deciden recurrir a controles basados en relaciones luz/altura, podrá considerar los límites especificados en la TABLA 1, donde S es la luz de la losa y L es la luz del tramo, ambas en m. Cuando se utilice dicha Tabla, los límites indicados en la misma se deberán aplicar a la altura total, a menos que se especifique lo contrario.
 - I. Para los sistemas de vigas curvas de acero, la relación luz/altura, L_{as} / D , de cada viga de acero, no deberá exceder de 25 cuando la tensión de fluencia especificada mínima de la viga en zonas de momento positivo sea menor o igual que 345 MPa, y además:
 - a. Cuando la tensión de fluencia especificada mínima de la viga en regiones de momento negativo sea menor o igual que 480 MPa, o
 - b. Cuando en secciones híbridas, que cumplan las disposiciones del Artículo 503c), se usen en regiones de flexión negativa.
 - II. Para todos los demás sistemas de vigas curvas de acero, L_{as} / D de cada viga de acero, no deberá exceder el valor obtenido de la siguiente expresión:

Ec. 4

$$\frac{L_{as}}{D} \leq 25 \sqrt{\frac{345}{F_{yc}}}$$

siendo:

F_{yt} la tensión de fluencia especificada mínima del ala comprimida, en MPa.

D la altura de la viga de acero, en m.

L_{as} la longitud de arco de la viga, en m, definido de la siguiente manera:

- a. longitud de arco para tramos simples.
- b. 0.90 veces la longitud de arco para tramos extremos continuos.
- c. 0.80 veces la longitud de arco para tramos interiores continuos.

TABLA 1
ALTURAS MÍNIMAS TRADICIONALES PARA SUPERESTRUCTURAS DE ALTURA CONSTANTE.

Superestructura		Altura mínima (Incluyendo el tablero)	
		Para elementos de altura variable, los siguientes valores se podrán ajustar con el fin de considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y momento negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón armado	Losas con armadura principal paralela al tránsito	$1,2 (S + 3 m) / 30$	$(S + 3 m) / 30 \geq 0,165 m$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas en puentes peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón pretensado	Losas	$0,030 L \geq 0,165 m$	$0,027L \geq 0,165 m$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas I prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas en puentes peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Altura total de vigas I compuestas	0,040 L	0,032 L
	Altura del perfil I en viga compuesta I	0,033 L	0,027 L
	Reticulado	0,100 L	0,100 L

Artículo 32. CONSIDERACIONES DE FUTUROS ENSANCHES.

- a) **Vigas exteriores en puentes de vigas múltiples.** A menos que un futuro ensanche del puente sea virtualmente inconcebible, la capacidad portante de las vigas exteriores no deberá ser menor que la capacidad portante de una viga interior.
- b) **Subestructura.** Si se hubiera previsto un ensanche futuro, se deberá considerar el proyecto de la subestructura en correspondencia con la condición ensanchada.

SECCIÓN 3
CONSTRUCTIBILIDAD

Artículo 33. CONSTRUCTIBILIDAD.

- a) Las cuestiones de constructibilidad deberán incluir, pero no limitarse a, la consideración de las deformaciones, las resistencias del acero y del hormigón, y la estabilidad durante las etapas críticas de la construcción.
- b) Los puentes se deberán proyectar de manera tal que su fabricación y montaje se puedan realizar sin dificultades ni esfuerzos innecesarios y que las solicitaciones generadas durante la construcción estén dentro de límites tolerables.
- c) Si el Proyectista Estructural hubiera supuesto una secuencia particular para la construcción a fin de inducir ciertas tensiones bajo carga permanente, dicha secuencia deberá ser definida en el pliego de especificaciones técnicas.

- d) Cuando por consideraciones ambientales u otras razones se prevean o efectivamente haya restricciones impuestas al método constructivo, se deberá prestar atención al hecho de definir tales restricciones en el pliego de condiciones.
- e) Si el puente presentara una complejidad inusual, tal que fuese irrazonable esperar que un Contratista experimentado pudiera predecir y estimar un adecuado método constructivo al licitar el proyecto, se indicará en el pliego de condiciones por lo menos un método constructivo factible.
- f) Si el Proyecto requiriera algún tipo de refuerzo y/o arriostamiento o apoyo temporal durante el montaje, asociado al método constructivo elegido, deberá estar indicada esta necesidad en el pliego de condiciones.
- g) Se deberán evitar detalles que requieran soldadura en áreas restringidas, y hormigonado en zonas con congestión de armaduras.
- h) Se deberán considerar las condiciones climáticas e hidráulicas que pudieran afectar la construcción del puente.

SECCIÓN 4 ECONOMÍA

Artículo 34. GENERALIDADES. Las tipologías estructurales, las longitudes de tramo y los materiales a utilizar se deberán seleccionar considerando debidamente el costo proyectado. Además, se deberá considerar el costo de erogaciones futuras durante la vida de servicio proyectada para el puente. También se deberán considerar factores regionales tales como las restricciones relacionadas con la disponibilidad de materiales, fabricación, ubicación, transporte y montaje.

Artículo 35. PROYECTOS ALTERNATIVOS. Cuando los estudios económicos no permitan arribar a una elección clara, el Organismo Ejecutor o el Propietario podrán requerir la preparación de proyectos alternativos, con las siguientes consideraciones:

- a) Los diseños de los proyectos alternativos deberán garantizar idéntica seguridad, serviciabilidad y estética.
- b) Se deberán evitar, en lo posible, los puentes con tableros móviles sobre vías navegables.
- c) Si se proponen puentes con tablero móvil, las comparaciones económicas deberán incluir al menos una alternativa de puente con tablero fijo.

SECCIÓN 5 ESTÉTICA DEL PUENTE

Artículo 36. ESTÉTICA DEL PUENTE.

- a) Los puentes se deberán integrar con su entorno, tener formas elegantes y presentar ante el observador un aspecto de adecuada resistencia.
- b) Los Proyectistas Estructurales deberán tratar de lograr la mejor apariencia, mejorando las formas y las relaciones entre los elementos estructurales. Se deberá evitar la aplicación de

adornos u ornamentos extraordinarios y no estructurales. Se deberán considerar los siguientes lineamientos:

1. Durante la etapa correspondiente a la selección del sitio de emplazamiento y ubicación se deberán estudiar diseños alternativos sin pilas o con pocas pilas, y estos estudios se deberán refinar durante la etapa de diseño preliminar.
2. La forma de las pilas deberá ser consistente con la superestructura en cuanto a su forma y detalles.
3. Se deberán evitar cambios abruptos tanto en la forma de los elementos como del tipo estructural. Si es imposible evitar la interfase de diferentes tipos estructurales, se deberá lograr una transición estéticamente suave entre un tipo y otro.
4. No se deberán pasar por alto los detalles, tales como los conductos de desagüe del tablero.
5. Si razones económicas y/o funcionales determinan el uso de una estructura pasante, el sistema estructural se deberá seleccionar de manera de lograr una impresión visual despejada y amplia.
6. Siempre que sea posible, se deberá evitar usar el puente como apoyo de sistemas de carteles o de señalización direccional e iluminación.
7. Los rigidizadores transversales del alma, a excepción de aquellos ubicados en los puntos de apoyo, no deberán ser visibles lateralmente.
8. Deberán preferirse estructuras en arco para salvar cañadas profundas.

CAPÍTULO VI HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

SECCIÓN 1 GENERALIDADES

Artículo 37. GENERALIDADES.

- a) Como parte del desarrollo del plan preliminar de un cruce sobre un curso de agua se deberán llevar a cabo estudios hidrológicos e hidráulicos y evaluar diferentes ubicaciones posibles. El grado de detalle de estos estudios deberá ser proporcional a la importancia y los riesgos asociados con la estructura.
- b) Las estructuras temporarias para uso del Contratista o para acomodar el tránsito durante la construcción se deberán proyectar considerando la seguridad de los pasajeros y de los dueños de propiedades adyacentes, así como minimizar el impacto sobre los recursos naturales de la planicie de inundación.
- c) El Organismo Ejecutor o el Propietario podrán permitir la revisión de los requerimientos del proyecto, consistentes con el período de servicio previsto para la estructura temporaria y con los riesgos de inundaciones generadas por la misma. El pliego de condiciones de las

estructuras temporarias deberá establecer las respectivas responsabilidades y riesgos que asumirán tanto la Autoridad Vial Competente como el Contratista.

- d) La evaluación de las alternativas del proyecto para un puente deberá considerar la estabilidad de la corriente, el remanso, la distribución de caudales, las velocidades de la corriente, la posibilidad de socavación, el riesgo de inundación, la dinámica de las mareas, si ello fuera pertinente, y la consistencia con los criterios establecidos en las legislaciones nacionales y provinciales en cuestiones de seguros relacionados con las inundaciones.

SECCIÓN 2 DATOS DEL SITIO DE EMPLAZAMIENTO

Artículo 38. DATOS DEL SITIO DE EMPLAZAMIENTO. El plan de recolección de datos específicos para el sitio de emplazamiento deberá considerar:

- a) Recolección de datos de relevamientos aéreos y/o terrestres a distancias adecuadas aguas arriba y aguas abajo del puente, referidas al cauce principal y su planicie de inundación;
- b) Estimación de los coeficientes de rugosidad para el curso de agua y la zona de inundación dentro del tramo que influye la corriente investigada;
- c) Muestreo de material del lecho hasta una profundidad suficiente como para determinar las características necesarias para el estudio de la socavación;
- d) Sondeos;
- e) Factores que afectan los niveles del agua, incluyendo las aguas altas propias de las corrientes, reservorios, embalses de retención, mareas y estructuras para el control de inundaciones y procedimientos de operación;
- f) Estudios e informes existentes, incluyendo aquellos realizados por programas para el control de las inundaciones;
- g) Antecedentes históricos disponibles sobre el comportamiento de la corriente y de la estructura durante inundaciones pasadas, incluyendo la socavación observada, erosión de las márgenes y daños estructurales provocados por los escurrimientos que conducen desechos o hielo; y
- h) Posibles cambios geomorfológicos en el cauce.

SECCIÓN 3 ESTUDIO HIDROLÓGICO

Artículo 39. ESTUDIO HIDROLÓGICO. El Organismo Ejecutor o el Propietario deberán determinar el alcance de los estudios hidrológicos en base a la clasificación funcional de la carretera, los requerimientos nacionales y provinciales aplicables, y el riesgo de crecidas en el sitio de emplazamiento. Dentro de los estudios hidrológicos se deberán incluir los siguientes aspectos de las crecidas, según corresponda:

- a) Evaluar los riesgos de la crecida de recurrencia $R = 100$ años, satisfaciendo los requisitos sobre el manejo de las planicies de inundación;

- b) Evaluar los riesgos a los usuarios de la carretera y los daños al puente y sus accesos por causa de la crecida de sobrepaso y/o la crecida de diseño para socavación del puente;
- c) Evaluar los daños provocados por una crecida catastrófica en lugares de alto riesgo, por ejemplo, una crecida de verificación de magnitud seleccionada por El Organismo Ejecutor o el Propietario, en concordancia con las condiciones del sitio y el riesgo percibido;
- d) Investigar si las fundaciones del puente son adecuadas para resistir la socavación, con la crecida de verificación para socavación del puente;
- e) Satisfacer las políticas y criterios de proyecto de las autoridades competentes para las diferentes clases funcionales de carreteras, con la crecida de diseño para el paso libre del agua y la socavación del puente;
- f) Calibrar los perfiles de la superficie del agua y evaluar el comportamiento de las estructuras existentes con las crecidas históricas; y
- g) Evaluar las condiciones ambientales con la información sobre caudales de estiaje o de base, y en cruces de estuarios, con sus mareas de sicigias y de cuadraturas;
- h) Para las estructuras que salvan medios marítimos o estuarios se deberá especificar un estudio de la elevación del nivel del mar por efecto de los rangos de mareas.

SECCIÓN 4 ESTUDIO HIDRÁULICO

Artículo 40. GENERALIDADES. El Autor del Proyecto deberá utilizar modelos analíticos y técnicos aprobados por El Organismo Ejecutor o el Propietario, que sean coherentes con el nivel requerido para el estudio.

Artículo 41. ESTABILIDAD DE LA CORRIENTE. Se deberán realizar estudios para evaluar la estabilidad del curso de agua y estimar el impacto de la construcción sobre el mismo, para lo cual se deberán considerar los siguientes ítems:

- a) Si el nivel de la corriente sufre un decrecimiento, un recrecimiento o está en equilibrio;
- b) Para cruces de corrientes próximos a una confluencia, el efecto de la corriente principal y del tributario sobre los niveles de crecida, velocidades, distribución de flujos, movimientos verticales y laterales de la corriente, y el efecto de las condiciones anteriores al proyecto hidráulico del puente;
- c) Ubicación de un cruce favorable de la corriente teniendo en cuenta si ésta es recta, con meandros, trezado o de transición o, en su caso, dispositivos de control para proteger al puente respecto a condiciones de la corriente, sean éstas existentes o previstas para el futuro;
- d) El efecto de los cambios propuestos en el cauce;
- e) El efecto de la explotación de materiales provenientes del cauce, tales como arena, ripio, etc., u otras operaciones en el cauce;
- f) Posibles cambios en los picos o volúmenes del escurrimiento provocados por cambios en el uso del suelo;

- g) El efecto de los cambios de la configuración geomorfológica del curso de agua sobre la estructura propuesta; y
- h) El efecto de los cambios geomorfológicos sobre estructuras existentes en su cercanía, causados por la estructura propuesta;
- i) En el caso de condiciones de corrientes o flujos inestables se deberán realizar estudios especiales para estimar los probables cambios futuros en la planimetría y el perfil de la corriente y para determinar las medidas para contrarrestarlas a incorporar en el proyecto, o en el futuro, para la seguridad del puente y los caminos de acceso.

Artículo 42. PUENTES SOBRE CURSOS DE AGUA. El proceso de diseño para dimensionar un puente, que cruza un curso de agua, deberá incluir:

- a) Evaluación de los patrones de las ondas de crecidas en el cauce principal y la planicie de inundación, para las condiciones existentes; y
- b) Evaluación de las combinaciones de los perfiles de la carretera, con las alineaciones y longitudes del puente, para que exista coherencia con los objetivos del proyecto;
- c) Evaluación de las medidas a tener en cuenta ante la flotabilidad y/o arrastre del tablero generados por eventos que superen, por las condiciones locales, al de diseño;
- d) En caso de existir estudios previos de crecidas será necesario determinar su grado de precisión, para decidir si serán utilizados como antecedentes confiables.

Artículo 43. FUNDACIONES DE PUENTES.

- a) **Generalidades.** Los aspectos estructurales, hidráulicos y geotécnicos del proyecto de las fundaciones, deberán estar coordinados y cualquier diferencia deberá ser resuelta antes de la aprobación de los planos preliminares.
- b) **Socavación de puentes.** Según lo requerido por el Artículo 85, se deberá investigar la socavación en las fundaciones de los puentes para dos condiciones:
 1. Para evaluar la socavación producida por la crecida de diseño se deberá admitir, para las condiciones de proyecto, que ha sido removido el material del lecho en el prisma de socavación ubicado por sobre la línea de socavación total. El oleaje producido por una crecida de diseño, la marea, o la crecida producida por causas varias, deberá ser el más severo correspondiente a una recurrencia **$R = 100$ años**, o el correspondiente a una crecida de sobrepaso de menor recurrencia.
 2. Para evaluar la socavación producida por la crecida de verificación, se deberá investigar la estabilidad de la fundación del puente para condiciones de socavación resultantes del oleaje producido por una crecida de diseño, la marea, o la crecida producida por causas varias, debiendo ser la correspondiente a una recurrencia no mayor a $R = 500$ años, o la de una crecida de sobrepaso de menor recurrencia. Bajo estas condiciones no será necesario adoptar recaudos especiales más allá de los requeridos para la estabilidad bajo estas condiciones. Se deberá aplicar el estado límite correspondiente a evento extremo.
 3. Si las condiciones del sitio, ya sea por el atascamiento de escombros o hielo, o por condiciones de un bajo nivel de descarga cerca de la confluencia de corrientes, indicaran la utilización de una crecida más severa, tanto para el diseño como para la crecida de verificación de la socavación, el Autor del Proyecto deberá usar dicha

crecida.

4. Las zapatas apoyadas sobre el suelo o sobre roca erosionable se deberán ubicar de manera tal que el fondo de la zapata esté por debajo de las profundidades de socavación determinadas para la crecida de verificación de la socavación. Las zapatas a construir sobre roca resistente a la socavación, se deberán diseñar y construir de manera de mantener la integridad de la roca portante.
5. Cuando resulte practicable, las fundaciones profundas con zapatas se deberán proyectar de manera de ubicar la parte superior de la zapata debajo de la profundidad estimada de socavación por contracción, a fin de minimizar la obstrucción de los flujos de crecidas y la socavación local resultante. Se deberán considerar cotas aún menores para cabezales apoyados en pilotes, si los pilotes pudieran ser dañados por la erosión y corrosión provocadas por la exposición a las corrientes de agua. Si las condiciones determinan la necesidad de construir la parte superior de una zapata en una cota por encima del lecho del curso de agua, se deberá prestar atención al potencial de socavación del proyecto.
6. Si se utilizan espolones u otros sistemas de protección de pilas, el proyecto deberá considerar su influencia en la socavación en las pilas y la acumulación de arrastres.
7. Se deberá investigar exhaustivamente la estabilidad de los estribos en zonas de flujo turbulento. Los taludes expuestos se deberán proteger adecuadamente mediante medidas para contrarrestar la socavación.

c) Accesos carreteros al puente.

1. El Proyecto del puente se deberá coordinar con el proyecto de los accesos carreteros en la planicie de inundación, de manera que el patrón de flujo total de crecida se desarrolle y analice como una entidad única e interrelacionada. Si los accesos carreteros en la planicie de inundación obstruyen el flujo sobre las márgenes, el segmento de carretera dentro de los límites de la planicie de inundación se deberá proyectar de manera de minimizar los riesgos que podrá producir la crecida.
2. Si hay derivación de aguas hacia otra cuenca hídrica, como resultado de remansos u obstrucción de los flujos de crecida, se deberá evaluar el proyecto para asegurar que satisfaga los requerimientos legales referidos a riesgos de crecidas en la cuenca a la que se trasvasan caudales.

SECCIÓN 5

UBICACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS, LONGITUD Y ÁREA DE ESCURRIMIENTO

Artículo 44. UBICACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS, LONGITUD Y ÁREA DE ESCURRIMIENTO. Además de los requisitos especificados en las Secciones 3 y 4 del presente Capítulo se deberán considerar las siguientes condiciones:

- a) Pasaje de peces y demás vida silvestre,
- b) Efecto de las elevadas velocidades de salida y concentraciones de flujo en la salida de las alcantarillas, en el canal aguas abajo y en la propiedad adyacente,
- c) Efectos de la subpresión en la boca de entrada de las alcantarillas,
- d) Seguridad del tránsito, y

- e) Efectos de los elevados niveles de descarga que se podrán generar por los controles de salida o mareas de tormentas.

SECCIÓN 6 DESAGUE DE LA CARRETERA

Artículo 45. GENERALIDADES. El tablero de un puente y sus accesos carreteros se deberán proyectar para permitir la conducción segura y eficiente del escurrimiento superficial en la calzada, como una manera de minimizar los daños al puente y maximizar la seguridad de los vehículos que lo transitan. Para ello se deberán seguir los siguientes lineamientos

- a) Se deberá disponer desagüe transversal para el tablero, incluyendo la calzada, ciclovías y veredas, disponiendo una pendiente transversal o peralte suficiente para permitir un desagüe efectivo.
- b) En el caso de puentes anchos con más de tres carriles de circulación en cada dirección, podrá ser necesario realizar un proyecto especial para el desagüe del tablero y/o emplear superficies rugosas a fin de reducir la posibilidad de hidroneo.
- c) El agua que fluye pendiente abajo por la cuneta de la carretera deberá ser interceptada y no se deberá permitir que escurra sobre el puente.
- d) Los desagües en los extremos del puente deberán tener capacidad suficiente para evacuar todo el escurrimiento efluente.
- e) En aquellas instancias extremas, sensibles desde el punto de vista ambiental, en las cuales no sea posible descargar hacia el curso de agua inferior, se deberá considerar la posibilidad de evacuar el agua mediante una conducción longitudinal fijada al borde inferior del puente que descargue en instalaciones adecuadas sobre el suelo natural en los extremos del puente.
- f) Se deberá evitar el derrame por sobre los bordes laterales de la superestructura. Las caras superiores de veredas, guardarruedas y barandas deberán tener una pendiente hacia el interior, que conduzca el agua hasta sumideros según lo especificado en el Artículo 48.

Artículo 46. TORMENTA DE DISEÑO. A menos que El Organismo Ejecutor o el Propietario especifiquen lo contrario, la tormenta de diseño para el desagüe del tablero de un puente no deberá ser menor que la tormenta usada para proyectar el sistema de desagüe del pavimento de la carretera adyacente.

Artículo 47. TIPO, TAMAÑO Y NÚMERO DE SUMIDEROS. El número de sumideros del tablero deberá ser el mínimo de acuerdo con los requerimientos hidrológicos-hidráulicos.

- a) En ausencia de otros lineamientos o guías a aplicar para puentes donde la velocidad de diseño de la carretera sea menor que 70 km/h, el tamaño y número de sumideros del tablero deberán ser tales que el derrame de los mismos no invada más de la mitad del ancho de cualquiera de los carriles proyectados.
- b) Para puentes donde la velocidad de diseño de la carretera sea igual o superior a los 70 km/h, el derrame de los sumideros no deberá invadir ninguna porción de los carriles transitables.
- c) El flujo de las cunetas se deberá interceptar en los puntos de transición de la pendiente para impedir que dicho flujo atraviese el tablero del puente.
- d) Los sumideros o entradas de los desagües del tablero deberán ser hidráulicamente eficientes y accesibles para su limpieza.
- e) En todos los casos se deberá considerar que los residuos de todo tipo que se acumulen en las vías de desagüe, alterarán el escurrimiento previsto (sin residuo), por lo que se deberán

proyectar mayores secciones de cálculo de los desagües, aunque las mismas deberán ser compatibles con la seguridad de las personas que pudieran hallarse sobre el puente.

Artículo 48. DESCARGA DE LOS SUMIDEROS DEL TABLERO. Los sumideros y descargas del tablero se deberán proyectar y ubicar de manera que el agua superficial del tablero del puente o superficie del camino sea dirigida lejos de los elementos de la superestructura y de la subestructura del puente.

- a) Si El Organismo Ejecutor o el Propietario no tienen ningún requerimiento específico para controlar la descarga de los sumideros y caños de desagüe, se deberá considerar:
 1. Una proyección mínima de 0.10 m por debajo del componente más bajo de la superestructura,
 2. Ubicar las salidas de los caños de desagüe de manera que las descargas en un cono de 45° no invadan los componentes estructurales,
 3. Usar caños de desagüe con caída libre en la cara interna de los parapetos y cordones, y goterones en su cara externa, siempre que sea posible y esté permitido,
 4. Los caños de desagüe deberán ser de hierro galvanizado u otro material de similar resistencia y durabilidad, descartándose el uso de PVC y fibrocemento. El diámetro mínimo será de 0.10 m,
 5. Usar codos de no más de 45°,
 6. Disponer bocas de limpieza,
 7. Los escurrimientos del tablero del puente y de los sumideros del tablero se adoptarán de manera consistente con los requerimientos ambientales y de seguridad.

Artículo 49. DESAGÜE DE LAS ESTRUCTURAS. Las cavidades de las estructuras en las cuales existe la posibilidad de que quede agua atrapada se deberán desaguar por su punto más bajo, considerando lo siguiente:

- a) Los tableros y carpetas de rodamiento se deberán proyectar para impedir el estancamiento de las aguas, especialmente en las juntas del tablero.
- b) Para tableros de puentes con carpetas de rodamiento no integrales o encofrados perdidos, se deberá considerar la evacuación del agua que se acumula en la interfase.
- c) Se evitarán las superficies horizontales. Toda superficie expuesta a la intemperie (viento, lluvia, sol, oleaje, niebla, etc.) deberá tener una pendiente mínima en cualquier dirección del 1.5%, terminada al fratás.

CAPÍTULO VII SEGURIDAD DEL PUENTE

Artículo 50. GENERALIDADES. Se deberá llevar a cabo una evaluación de la prioridad de un puente durante la planificación de nuevos puentes y/o durante la rehabilitación de puentes existentes. Esto deberá tener en cuenta el impacto socio-económico que pudiese representar la pérdida del puente, la disponibilidad de rutas alternativas, y el efecto sobre las cuestiones de seguridad y defensa de la región al cerrar el puente.

Artículo 51. EXIGENCIAS DE DISEÑO. Los Organismos Ejecutores o los Propietarios de los puentes deberán considerar en el análisis del diseño y por razones de seguridad, cual es el nivel de amenaza que se pudiera presentar, estableciendo criterios para el tamaño y ubicación del mismo. Dichos criterios

deberán tener en cuenta el tipo, la geometría y la prioridad de la estructura que se considere. Los criterios también deberán considerar los formatos de amenazas en varios niveles y definir el grado asociado al funcionamiento estructural para cada nivel.

Artículo 52. Las exigencias de diseño se deberán determinar a partir del análisis de un formato dado de amenaza de diseño, teniendo en cuenta los niveles asociados de funcionamiento. Definidas todas las condiciones, se deberá desarrollar una estrategia de diseño que deberá ser aprobada por El Organismo Ejecutor o el Propietario del puente.

TITULO III CARGAS Y FACTORES DE CARGA

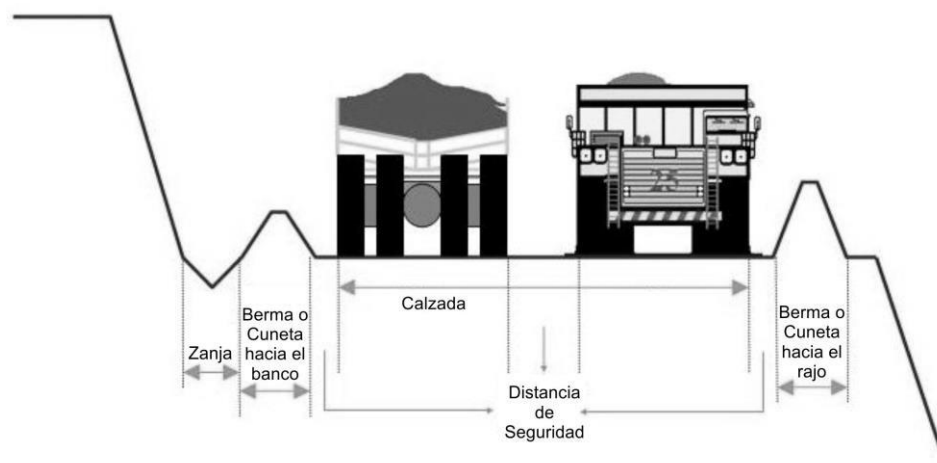
CAPÍTULO I CAMPO DE VALIDEZ

Artículo 53. CAMPO DE VALIDEZ. Este Título especifica los requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de carga y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se podrán aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. En el Título V Capítulo XIV Sección 2 se especifican requisitos adicionales para la construcción de puentes de hormigón por dovelas.

CAPÍTULO II DEFINICIONES

Artículo 54. DEFINICIONES.

1. **Amortiguador (“Damper”).** Dispositivo que transfiere y reduce las fuerzas entre los elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura, también permite movimientos de origen térmico. El dispositivo provee amortiguamiento disipando energía bajo cargas sísmicas, cargas de frenado u otras cargas dinámicas.
2. **Ancho de calzada (“Roadway width”).** Espacio libre entre barreras y/o cordones.
3. **Ángulo de fricción de un muro (“Wall friction angle”).** Ángulo cuyo arco-tangente representa la fricción aparente entre un muro y una masa de suelo.
4. **Barrera estructuralmente continua (“Structurally continuous barrier”).** Barrera, o cualquier parte de la misma, que se interrumpe sólo en las juntas del tablero.
5. **Berma (“Berm”).** Montículo de tierra utilizado para cambiar la dirección o disminuir la velocidad de vehículos o embarcaciones y para estabilizar rellenos, terraplenes, taludes o suelos blandos.



6. **Calado de diseño (“Design water depth”).** Profundidad del agua correspondiente al nivel de pleamar media (PMM).
7. **Carga (“Load”).** Efecto de una aceleración, incluyendo la aceleración de la gravedad, de una deformación impuesta o de un cambio volumétrico.
8. **Carga nominal (“Nominal load”).** Nivel de carga de diseño seleccionado arbitrariamente.
9. **Cargas permanentes (“Permanent loads”).** Cargas y fuerzas que son, o se suponen que son, ya sea permanentes una vez terminada la construcción o variando sólo a lo largo de un período prolongado de tiempo.
10. **Cargas transitorias (“Transient loads”).** Cargas y fuerzas que podrán variar en un intervalo corto de tiempo respecto a la vida de servicio de la estructura.
11. **Carril (“Lane”).** Área del tablero que recibe un vehículo o una carga lineal uniforme.
12. **Carril de diseño (“Design lane”).** Carril de circulación ideal ubicado transversalmente sobre la carretera.
13. **Cristales iniciales de hielo (“Frazil ice”).** Agujas o lentejuelas finas de hielo en suspensión en el agua. Primer estado de la congelación, dando a la superficie del agua un aspecto aceitoso u opaco.
14. **Cuña activa del suelo (“Active earth wedge”).** Cuña de suelo que tiende a moverse si no es retenida por una estructura o componente.
15. **Defensa (“Fender”).** Elemento de protección fijado al componente estructural a proteger o usado para delimitar canales o redirigir embarcaciones que se han salido de curso.
16. **Distorsión (“Distortion”).** Cambio en la geometría estructural.
17. **Dolphin (“Dolphin”).** Elemento de protección que podrá tener su propio sistema de defensa; generalmente es de planta circular y estructuralmente independiente del puente.
18. **Empuje activo del suelo (“Active earth pressure”).** Presión lateral resultante de la

retención de suelo por parte de una estructura o componente que tiende a alejarse de la masa de suelo.

19. **Empuje aparente del suelo (“Apparent earth pressure”).** Distribución de la presión lateral para muros anclados construidos de arriba hacia abajo.
20. **Empuje pasivo del suelo (“Passive earth pressure”).** Presión lateral debida a la resistencia que opone el suelo al movimiento lateral de una estructura o componente hacia el interior de la masa de suelo.
21. **Estabilidad global (“Overall stability”).** Estabilidad de la totalidad del muro de sostenimiento o estructura del estribo; se determina evaluando potenciales superficies de deslizamiento ubicadas fuera de la estructura.
22. **Expuesto (“Exposed”).** Condición en la cual una parte de la subestructura o superestructura del puente está sujeta a contacto físico con cualquier parte de la proa, caseta de cubierta o mástil de una embarcación que colisiona con el puente.
23. **Extremo (“Extreme”).** Un máximo o un mínimo.
24. **Fluido equivalente (“Equivalent fluid”).** Sustancia ideal cuya densidad es tal que, a los fines del cálculo, ejercería la misma presión que el suelo que reemplaza.
25. **Fuerza centrífuga (“Centrifugal force”).** Fuerza lateral provocada por un cambio de dirección del movimiento de un vehículo.
26. **Global (“Global”).** Correspondiente a la totalidad de la superestructura o a la totalidad del puente.
27. **Incremento por carga dinámica (“Dynamic load allowance”).** Aumento de las solicitaciones estáticas aplicadas que toma en cuenta la interacción dinámica entre el puente y los vehículos en movimiento.
28. **Índice de confiabilidad (“Reliability index”).** Valoración cuantitativa de la seguridad, expresada como la relación de la diferencia entre la resistencia media y la solicitación media sobre la desviación estándar combinada de la resistencia y la solicitación.
29. **Licuefacción (“Liquefaction”).** Pérdida de resistencia al corte de un suelo saturado debido al exceso de presión neutra. En suelos no cohesivos saturados, esta pérdida de resistencia podrá ser el resultado de cargas aplicadas de manera instantánea o cíclica, particularmente en arenas finas a medianas poco compactas de granulometría uniforme.
30. **Línea de ruedas (“Wheel line”).** Agrupación de ruedas en forma transversal o longitudinal.
31. **Local (“Local”).** Correspondiente a un componente o a un subconjunto de componentes.
32. **Modo de vibración (“Mode of vibration”).** Forma de deformación dinámica asociada con una frecuencia de vibración.
33. **Rango de movimiento térmico de diseño (“Design thermal movement range”).** El rango de movimiento térmico resulta de la diferencia entre la máxima temperatura de diseño y la mínima temperatura de diseño, tal como se define en el Artículo 141.

34. **Regla de la palanca (“Lever rule”).** Sumatoria estática de los momentos respecto de un punto para calcular la reacción en un segundo punto.
35. **Relación de sobreconsolidación (“Overconsolidation ratio”).** Relación entre la máxima presión de preconsolidación y la presión efectiva actual.
36. **Rueda (“Wheel”).** Neumático simple o dual ubicado en el extremo de un eje.
37. **Sistema de ejes (“Axle unit”).** Eje simple o eje tándem.
38. **Sobrecarga de suelo (“Surcharge”).** Carga usada para modelar el peso del relleno u otras cargas aplicadas en la parte superior del material retenido.
39. **Subestructura (“Substructure”).** Componentes estructurales del puente que soportan el tramo cuasi horizontal.
40. **Suelo normalmente consolidado (“Normally consolidated soil”).** Suelo en el cual la presión efectiva provocada por la sobrecarga actual es igual a la máxima presión que ha experimentado.
41. **Suelo sobreconsolidado (“Overconsolidated soil”).** Suelo que ha sido sometido a una presión mayor que la que actualmente existe.
42. **Superestructura (“Superstructure”).** Componentes estructurales del puente que constituyen el tramo cuasi horizontal.
43. **Superficie de influencia (“Influence surface”).** Función continua o discretizada sobre el tablero de un puente cuyo valor en un punto, multiplicado por una carga actuando normal al tablero en dicho punto, permite obtener el efecto deseado debido a dicha carga.
44. **Tándem (“Tandem”).** Dos ejes poco separados, generalmente conectados a un mismo chasis que ayuda a distribuir la carga de manera equitativa entre ambos ejes.
45. **Temperatura de ajuste (“Setting temperature”).** Temperatura media de una estructura, que se utiliza para determinar las dimensiones de una estructura cuando se añade o coloca un componente.
46. **Tonelaje (“Tonne”).** Es una medida del tamaño o de la capacidad de carga que transporta una embarcación. En el uso marítimo moderno, "tonelaje" se refiere específicamente a un cálculo del volumen o volumen de carga de una embarcación. Siendo: 1 tonne = 1000 kg.
47. **Unidad de transmisión de impacto (“Shock Transmission Unit – STU”).** Dispositivo que proporciona una unión rígida temporaria entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas, de frenado u otras cargas dinámicas, a la vez que permite movimientos de origen térmico.
48. **Vehículo de circulación restringida (“Permit vehicle”).** Vehículo cuya circulación está restringida por disposiciones administrativas debido a su peso o tamaño.
49. **Vía navegable (“Navigable waterway”).** Curso de agua que el **Organismo Ejecutor** ha determinado apto para el comercio nacional o internacional.
50. **Vía navegable de gran calado (“Deep draft waterways”).** Vía navegable usada por

embarcaciones mercantes con un calado cargado de 4 a 18 m.

51. **Vía navegable de poco calado (“Shallow draft waterways”).** Vía navegable utilizada principalmente por embarcaciones tipo barcaza con un calado cargado menor que 3 m.
52. **Vibración aeroelástica (“Aeroelastic vibration”).** Respuesta elástica periódica de una estructura frente al viento.

CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA

Artículo 55. SIMBOLOGÍA GENERAL.

- A** sección en planta de un témpano de hielo, en m²; profundidad del gradiente de temperatura, en m.
- AEP** empuje aparente del suelo para muros anclados, en kN/m².
- AF** frecuencia anual de colapso de un elemento del puente (número/año).
- a** longitud de desaceleración uniforme en frenado; distancia truncada; longitud media de daño de proa, en m.
- a_B** longitud de daño de proa de una barcaza tolva estándar, en m.
- a_s** longitud de daño de proa de un buque, en m.
- B´** ancho de zapata equivalente, en m.
- B_e** ancho de excavación, en m.
- B_M** manga (ancho) de una barcaza, remolcadores de barcaza, y barcos, en m. .
- B_p** ancho de una pila de puente, en m.
- BR** fuerza de frenado vehicular; coeficiente básico de desviación de una embarcación.
- b** coeficiente de fuerza de frenado; ancho de un muro vertical discreto, en m.
- b_r** ancho de la carga aplicada o de una zapata, en m.
- C** coeficiente para calcular fuerzas centrífugas; constante para condiciones del terreno relacionada con la exposición al viento.
- C_a** coeficiente para la fuerza debida al aplastamiento del hielo.
- C_D** coeficiente de arrastre, en s²·kN/m⁴.
- C_H** coeficiente de masa hidrodinámica.
- C_L** coeficiente de arrastre lateral.

C_n	coeficiente de inclinación del borde de ataque para calcular F_b .
c	cohesión del suelo, en kN/m ² .
c_f	distancia entre la parte posterior de la cara de un muro y el frente de una carga aplicada o zapata, en m.
D	profundidad de empotramiento para muros permanentes tipo pantalla flexada en voladizo formados por elementos verticales discretos, en m.
D_B	profundidad de proa, en m.
D_E	profundidad mínima de la tapada de suelo, en m.
D_o	profundidad de empotramiento calculada para proporcionar equilibrio en pantallas flexadas en voladizo con elementos verticales continuos por el método simplificado, en m.
DWT	tamaño de una embarcación en base a su tonelaje de peso muerto, en tonne.
D_1	ancho efectivo de una carga aplicada a cualquier profundidad, en m.
d	profundidad de la superficie potencial de falla debajo de la base de la excavación; distancia horizontal entre la cara posterior de un muro y el eje de una carga aplicada, en m.
E	módulo de elasticidad, en MPa.
E_B	energía de deformación, en kN·m.
e'	excentricidad de la carga sobre una zapata, en m.
F	fuerza longitudinal sobre una pila provocada por un témpano de hielo, en kN; fuerza requerida para que falle una capa de hielo, en kN/m; fuerza en la base de un muro flexado requerida para que haya equilibrio de fuerzas, en kN/m.
F_b	fuerza horizontal debida a la falla del hielo por flexión, en kN.
F_c	fuerza horizontal debida al aplastamiento del hielo, en kN.
F_t	fuerza transversal sobre la pila debida al flujo de hielo, en kN.
F_v	fuerza vertical del hielo debida a la adherencia, en kN.
F_1	fuerza lateral debida al empuje del suelo, en kN/m.
F_2	fuerza lateral debida a la sobrecarga vehicular, en kN/m.
f	constante aplicada en el cálculo del coeficiente C utilizado para calcular las fuerzas centrífugas, siendo igual a $4/3$ en aquellas combinaciones de cargas excepto la fatiga y 1 para fatiga.
$f'c$	resistencia especificada a compresión del hormigón a utilizar en el diseño, en MPa.
g	aceleración de la gravedad, en m/s ² .

H	resistencia última de un elemento del puente, en kN; altura final de un muro de sostenimiento, en m; profundidad total de una excavación, en m; resistencia de un componente del puente frente a una fuerza horizontal, en kN.
H_L	profundidad del cabecero en la proa de una barcaza, en m.
H_p	resistencia última de una pila de puente, en kN.
H_s	resistencia última de una superestructura de puente, en kN.
H_1	distancia entre la superficie del terreno y el anclaje ubicado a mayor altura, en m.
H_{n+1}	distancia entre la base de la excavación y el anclaje ubicado a menor altura, en m.
h	altura ideal del diagrama de empuje del suelo, en m.
h_{eq}	altura de suelo equivalente para carga vehicular, en m.
IM	incremento por carga dinámica.
KE	energía de impacto de diseño correspondiente a la colisión de una embarcación, en kN·m.
K_1	factor de reducción de la fuerza de hielo para cursos de agua pequeños.
k	coeficiente de empuje lateral del suelo.
k_a	coeficiente de empuje lateral activo del suelo.
k_0	coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo.
k_p	coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo.
k_s	coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga.
L	perímetro de una pila; longitud de los elementos de refuerzo del suelo en una estructura de tierra estabilizada mecánicamente; longitud de una zapata; longitud de expansión, en m.
ℓ	longitud característica; separación entre centros de los elementos de un muro vertical, en m.
LOA	longitud total de un buque o remolcador de barcaza incluyendo la embarcación remolcada, en m.
m	factor de presencia múltiple.
N	número de pasajes de embarcaciones en una dirección navegando debajo del puente [número/año].
N_s	número de estabilidad.
OCR	relación de sobreconsolidación.

P	máxima fuerza vertical para una única cuña de hielo; carga resultante del impacto de una embarcación; carga concentrada de rueda; intensidad de la sobrecarga; carga puntual, en kN.
PA	probabilidad de desviación de una embarcación.
P_a	fuerza resultante por unidad de ancho de muro, en kN/m.
P_B	fuerza de impacto de una barcaza correspondiente a una colisión frontal entre la proa de la barcaza y un objeto rígido, en kN; presión básica del viento correspondiente a una velocidad del viento de 45 m/s, en kN/m ² .
$\overline{P_B}$	fuerza de impacto de una barcaza correspondiente a una colisión frontal entre la proa de la barcaza y un objeto rígido, en kN; presión básica del viento correspondiente a una velocidad del viento de 45 m/s, en kN/m ² .
P_{BH}	fuerza de impacto de la colisión de la proa de un buque contra una superestructura rígida, en kN.
PC	probabilidad de colapso de un puente.
P_D	presión de viento de diseño, en kN/m ² .
P_{DH}	fuerza de impacto de la caseta de cubierta de un buque contra una superestructura rígida, en kN.
PG	probabilidad geométrica de que una embarcación colisione contra una pila o tramo de un puente.
P_H	fuerza lateral debida a la superestructura u otras cargas concentradas laterales, en kN/m.
P_h	componente horizontal de la resultante del empuje del suelo sobre el muro, en kN/m.
P_{MT}	fuerza de impacto del mástil de un buque contra una superestructura rígida, en kN.
P_p	empuje pasivo del suelo, en kN/m.
P_s	fuerza de impacto de la colisión frontal de la proa de un buque contra un objeto rígido, en kN.
P_v	componente vertical de la resultante del empuje del suelo sobre el muro; carga por metro lineal de zapata corrida, en kN/m.
P'_v	carga sobre una zapata aislada rectangular o carga puntual, en kN.
p	resistencia efectiva al aplastamiento del hielo, en MPa; presión del flujo de agua, en kN/m ² ; empuje básico del suelo, en [kN/m ²]; fracción de tránsito correspondiente a camiones en un único carril; intensidad de carga, en kN/m ² .
p_a	empuje aparente del suelo; máxima ordenada del diagrama de presión, en kN/m ² .
p_p	empuje pasivo del suelo, en kN/m ² .

Q	carga de diseño total; intensidad de carga para una carga lineal de longitud infinita, en kN/m.
Q_i	Solicitaciones.
q	sobrecarga de suelo, en kN/m ² .
q_s	sobrecarga uniforme de suelo, en kN/m ² .
R	radio de curvatura, en m; radio de una pila circular, en m; factor de reducción del empuje pasivo lateral del suelo; distancia radial entre el punto de aplicación de una carga y un punto en el muro, en m; fuerza de reacción a ser resistida por la subrasante debajo de la base de excavación, en kN/m.
R_B	factor de corrección de PA, que considera la ubicación del puente.
R_{BH}	relación entre la altura expuesta de la superestructura y la altura total de la proa de un buque.
R_C	factor de corrección de PA, que considera la presencia de corrientes paralelas a la dirección de recorrido de las embarcaciones.
R_D	factor de corrección de PA, que considera la densidad de tránsito de embarcaciones.
R_{DH}	factor de reducción para la fuerza de colisión de la caseta de cubierta de una embarcación.
R_{Xc}	factor de corrección de PA, que considera la presencia de corrientes cruzadas actuando perpendicularmente al recorrido de las embarcaciones.
r	radio del borde de ataque de una pila, en m.
S_f	índice de congelamiento.
S_m	resistencia al corte de un macizo rocoso, en kN/m ² .
S_u	resistencia al corte en condición no drenada de un suelo cohesivo, en kN/m ² .
S_{ub}	resistencia al corte en condición no drenada del suelo debajo de la base de la excavación, en kN/m ² .
S_v	separación vertical de las armaduras, en m.
T	temperatura media diaria del aire, en °C.
T_F	período del modo fundamental de vibración del puente, en s.
T_{hi}	carga horizontal en el anclaje i, en kN/m.
T_m	período de vibración del modo m, en s.
T_{máx}	carga aplicada a las armaduras en un muro de tierra estabilizada mecánicamente, en kN/m.

$T_{MáxDiseño}$	máxima temperatura de diseño utilizada para determinar los efectos del movimiento térmico, en °C.
$T_{MinDiseño}$	mínima temperatura de diseño utilizada para determinar los efectos del movimiento térmico, en °C.
t	espesor del tablero, en m.
V	velocidad de diseño de la carretera; velocidad de diseño del agua; velocidad de impacto de diseño de una embarcación, en m/s.
V_B	velocidad básica del viento tomada como 45 m/s.
V_C	componente de la corriente de agua que actúa paralela a la dirección de recorrido de las embarcaciones, en m/s.
V_{DZ}	velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z, en m/s.
V_{MIN}	mínima velocidad de diseño de impacto, siempre mayor o igual que la velocidad media anual de la corriente para el sitio de emplazamiento del puente, en m/s.
V_T	velocidad de circulación de las embarcaciones en el canal navegable, en m/s.
V_{Xc}	componente de la corriente de agua que actúa perpendicular a la dirección de recorrido de las embarcaciones, en m/s.
V_0	velocidad friccional, característica meteorológica del viento para diferentes características de la superficie contra el viento, en m/s.
V_{10}	velocidad del viento a 10 m sobre el nivel del terreno o del agua, en m/s.
W	peso desplazado de la embarcación, en ton.
w	ancho libre de la carretera, en m; ancho libre de un puente peatonal y/o de bicicletas, en m; ancho de una pila al nivel que actúa el hielo, en m; peso unitario del agua, en kN/m ³ .
X	distancia horizontal entre el respaldo de un muro y el punto de aplicación de la carga; distancia entre un elemento del puente y el eje del recorrido de las embarcaciones, en m.
X_c	distancia entre el borde del canal y el eje del recorrido de las embarcaciones, en m.
X_L	distancia a partir del eje del recorrido de las embarcaciones igual a 3-LOA, en m.
X_1	distancia entre el respaldo del muro y el inicio de la carga lineal, en m.
X_2	longitud de la carga lineal, en m.
Z	altura de la estructura sobre el terreno o nivel del agua > 10 m; profundidad debajo de la superficie del suelo; profundidad desde la superficie del terreno hasta un punto en el muro considerado; distancia vertical entre el punto de aplicación de una carga y la cota de un punto en el muro considerado, en m.

Z_0	longitud de rugosidad del alcance a barlovento, una característica meteorológica del viento, en m.
Z_2	profundidad donde el ancho efectivo interseca el respaldo del muro, en m.
z	profundidad debajo de la superficie del relleno, en m.
α	constante que considera las condiciones del terreno en relación con la exposición al viento; coeficiente que considera las condiciones locales del hielo; inclinación del borde de ataque de una pila con respecto a un eje vertical, en grados ($^{\circ}$); inclinación del respaldo de un muro respecto de un eje vertical, en grados ($^{\circ}$); ángulo formado por un muro de cimentación y una línea que conecta el punto en el muro considerado con un punto en la esquina inferior de la zapata más próxima al muro, en radianes; coeficiente de expansión térmica, en $m/m/^{\circ}C$.
B	pendiente ideal del relleno, en grados ($^{\circ}$).
β	índice de seguridad; ángulo del borde de ataque en un plano horizontal utilizado para calcular las fuerzas transversales del hielo, en grados ($^{\circ}$); pendiente de la superficie del relleno detrás de un muro de sostenimiento; positiva (+) para las pendientes que ascienden a partir del muro; y negativa (-) para pendientes que descienden a partir del muro, en grados ($^{\circ}$).
β'	índice de seguridad; ángulo del borde de ataque en un plano horizontal utilizado para calcular las fuerzas transversales del hielo, en grados ($^{\circ}$); pendiente de la superficie del relleno detrás de un muro de sostenimiento; positiva (+) para las pendientes que ascienden a partir del muro; y negativa (-) para pendientes que descienden a partir del muro, en grados ($^{\circ}$).
γ	factores de carga; peso unitario de los materiales, en kN/m^3 ; peso unitario del agua, en kN/m^3 .
γ_s	peso unitario del suelo, en kN/m^3 .
γ'_s	peso unitario efectivo del suelo, en kN/m^3 .
γ_{EQ}	factor de carga para sobrecargas aplicadas simultáneamente con cargas sísmicas.
γ_{eq}	peso unitario de fluido equivalente del suelo, en kN/m^3 .
γ_i	factor de carga.
γ_{SE}	factor de carga para el asentamiento.
γ_{TG}	factor de carga para el gradiente de temperatura.
Δ	movimiento de la parte superior del muro requerido para alcanzar el mínimo empuje activo o máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral, en m.
Δ_p	empuje horizontal constante debido a una sobrecarga uniforme, en kN/m^2 .
Δ_{ph}	distribución constante del empuje horizontal sobre el muro, resultante de diversos tipos de sobrecargas, en kN/m^2 .
Δ_T	rango de diseño del movimiento térmico, en m.

$\Delta\sigma_H$	presión horizontal debida a la sobrecarga, en kN/m ² .
$\Delta\sigma_v$	presión vertical debida a la sobrecarga, en kN/m ² .
δ	ángulo de una cuña de hielo truncada, en grados (°); ángulo de fricción entre relleno y muro, en grados (°); ángulo entre el muro de cimentación y una línea que conecta el punto considerado en el muro con un punto en la esquina inferior de la zapata más alejada del muro, en radianes.
η_i	modificador de cargas especificado en el Artículo 6; cara inclinada del muro
θ	ángulo del respaldo de un muro respecto de la horizontal, en grados (°); ángulo de un codo o curva del canal, en grados (°); ángulo entre la dirección de flujo de la corriente y el eje longitudinal de la pila, en grados (°).
θ_f	ángulo de fricción entre un témpano de hielo y una pila, en grados (°).
σ	desviación estándar de la distribución normal.
σ_T	resistencia a tracción del hielo, en MPa.
μ	coeficiente de Poisson.
ϕ	factores de reducción de resistencia.
ϕ_f	ángulo de fricción interna, en grados (°).
ϕ'_f	ángulo efectivo de fricción interna, en grados (°).
ϕ_r	ángulo de fricción interna de un relleno reforzado, en grados (°).
ϕ'_s	ángulo de fricción interna del suelo retenido, en grados (°).

Artículo 56. CARGAS Y DENOMINACIÓN DE LAS CARGAS (AAHSTO 3.3.2). Se deberán considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

a) Cargas permanentes:

CR	solicitaciones generadas por fluencia lenta
DD	fricción negativa
DC	peso propio de los componentes estructurales y agregados no estructurales
DW	peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios
EH	empuje horizontal del suelo
EL	diversas tensiones residuales resultantes del proceso constructivo, incluyendo en la construcción parcial la elevación separada de voladizos
ES	sobrecarga debida al suelo

PS presión vertical del peso propio del suelo de relleno

SH fuerzas secundarias de postensado

b) Cargas transitorias:

BL cargas explosivas

BR fuerza de frenado de los vehículos CE fuerza centrífuga de los vehículos CT
fuerza de colisión de un vehículo

CV fuerza de colisión de una embarcación

EQ carga sísmica

FR carga de fricción

IC carga de hielo

IM incremento por carga vehicular dinámica

LL sobrecarga vehicular LS sobrecarga adicional PL sobrecarga peatonal

SE sollicitaciones generadas por asentamiento

TG sollicitaciones generadas por gradiente de temperatura

TU sollicitaciones generadas por temperatura uniforme

WA carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL viento sobre la sobrecarga

WS viento sobre la estructura

**CAPÍTULO IV
FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES**

**SECCIÓN 1
FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA**

Artículo 57. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS.

a) La sollicitación de diseño total se determinará de la siguiente manera:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Ec. 5

siendo:

- η_i el modificador de las cargas especificado en el 0.
 Q_i las solicitaciones de las cargas aquí especificadas.
 γ_i los factores de carga especificados en las TABLA 2 y TABLA 3.

b) Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la Ec. 1 para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas de diseño según se especifica para cada uno de los siguientes estados límite:

1. **RESISTENCIA I** – Combinación de cargas básicas correspondiente al uso vehicular normal del puente, sin viento.
2. **RESISTENCIA II** – Combinación de cargas correspondiente al uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Organismo Ejecutor o el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
3. **RESISTENCIA III** – Combinación de cargas correspondiente al puente expuesto a vientos con velocidades superiores a **25 m/s**.
4. **RESISTENCIA IV** – Combinación de cargas correspondiente a relaciones muy elevadas entre los efectos provocados por las cargas permanentes y los provocados por las sobrecargas.
5. **RESISTENCIA V** – Combinación de cargas correspondiente al uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 25 m/s.
6. **EVENTO EXTREMO I** – Combinación de cargas que incluye el sismo. El factor de carga para la sobrecarga en la combinación de carga del Evento Extremo I, EQ, en general se podrá adoptar igual a cero.
7. **EVENTO EXTREMO II** – Combinación de cargas que incluyen carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, crecidas de verificación, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte la carga de colisión de vehículos, CT. Los casos de crecidas de verificación no se deberán combinar con BL, CV, CT o IC.
8. **SERVICIO I** – Combinación de cargas correspondiente a la operación normal del puente con un viento de 25 m/s, tomando todas las cargas con sus valores nominales. También se relaciona con el control de las flechas de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas, control del ancho de fisura en las estructuras de hormigón armado, y para el análisis transversal en relación a la tracción en vigas construidas por dovelas de hormigón. Esta combinación de cargas también se deberá utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
9. **SERVICIO II** – Combinación de cargas que busca controlar que en servicio y debido a la sobrecarga útil vehicular, no se produzca la fluencia en las estructuras de acero ni el deslizamiento en las uniones de deslizamiento crítico. Se aplica sólo a las estructuras de acero.
10. **SERVICIO III** – Combinación de cargas para el análisis longitudinal relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración y la tracción principal en las almas de las vigas construidas por dovelas de hormigón.
11. **SERVICIO IV** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en

columnas de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

12. **FATIGA I** – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la resistencia a la fatiga frente a una carga inducida infinita en el tiempo.
 13. **FATIGA II** – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la resistencia a la fatiga frente a una carga inducida finita en el tiempo.
- c) En la TABLA 2 se especifican los factores de carga que se deberán aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las combinaciones de cargas. En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que deberá ser considerada y que es relevante para el componente que se está diseñando, incluyendo todas las solicitaciones significativas debidas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple especificado en el Artículo 67c), si corresponde. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la Ec. 1 y multiplicar por los modificadores de las cargas especificados en el Artículo 6.
 - d) Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la solicitación total de diseño extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.
 - e) En las combinaciones de cargas en las cuales una solicitación reduce otra solicitación, a la carga que reduce la solicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la TABLA 3 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.
 - f) El mayor de los dos valores especificados para el factor de carga a aplicar a **TU**, se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.
 - g) Para el análisis simplificado de subestructuras de hormigón en el estado límite de resistencia, un valor de 0.50 para γ_{TU} podrá ser utilizado en el cálculo de solicitaciones, pero se tomarán en relación con el momento de inercia bruto en las columnas o pilares. Cuando se haya completado un análisis detallado en subestructuras de hormigón en el estado límite de resistencia, un valor de 1.0 para γ_{TU} se deberá utilizar junto con un momento de inercia de sección parcialmente fisurada determinado por el cálculo.
 - h) Para subestructuras de hormigón en el estado límite de resistencia, el valor de 0.50 para γ_{PS} , γ_{CR} , y γ_{SH} también podrá ser utilizado en el cálculo de las solicitaciones en las estructuras monolíticas, pero se tomarán en relación con el momento de inercia bruto en las columnas o pilares.
 - i) Para subestructuras de acero, se deberá utilizar el valor de 1.0 para γ_{TU} , γ_{PS} , γ_{CR} , y γ_{SH} .
 - j) La evaluación de la estabilidad global de los rellenos retenidos, así como de los taludes de tierra con o sin una fundación superficial o profunda, se deberá hacer utilizando la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I y un factor de resistencia adecuado según lo especificado en el Artículo 818 y Artículo 829.
 - k) Para las estructuras tipo cajón formado por placas estructurales que satisfagan los requisitos del Título X Capítulo IX, el factor de sobrecarga para las sobrecargas vehiculares LL e IM se deberá tomar igual a 2.0.

- l) El factor de carga para gradiente de temperatura, γ_{TG} , se deberá adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{TG} se podrá tomar como:
1. 0.0 en los estados límite de resistencia y evento extremo,
 2. 1.0 en el estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y
 3. 0.50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga.
- m) El factor de carga para asentamiento, γ_{SE} , se deberá adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{SE} se podrá tomar igual a 1.0. Las combinaciones de carga que incluyan asentamiento también deberán ser analizadas sin asentamiento.
- n) Para los puentes construidos por dovelas, se deberá investigar la siguiente combinación en el estado límite de servicio:

$$DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + EL + PS \quad (2)$$

**TABLA 2
FACTORES DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS.**

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
Evento extremo II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-	-
Fatiga I – sólo LL, IM y CE	-	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II – sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

TABLA 3
FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES, γ_P .

Tipo de carga, tipo de fundación, y método utilizado para calcular la fricción negativa		Factor de carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios		1,25	0,90
DC: Resistencia <i>IV</i> solamente		1,50	0,90
DD: Fricción negativa	Pilotes, Método α Tomlinson	1,40	0,25
	Pilotes, Método λ	1,05	0,30
	Pilotes excavados, Método O'Neill and Reese (1999)	1,25	0,35
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos		1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo			
• Activo		1,50	0,90
• En reposo		1,35	0,90
• AEP para muros anclados		1,35	N/A
EL: Tensiones residuales de montaje		1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo			
• Estabilidad global		1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos		1,35	0,90
• Estructura rígida enterrada		1,30	0,90
• Marcos rígidos		1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas			
○ Alcantarillas metálicas y alcantarillas de placa estructural con fondo corrugado		1,50	0,90
○ Alcantarillas termoplásticas		1,30	0,90
○ Todas las demás		1,95	0,90
ES: Sobrecarga debida al suelo		1,50	0,75

TABLA 4
FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES DEBIDO A LAS DEFORMACIONES IMPUESTAS, γ_P .

Componente del puente	PS	CR, SH
Superestructura – conformada por dovelas		
Hormigón de la subestructura resistiendo la superestructura conformada por dovelas (ver los artículos 3.12.4. y 3.12.5.)	1,0	Ver γ_P para DC, Tabla 3.4.1-2
Hormigón de la superestructura no hecha por dovelas	1,0	1,0
Subestructura resistiendo la superestructura no hecha por dovelas		
• Utilizando I_g	0,5	0,5
• Utilizando $I_{efectivo}$	1,0	1,0
Subestructura de acero	1,0	1,0

- o) Cuando los elementos pretensados son utilizados en combinación con las vigas de acero, los efectos de fuerza de las siguientes situaciones deberán ser considerados como cargas de construcción, *EL*:
1. La fricción, entre las secciones del tablero prefabricado y las vigas de acero, generada cuando el pretensado longitudinal de un tablero prefabricado se realiza antes de que el tablero y las vigas de acero formen un elemento compuesto.
 2. Las fuerzas adicionales, inducidas en las vigas de acero y en los conectores de corte, generadas cuando el postesado longitudinal se efectúa una vez que el tablero y las vigas actúan como elemento mixto.
 3. Los efectos diferenciales de contracción y fluencia lenta del hormigón.

4. El efecto Poisson.

- p) El factor de carga para la sobrecarga en la *Combinación de Carga del Evento Extremo I*, γ_{EQ} , en general podrá adoptarse $\gamma_{EQ} = 0$. En proyectos específicos deberá ser fijado por el Organismo Ejecutor.
- q) El juicio ingenieril se ejercerá cuando haya cargas explosivas en combinación con otras cargas.

SECCIÓN 2 FACTORES DE CARGA PARA CARGAS CONSTRUCTIVAS

Artículo 58. EVALUACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

- a) Todas las combinaciones apropiadas de cargas especificadas en la TABLA 2, modificadas tal como aquí se especifica, deberán ser analizadas.
- b) Al estudiar las *Combinaciones de Carga de Resistencia I, III y V* durante la construcción, los factores de carga para el peso de la estructura y accesorios, *DC* y *PS*, no deberá ser menor que 1.25.
- c) A menos que el Organismo Ejecutor o el *Propietario* especifiquen lo contrario, el factor de carga para las cargas constructivas y para cualquier efecto dinámico asociado a él no podrá ser inferior a 1.5 en la *Combinación de Carga para Resistencia I*. El factor de carga para viento en la *Combinación de Carga de Resistencia III* no deberá ser inferior a 1.25.

Artículo 59. EVALUACIÓN DE LA FLECHA EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. En ausencia de disposiciones especiales que lo contradigan, cuando la evaluación de las flechas constructivas sea requerida en el pliego de condiciones, se aplicará la *Combinación de Cargas de Servicio I*. Las cargas constructivas permanentes serán consideradas como parte de la carga permanente y las cargas constructivas transitorias como parte de la sobrecarga. Las flechas permitidas asociadas se incluirán en el pliego de condiciones.

SECCIÓN 3 FACTORES DE CARGA PARA LAS FUERZAS DE GATEADO Y POSTESADO

Artículo 60. FUERZAS DE GATEADO.

- a) A menos que el Organismo Ejecutor o el *Propietario* especifiquen lo contrario, las fuerzas de diseño para el levantamiento de la superestructura en servicio, por ejemplo, para viga de arriostramiento, no deberán ser menores que 1.3 veces la reacción por cargas permanentes en el apoyo más próximo al punto de aplicación del gato.
- b) Cuando el puente no esté cerrado al tránsito durante la operación de gateado, la fuerza de gateado también deberá incluir la reacción de la sobrecarga consistente con el mantenimiento del plan de tránsito, multiplicada por el factor de carga correspondiente a sobrecarga.

Artículo 61. FUERZA PARA LAS ZONAS DE POSTESADO. La fuerza de diseño para las zonas de anclaje de postesado se deberá tomar como 1.2 veces la máxima fuerza del gato de tensionamiento.

SECCIÓN 4
FACTORES DE CARGA PARA TABLEROS ORTÓTROPOS

Artículo 62. FACTORES DE CARGA PARA TABLEROS ORTÓTROPOS. El factor de sobrecarga para el estado de Fatiga I (γ_{LL}) se deberá multiplicar por un factor adicional de 1.5 cuando se evalúe la fatiga según el detalle del corte correspondiente a la soldadura de la vigueta con la viga de piso y la soldadura de la vigueta al tablero.

CAPÍTULO V
CARGAS PERMANENTES

SECCIÓN 1
CARGAS PERMANENTES: DC, DW Y EV

Artículo 63. CARGAS PERMANENTES: DC, DW y EV

Artículo 64. La **carga permanente** deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, relleno de tierra, superficie de rodamiento, futuras repavimentaciones y ensanches previstos.

Artículo 65. En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se podrán utilizar los pesos unitarios especificados en la TABLA 5.

TABLA 5
PESOS UNITARIOS.

Material		Pesos unitarios (kN/m ³)
Aleaciones de aluminio		27,50
Superficies de rodamiento bituminosas		22,00
Hierro fundido		70,70
Escoria		9,43
Arena, limo o arcilla compactados		18,85
Hormigón (1)	Agregados de bajo peso unitario	17,28
	Agregados de bajo peso unitario y arena	18,85
	Peso unitario normal con $f'_c \leq 35$ MPa	22,79
	Peso unitario normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$21,99 + 0,0229 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		15,71
Arcilla blanda		15,71
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		22,00
Acero		76,98
Mampostería de piedra		26,71
Madera	Dura	9,43
	Blanda	7,86
Agua	Dulce	9,81
	Salada	10,06
Elemento		Peso por unidad de longitud (kN/m)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		2,92
(1) Para hormigón armado con cuantías de acero habituales es suficiente adicionar a estos valores 0,80 kN/m³ a fin de tener en cuenta el peso de la armadura.		

SECCIÓN 2
CARGAS DE SUELO: EH, ES Y DD

Artículo 66. CARGAS DE SUELO: EH, ES y DD. Las cargas correspondientes a empuje del suelo, sobrecarga de suelo y fricción negativa se deberán calcular tal como se especifica en el Título III Capítulo XI.

CAPÍTULO VI
SOBRECARGAS

SECCIÓN 1
SOBRECARGAS GRAVITATORIAS: LL Y PL

Artículo 67. SOBRECARGA VEHICULAR.

- a) **Número de carriles de diseño.** En general, el *número de carriles de diseño* se deberá determinar tomando la parte entera de la relación $w/3.60$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en metros. También se deberán considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

- b) En aquellos casos en los cuales los **carriles de circulación** tienen menos de **3.60 m** de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación
1. Los **anchos de calzada** comprendidos entre **6.00** y **7.20 m** deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

c) Presencia de múltiples sobrecargas.

1. Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se deberá utilizar **un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño**. Si en lugar de emplear la regla de la palanca y el método estático, se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único del Artículo 189 y Artículo 190, las solicitaciones se deberán dividir por **1.20**.
2. A menos que en este Reglamento se especifique lo contrario, la sollicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño **HL-93**
3. En ausencia de datos específicos, los valores de la TABLA 6:
 - I. Se deberán utilizar al analizar el efecto de un carril cargado,
 - II. Se podrán utilizar al analizar el efecto de tres o más carriles cargados.
4. A los fines de determinar el número de carriles cuando la condición de carga incluye las cargas peatonales especificadas en el Artículo 72 combinados con la sobrecarga vehicular en uno o más carriles, las cargas peatonales se podrán considerar como un carril cargado.
5. Los factores especificados en la TABLA 6 no se deberán aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los Artículo 189 y Artículo 190, excepto si se aplica la regla de la palanca o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes viga-losa, especificados en el Artículo 189b)6.

TABLA 6
FACTORES DE PRESENCIA MÚLTIPLE, M.

Números de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Artículo 68. OBRECARGA VEHICULAR DE DISEÑO.

a) Requisitos generales.

1. La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales,

designada como HL93, consistirá en una combinación de:

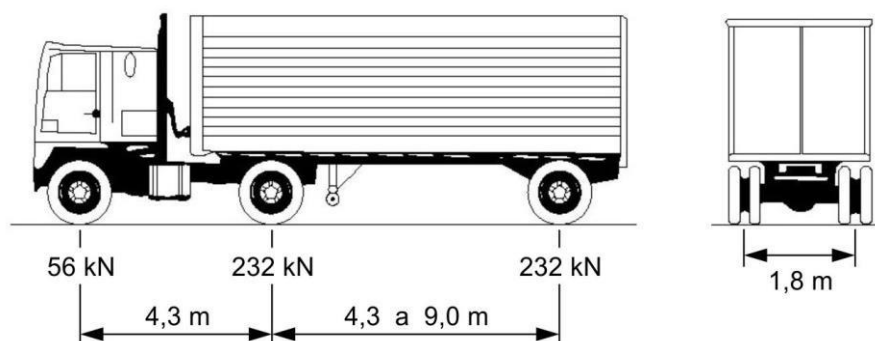
- I. Camión de diseño o tándem de diseño, y
 - II. Carga de carril de diseño.
2. A excepción de las modificaciones especificadas en el Artículo 69a), cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tándem de diseño, superpuesto con la carga del carril, cuando corresponda. Se supondrá que las cargas ocupan 3 m, transversalmente, dentro de un carril de diseño.

b) Camión de diseño.

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del **camión de diseño** son los que se especifican en la FIGURA 1. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en la Sección 2 del presente Capítulo.

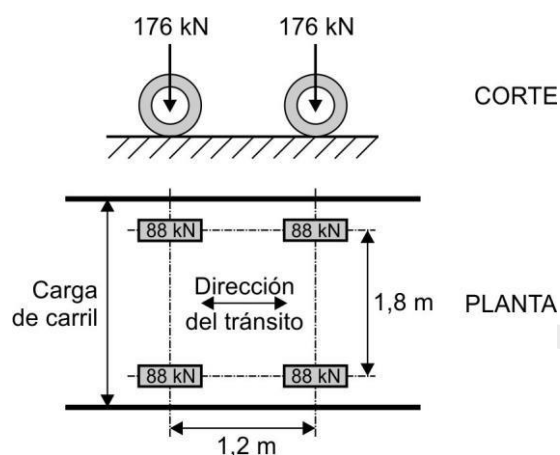
3. A excepción de lo especificado en los Artículo 69a) y Artículo 70a), la separación entre **los dos ejes** de 14.50 kN deberá variar entre **4.30** y **9.0 m** para producir las sollicitaciones extremas.

**FIGURA 1
CARACTERÍSTICAS DEL CAMIÓN DE DISEÑO.**



- c) **Tándem de diseño.** El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 11.30 kN con una separación de 1.20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.80 m. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en la Sección 2 del presente Capítulo.

FIGURA 2
CARACTERÍSTICAS DEL TÁNDEM DE DISEÑO.



d) **Carga de carril de diseño.** La carga de carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 kN/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente, la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.0 m. Las solicitaciones debidas a la carga de carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

e) **Área de contacto de los neumáticos.**

1. El **área de contacto** de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de **0.50 m** de ancho y **0.25 m** de longitud.
2. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto, y que la presión de los mismos se distribuye de la siguiente manera:
 - I. En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada, y
 - II. En superficies discontinuas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella, aumentando la presión en función de la relación entre el área de contacto especificada y la real.
3. Para el diseño de tableros ortótropos y pavimentos sobre tableros ortótropos, se deberá suponer que las ruedas delanteras son rectángulos cuyo ancho y largo son ambos iguales a **0.25 m**, tal como se especifica en el Artículo 70a).

f) **Distribución de las cargas de rueda a través del suelo de relleno.**

Cuando la profundidad del relleno sea menor que 0.60 m, la sobrecarga se distribuirá en la parte superior de las alcantarillas como lo especifica el Artículo 197.

1. En lugar de realizar un análisis más preciso o utilizar otros métodos aproximados de distribución de cargas aceptables permitidos en el Capítulo 12, cuando la profundidad del relleno sea mayor que 0.60 m, se podrá considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, según lo especificado en el

Artículo 68e), más 1.15 veces la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos. Se aplicarán los requisitos del Artículo 67c) y Artículo 69.

2. Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área.
3. Para las alcantarillas de un solo tramo los efectos de la sobrecarga se podrán desprejciar si la profundidad del relleno es mayor que 2.40 m y es mayor que la longitud del tramo; para las alcantarillas de múltiples tramos estos efectos se podrán desprejciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros extremos.
4. Si en una losa de hormigón, el momento debido a la sobrecarga y a la carga de impacto, calculado en base a la distribución de la carga de las ruedas a través del relleno, es mayor que el momento debido a la sobrecarga y carga de impacto calculado de acuerdo con el Artículo 197, se deberá usar este último momento.

Artículo 69. APLICACIÓN DE SOBRECARGAS VEHICULARES DE DISEÑO.

a) **Requisitos generales.** A menos que se especifique lo contrario, la sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

1. La sollicitación debida al tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga de carril de diseño, o
2. La sollicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el Artículo 68b) combinada con la sollicitación debida a la carga de carril de diseño, y
3. Tanto para momento negativo entre puntos de inflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos, como para reacción en pilas interiores solamente, el **90 %** de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo **15 m** entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con el **90 %** de la sollicitación debida a la carga de carril de diseño. La distancia entre los ejes de **145 kN** de cada camión se deberá tomar como **4.30 m**. Los dos camiones de diseño se deberán ubicar en tramos adyacentes de manera que generen las máximas sollicitaciones.
4. Se deberán desprejciar los ejes que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada.
5. Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3.0 m en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan sollicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:
6. Para el diseño del voladizo lateral del tablero – **0.30 m** a partir de la cara del cordón o baranda, y
7. Para el diseño de todos los demás componentes – **0.60 m** a partir del borde del carril de diseño.
8. A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño, que contribuyen a la sollicitación extrema bajo consideración, se deberán cargar con la carga de carril de diseño.

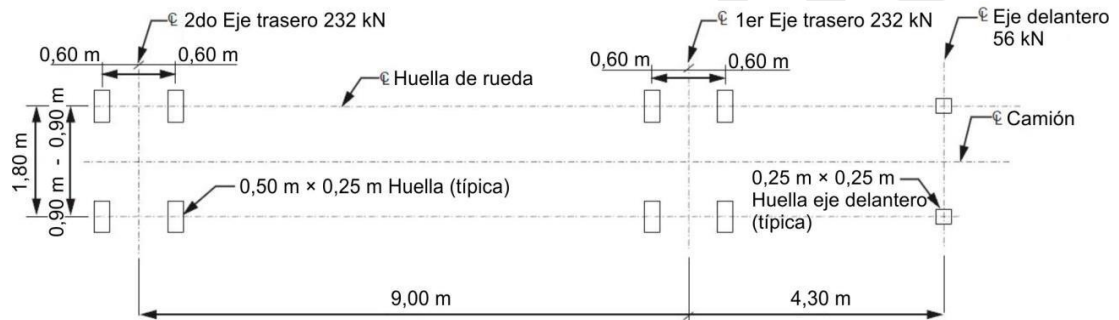
- b) **Carga para la evaluación opcional de la flecha por sobrecarga.** Cuando el Organismo Ejecutor o el Propietario prefieran utilizar el criterio optativo referente a la flecha por sobrecarga especificado en el Artículo 31b), la flecha se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:
1. La debida al 63 % del camión de diseño solamente, o
 2. La debida al 16 % del camión de diseño considerado juntamente con el 63 % de la carga de carril de diseño.
- c) **Cargas de diseño para tableros, sistemas de tableros y losas superiores de alcantarillas cajón.** Las disposiciones del presente artículo no se deberán aplicar a los tableros diseñados bajo los requisitos del Título VII Capítulo VII Sección 2. Método de diseño empírico.
1. Si para analizar tableros y losas superiores de alcantarillas cajón se utiliza el método aproximado de las fajas, las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:
 - I. Si las fajas flexionan principalmente en sentido transversal al tránsito, solo los ejes del camión de diseño del Artículo 68b) o el tándem de diseño del Artículo 68c), deberá ser aplicado al tablero de la losa o a la losa superior de alcantarillas cajón.
 - II. Si las fajas flexionan principalmente en sentido longitudinal:
 - a. Para las losas superiores de alcantarillas cajón de todos los tramos y para todos los casos, incluyendo los puentes tipo losa donde la longitud no excede los 4.5 m, solo las cargas de los ejes del camión de diseño o tándem de diseño del Artículo 68b) y Artículo 68c), respectivamente, deberán ser aplicados.
 - b. Para todos los otros casos, incluyendo los puentes tipo losa (excluyendo las losas superiores de alcantarillas cajón) donde la longitud excede los 4.5 m, todas las cargas especificadas en el Artículo 68 deberán ser aplicadas.
 2. Si se utilizan los métodos refinados en el análisis de tableros, las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:
 - I. Si las fajas flexionan principalmente en sentido transversal al tránsito, solo los ejes del camión de diseño del Artículo 68b) o el tándem de diseño del Artículo 68c), deberá ser aplicado al tablero de la losa.
 - II. Si las fajas flexionan principalmente en sentido longitudinal (incluyendo los puentes tipo losa), todas las cargas especificadas en el Artículo 68 deberán ser aplicadas.
 3. Se deberá suponer que las cargas de las ruedas de un eje son iguales; para el diseño de tableros no será necesario considerar la amplificación de las cargas de las ruedas debida a las fuerzas centrífugas y de frenado.
- d) **Carga para el voladizo lateral del tablero.** Para el diseño de voladizos laterales de tablero con vuelo menor que 1.80 m, desde el eje de la viga exterior a la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua, la fila exterior de cargas de rueda se podrá reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14.59 kN/m ubicada a 0.30 m de la cara de la baranda. Las cargas horizontales que actúan sobre el voladizo, cuando un vehículo colisiona contra las barreras, deberán satisfacer los requisitos del Capítulo 13.

Artículo 70. CARGA DE FATIGA.

a) Magnitud y configuración.

1. La carga de fatiga será un camión de diseño especificado en el Artículo 68b) o los ejes del mismo, pero con una separación constante de 9.0 m entre los ejes de 145 kN.
2. A la carga de fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica especificado en la Sección 2 del presente Capítulo.
3. Para el diseño de tableros ortótropos y pavimentos sobre tableros ortótropos, se deberá utilizar el patrón de carga que se indica en la FIGURA 3.

**FIGURA 3
HUELLA REFINADA DEL CAMIÓN DE DISEÑO PARA EL DISEÑO POR FATIGA.**



b) Frecuencia.

1. La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tránsito medio diario de camiones en un único carril, $ADTT_{SL}$. Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones.
2. En ausencia de información más precisa, el tránsito medio diario de camiones en un único carril se deberá determinar de la siguiente manera:

Ec. 6

$$ADTT_{SL} = p \cdot ADTT$$

Siendo:

ADTT el número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño.

ADTT_{SL} el número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el período de diseño.

p la fracción del tránsito en un único carril, como se especifica en la TABLA 7.

TABLA 7
FRACCIÓN DE TRÁNSITO DE CAMIONES EN UN ÚNICO CARRIL, P.

Números de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 o más	0,80

c) Distribución de cargas para fatiga.

1. **Métodos refinados.** Si el puente se analiza utilizando algún método refinado, como se especifica en el Título IV Capítulo VI Sección 3, se deberá ubicar un único camión de diseño transversal y longitudinalmente de manera de maximizar el rango de tensiones en el detalle considerado, independientemente de la posición sobre el tablero de los carriles de circulación o de diseño.
2. **Métodos aproximados.** Si el puente se analiza utilizando una distribución aproximada de cargas, como se especifica en el Título IV Capítulo VI Sección 2, se deberá utilizar el factor de distribución para un carril de circulación.

Artículo 71. CARGAS DE TRÁNSITO FERROVIARIO. Si un puente también soporta vehículos que transitan sobre rieles, el Organismo Ejecutor o el *Propietario* deberán especificar las características de la carga ferroviaria que transitará sobre el puente y la interacción que se anticipa entre el tránsito sobre rieles y el tránsito carretero.

Artículo 72. CARGAS PEATONALES.

- a) Se deberá aplicar una *carga peatonal de 3.60 kN/m²* en todas las veredas de más de 0.60 m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño en el carril para vehículos.
- b) Si los vehículos podrán subir a la vereda, la *carga peatonal en la vereda* no se considerará al mismo tiempo. Si una vereda se podrá quitar en el futuro, la sobrecarga vehicular se aplicará a 0.30 m del borde del tablero para el diseño del voladizo, y a 0.60 m del borde del tablero para todos los demás componentes. La *carga peatonal* no se deberá considerar actuando simultáneamente con los vehículos. Para estos vehículos no será necesario considerar el incremento por carga dinámica.
- c) Aquellos puentes destinados sólo para peatones, ciclistas, jinetes y vehículos livianos de mantenimiento deberán ser diseñados de acuerdo con las pautas del Organismo Ejecutor, o en ausencia de ellas se podrá utilizar la “Guía de especificaciones para el diseño de puentes peatonales de la AASHTO’s LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges”, hasta tanto se desarrolle un documento específico.

Artículo 73. CARGAS SOBRE BARANDAS. Las cargas sobre barandas se considerarán como se especifica en el TÍTULO XI.

SECCIÓN 2
INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA

Artículo 74. REQUISITOS GENERALES.

- a) A menos que el Artículo 76 y Artículo 77 permitan lo contrario, los **efectos estáticos del camión o tándem de diseño**, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se

deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la TABLA 8, para considerar el incremento por carga dinámica.

- b) El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM)$.
- c) El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga de carril de diseño.

**TABLA 8
INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA, IM.**

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

- d) La aplicación del incremento por carga dinámica para componentes enterrados, tratados en el TITULO X, será como se especifica en el Artículo 75.
- e) No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica a:
 1. Muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura, y
 2. Componentes de las fundaciones que están completamente por debajo del nivel del terreno.
- f) El incremento por carga dinámica se podrá reducir para algunos componentes, excepto las juntas, si hay suficiente evidencia que justifique esta reducción, respetando los requisitos del Artículo 216.

Artículo 75. COMPONENTES ENTERRADOS. El incremento por carga dinámica para alcantarillas y otras estructuras enterradas tratadas en el Capítulo 12, en porcentaje, se deberá tomar como: **Ec. 7**

$$IM = 33 (1.0 - 0.41 \cdot D_E) \geq 0\%$$

Siendo:

D_E la profundidad mínima de la tapada de tierra sobre la estructura, en m.

SECCIÓN 3 FUERZAS CENTRÍFUGAS

Artículo 76. FUERZAS CENTRÍFUGAS (CE).

- a) A los efectos de calcular la fuerza radial o el efecto de vuelco en las cargas de la rueda, el efecto centrífugo de la sobrecarga se tomará como el producto entre los pesos por eje del camión o tándem de diseño y el siguiente factor C:

**TABLA 9
FUERZAS CENTRIFUGAS.**

$C = f \cdot 0.102 \frac{V^2}{R}$	$C = f \frac{V^2}{127 R}$
siendo:	
V la velocidad de diseño, en m/s	V la velocidad de diseño, en km/h
$f = 4/3$ para las combinaciones de carga excepto la fatiga y 1.0 para fatiga	
R el radio de curvatura del carril de circulación, en m.	

- b) La velocidad de diseño de la carretera se deberá tomar mayor o igual que el valor especificado en la TABLA 9, con su correspondiente radio de curvatura.
- c) Se deberán aplicar los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 67c). Las fuerzas centrífugas se deberán aplicar horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada. Se proporcionará una trayectoria de carga para llevar la fuerza radial a la subestructura.
- d) El efecto del peralte, en la reducción del efecto de vuelco de la fuerza centrífuga en las cargas verticales de rueda, podrá ser considerado.

SECCIÓN 4 FUERZA DE FRENADO

Artículo 77. FUERZA DE FRENADO (BR).

- a) La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:
- **25 %** de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
 - **5 %** del camión de diseño más la carga del carril o **5 %** del tándem de diseño más la carga del carril.
- b) La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 67a) y que transportan tránsito en la misma dirección. Se supondrá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de **1.80 m** sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente podrá tener tránsito exclusivamente en una dirección.
- c) Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 67c).

SECCIÓN 5

FUERZA DE COLISIÓN DE UN VEHÍCULO

Artículo 78. PROTECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

- a) A menos que el Propietario determine que las condiciones del lugar indican lo contrario, los estribos y pilares ubicados dentro de una distancia de 9.0 m al borde de la carretera serán investigados por colisión. La colisión deberá ser enfocada o bien para ofrecer resistencia estructural o para reorientar o absorber la carga de choque. Las disposiciones del Artículo 17a) se aplicarán según correspondan.
- b) Cuando la opción de diseño sea proveer resistencia estructural, los estribos o pilares deberán estar diseñados para una fuerza estática equivalente de 2,600 kN, la cual se supone que podrá actuar en una dirección de cero a 15° con respecto al borde del pavimento en un plano horizontal, a una distancia de 1.50 m sobre el nivel del terreno.
- c) Cuando la opción de diseño sea redirigir o absorber la carga de choque, la protección consistirá en una de las siguientes soluciones:
 1. Un terraplén;
 2. Una barrera anti choque estructuralmente independiente, instalada en el terreno y de 1.40 m de altura, ubicada a 3.0 m o menos del componente protegido; o
 3. Una barrera de 1.10 m de altura ubicada a más de 3.00 m del componente protegido.
- d) Esta barrera deberá ser, estructural y geoméricamente, capaz de resistir al ensayo de choque para el Nivel de Ensayo 5, según se especifica en el Capítulo 13.

Artículo 79. COLISIÓN DE VEHÍCULOS CONTRA LAS BARRERAS. Se aplicarán los requisitos del Capítulo 13.

CAPÍTULO VII CARGAS HIDRÁULICAS

SECCIÓN 1 PRESIÓN HIDROSTÁTICA

Artículo 80. PRESIÓN HIDROSTÁTICA.

- a) Se supondrá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto de la altura de la columna de agua sobre el punto considerado y el peso unitario del agua.
- b) Los niveles de agua de diseño para los diferentes estados límite serán los especificados y/o aprobados por el Organismo Ejecutor o el Propietario.

SECCIÓN 2 FLOTACIÓN

Artículo 81. FLOTACIÓN. La flotación se deberá considerar como una fuerza de levantamiento, tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas, según lo especificado en la Sección 1 del presente capítulo, que actúa sobre todos los componentes debajo del nivel de agua de diseño.

**SECCIÓN 3
ACCIONES PRODUCIDAS POR UNA CORRIENTE DE AGUA**

Artículo 82. EN SENTIDO LONGITUDINAL.

- a) La presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se deberá determinar de la siguiente manera:

Ec. 8

$$p = \frac{C_D * V^2}{2}$$

siendo:

- p** la presión del flujo de agua, en kN/m².
- C_D** el coeficiente de arrastre para pilas como se especifica en la TABLA 10.
- V** la velocidad de diseño del agua para la crecida de diseño, en estados límite de resistencia y servicio, y para la crecida de verificación en el estado límite correspondiente al evento extremo, en m/s.

**TABLA 10
COEFICIENTE DE ARRASTRE, C_D**

Tipo	C _D
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastres acumulados contra la pila	1,4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque ≤ 90°	0,8

- b) La fuerza de arrastre longitudinal se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

Artículo 83. EN SENTIDO TRANSVERSAL.

- a) La presión lateral, uniformemente distribuida, que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo respecto del eje longitudinal de la pila se deberá tomar como:

Ec. 9

$$p = \frac{C_L V^2}{2}$$

siendo:

P: la presión lateral, en kN/m².

C_L: el coeficiente de arrastre para pilas como se especifica en la TABLA 11.

FIGURA 4
VISTA EN PLANTA DE UNA PILA CON INDICACIÓN DE LA PRESIÓN DE FLUJO DEL CURSO DE AGUA.

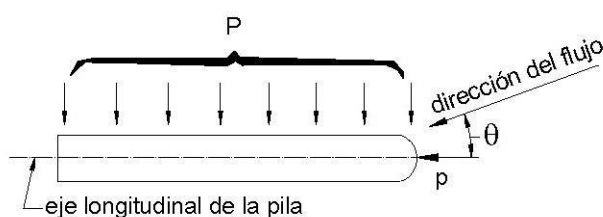


TABLA 11
COEFICIENTE DE ARRASTRE LATERAL, C_L

Ángulo, θ , entre la dirección del flujo y el eje longitudinal de la pila	C _L
0 grados	0,0
5 grados	0,5
10 grados	0,7
20 grados	0,9
≥ 30 grados	1,0

- b) La fuerza de arrastre lateral se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo lateral y la superficie expuesta a dicha presión.

SECCIÓN 4 ACCIONES PRODUCIDAS POR EL OLEAJE

Artículo 84. ACCIONES PRODUCIDAS POR EL OLEAJE. Se deberá considerar la acción del oleaje sobre las estructuras expuestas si se anticipa que se podrán desarrollar fuerzas de oleaje significativas.

SECCIÓN 5 CAMBIOS EN LAS CONDICIONES DE FUNDACIÓN DEBIDAS AL ESTADO LÍMITE DE SOCAVACIÓN

Artículo 85. CAMBIOS EN LAS CONDICIONES DE FUNDACIÓN DEBIDAS AL ESTADO LÍMITE DE SOCAVACIÓN.

- a) Para esta situación se deberán aplicar los requisitos del Artículo 43. Las consecuencias de los cambios en las condiciones de fundación debidas a la socavación producida por la crecida de diseño se deberán considerar en los estados límite de resistencia y de servicio.

- b) Las consecuencias de los cambios en las condiciones de fundación debidas a la socavación (remoción de los sedimentos alrededor de los estribos y pilares del puente) producidos por el movimiento rápido del agua y por la acción de las tormentas severas se deberán considerar en los estados límite correspondientes a eventos extremos.

CAPÍTULO VIII CARGA DE VIENTO: WL Y WS

SECCIÓN 1 PRESIÓN HORIZONTAL DE VIENTO

Artículo 86. CONDICIONES DE EXPOSICIÓN.

- a) Se supondrá que la presión del viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso, las barandas, y las barreras de sonido, vistas en elevación y perpendiculares a la dirección de viento supuesta. La carga de viento se supondrá como el producto entre la presión de viento y el área expuesta. El viento se supondrá horizontal, a menos que la Sección 2 del capítulo VIII del presente Título indique lo contrario, y podrá provenir desde cualquier dirección horizontal. Esta dirección se deberá variar para determinar las solicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes. En el análisis se podrán desprestigiar las superficies que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada.
- b) Para puentes o elementos de puentes y barreras de sonido a más de **10 m** sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de diseño del viento, V_{DZ} , se deberá ajustar de la siguiente manera:

Ec. 10

$$V_{DZ} = 2.5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

siendo:

- V_{DZ} la velocidad de diseño del viento a la altura de diseño Z , en m/s.
- V_{10} la velocidad del viento a **10 m** sobre el nivel del terreno o sobre el nivel del agua de diseño, en m/s.
- V_B la velocidad básica del viento igual a 45 m/s a una altura de 10 m, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en el Artículo 87a) y b).
- Z la altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, **> 10 m**.
- V_0 la velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada, como se especifica en la TABLA 12, para diferentes características de la superficie contra el viento, en m/s.
- Z_0 la longitud de rugosidad del alcance a barlovento, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la TABLA 12, en m.

TABLA 12
VALORES DE V_0 Y Z_0 PARA DIFERENTES CONDICIONES DE LA
SUPERFICIE A BARLOVENTO.

Condición	Terreno abierto	Área suburbana	Ciudad
V_0 (m/s)	3,67	4,88	5,36
Z_0 (m)	0,07	1,00	2,50

1. Excepto para barreras de sonido, V_{10} se podrá establecer a partir de:
 - I. Relevamientos de los vientos en el sitio de emplazamiento, y
 - II. En ausencia de un criterio más adecuado, la hipótesis de que $V_{10} = V_B = 45$ m/s.
2. Para barreras de sonido, V_{10} se deberá tomar como se especifica en el artículo 15.8.2. de AASHTO LRFD.

Artículo 87. PRESION DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS.

a) Requisitos Generales.

3. Si las condiciones locales lo justifican, se podrá seleccionar una diferente velocidad básica de diseño del viento para las combinaciones de cargas que no involucran al viento actuando sobre la sobrecarga. Se supondrá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que la Sección 3 del Capítulo VIII del presente Título especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión de diseño del viento, en kN/m², se podrá determinar como:

Ec. 11

$$P_{DZ} = 2.5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

siendo:

P_B presión básica del viento especificada en la TABLA 13, en kN/m².

4. La fuerza de viento sobre la estructura se deberá calcular multiplicando la presión de viento de diseño, P_D , calculada utilizando la Ec. 11, por el área expuesta, incluyendo el área de barreras de sonido, si existieran, independientemente de la presión de viento de diseño utilizada para el diseño propio de las barreras de sonido.

TABLA 13
PRESIONES BÁSICAS, P_B , CORRESPONDIENTES A $V_B = 45$ m/s.

Componente de la superestructura	Carga a barlovento, kN/m^2	Carga a sotavento, kN/m^2
Reticulados, columnas y arcos	2,39	1,20
Vigas	2,39	NA
Grandes superficies planas	1,92	NA

5. La carga total de viento no se deberá tomar menor que 4.40 kN/m en el plano correspondiente a barlovento ni 2.20 kN/m en el plano correspondiente a sotavento sobre componentes reticulados y en arco, ni se deberá tomar menor que 4.40 kN/m en los tramos de vigas o vigas principales.
- b) Cargas de las superestructuras.
1. Excepto en los casos especificados en este documento, si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, P_B , para diferentes ángulos de dirección del viento se podrá tomar como se especifica en **TABLA 14**, y se aplicará en el centro de gravedad de un solo plano del área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño, la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente analizado. Las presiones transversales y longitudinales se deberán aplicar simultáneamente.

TABLA 14
PRESIONES BÁSICAS DEL VIENTO, P_B , PARA DIFERENTES ÁNGULOS DE ATAQUE
Y $V_B = 45$ m/s.

Ángulo de oblicuidad del viento	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
Grados	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
0	3,59	0,00	2,39	0,00
15	3,35	0,57	2,11	0,29
30	3,11	1,34	1,96	0,57
45	2,25	1,96	1,58	0,77
60	1,15	2,39	0,81	0,91

2. Para los usuales puentes viga y puentes losa usuales que tienen una longitud de tramo individual no mayor a **38 m** y una altura máxima de **9 m** por sobre el nivel del terreno o del nivel de agua, se podrán utilizar las siguientes cargas de viento, que deberán ser aplicadas simultáneamente:
- I. **2.39 kN/m^2** , transversal.
 - II. **0.57 kN/m^2** , longitudinal.
- c) **Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura.** Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una

presión básica del viento supuesta de **1.92 kN/m²**. Para direcciones del viento oblicuas respecto de la subestructura, esta fuerza se deberá descomponer en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura. La componente perpendicular a la elevación posterior deberá actuar sobre el área de subestructura expuesta tal como se la ve en la elevación posterior, mientras que la componente perpendicular a la elevación frontal deberá actuar sobre las áreas expuestas y se deberá aplicar simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

Artículo 88. PRESIÓN DE VIENTO SOBRE LOS VEHÍCULOS: WL.

- a) Si hay vehículos presentes, la presión de diseño del viento se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se deberá representar como una fuerza interrumpida y móvil de 1.46 kN/m actuando normal a la calzada y a 1.80 m sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.
- b) Excepto en los casos especificados en este documento, si el viento sobre los vehículos no se considera normal a la estructura, las componentes de la fuerza normal y paralela aplicada a la sobrecarga se podrán tomar como se especifica en la TABLA 15, considerando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie.

**TABLA 15
COMPONENTES DEL VIENTO SOBRE LA SOBRECARGA.**

Ángulo de oblicuidad	Componente normal	Componente paralela
Grados	(kN/m)	(kN/m)
0	1,46	0,00
15	1,29	0,18
30	1,20	0,35
45	0,97	0,47
60	0,50	0,56

- c) Para los usuales puentes viga y puentes losa que tienen una longitud de tramo individual no mayor a 38 m y una altura máxima de 9 m por sobre el nivel del terreno o del nivel de agua, se podrán utilizar las siguientes cargas de viento que deberán ser aplicadas simultáneamente:
 1. **1.46 kN/m**, transversal.
 2. **0.59 kN/m**, longitudinal.

**SECCIÓN 2
PRESIÓN VERTICAL DE VIENTO**

Artículo 89. PRESION VERTICAL DE VIENTO. A menos que la Sección 3 del Capítulo VIII del presente Título determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de **0.96 kN/m²** aplicada en todo el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y veredas, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se deberá aplicar sólo para los *Estados Límite de Resistencia III y Servicio IV*, quienes no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se tome perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas en la Sección 1 del Capítulo VIII del presente Título.

SECCIÓN 3 INESTABILIDAD AEROELÁSTICA

Artículo 90. REQUISITOS GENERALES. Se deberán considerar las sollicitaciones aeroelásticas en el diseño de puentes y componentes estructurales que podrán ser sensibles al viento. A los fines del presente artículo, todos los puentes cuya relación entre la longitud de tramo y la profundidad, y componentes estructurales de los mismos cuya relación entre la longitud y el ancho, sea superior a 30 se deberán considerar sensibles al viento. También se deberá considerar la vibración de cables provocada por la interacción del viento y la lluvia.

Artículo 91. FENÓMENOS AEROELÁSTICOS. Cuando corresponda se deberán considerar los fenómenos aeroelásticos de excitación por vórtices, galope (oscilaciones de baja frecuencia y gran amplitud), flameo y divergencia.

Artículo 92. CONTROL DE RESPUESTAS DINÁMICAS. Los puentes y sus componentes estructurales, incluidos los cables, se deberán proyectar de manera de estar libres de daños por fatiga provocados por oscilaciones, inducidas por desprendimiento de vórtices o por el fenómeno de galope. Los puentes se deberán proyectar de manera de estar libres de divergencia y flameo catastrófico, hasta 1.2 veces la velocidad del viento de diseño aplicable a la altura del tablero del puente.

Artículo 93. ENSAYOS EN TÚNEL DE VIENTO. Para satisfacer los requisitos del Artículo 91 y Artículo 92 se podrán utilizar ensayos representativos en túnel de viento.

CAPÍTULO IX CARGAS DE HIELO

Artículo 94. Se omite el presente capítulo en vista que las fuerzas y cargas expresadas aquí, ya que por el clima y temperatura del territorio nacional, no tienen incidencia.

CAPÍTULO X EFECTOS SÍSMICOS: EQ

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 95. REQUISITOS GENERALES.

- a) Los puentes deberán proyectarse para que tengan una baja probabilidad de colapso, pero se admite que puedan sufrir daño significativo e interrupción del servicio cuando se sometan a movimientos sísmicos del terreno que tengan el siete por ciento (7%) de probabilidad de ser excedidos en 75 años, equivalente aproximadamente a mil años de período de retorno promedio y podrá requerirse un reemplazo parcial o total del puente. Podrán usarse mayores niveles de amenaza sísmica si así lo requiere la Entidad Contratante del diseño y construcción del puente, o a quien revierta el puente cuando hace parte de un sistema de concesión.

- b) Las fuerzas sísmicas son los efectos causados por los movimientos sísmicos de diseño expresados como fuerzas horizontales y calculadas como se prescribe en la Sección 4 de capítulo VII del Título IV con base en el coeficiente de respuesta elástica, C_m , especificado en la sección 4 del capítulo X del presente Título y la masa equivalente de la superestructura, y dividido por el factor de modificación de respuesta, R , especificado en el Artículo 106.
- c) Los requisitos presentados en el presente capítulo son aplicables a puentes de construcción convencional. Cuando se trate de puentes de construcción no convencional, la Entidad Contratante del diseño deberá especificar las disposiciones apropiadas especiales que modifiquen y amplíen los presentes requisitos. A menos que el Propietario especifique otra cosa, no es necesario aplicar estas disposiciones a estructuras completamente enterradas.
- d) No es necesario considerar los efectos sísmicos para alcantarillas en cajón (*box culvert*) y estructuras enterradas, excepto donde crucen fallas activas.
- e) Deberá considerarse el potencial de licuefacción del suelo y de estabilidad de taludes ante acciones sísmicas.

SECCIÓN 2 AMENAZA SÍSMICA

Artículo 96. AMENAZA SÍSMICA.

- a) La amenaza sísmica en el sitio del puente deberá describirse por medio del espectro de aceleraciones para el sitio y los factores de sitio correspondientes al tipo de perfil de suelo en el sitio.
- b) El espectro de aceleraciones deberá determinarse usando el Procedimiento General especificado en el Artículo 97 o el Procedimiento Particular de Sitio especificado en el Artículo 98.
- c) Deberá usarse el procedimiento Particular de Sitio si existe cualquiera de las condiciones siguientes:
 1. El sitio está ubicado más cerca de una distancia de 10 km de una falla activa,
 2. El sitio se clasifica como Perfil de Sitio Tipo F (Véase art. 101),
 3. Se esperan sismos de larga duración en la región,
 4. La importancia del puente es tal que deberá considerarse una probabilidad de excedencia más baja para el sismo de diseño (y por ende un periodo de retorno promedio más largo).
- d) Si se usan acelerogramas para caracterizar los efectos del sismo de diseño para el sitio, éstos deberán determinarse de acuerdo con el Artículo 222g)2.

Artículo 97. PROCEDIMIENTO GENERAL.

- a) El procedimiento general deberá usar el coeficiente de aceleración pico del terreno PGA y los coeficientes de período corto y largo (SS y SI respectivamente) para calcular el espectro como se especifica en la Sección 4 capítulo X del presente Título. Deberán determinarse los valores

de PGA, S_s y S_i de la FIGURA 5, FIGURA 6 y FIGURA 7 según corresponda, o de los valores, o mapas especiales aprobados por la Entidad Contratante del diseño y construcción.

PARRAFO I: En la documentación AASHTO LRFD el Período de Retorno adoptado para puentes corresponde aproximadamente a 1000 años (7% de probabilidad de excedencia en 75 años). Este Período no corresponde a ninguno de los casos desarrollados por la República Dominicana y que figuran en el reglamento local R-001. Por lo tanto, y hasta que se redacte la nueva reglamentación sísmica, para la determinación de los valores de PGA, S_s y S_i se adoptan los valores de isoaceleración de los mapas de 2475 años de Período de Retorno de R-001 y se multiplican por el coeficiente 0.83. A continuación se adjunta los mapas de isoaceleración del reglamento R-001.

FIGURA 5
MAPA DE ISOACELERACIONES PGA EN LA ROCA PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS (2% DE PROBABILIDAD DE SER EXCEDIDA EN 50 AÑOS). LOS VALORES OBTENIDOS DEBERÁN MULTIPLICARSE POR 0.83 PARA LA APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS INCLUIDAS EN ESTE REGLAMENTO.

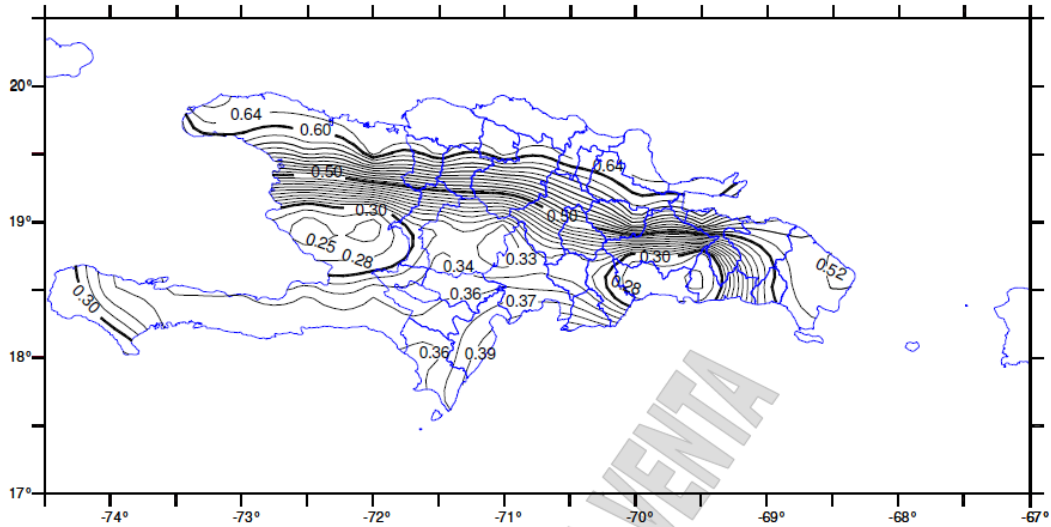


FIGURA 6
MAPA DE ISOACELERACIONES S_s PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS (2% DE

PROBABILIDAD DE SER EXCEDIDA EN 50 AÑOS). LOS VALORES OBTENIDOS DEBERÁN MULTIPLICARSE POR 0.83 PARA LA APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS INCLUIDAS EN ESTE REGLAMENTO.

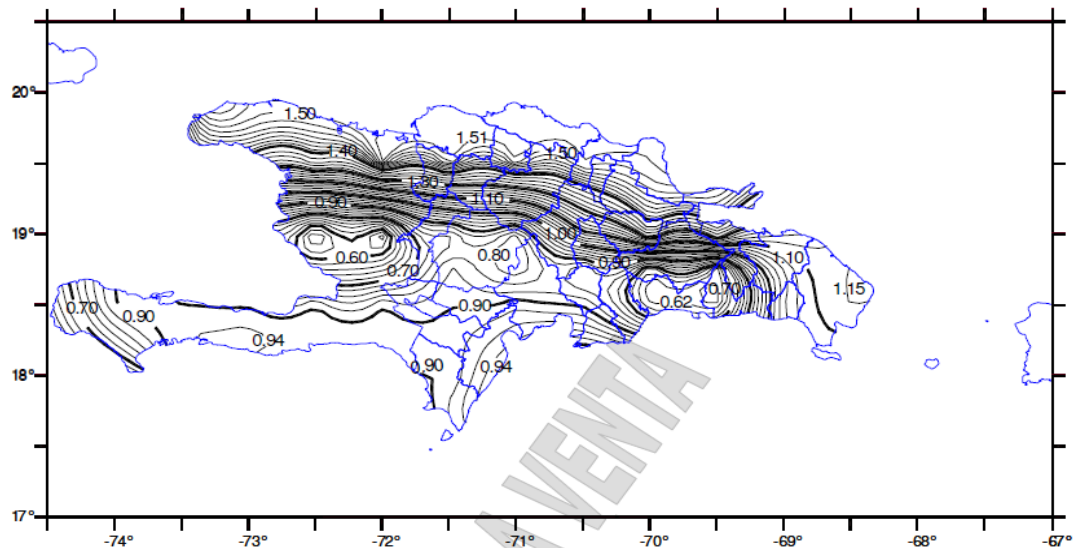
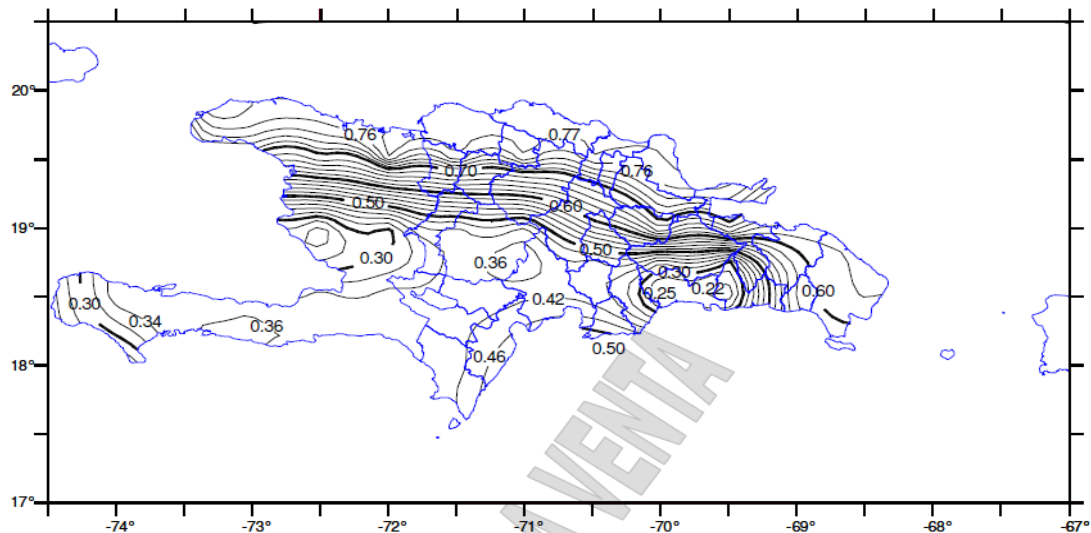


FIGURA 7

MAPA DE ISOACELERACIONES S_i PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 2475 AÑOS (2% DE PROBABILIDAD DE SER EXCEDIDA EN 50 AÑOS). LOS VALORES OBTENIDOS DEBERÁN MULTIPLICARSE POR 0.83 PARA LA APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS INCLUIDAS EN ESTE REGLAMENTO.



- b) Deberá usarse interpolación lineal para sitios ubicados entre líneas de contorno o entre una línea de contorno y un valor mínimo local o un valor máximo local.
- c) Los efectos locales deberán incluirse dentro de la descripción del sismo de diseño según el tipo de perfil de suelo como se especifica en la sección 3 del capítulo X del presente título.

Artículo 98. PROCEDIMIENTO PARTICULAR DE SITIO.

- a) Deberá realizarse un procedimiento particular de sitio para determinar espectros de diseño de los movimientos sísmicos del terreno cuando lo requiera 3.10.2 y podrán realizarse para cualquier sitio. El objetivo del análisis probabilístico de los movimientos del terreno en un sitio

específico deberá ser generar un espectro de aceleraciones de amenaza uniforme considerando un siete por ciento (7%) de probabilidad de excedencia en 75 años para valores espectrales de todo el intervalo de periodos de interés. Este análisis deberá involucrar el establecimiento de:

1. Las fuentes sismogénicas que contribuyan a la amenaza sísmica en el sitio;
 2. Un límite superior de la magnitud del sismo máximo generado por la fuente sismogénica;
 3. Ecuaciones de atenuación que describan la media de los valores espectrales de aceleraciones y sus desviaciones estándar correspondientes;
 4. Una relación de recurrencia de magnitud para cada fuente sismogénica; y
 5. Una relación de longitud de ruptura con respecto a la magnitud para cada falla geológica contribuyente.
- b) Deberán tenerse en cuenta las incertidumbres en la modelación de las fuentes sismogénicas y en los valores de los diferentes parámetros. Se requiere documentar detalladamente el análisis de los movimientos del terreno y este análisis deberá ser revisado y aprobado por un grupo de expertos designado por la entidad contratante.
- c) Donde se requiera un análisis para determinar los efectos de la respuesta dinámica del suelo en el sitio según 3.10.3.1 para Perfiles de Sitio Tipo F, se deberá determinar la influencia de las condiciones locales del sitio con base en investigaciones geotécnicas del sitio en particular y uno o varios análisis de la respuesta dinámica del suelo en el sitio.
- d) Para sitios ubicados no más de 10 km de una zona activa sísmicamente o de una falla local superficial, como se describe en los mapas de geotectónica de fuentes nacionales o internacionales de reconocida calidad, deberán realizarse estudios de respuesta de campo cercano de los movimientos sísmicos del terreno para determinar si estos efectos de campo cercano podrán influir significativamente en la respuesta sísmica del puente.
- e) Podrá utilizarse un espectro obtenido con un procedimiento determinista en regiones donde existan fallas geológicas activas conocidas, siempre y cuando el espectro obtenido de manera determinística no sea menor a dos tercios del espectro probabilístico obtenido para la región geográfica utilizando los mapas de la FIGURA 5, FIGURA 6 y FIGURA 7 en el intervalo de periodos de vibración del espectro entre $0.5 T_r$ y $2.0 T_r$, donde T_r , es el período fundamental del puente. Donde sea apropiado el uso de un espectro determinístico, el espectro deberá cumplir una de las dos alternativas siguientes:
1. La envolvente de las medias de los espectros calculados para sismos característicos de magnitud máxima en las fallas activas conocidas; o
 2. Si al calcular espectros determinísticos para cada falla se encuentra que ningún espectro en particular controla claramente la respuesta, deberán usarse todos los espectros en análisis independientes para determinar así la respuesta máxima de los parámetros de interés del puente.
- f) Donde los espectros de diseño se determinen por medio de un estudio particular del sitio, los espectros no deberán ser menores que dos tercios de los espectros de diseño determinados usando el procedimiento general del Artículo 97 en el intervalo de periodos de vibración del espectro entre $0.5 T_r$ y $2.0 T_r$ es el período fundamental del puente.

**SECCIÓN 3
EFECTOS DE SITIO**

Artículo 99. EFECTOS DE SITIO. Cuando se utilice el Procedimiento General del Artículo 97 se deberán usar los tipos de perfil de suelo y los factores de sitio especificados aquí para caracterizar la amenaza sísmica especificada en la sección 4 del capítulo X del presente Título.

Artículo 100. DEFINICIÓN DE LOS TIPOS DE PERFIL DE SUELO.

- a) El tipo de perfil de suelo sitio deberá clasificarse acuerdo con la definición de los tipos de perfil de suelo de la **TABLA 16**. Los tipos de perfil de suelo deberán clasificarse de acuerdo con la rigidez del suelo determinada por medio de mediciones de la velocidad de onda de cortante en el suelo medida en los 30 m superiores del perfil. También podrá utilizarse el número de golpes determinado por medio del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), y por medio de las resistencias al corte no drenado de muestras de suelo obtenidas de las perforaciones, para clasificar los tipos de perfil de suelo como se indica en la **TABLA 16**.

**TABLA 16
DEFINICIÓN DE LOS TIPOS DE PERFIL DE SUELO.**

Tipo de Perfil de Suelo	Características del perfil
A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s \geq 1500$ m/s.
B	Perfil de roca de rigidez media con \bar{v}_s en el intervalo $1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760 \text{ m/s}$.
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante, \bar{v}_s en el intervalo $760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360 \text{ m/s}$, o
	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} > 50$ golpes/pie, o $\bar{s}_u > 100$ kPa ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$).
D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante \bar{v}_s en el intervalo $360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180 \text{ m/s}$, o
	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: \bar{N} en el intervalo 50 golpes/pie $> \bar{N} \geq 15$ golpes/pie, o \bar{s}_u en el intervalo $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$.
E	Perfil de suelo con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s < 180$ m/s, o
	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} < 15$ golpes/pie, o $\bar{s}_u < 50$ kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$), o
	cualquier perfil con $H > 3$ m de arcilla blanda, definida como un suelo con $IP > 20$, $w > 40\%$ y $\bar{s}_u < 25$ kPa ($\approx 0.25 \text{ kgf/cm}^2$) (véase la Nota al final de la Tabla).
F	Suelos que requieren evaluación particular de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 3$ m de turba o arcillas altamente orgánicas donde H = espesor del suelo) Arcillas de alta plasticidad ($H > 7.5$ m con $IP > 75$) Estratos de arcillas con rigidez de media a blanda de gran espesor ($H > 36$ m)

Excepciones: Donde no se conozcan con suficiente detalle las propiedades del suelo para determinar el tipo de perfil de suelo, deberá acometerse una investigación geotécnica del sitio con un alcance suficiente para determinar el tipo de perfil de suelo. No deberán suponerse tipos de perfil de suelo E o F, a menos que la entidad contratante de los estudios y construcción del puente determine que los tipos E o F podrán estar presentes en el sitio o en el evento en el que así se establezca por medio de datos geotécnicos.

Donde:

- \bar{V}_s velocidad promedio de la onda de cortante para los 30 m superiores del perfil de suelo
- \bar{N} número de golpes promedio del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) en golpes/pie, (Norma ASTM D1586) para los 30 m superiores del perfil de suelo
- \bar{S}_u resistencia promedio al cortante no drenado para los 30 m superiores del perfil de suelo en MPa [Norma ASTM D2166 o la norma ASTM D2850]
- IP índice de plasticidad (Norma ASTM D4318)
- w contenido de humedad (Norma ASTM D2216)

Artículo 101. FACTORES DE SITIO. Los factores de sitio F_{pga} , F_a y F_v especificados en la TABLA 17, TABLA 18, y TABLA 19, respectivamente, deberán usarse para Periodo de Vibración = 0, para el intervalo de Periodos de Vibración Cortos, y para Periodos de Vibración Largos, respectivamente. Estos factores deberán determinarse usando el Tipo de Perfil de Suelo dado en la TABLA 17 y los valores obtenidos en los mapas para los coeficientes PGA , S_s , S_1 , presentados en la FIGURA 5, FIGURA 6 y FIGURA 7.

TABLA 17
VALORES DEL FACTOR DE SITIO, F_{PGA} , EN EL PERÍODO DE VIBRACIÓN CERO DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos <small>(Véase la Nota 1)</small>				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de PGA
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

TABLA 18
VALORES DEL FACTOR DE SITIO, F_A , EN EL INTERVALO DE PERÍODOS DE VIBRACIÓN CORTOS DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES.

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para periodo de vibración de 0.2s <small>(Véase la Nota 1)</small>				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de S_s
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

TABLA 19
VALORES DEL FACTOR DE SITIO, F_v , EN EL INTERVALO DE PERÍODOS DE VIBRACIÓN LARGOS DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES.

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de 1.0s (Véase la Nota 1)				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

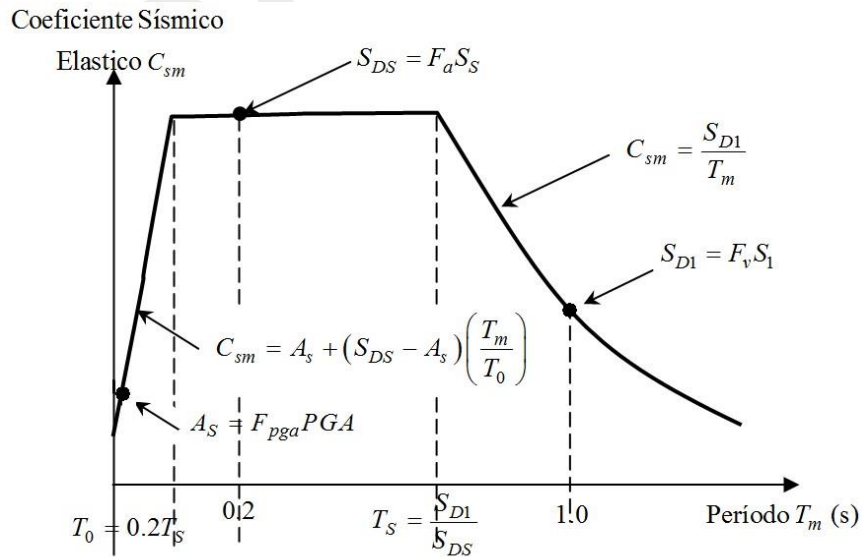
Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de S_1
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

SECCIÓN 4
CARACTERIZACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA

Artículo 102. ESPECTRO DE DISEÑO. Deberá utilizarse el espectro de diseño con cinco por ciento de amortiguamiento como se especifica en la FIGURA 8. Este espectro deberá calcularse usando los valores obtenidos de los mapas para coeficientes PGA , S_s y S_1 , presentados en las FIGURA 5, FIGURA 6 y FIGURA 7, escalados por los factores de sitio del periodo cero, del intervalo corto de períodos, y del intervalo de períodos largos, PGA , S_s , y S_1 respectivamente.

FIGURA 8
ESPECTRO DE ACELERACIONES DE DISEÑO PARA 5% DE AMORTIGUAMIENTO.



Artículo 103. COEFICIENTE ELÁSTICO DE RESPUESTA SÍSMICA.

- a) Para periodos iguales o menores que T_0 , el coeficiente sísmico elástico para el modo de vibración m , C_{sm} , deberá ser:

Ec. 12

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right)$$

En el cual:

Ec. 13

$$A_s = F_{PGA} * PGA$$

Ec. 14

$$S_{DS} = F_a * S_s$$

siendo:

PGA coeficiente de aceleración pico del terreno en roca (Perfil de Suelo Tipo B)

S_s coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un período de vibración de 0.2 segundos en roca (Perfil de Suelo Tipo B)

T_m período de vibración del modo de vibración m en segundos

T₀ período de vibración de referencia empleado para definir la forma espectral e igual a 0.2 segundos

T_s período de vibración que define el punto en el cual el espectro de aceleraciones cambia de la zona donde es independiente del período a ser inversamente proporcional al periodo = S_{D1}/S_{DS} , en segundos

- b) Para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s , el coeficiente sísmico elástico de respuesta sísmica C_{sm} , deberá tomarse como:

Ec. 15

$$C_{sm} = S_{DS}$$

- c) Para periodos mayores a T_s , el coeficiente sísmico elástico de respuesta sísmica, C_{sm} , deberá tomarse como:

Ec. 16

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T_m}$$

En el cual:

Ec. 17

$$S_{D1} = F_v * S_1$$

siendo:

- S_1 coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un período de vibración de 1.0 segundos en roca (Perfil de Suelo Tipo B)

SECCIÓN 5 CLASIFICACIÓN OPERACIONAL

Artículo 104. CLASIFICACIÓN OPERACIONAL.

- a) Para efectos de este artículo, el Organismo Ejecutor de los diseños y construcción del puente deberán clasificarlo dentro de una de las tres categorías operacionales siguientes:
1. Puentes críticos,
 2. Puentes esenciales, u
 3. Otros puentes.
- b) Los criterios para designar el puente dentro de una de estas tres categorías operacionales deberán estar basados en consideraciones acerca de su importancia con respecto a determinantes como aspectos sociales, de supervivencia, de seguridad y de defensa. Al clasificar el puente, deberá tenerse en cuenta la posibilidad de cambios futuros en las condiciones y los requisitos.

SECCIÓN 6 ZONAS DE DESEMPEÑO SÍSMICO

Artículo 105. ZONAS DE DESEMPEÑO SÍSMICO. Todo puente deberá asignarse a una de cuatro zonas de desempeño sísmico de acuerdo con la TABLA 20 usando el valor de S_{D1} obtenido por medio de la *Ec. 3.10.4.2-6*. Para el diseño de puentes en República Dominicana, todos los puentes deberán ser asignados a la zona de desempeño sísmico 4, excepto cuando un estudio específico demuestre que podrá ser asignado a una zona sísmica diferente.

**TABLA 20
ZONAS DE DESEMPEÑO SÍSMICO.**

Coeficiente de aceleración espectral S_{D1}	Zona de Desempeño Sísmico
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

SECCIÓN 7 FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA

Artículo 106. REQUISITOS GENERALES.

- a) Con el fin de aplicar los factores de modificación de respuesta, R , que se especifican aquí, los detalles estructurales deberán satisfacer las disposiciones del Artículo 333 y Artículo 410 y de la sección 11 del capítulo X del título V.
- b) Las fuerzas sísmicas de diseño para subestructuras y las conexiones entre partes de la estructura, enumeradas en la TABLA 22, cumpliendo con las excepciones que se anotan aquí, deberán determinarse dividiendo las fuerzas que resulten del análisis elástico del puente por el factor de modificación de respuesta apropiado, R , como se define en la TABLA 21 y TABLA 22, respectivamente.
- c) Como alternativa al uso de los factores R , especificados para conexiones en la TABLA 22, podrá diseñarse juntas monolíticas entre elementos estructurales y/o estructuras, tales como la conexión columna-cimentación, para transmitir las fuerzas máximas que podrán desarrollarse en la plastificación inelástica de la columna o de pórticos con varias columnas como se especifica en 3.10.9.4.3.
- d) Si se usa un método de análisis cronológico inelástico, deberá tomarse el factor de modificación de respuesta igual a la unidad ($R = 1.0$) para la subestructura y todas las conexiones.

**TABLA 21
FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA — SUBESTRUCTURAS.**

Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítica	Esencial	Otra
Pilares tipo muro-dimensión mayor	1.5	1.5	2.0
Pórticos de hormigón armado:			
• Pilas verticales únicamente	1.5	2.0	3.0
• Con pilas inclinadas	1.5	1.5	2.0
Columnas solas	1.5	2.0	3.0
Pórticos de acero o compuestos:			
• Pilas verticales únicamente	1.5	3.5	5.0
• Con pilas inclinadas	1.5	2.0	3.0
Pórticos con múltiples columnas	1.5	3.5	5.0

**TABLA 22
FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA — CONEXIONES.**

Conexión	Todas las categorías Operacionales
Superestructura a estribo	0.8
Juntas de expansión en un vano de la superestructura	0.8
Columnas, pilares, o pilas a la viga o la superestructura	1.0
Columnas o pilares a la cimentación	1.0

Artículo 107. APLICACIÓN.

- a) Deberá suponerse que las fuerzas sísmicas actúan en cualquier dirección horizontal.
- b) Deberá usarse el factor R apropiado en ambas direcciones ortogonales de la subestructura.

- c) Una pila de hormigón tipo muro podrá analizarse como una columna sola en la dirección débil si se satisfacen todas las disposiciones para columnas, como se especifican en el capítulo 5.

SECCIÓN 8 COMBINACIÓN DE EFECTOS DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

Artículo 108. COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS DE LAS FUERZAS SÍSMICAS.

- a) Las fuerzas sísmicas elásticas resultantes del análisis en dos direcciones perpendiculares en cada uno de las direcciones principales del componente deberán combinarse para formar los dos casos de carga siguientes:
1. 100 por ciento de los valores absolutos de las fuerzas en una de las direcciones perpendiculares combinados con el 30 por ciento de los valores absolutos de las fuerzas en la segunda dirección perpendicular, y
 2. 100 por ciento de los valores absolutos de las fuerzas en la segunda dirección perpendicular combinados con el 30 por ciento de los valores absolutos de las fuerzas en la primera dirección perpendicular.
- b) Cuando las fuerzas de las conexiones de las cimentaciones o entre las cimentaciones y las columnas se determinan de la plastificación de las columnas especificada en el Artículo 112c), podrán determinarse las fuerzas resultantes sin considerar los casos de combinación de carga especificados aquí. Para los fines de esta disposición, deberá entenderse "fuerzas de conexiones de columnas" como el cortante y el momento, calculados con base en la formación de articulaciones plásticas. La carga axial deberá tomarse como la resultante de la combinación de carga apropiada con la carga axial, si existe, asociada con la articulación plástica tomada como **EQ**. Si una pila se diseña como una columna como se especifica en el Artículo 107, deberá aplicarse esta exención en la dirección débil de la pila donde se usen las fuerzas resultantes de la articulación plástica. Los casos de combinación de carga especificados deberán usarse en la dirección fuerte del pilar.

SECCIÓN 9 CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO

Artículo 109. REQUISITOS GENERALES. Para puentes de una sola luz, independientemente de la zona sísmica, la fuerza mínima de conexión de diseño en la dirección restringida entre la superestructura y la subestructura no deberá ser menor que el producto del coeficiente de aceleración, A_s especificado en la Ec. 3.10.4.2-2, y las cargas permanentes aferentes. Las longitudes mínimas en los apoyos de los puentes con varias luces deberán cumplir con el Artículo 222h) o con *Unidades de Transmisión de Impacto (STU)*, y deberán proveerse con amortiguadores.

Artículo 110. ZONA SÍSMICA 1.

- a) Para los puentes en la zona sísmica 1 donde el coeficiente de aceleración, A_s , como se especifica en la **Ec. 3.10.4.2-2**, es menos que 0.05, la fuerza horizontal de diseño de la conexión en la dirección restringida no deberá ser menor que 0.15 veces la reacción vertical debida a la carga permanente y las cargas vivas aferentes que se supone hay en el momento de la ocurrencia de un sismo.

- b) Para todos los demás sitios en la Zona Sísmica 1, la fuerza horizontal de diseño de conexiones en las direcciones restringidas no deberá ser menor que 0.25 veces la reacción vertical debida a la carga aferente permanente y las cargas vivas que se supone hay en el momento de la ocurrencia de un sismo.
- c) La fuerza horizontal de diseño de la conexión deberá dirigirse desde el punto de aplicación a través de la subestructura y hasta los elementos de la cimentación.
- d) Para cada elemento no interrumpido de la superestructura, la carga aferente permanente en la línea de los apoyos fijos, usada para determinar la fuerza longitudinal de diseño de la conexión, deberá ser la carga permanente total del segmento.
- e) Si cada apoyo que sostiene un elemento no interrumpido o simplemente apoyado está restringido en la dirección transversal, la carga aferente permanente usada para determinar la fuerza de diseño en la conexión deberá ser la reacción de la carga permanente en el apoyo.
- f) Cada apoyo elastomérico y su conexión a las placas de mampostería y de base deberán diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas horizontales de diseño transmitidas a través del apoyo. Para todos los puentes en la Zona Sísmica 1 y todos los puentes de una sola luz, estas fuerzas sísmicas de cortante no deberán ser menores que las fuerzas de la conexión especificada aquí.

Artículo 111. ZONA SÍSMICA 2.

- a) Las estructuras localizadas en la Zona Sísmica 2 deberán analizarse de acuerdo con los requisitos mínimos especificados en 221 y 223.
- b) Excepto para las cimentaciones, las fuerzas sísmicas de diseño para todos los componentes, incluyendo pórticos sobre pilas y muros de contención, deberán determinarse dividiendo las fuerzas sísmicas elásticas, obtenidas en 3.10.8, por el factor de modificación de respuesta, R , apropiado especificado en la TABLA 21.
- c) Las fuerzas sísmicas de diseño para las cimentaciones, distintas de pórticos sobre pilas y muros de contención, deberán determinarse dividiendo las fuerzas sísmicas elásticas, obtenidas en 3.10.8, por la mitad del factor de modificación de respuesta, R , de la TABLA 21, para el componente de la subestructura al que están conectadas. El valor de $R/2$ no deberá ser menor que 1.
- d) Cuando un grupo de carga diferente al de *Evento Extremo 1*, especificado en la TABLA 2, controla el diseño de las columnas, deberá considerarse la posibilidad de que las fuerzas sísmicas transferidas a la cimentación puedan ser mayores que las calculadas usando el procedimiento anteriormente especificado, debido a la posible sobrerresistencia de las columnas.

Artículo 112. ZONAS SÍSMICAS 3 Y 4.

- a) Requisitos generales. Las estructuras localizadas en las Zonas 3 y 4 deberán analizarse de acuerdo con los requisitos mínimos especificados en 4.7.4.1 y 4.7.4.3. Las fuerzas de diseño de cada componente deberán ser las menores de las determinadas usando las disposiciones del Artículo 112b); o las disposiciones del Artículo 112c), para todos los componentes de una columna o pórtico, sus cimentaciones y sus conexiones.
- b) Fuerzas de diseño modificadas. Las fuerzas de diseño modificadas deberán determinarse como se especifica en 3.10.9.3, excepto que el factor R de las cimentaciones deberá ser la unidad (1.0).

c) Fuerzas inelásticas en la articulación plástica.

1. Requisitos generales. Cuando se recurra a articulaciones plásticas como base del diseño sísmico, las fuerzas que resulten de la articulación plástica en la parte superior y/o en la parte inferior de la columna deberán calcularse después de que se haya realizado el diseño preliminar de las columnas utilizando como cargas sísmicas las fuerzas de diseño modificadas especificadas en el Artículo 112b). Las fuerzas resultantes de la articulación plástica deberán usarse entonces para determinar las fuerzas de diseño para la mayoría de los componentes identificados aquí. El procedimiento para calcular estas fuerzas resultantes para apoyos de una sola columna o pilas y pórticos con dos o más columnas deberá ser el que se especifica a continuación:
 - I. Deberá comprobarse que las articulaciones plásticas se forman antes que cualquier otra falla debido a sobrecarga o inestabilidad en la estructura y/o en la cimentación. Deberán permitirse articulaciones inelásticas solamente en los lugares de las columnas que puedan ser fácilmente inspeccionados y/o reparados. Deberá determinarse la resistencia a flexión de los componentes de la subestructura de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos 5 y 6.
 - II. Deberá diseñarse también los componentes de la superestructura y de la subestructura y sus conexiones con las columnas para que resistan la fuerza cortante horizontal de la columna determinada con la resistencia a flexión inelástica de la columna usando los factores de resistencia especificados aquí.
 - III. Estas fuerzas cortantes resultantes de la articulación plástica, podrán tomarse como la fuerza sísmica máxima que el puente es capaz de desarrollar.
2. Columnas y pilas solas. Las fuerzas para los dos ejes principales de la columna deberán determinarse en la dirección débil de la pila o del pórtico así:
 - I. Se determina la sobrerresistencia a momento de la columna. Se usa un factor de resistencia, ϕ , de 1.3 para columnas de hormigón armado y de 1.25 para columnas de acero estructural. Para ambos materiales, deberá determinarse la carga axial aplicada a la columna usando la Combinación de Carga de Evento Extremo 1, con la carga elástica axial máxima en la columna obtenida de las fuerzas sísmicas determinadas de acuerdo con la sección 8 del capítulo X del presente título tomadas como **EQ**.
 - II. Se calcula la fuerza cortante correspondiente usando el momento correspondiente a la sobrerresistencia de la columna. Para columnas con ensanches en su parte superior [flared columns], estos cálculos deberán realizarse usando la sobrerresistencia arriba y abajo del ensanche en conjunto con la altura apropiada de la columna. Si la cimentación de la columna está significativamente por debajo del nivel del terreno, deberá considerarse la posibilidad de que la articulación plástica se forme por encima de la cimentación. Si esto podrá ocurrir, la longitud de la columna entre rótulas plásticas deberá usarse para calcular la fuerza cortante de la columna.
 - III. Las fuerzas que corresponden a la articulación de una sola columna son:
 - a. Fuerzas axiales: Las determinadas usando la Combinación de Carga de Evento Extremo 1, con la carga sísmica axial máxima y la mínima no reducidas de 3.10.8 tomadas como **EQ**.

- b. Momentos: Los calculados en I.
 - c. Fuerza cortante: La calculada en II.
3. Pórticos con dos o más columnas. Las fuerzas para pórticos con dos o más columnas deberán determinarse tanto en el plano del pórtico como perpendicularmente a éste. Las fuerzas perpendiculares al plano del pórtico deberán determinarse como las de columnas solas del Artículo 112c)2. Las fuerzas en el plano del pórtico deberán calcularse así:
- I. Paso 1: Se determina el momento de sobre- resistencia de las columnas. Se deberá usar un factor de resistencia, ϕ , de 1.3 para columnas de hormigón armado y de 1.25 para columnas de acero estructural. Para ambos materiales la carga axial inicial deberá determinarse usando la Combinación de carga de Evento Extremo I con EQ = 0.
 - II. Paso 2: Se calculan las fuerzas cortantes de las columnas usando el momento de sobrerresistencia. Se suman los cortantes de las columnas del pórtico para determinar la fuerza máxima cortante del pórtico. Si existe un muro de altura parcial entre las columnas, la altura efectiva de la columna deberá tomarse desde la parte superior del muro. Para columnas con ensanches y para cimentaciones por debajo del nivel del terreno, deberá aplicarse las disposiciones del Artículo 112c)2. Para pórticos, deberá usarse la longitud de la pila por encima del nivel del terreno para calcular la fuerza cortante.
 - III. Paso 3: Se aplica la fuerza cortante del pórtico al centro de masa de la superestructura sobre el pórtico y se determinan las fuerzas axiales en las columnas debidas a vuelco compatibles con los momentos de sobrerresistencia que se desarrollen.
 - IV. Paso 4: Se determine momentos revisados de sobrerresistencia de las columnas usando las fuerzas axiales de columna como EQ en la Combinación de Carga de Evento Extremo 1. Con los momentos revisados de sobrerresistencia, se calculan las fuerzas cortantes de las columnas y la fuerza máxima cortante para el pórtico. Si la fuerza cortante máxima del pórtico no está dentro de un intervalo del 10% del valor determinado previamente, se usa esta fuerza máxima de cortante del pórtico y se regresa al Paso 3.
 - V. Las fuerzas en las columnas individuales en el plano del pórtico correspondientes a la articulación plástica deberán tomarse como:
 - a. Fuerzas Axiales: Las cargas máximas y mínimas determinadas usando la Combinación de Carga de Evento Extremo I, con la fuerza axial determinada de la última iteración del Paso 3 tomadas como EQ y consideradas positivas y negativas.
 - b. Momentos: Los momentos de sobrerresistencia de las columnas correspondientes a la máxima carga axial de compresión especificada anteriormente.
 - c. Fuerza cortante: La fuerza cortante correspondiente al momento de sobrerresistencia de las columnas especificado anteriormente, teniendo en cuenta las disposiciones del Paso 2 anterior.
4. Fuerzas de diseño de columnas y pórticos. Las fuerzas de diseño para columnas y

pórticos son el conjunto compuesto consistentemente por las menores fuerzas determinadas como se especifica en 3.10.9.4.I, aplicadas así:

- I. Fuerzas Axiales: Las fuerzas de diseño máxima y mínima determinadas usando la Combinación de Carga del Evento Extremo 1 con los valores elásticos de diseño determinados en la sección 8 del capítulo X del presente Título tomados como EQ, o los valores correspondientes a la articulación plástica de la columna tomados como EQ.
 - II. Momentos: Los momentos de diseño modificados determinados para la Combinación de Carga del Evento Extremo 1.
 - III. Fuerza cortante: La menor del valor elástico de diseño determinado para Combinación de Carga del *Evento Extremo 1* con las fuerzas sísmicas combinadas como se especifica en la sección 8 del capítulo X del presente Título y usando un factor R igual a la unidad (1.0) para la columna, o el valor correspondiente a la articulación plástica de la columna.
5. Fuerzas de Diseño de Pilares. Las fuerzas de diseño deberán ser las determinadas para la Combinación de Carga del *Evento Extremo 1*, excepto cuando la pila se diseñe como columna en su dirección débil. Si la pila se diseña como una columna, las fuerzas de diseño en la dirección débil deberán ser las que se especifican en el Artículo 112c)4 y deberán aplicarse todos los requisitos de diseño para columnas, como se especifica en el Capítulo 5. Cuando se usen en la dirección débil las fuerzas debidas a la articulación plástica, deberá aplicarse la combinación de fuerzas especificada en la sección 8 del capítulo X del presente Título para determinar el momento elástico que entonces se reduce con el factor apropiado de R .
 6. Fuerzas de Diseño de la Cimentación. Las fuerzas de diseño para la cimentación incluyendo zapatas, dados y pilotes podrán ser las fuerzas determinadas para la Combinación de Carga de *Evento Extremo 1*, con las cargas sísmicas combinadas como se especifica en la sección 8 del capítulo X del presente Título, o las fuerzas en la base de las columnas correspondientes a la articulación plástica como se determina en la sección 8 del capítulo X del presente Título.
 7. Cuando las columnas de un pórtico tienen una cimentación compartida, podrá usarse para el diseño de la cimentación en el plano del pórtico, la distribución final de fuerzas en la base de las columnas del *Paso 4* del Artículo 112c)3. Esta distribución de fuerzas produce fuerzas cortantes y momentos menores en la cimentación porque una columna exterior podrá estar en tracción y la otra en compresión debido al momento sísmico de vuelco. Esto incrementa efectivamente las fuerzas últimas de momento y cortante en una columna y las reduce en la otra.

Artículo 113. ELEMENTOS RESTRICTIVOS LONGITUDINALES.

- a) La fricción no deberá considerarse como un elemento restrictivo efectivo.
- b) Los elementos restrictivos deberán diseñarse para una fuerza calculada como el coeficiente de aceleración, A_s , como se especifica en la *Ec. 3.10.4.2-2*, multiplicada por la carga permanente de la más liviana de las luces o las partes adyacentes de la estructura.
- c) Si el elemento restrictivo está en un punto en el que el diseño permite desplazamientos relativos de las secciones de la superestructura durante movimientos sísmicos, el elemento restrictivo deberá tener holgura suficiente de manera que no inicie a actuar hasta que no se exceda el desplazamiento de diseño.

- d) Donde deba proveerse un elemento restrictivo en columnas o pilas, el elemento restrictivo podrá unirse a la columna o a la pila en lugar de conectarlo a la luz adyacente interconectada.
- e) En lugar de elementos restrictivos, podrán usarse amortiguadores (*Unidades de Transmisión de Impacto – STU*) diseñados para la fuerza elástica calculada en el capítulo VII del título IV o la fuerza máxima generada por las articulaciones plásticas de la subestructura como se especifica en el Artículo 106.

Artículo 114. DISPOSITIVOS DE SUJECIÓN.

- a) En las Zonas Sísmicas 2, 3, y 4 deberán proporcionarse dispositivos de sujeción en apoyos y articulaciones en estructuras continuas donde las fuerzas sísmicas verticales debidas a la carga sísmica longitudinal se oponen y exceden el 50 por ciento, pero es menor que el 100 por ciento, de la reacción debida a carga permanente. En este caso, la fuerza de levantamiento neta para el diseño del dispositivo de sujeción deberá ser el 10 por ciento de la reacción debida a las cargas permanentes que se ejercerían si la luz fuera simplemente apoyada.
- b) Si las fuerzas sísmicas verticales resultan en levantamiento neto, el dispositivo de sujeción deberá diseñarse para resistir la mayor de:
 1. 120 por ciento de la diferencia entre la fuerza sísmica vertical y la reacción debida a las cargas permanentes, o
 2. Diez por ciento de la reacción debida a las cargas permanentes.

SECCIÓN 10

REQUISITOS PARA PUENTES TEMPORALES Y CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS.

Artículo 115. REQUISITOS PARA PUENTES TEMPORALES Y CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS.

- a) Cualquier puente o puente parcialmente construido que se espera sea temporal por más de 5 años deberá diseñarse usando los requisitos de estructuras permanentes y no deberán usarse las disposiciones de este Capítulo.
- b) El requisito de que un sismo no deberá causar colapso total o parcial del puente, como se expresa en la sección 1 del capítulo X del presente título, deberá aplicarse a puentes temporales que carguen tráfico. También deberá aplicarse a aquellos puentes que se construyen por etapas y que se espera lleven tráfico y/o estar localizados por encima de rutas que llevan tráfico. El coeficiente elástico de respuesta sísmica y el coeficiente de aceleración del terreno dado en el Artículo 103 podrán reducirse por un factor no mayor de 2 para calcular las fuerzas y desplazamientos elásticos de los componentes. Los coeficientes de respuesta y aceleración para los sitios de construcción que están cerca de fallas activas deberán someterse a estudios especiales. Los factores de modificación de respuesta dados en la sección 7 del capítulo X del presente título podrán incrementarse por un factor no mayor de 1.5 para calcular las fuerzas de diseño. Este factor no deberá aplicarse a las conexiones definidas en la TABLA 22.
- c) Deberán aplicarse las disposiciones del Artículo 222h) acerca de la longitud mínima de apoyo a todos los puentes temporales y a todas las construcciones por etapas.

CAPÍTULO XI EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS Y DD

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 116. REQUISITOS GENERALES.

- a) El empuje del suelo se deberá considerar en función de los siguientes factores:
1. Tipo y peso unitario del suelo,
 2. Contenido de agua,
 3. Características de fluencia lenta del suelo,
 4. Grado de compactación,
 5. Ubicación del nivel freático,
 6. Interacción suelo-estructura,
 7. Cantidad de sobrecarga,
 8. Efectos debidos a los sismos,
 9. Pendiente del relleno,
 10. Inclinación del muro.
- b) No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en el pliego de condiciones se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con la sección 3 del capítulo XI del presente título. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen fuerzas hidrostáticas y de filtración de acuerdo con el Capítulo 11. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

SECCIÓN 2 COMPACTACIÓN

Artículo 117. COMPACTACIÓN. Si se anticipa que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie terminada interseca a la cara interna del muro y la base del muro, se deberá tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que podrá inducir la compactación.

SECCIÓN 3 PRESENCIA DE AGUA

Artículo 118. PRESENCIA DE AGUA.

- a) Si no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.
- b) En casos en los cuales se anticipa que habrá endicamiento de agua detrás de la estructura, el muro se deberá dimensionar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo.
- c) Para determinar el empuje lateral del suelo debajo del nivel freático se deberán utilizar los pesos unitarios del suelo sumergido.
- d) Si el nivel freático difiere a ambos lados del muro, se deberán considerar los efectos de la filtración sobre la estabilidad del muro y el potencial de socavación. Para determinar los empujes laterales totales que actúan sobre el muro se deberán sumar las presiones del agua intersticial a las tensiones efectivas horizontales.

**SECCIÓN 4
EFECTO SÍSMICO**

Artículo 119. EFECTO SÍSMICO. Se deberán considerar los efectos de la inercia del muro y la probable amplificación del empuje activo y/o movilización de masas de suelo pasivas por parte de un sismo.

**SECCIÓN 5
EMPUJE DE SUELO: EH**

Artículo 120. EMPUJE LATERAL DE SUELO.

- a) Se supondrá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la profundidad del suelo, y se deberá tomar como:

Ec. 18

$$p = k \gamma_s z$$

siendo:

P el empuje lateral del suelo, en kN/m².

K el coeficiente de empuje lateral tomado como **k_o**, especificado en el Artículo 121, para muros que no se deforman ni se desplazan; **k_a**, especificado en el Artículo 122, Artículo 125 y Artículo 126, para muros que se deforman o desplazan lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa; o **k_p**, especificado en el 97, para muros que se deforman o desplazan lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s el peso unitario del suelo, en kN/m³.

Z la profundidad del suelo debajo de la superficie, en m.

- b) Se supondrá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual que $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en contacto con el muro, hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

Artículo 121. COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL EN REPOSO, k_0 .

- a) Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se podrá tomar como:

Ec. 19

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_f)$$

siendo:

ϕ'_f el ángulo efectivo de fricción del suelo.

k_0 el componente de la velocidad de la corriente perpendicular al recorrido de las embarcaciones, en m/s.

- b) Para los suelos sobreconsolidados se podrá suponer que el coeficiente de empuje lateral en reposo varía en función de la relación de sobreconsolidación o historial de tensiones, y se podrá tomar como:

Ec. 20

$$k_0 = (1 - \text{sen}(\phi'_f))(\text{OCR})^{\text{sen}(\phi'_f)}$$

siendo:

OCR la relación de consolidación.

- c) No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en el pliego de condiciones se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con la Sección 3 del Capítulo XI del Título III. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen fuerzas hidrostáticas y de filtración de acuerdo con el Capítulo 11. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

Artículo 122. COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL ACTIVO, k_a .

- a) El coeficiente de empuje lateral activo se podrá determinar de la siguiente manera:

Ec. 21

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma[\text{sen}^2\theta \text{sen}(\theta - \delta)]}$$

donde:

Ec. 22

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) \text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \text{sen}(\theta - \beta)}} \right]^2$$

siendo:

δ el ángulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la TABLA 23, en grados ($^\circ$).

β el ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la FIGURA 9, en grados ($^\circ$).

θ el ángulo que forma la cara del muro en contacto con el suelo respecto de la horizontal como se indica en la FIGURA 9, en grados ($^\circ$).

ϕ'_f el ángulo efectivo de fricción interna, en grados ($^\circ$).

- b) Para condiciones diferentes a las descritas en la FIGURA 9, el empuje activo se podrá calcular utilizando el procedimiento de tanteos, basado en la teoría de la cuña, del método de Culmann (por ejemplo, ver Terzaghi et al., 1996).

FIGURA 9
SIMBOLOGIA PARA EL EMPUJE ACTIVO DE COULOMB

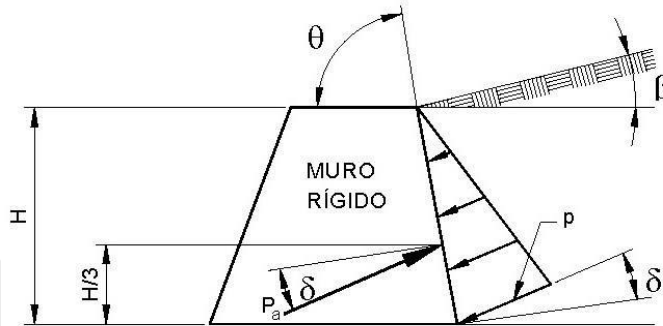


TABLA 23
ÁNGULO DE FRICCIÓN PARA DIFERENTES MATERIALES (U.S. DEPARTMENT OF THE NAVY, 1982a)

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, ($^\circ$)	Coefficiente de fricción, $tg()$
-------------------------	----------------------------------	----------------------------------

<p>Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Roca sana y limpia • Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa • Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa • Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media • Limo fino arenoso, limo no plástico • Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura • Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa 	<p>35 29 a 31</p> <p>24 a 29 19 a 24 17 a 19 22 a 26 17 a 19</p>	<p>0.70 0.55 a 0.60</p> <p>0.45 a 0.55 0.34 a 0.45 0.31 a 0.34 0.40 a 0.49 0.31 a 0.34</p>
<p>Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.</p>		
<p>Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas • Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla • Limo fino arenoso, limo no plástico 	<p>22</p> <p>17 14 11</p>	<p>0.40</p> <p>0.31 0.25 0.19</p>
<p>Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas • Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla • Limo fino arenoso, limo no plástico 	<p>22 a 26</p> <p>17 a 22 17 14</p>	<p>0.40 a 0.49</p> <p>0.31 a 0.40 0.31 0.25</p>
<p>Diferentes materiales estructurales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas: <ul style="list-style-type: none"> ○ roca blanda tratada sobre roca blanda tratada ○ roca dura tratada sobre roca blanda tratada ○ roca dura tratada sobre roca dura tratada • Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano • Acero sobre acero en trabado de tablestacas. 	<p>35 33 29 26 17</p>	<p>0.70 0.65 0.55 0.49 0.31</p>

Artículo 123. COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL PASIVO, k_p .

- a) Para los suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo se podrán tomar de la FIGURA 10 para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la FIGURA 11, para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada. Para condiciones diferentes a las descritas en la FIGURA 10 y FIGURA 11, el empuje pasivo se podrá calcular utilizando el procedimiento de tanteos basado en la teoría de la cuña, ver Terzaghi et al. (1996). Si se utiliza la teoría de la cuña, el valor limitante del ángulo de fricción del muro no se deberá tomar mayor que la mitad del ángulo de fricción interna, ϕ_f .
- b) Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se podrán estimar de la siguiente manera:

$$p_p = k_p * \gamma_s * z + 2 * c * \sqrt{k_p}$$

Siendo:

- p_p El empuje lateral pasivo del suelo, en kN/m².
- γ_s El peso unitario del suelo, en kN/m³.
- z la profundidad debajo de la superficie del suelo, en m.
- c La cohesión del suelo, en kN/m².
- k_p El coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo especificado en la FIGURA 10 y FIGURA 11, según corresponda.

FIGURA 10
PROCEDIMIENTOS DE CALCULO DE EMPUJES PASIVOS DEL SUELO PARA MUROS VERTICALES E INCLINADOS CON RELLENO DE SUPERFICIE HORIZONTAL (U.S. DEPARTMENT OF THE NAVY, 1982a)

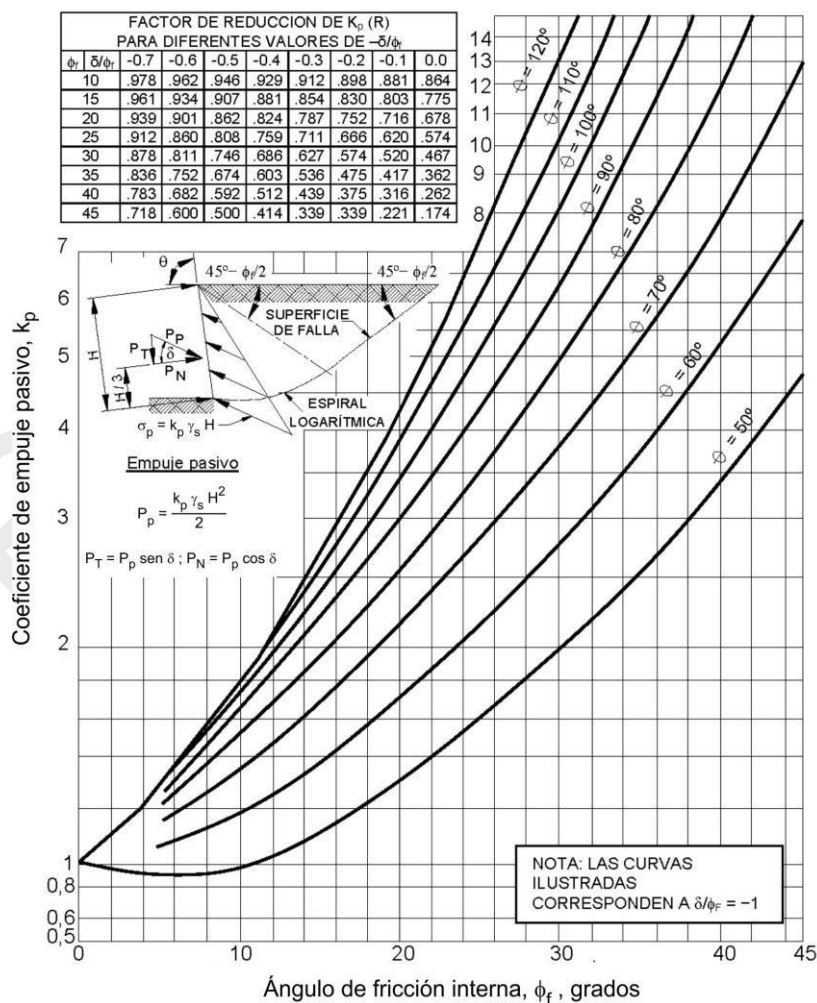
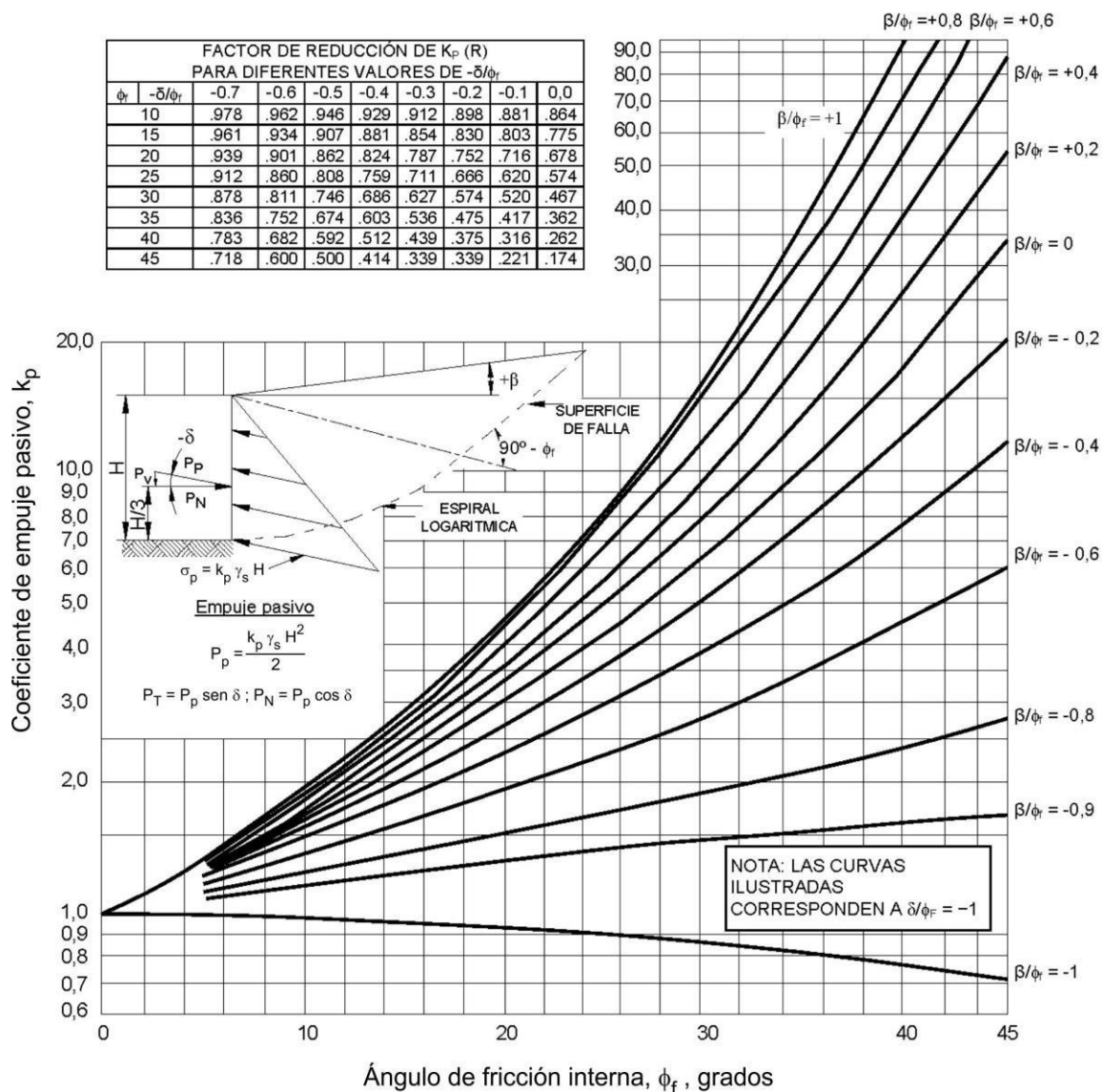


FIGURA 11
PROCEDIMIENTOS DE CALCULO DE EMPUJES PASIVOS DEL SUELO PARA MUROS VERTICALES CON
RELLENO DE SUPERFICIE INCLINADA (U.S. DEPARTMENT OF THE NAVY, 1982a)



Artículo 124. MÉTODO DEL FLUIDO EQUIVALENTE PARA ESTIMAR EMPUJES LATERALES DE RANKINE.

- El método del fluido equivalente se podrá utilizar cuando sea aplicable la teoría del empuje del suelo de Rankine.
- El método del fluido equivalente sólo se deberá utilizar si el relleno podrá drenar libremente. Si no se podrá satisfacer este criterio, para determinar el empuje horizontal del suelo se deberán utilizar los requisitos de la sección 3 del capítulo XI del presente título, y Artículo 120 y Artículo 122.

- c) Si se utiliza el método del fluido equivalente, el empuje básico del suelo p , en kN/m^2 , se podrá determinar de la siguiente manera:

Ec. 24

$$p = \gamma_{eq} * z$$

Siendo:

γ_{eq} El peso unitario del fluido equivalente del suelo, no inferior a 4.71 kN/m^3 .

z la profundidad debajo de la superficie del suelo, en m.

- d) Se supondrá que la carga lateral de suelo resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual que $H/3$ de la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno hasta el fondo de la zapata.

- e) Los valores típicos para los pesos unitarios de fluido equivalente a utilizar en el diseño de un muro de altura no mayor que 6 m se podrá tomar de la TABLA 24, siendo:

Δ el movimiento de la parte superior del muro requerido para llegar al mínimo empuje activo o máximo empuje pasivo por rotación o traslación lateral, en m.

H la altura del muro, en m.

β El ángulo del relleno respecto de la horizontal, en grados ($^\circ$).

- f) La magnitud de la componente vertical del empuje del suelo resultante, para el caso de relleno de superficie inclinada, se podrá determinar de la siguiente manera:

Ec. 25

$$P_v = P_h * \text{tg}(\beta)$$

Siendo:

Ec. 26

$$P_h = 0,5 * \gamma_{eq} * H^2 = \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$$

TABLA 24
VALORES TÍPICOS PARA LOS PESOS UNITARIOS DE FLUIDO EQUIVALENTE DE LOS SUELOS

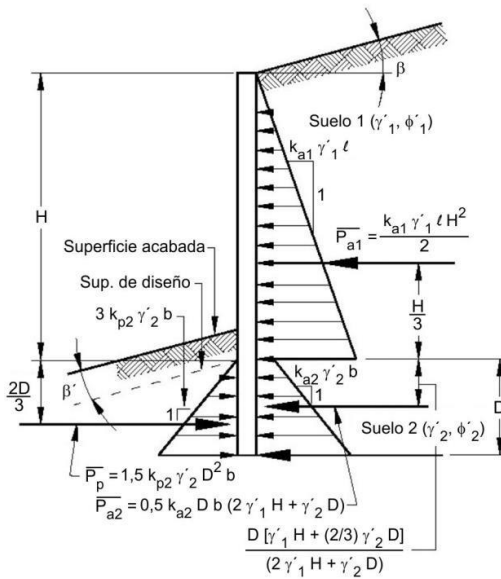
Tipo de suelo	Relleno de superficie horizontal		Relleno con $\beta = 25^\circ$	
	En reposo $\gamma_{eq} (\text{kN/m}^3)$	Activo $\Delta/H = 1/240$ $\gamma_{eq} (\text{kN/m}^3)$	En reposo $\gamma_{eq} (\text{kN/m}^3)$	Activo $\Delta/H = 1/240$ $\gamma_{eq} (\text{kN/m}^3)$
Arena o grava suelta	8,64	6,28	10,21	7,85
Arena o grava de densidad media	7,85	5,50	9,43	7,07
Arena o grava densa	7,07	4,71	8,64	6,28

Artículo 125. EMPUJES LATERALES DEL SUELO PARA MUROS TIPO PANTALLA.

- a) Para muros permanentes se podrán utilizar las distribuciones de empujes laterales simplificadas ilustradas en la FIGURA 12 a FIGURA 14. Si los muros soportan o son soportados por suelos cohesivos en aplicaciones temporarias, los muros se podrán diseñar en base a los métodos de análisis de tensiones totales utilizando parámetros de resistencia al corte en condición no drenada. Para este último caso se podrán utilizar las distribuciones de empujes simplificadas ilustradas en la FIGURA 15 a FIGURA 18 con las siguientes restricciones:
1. La relación entre la presión por sobrecarga total y la resistencia al corte no drenado, N_s (ver Artículo 126b), deberá ser menor que **3** en la base del muro.
 2. El empuje activo del suelo no deberá ser menor que **0.25 veces** la presión de sobrecarga efectiva a cualquier profundidad, ó **5.50 kN/m²/m** de la altura del muro, cualquiera sea el valor que resulte mayor.
- b) Para muros temporales con elementos verticales discretos empotrados en suelo granular o roca, la resistencia pasiva se podrá determinar utilizando la FIGURA 12 y FIGURA 13, y para determinar el empuje activo debido al suelo retenido se podrán utilizar la FIGURA 15 y FIGURA 16.
- c) Si se utilizan elementos verticales discretos como apoyo, el ancho, b , de cada elemento vertical se deberá suponer igual al ancho del ala o al diámetro del elemento para secciones hincadas, y al diámetro de la perforación rellena con hormigón para secciones ejecutadas “in situ”.
- d) Para determinar P_{a2} en la FIGURA 15, la magnitud de la sobrecarga de suelo de superficie inclinada sobre el muro se deberá basar en la cuña de suelo sobre el muro dentro de la cuña activa.
- e) En la FIGURA 16 se ignora una parte de la carga negativa en la parte superior del muro debida a la cohesión y se deberá considerar la presión hidrostática en una grieta por tracción, aunque ésta no se ilustra en la figura.

FIGURA 12
DISTRIBUCIONES SIMPLIFICADAS DE EMPUJES NOMINALES PARA MUROS PERMANENTES TIPO

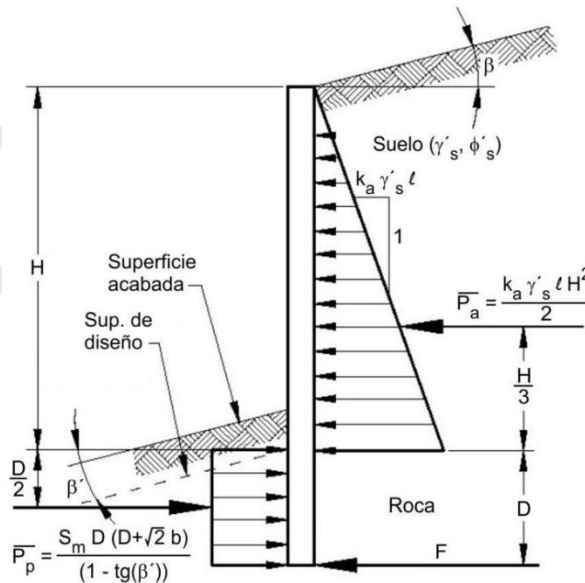
PANTALLA FORMADOS POR ELEMENTOS VERTICALES DISCRETOS EMPOTRADOS EN SUELO GRANULAR.



b = ancho real del elemento vertical discreto empotrado debajo de la superficie de diseño en el plano del muro [m]

FIGURA 13

DISTRIBUCIONES SIMPLIFICADAS DE EMPUJES NOMINALES PARA MUROS PERMANENTES TIPO PANTALLA FORMADOS POR ELEMENTOS VERTICALES DISCRETOS EMPOTRADOS EN ROCA.



b = ancho real del elemento vertical discreto empotrado debajo de la superficie de diseño en el plano del muro [m]

FIGURA 14

DISTRIBUCIONES SIMPLIFICADAS DE EMPUJES NOMINALES PARA MUROS PERMANENTES TIPO PANTALLA FORMADOS POR ELEMENTOS VERTICALES CONTINUOS EMPOTRADOS EN SUELO GRANULAR, MODIFICADAS DE ACUERDO CON TENG (1962).

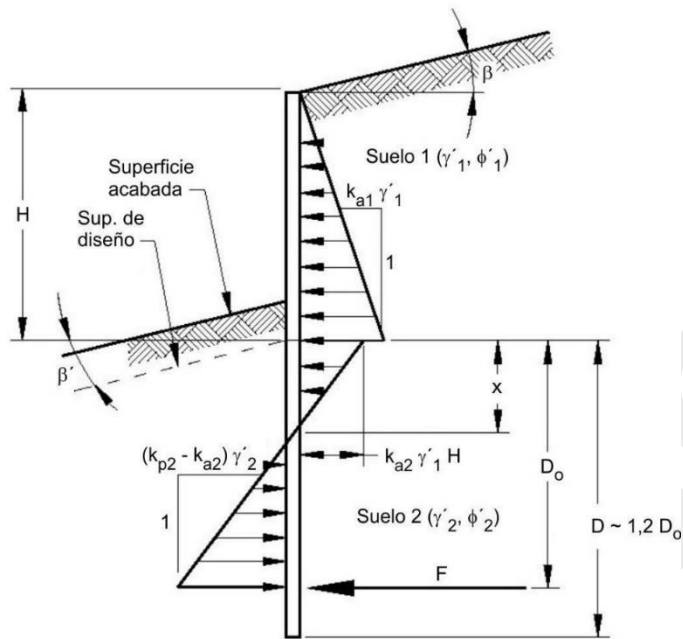
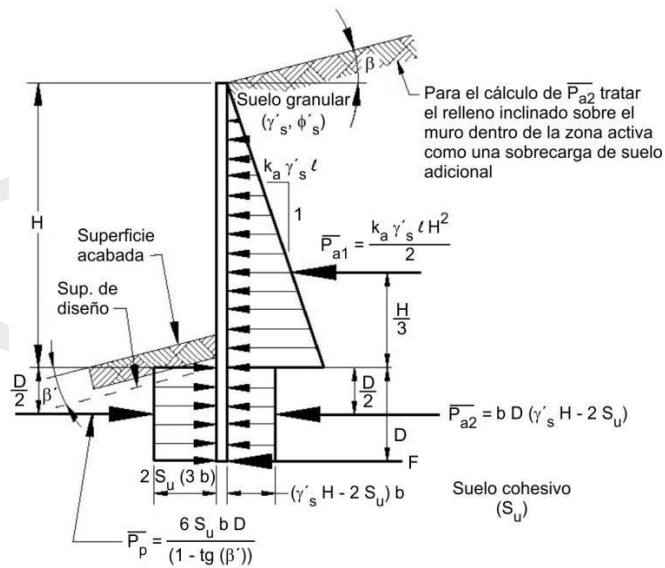


FIGURA 15
DISTRIBUCIONES SIMPLIFICADAS DE EMPUJES NOMINALES PARA MUROS TEMPORARIOS TIPO PANTALLA FORMADAS POR ELEMENTOS VERTICALES DISCRETOS EMPOTRADOS EN SUELO COHESIVO Y QUE SOSTIENEN SUELO GRANULAR.



b = ancho real del elemento vertical discreto empotrado debajo de la superficie de diseño en el plano del muro [m]

FIGURA 16
DISTRIBUCIONES SIMPLIFICADAS DE EMPUJES NOMINALES PARA MUROS TEMPORARIOS TIPO PANTALLA FORMADAS POR ELEMENTOS VERTICALES DISCRETOS EMPOTRADOS EN SUELO COHESIVO Y QUE SOSTIENEN SUELO COHESIVO.

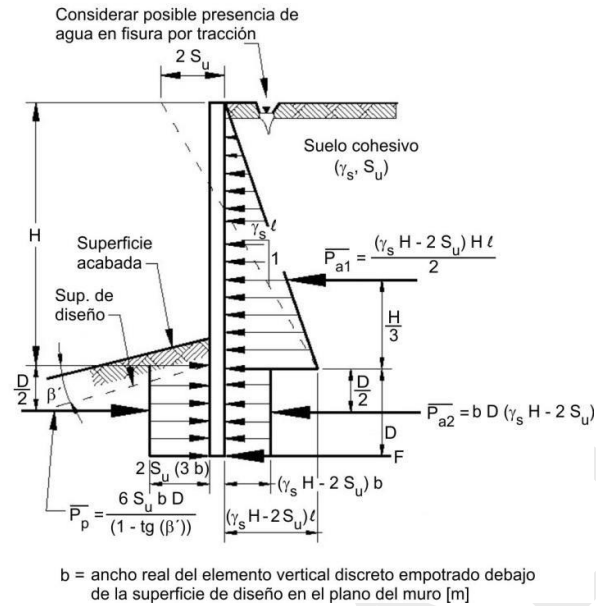
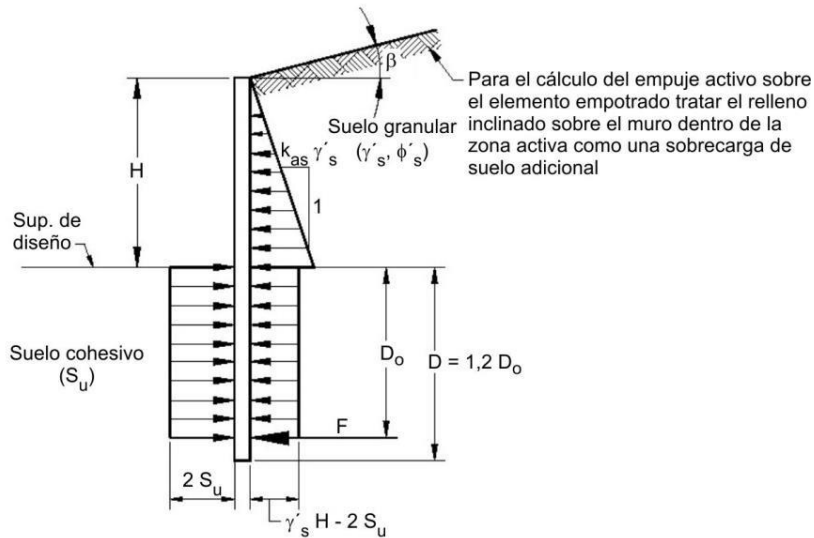
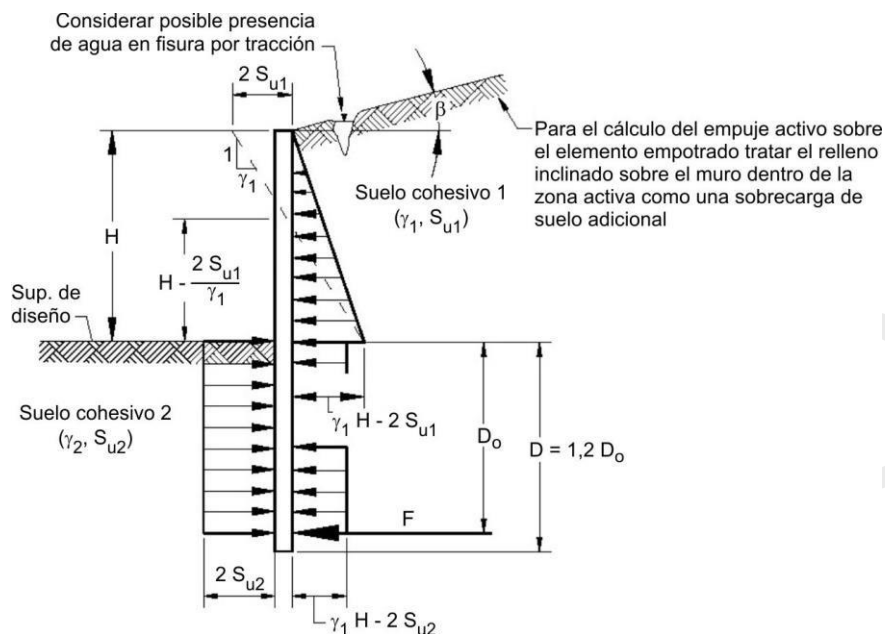


FIGURA 17
DISTRIBUCIONES SIMPLIFICADAS DE EMPUJES NOMINALES PARA MUROS TEMPORARIOS TIPO PANTALLA FORMADOS POR ELEMENTOS VERTICALES CONTINUOS EMPOTRADOS EN SUELO COHESIVO Y QUE SOSTIENEN SUELO GRANULAR, MODIFICADAS SEGÚN TENG (1962).



Nota: Para muros empotrados en suelo granular ver la Figura 3.11.5.6-3 y utilizar la Figura 3.11.5.6-7 para suelo cohesivo retenido si corresponde.

FIGURA 18
DISTRIBUCIONES SIMPLIFICADAS DE EMPUJES NOMINALES PARA MUROS TEMPORARIOS TIPO PANTALLA FORMADOS POR ELEMENTOS VERTICALES CONTINUOS EMPOTRADOS EN SUELO COHESIVO Y QUE SOSTIENEN SUELO COHESIVO, MODIFICADAS SEGÚN TENG (1962).



Artículo 126. EMPUJES APARENTES DEL SUELO PARA MUROS ANCLADOS. Para muros anclados construidos de arriba hacia abajo, el empuje del suelo se podrá estimar de acuerdo con Artículo 126a) ó b). Al desarrollar el empuje de diseño para un muro anclado se deberán considerar los desplazamientos del muro que podrían afectar las estructuras adyacentes y/o las instalaciones de servicios públicos enterradas.

a) **Suelos no cohesivos.** El empuje del suelo sobre muros anclados, temporarios o permanentes, construidos en suelos no cohesivos se podrá determinar utilizando la FIGURA 19, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, p_a , se podrá calcular de la siguiente manera:

1. Para muros con un solo nivel de anclajes:

$$p_a = k_a \gamma'_s H$$

Ec. 27

2. Para muros con múltiples niveles de anclajes:

$$p_a = \frac{k_a \gamma'_s H^2}{1.5 H - 0.5 H_1 - 0.5 H_{n+1}}$$

Ec. 28

siendo:

p_a la máxima ordenada del diagrama de empuje, en kN/m^2 .

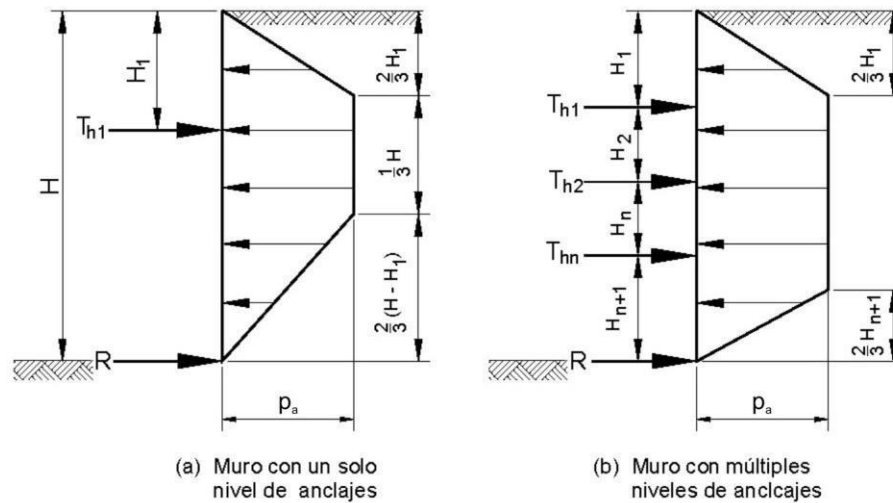
k_a el coeficiente de empuje activo del suelo $\text{tg}^2(45^\circ - \phi_f / 2)$ (adimensional) para $= 0$, para $\neq 0$ utilizar la Ec. 21.

γ'_s el peso unitario efectivo del suelo, en kN/m^3 .

H la profundidad total de excavación, en m.

- H_1 la distancia entre la superficie del terreno y el anclaje ubicado a mayor altura, en m.
- H_{n+1} la distancia entre la base de la excavación y el anclaje ubicado a menor altura, en m.
- T_{hn} la carga horizontal en el anclaje n , en kN/m.
- R la reacción a ser resistida por la subrasante (es decir, debajo de la base de la excavación), en kN/m.

FIGURA 19
DISTRIBUCIONES DEL EMPUJE APARENTE PARA MUROS ANCLADOS CONSTRUIDOS DE ARRIBA HACIA ABAJO EN SUELOS NO COHESIVOS.



- b) **Suelos cohesivos.** La *distribución del empuje aparente* en los suelos cohesivos está relacionada con el número de estabilidad, N_s , el cual se define con la siguiente expresión:

Ec. 29

$$N_s = \frac{\gamma_s H}{S_u}$$

siendo:

- γ_s el peso unitario total del suelo, en kN/m³.
- H la profundidad total de excavación, en m.
- S_u la resistencia media al corte del suelo no drenado, en kN/m².

1. **Suelos rígidos a duros:** Para *muros anclados temporales en suelos cohesivos de rígidos a duros* ($N_s \leq 4$), el empuje del suelo se podrá determinar utilizando la FIGURA 19, calculando la máxima ordenada del diagrama de empuje, p_a , con la siguiente expresión:

Ec. 30

$$p_a = 0.2 \gamma_s H \quad a \quad p_a = 0.4 \gamma_s H$$

siendo:

- p_a la máxima ordenada del diagrama de empuje, en kN/m².
- γ_s el peso unitario total del suelo, en kN/m³.
- H la profundidad total de excavación, en m.

Para muros anclados permanentes en suelos cohesivos de rígidos a duros se podrán utilizar las distribuciones de empuje aparente descritas en el Artículo 126a) basando k_a en el ángulo de fricción del suelo cohesivo drenado. En el caso de muros permanentes se deberá utilizar la distribución, permanente o temporal, que provoque la máxima fuerza total.

2. **Suelos blandos a medianamente rígidos:** El empuje del suelo sobre muros temporarios o permanentes en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos ($N_s \geq 6$) se podrá determinar utilizando la FIGURA 20, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, p_a , se deberá determinar de la siguiente manera:

Ec. 31

$$p_a = k_a \gamma_s H$$

siendo:

- p_a la máxima ordenada del diagrama de empuje, en kN/m².
- k_a el coeficiente de empuje activo del suelo de la Ec. 32.
- γ_s el peso unitario efectivo del suelo, en kN/m³.
- H la profundidad total de excavación, en m.

El coeficiente de empuje activo del suelo, k_a , se podrá determinar como:

Ec. 32

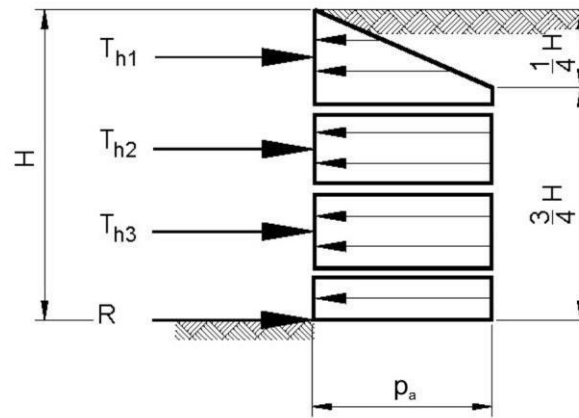
$$k_a = 1 - \frac{4 S_u}{\gamma_s H} + 2 \sqrt{2} \frac{d}{H} \left(1 - \frac{5,14 S_{ub}}{\gamma_s H} \right) \geq 0,22$$

siendo:

- S_u la resistencia del suelo retenido no drenado, en kN/m².
- S_{ub} la resistencia del suelo no drenado debajo de la base de la excavación, en kN/m².
- γ_s el peso unitario total del suelo retenido, en kN/m³.
- H la profundidad total de excavación, en m.
- d la profundidad de la superficie potencial de falla debajo de la base de la excavación, en m.

El valor de d se deberá tomar como el espesor de suelo cohesivo blando a medianamente rígido debajo de la base de la excavación, hasta un valor máximo de $(B_e / \sqrt{2})$, siendo B_e el ancho de la excavación.

FIGURA 20
DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE APARENTE DEL SUELO PARA MUROS ANCLADOS CONSTRUIDOS DE ARRIBA HACIA ABAJO EN SUELOS COHESIVOS BLANDOS A MEDIANAMENTE RÍGIDOS.



Artículo 127. EMPUJES LATERALES DE SUELO PARA MUROS DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE.

- c) **Requisitos generales.** La fuerza resultante por unidad de ancho detrás de un muro de tierra estabilizada mecánicamente, ilustrada en la FIGURA 21, FIGURA 22 y FIGURA 23, que actúa a una altura igual a $h/3$ sobre la base del muro, se deberá tomar como:

Ec. 33

$$P_a = 0.5 k_a \gamma_s h^2$$

siendo:

- P_a la fuerza resultante por unidad de ancho, en kN/m.
 γ_s el peso unitario efectivo del relleno, en kN/m³.
 h la altura del diagrama de empuje horizontal del suelo tomado como se indica en la FIGURA 21, FIGURA 22 y FIGURA 23, en m.
 k_a el coeficiente de empuje activo del suelo especificado en el Artículo 122, tomando el ángulo de la superficie del relleno θ , como se especifica en la FIGURA 22; B como se especifica en la FIGURA 23, y δ y B en la FIGURA 22 y FIGURA 23, respectivamente.

FIGURA 21
DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE DEL SUELO PARA MURO DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE CON RELLENO DE SUPERFICIE HORIZONTAL.

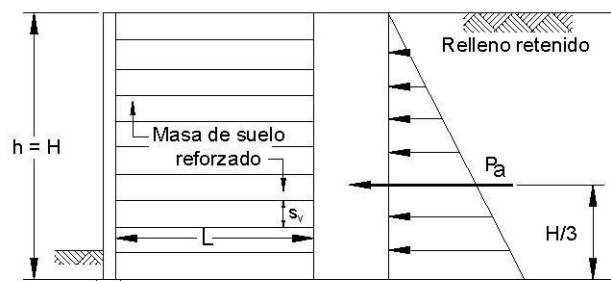


FIGURA 22
DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE DEL SUELO PARA MURO DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE CON RELLENO DE SUPERFICIE INCLINADA.

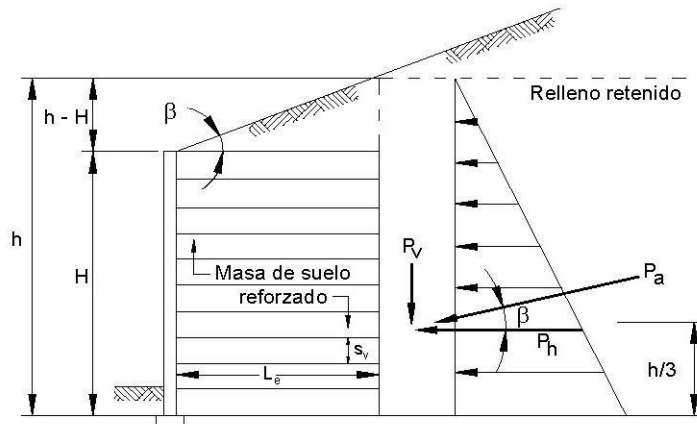
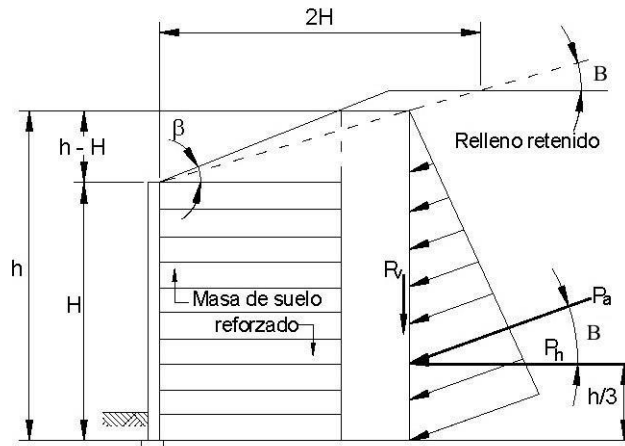


FIGURA 23
DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE DEL SUELO PARA MURO DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE CON RELLENO DE SUPERFICIE QUEBRADA.

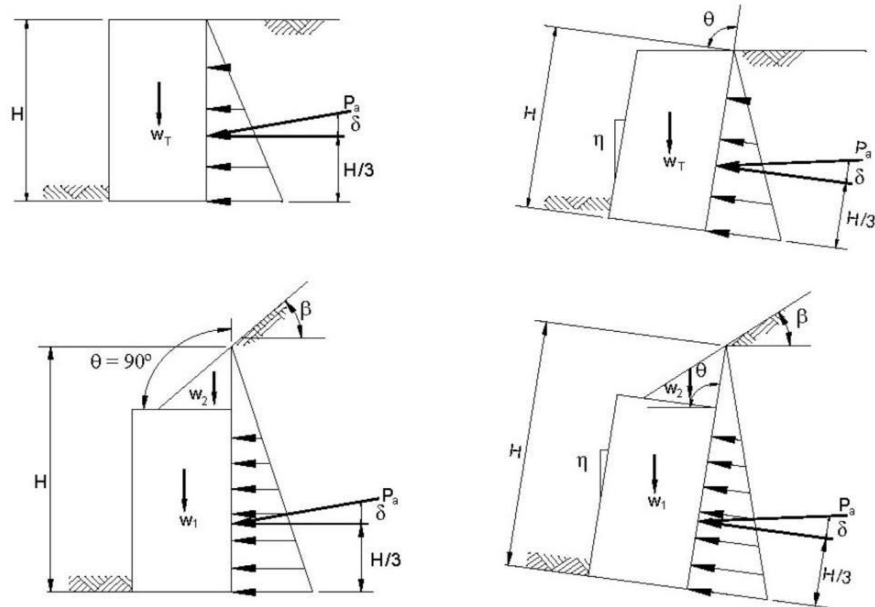


- d) **Estabilidad interna:** El factor de carga γ_p a aplicar a la máxima carga soportada por los refuerzos, $T_{m\acute{a}x}$, para el cálculo de resistencia de los refuerzos, resistencia de las conexiones y arrancamiento (ver Artículo 891) deberá ser EV, para empuje vertical del suelo. Para muros de tierra estabilizada mecánicamente, η_i se deberá tomar igual a 1.

Artículo 128. EMPUJES LATERALES DE SUELO PARA MUROS MODULARES PREFABRICADOS.

- a) La magnitud y ubicación de las cargas resultantes y fuerzas resistentes para muros modulares prefabricados se podrán determinar utilizando las distribuciones del empuje del suelo presentadas en la FIGURA 24 y FIGURA 25. Si los paramentos de los módulos prefabricados forman una superficie irregular, escalonada, el empuje del suelo se deberá calcular sobre una superficie plana trazada desde la esquina posterior superior del módulo de más arriba hasta el talón posterior inferior del módulo ubicado más abajo utilizando la teoría de Coulomb.

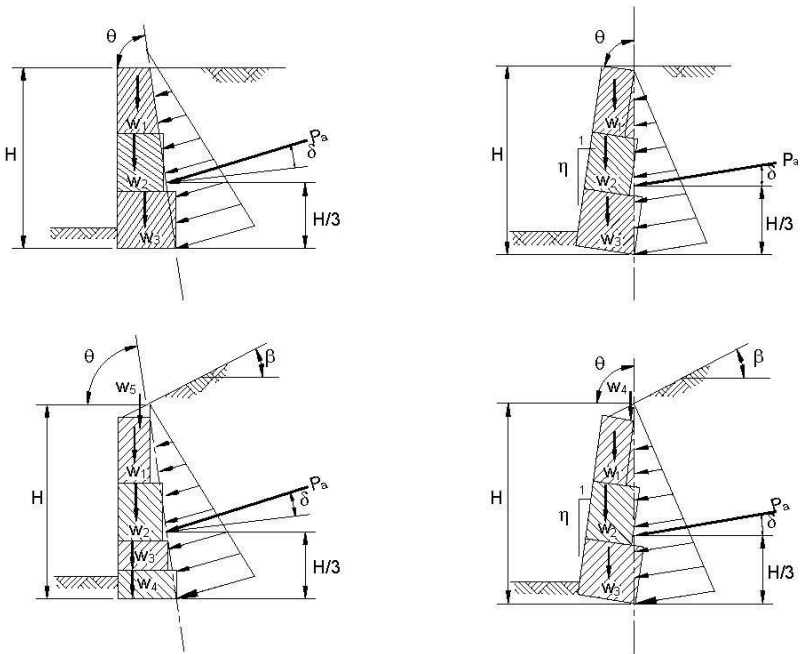
FIGURA 24
DISTRIBUCIONES DEL EMPUJE DEL SUELO PARA MUROS MODULARES PREFABRICADOS CON
PARAMENTOS CONTINUOS.



P_a aplicada a $\frac{H}{3}$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 k_a$$

FIGURA 25
DISTRIBUCIONES DEL EMPUJE DEL SUELO PARA MUROS MODULARES PREFABRICADOS CON
PARAMENTOS IRREGULARES.

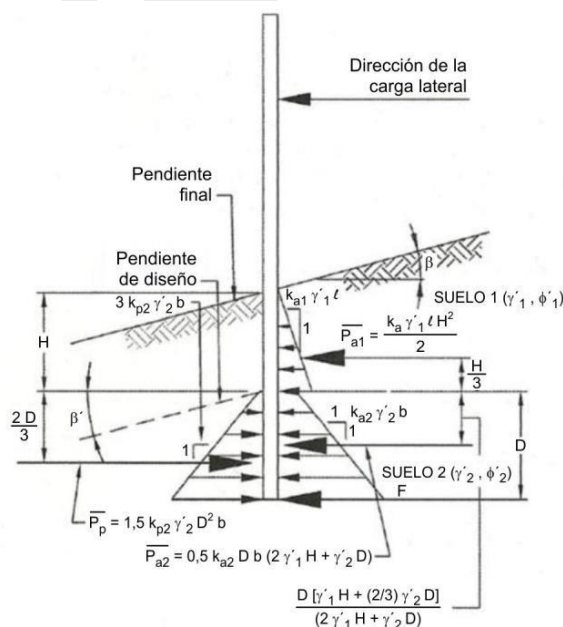


- b) El valor de k_a utilizado para calcular el empuje lateral provocado por el relleno retenido y otras cargas detrás del muro se deberá calcular en base al ángulo de fricción del relleno detrás de los módulos. En ausencia de datos más específicos, si detrás de los módulos prefabricados se utiliza relleno granular en una zona de al menos **1V:1H** a partir del talón del muro, para ϕ_f se podrá utilizar un valor de **34°**. Caso contrario, al no contar con datos específicos, se deberá utilizar un ángulo de fricción máximo de **30°**.

Artículo 129. EMPUJES LATERALES DEL SUELO PARA BARRERAS DE SONIDO APOYADAS EN ELEMENTOS EMBEBIDOS VERTICALES DISCRETOS Y CONTINUOS.

- a) Para barreras de sonido apoyadas en elementos verticales discretos empotrados en suelo granular, en roca, o en suelos cohesivos, se podrán utilizar las distribuciones simplificadas del empuje lateral del suelo tal como se indica en la FIGURA 26, FIGURA 27 y FIGURA 28, respectivamente. Para barreras de sonido apoyadas en elementos verticales continuos empotrados en suelo granular o en suelos cohesivos, se podrán utilizar las distribuciones simplificadas del empuje lateral del suelo tal como se indica en la FIGURA 29 y FIGURA 30, respectivamente. Para barreras de sonido apoyadas en muros de contención, se deberán aplicar las disposiciones pertinentes del Capítulo 11.
- b) Si los elementos discretos verticales se utilizan como apoyo, el ancho, **b**, de cada elemento vertical se deberá suponer igual al ancho del ala o al diámetro del elemento para secciones hincadas y al diámetro de agujeros rellenos de hormigón para secciones de hormigón "in situ".
- c) Se deberá considerar en el diseño, el cambio de sentido de las fuerzas laterales aplicadas en las barreras de sonido.

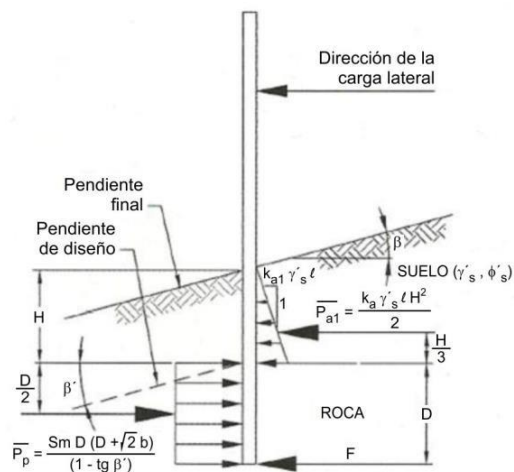
FIGURA 26
DISTRIBUCIÓN SIMPLIFICADA DE EMPUJE DE SUELO NO MAYORADO PARA ELEMENTOS DISCRETOS DE MUROS VERTICALES EMPOTRADOS EN SUELO GRANULAR.



b = Ancho real del elemento vertical incrustado bajo la pendiente de diseño en el plano de la barrera (m).

FIGURA 27

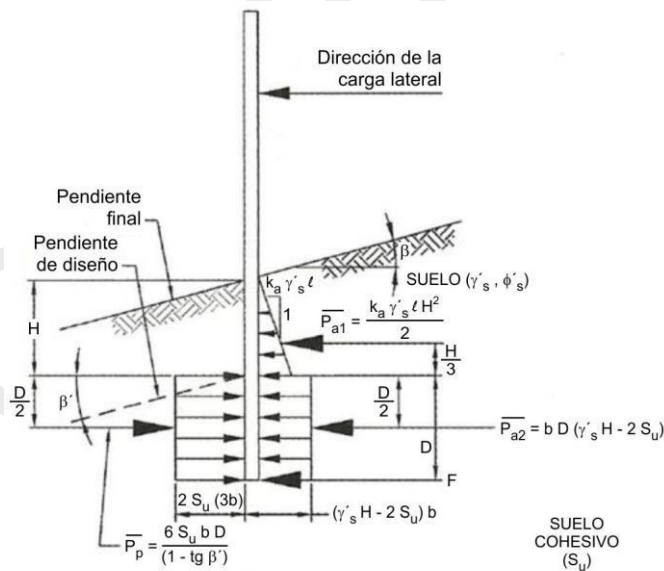
DISTRIBUCIÓN SIMPLIFICADA DE EMPUJE DE SUELO NO MAYORADO PARA ELEMENTOS DISCRETOS DE MUROS VERTICALES EMPOTRADOS EN ROCA.



$b =$ Ancho real del elemento vertical incrustado bajo la pendiente de diseño en el plano de la barrera (m).

FIGURA 28

DISTRIBUCIÓN SIMPLIFICADA DE EMPUJE DE SUELO NO MAYORADO PARA ELEMENTOS DISCRETOS DE MUROS VERTICALES EMPOTRADOS EN SUELO COHESIVO.



$b =$ Ancho real del elemento vertical incrustado bajo la pendiente de diseño en el plano de la barrera (m).

FIGURA 29

DISTRIBUCIÓN SIMPLIFICADA DE EMPUJE DE SUELO NO MAYORADO PARA ELEMENTOS VERTICALES CONTINUOS EMPOTRADOS EN SUELO GRANULAR MODIFICADA SEGÚN TENG (1962).

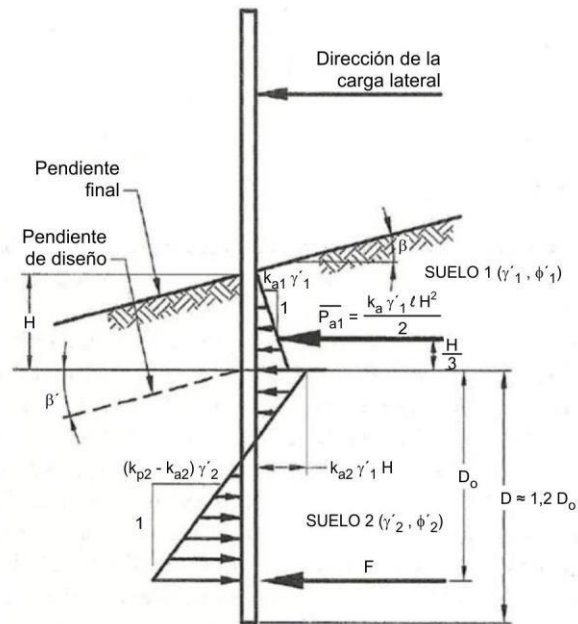
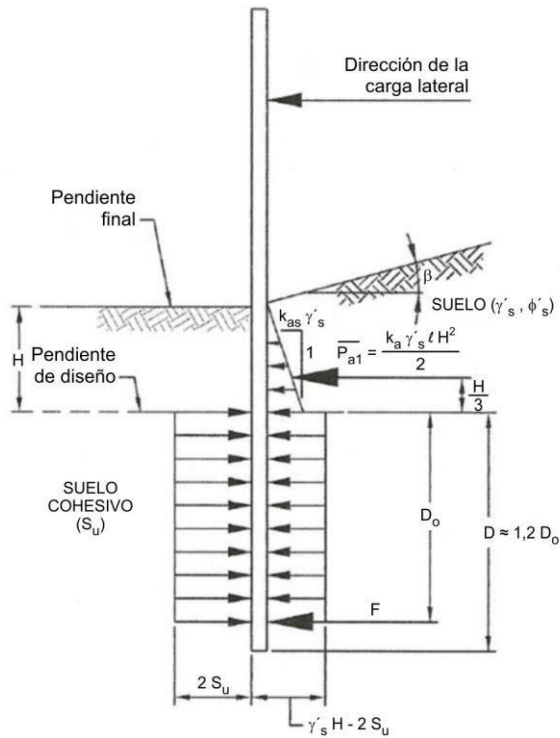


FIGURA 30
DISTRIBUCIÓN SIMPLIFICADA DE EMPUJE DE SUELO NO MAYORADO PARA ELEMENTOS CONTINUOS DE MUROS VERTICALES EMPOTRADOS EN SUELO COHESIVO MODIFICADA SEGÚN TENG (1962).



SECCIÓN 6
SOBRECARGAS ES Y LS

Artículo 130. SOBRECARGAS ES Y LS. El incremento del esfuerzo de diseño del suelo detrás o dentro del muro, generado por las tensiones o sobrecargas concentradas, será el mayor entre (1) las

tensiones o sobrecargas nominales multiplicados por el factor de carga especificado, ES , o (2) las cargas de diseño de la estructura aplicadas a los elementos estructurales que generan sobrecarga, se ajusta ES igual a 1.0. La carga aplicada al muro, debido al elemento estructural por encima del mismo, no deberá ser multiplicada dos veces por el factor de carga.

Artículo 131. SOBRECARGA UNIFORME (ES).

- a) Cuando haya una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. Este empuje constante se podrá determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta_p = k_s q_s$$

Ec. 34

siendo:

- Δ_p el empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme, en kN/m².
- k_s el coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga.
- q_s la sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activo, en kN/m².

- b) Para condiciones de empuje activo, k_s se deberá tomar como k_a , y para condiciones en reposo, k_s se deberá tomar como k_o . Alternativamente, se podrán utilizar valores intermedios adecuados para el tipo de relleno y cantidad de movimiento del muro.

Artículo 132. CARGAS PUNTUALES, LINEALES Y DE FAJA (ES) - MUROS RESTRINGIDOS CONTRA EL MOVIMIENTO.

- a) El **empuje horizontal** que actúa sobre un muro debido a una faja uniformemente cargada paralela al muro, Δ_{ph} , en kN/m², se podrá tomar como:

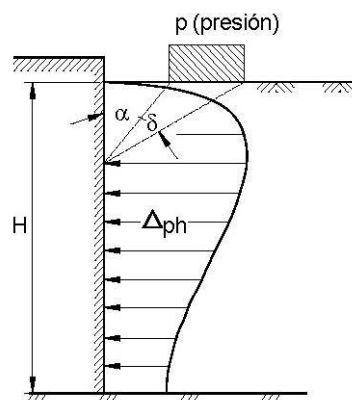
$$\Delta_{ph} = \frac{2p}{\pi} [\delta - \text{sen}(\delta) \cos(\delta + 2\alpha)]$$

Ec. 35

siendo:

- p la intensidad de la carga uniforme actuando en una faja paralela al muro, en kN/m².
- α el ángulo especificado en la FIGURA 31, en radianes.
- δ el ángulo especificado en la FIGURA 31, en radianes.

**FIGURA 31
EMPUJE HORIZONTAL SOBRE UN MURO PROVOCADO POR UNA FAJA UNIFORMEMENTE CARGADA.**



- b) El **empuje horizontal** que actúa sobre un muro debido a una carga puntual, Δ_{ph} , en kN/m², se podrá tomar como:

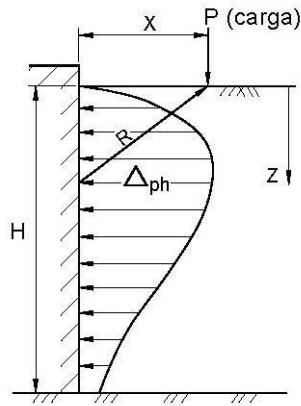
Ec. 36

$$\Delta_{ph} = \frac{P}{\pi R^2} \left[\frac{3 Z X^2}{R^3} - \frac{R(1-2\nu)}{R+Z} \right]$$

siendo:

- P la carga puntual, en kN.
- R la distancia radial desde el punto de aplicación de la carga hasta un punto en el muro según lo especificado en la FIGURA 32, donde $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{0.5}$, en m.
- X la distancia horizontal desde el paramento posterior del muro hasta el punto de aplicación de la carga, en m.
- Y la distancia horizontal desde un punto en el muro considerado hasta un plano perpendicular al muro que pasa por el punto de aplicación de la carga, medida sobre el muro, en m.
- Z la distancia vertical desde el punto de aplicación de la carga hasta la elevación de un punto sobre el muro considerado, en m.
- ν el coeficiente de Poisson, adimensional.

FIGURA 32
EMPUJE HORIZONTAL SOBRE UN MURO PROVOCADO POR UNA CARGA PUNTUAL.



- c) El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga lineal infinitamente larga paralela al muro, Δ_{ph} , en kN/m^2 , se podrá determinar de la siguiente manera:

Ec. 37

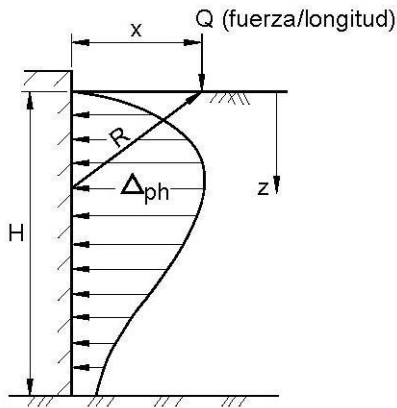
$$\Delta_{ph} = \frac{4 Q}{\pi} \frac{X^2 Z}{R^4}$$

siendo:

Q la intensidad de la carga, en kN/m .

FIGURA 33

EMPUJE HORIZONTAL SOBRE UN MURO PROVOCADO POR UNA CARGA LINEAL INFINITAMENTE LARGA PARALELA AL MURO.



- d) El empuje horizontal que actúa sobre un muro debido a una carga lineal de longitud finita perpendicular a un muro, Δ_{ph} , en kN/m^2 , se podrá determinar de la siguiente manera:

Ec. 38

$$\Delta_{ph} = \frac{Q}{\pi Z} \left[\frac{1}{A^3} - \frac{1-2v}{A + \frac{Z}{X_2}} - \frac{1}{B^3} + \frac{1-2v}{B + \frac{Z}{X_1}} \right]$$

siendo:

Ec. 39

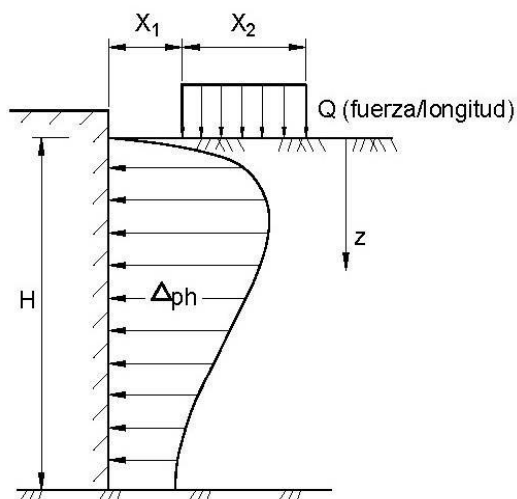
$$A = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_2}\right)^2}$$

Ec. 40

$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_1}\right)^2}$$

- X_1 la distancia desde el paramento posterior del muro hasta el inicio de la carga lineal como se especifica en la FIGURA 34, en m.
- X_2 la longitud de la carga lineal, en m.
- Z la profundidad desde la superficie del terreno hasta un punto sobre el muro considerado, en m.
- ν el coeficiente de Poisson, adimensional.
- Q la intensidad de la carga, en kN/m.

FIGURA 34
EMPUJE HORIZONTAL SOBRE UN MURO PROVOCADO POR UNA CARGA LINEAL DE LONGITUD FINITA PERPENDICULAR AL MURO.

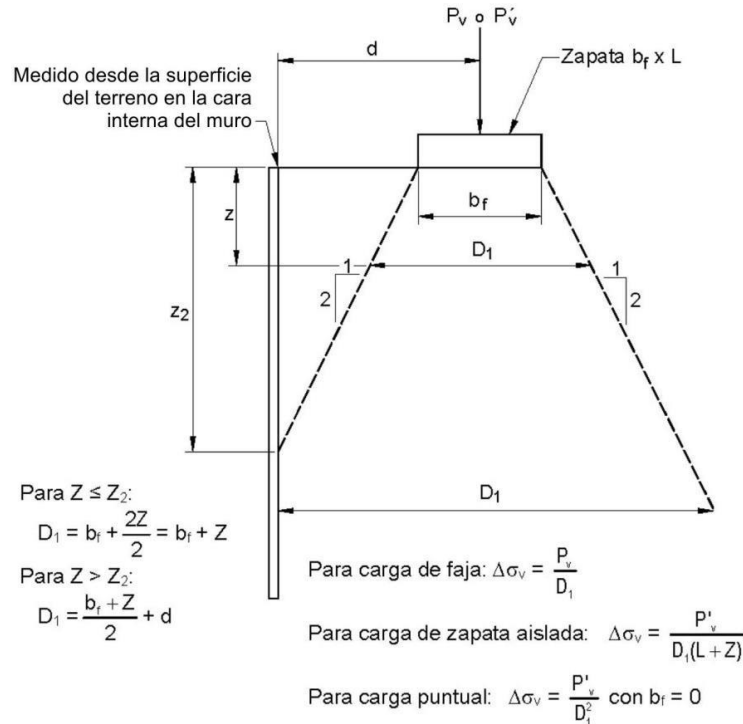


Artículo 133. CARGAS DE FAJA (ES) - MUROS FLEXIBLES.

- a) Las cargas permanentes concentradas se deberán incorporar al diseño para estabilidad interna y externa utilizando una distribución vertical uniforme simplificada, de 2 vertical en 1 horizontal, para determinar la componente vertical del empuje en función de la profundidad dentro de la masa de suelo reforzado, tal como se ilustra en la FIGURA 35. Las cargas concentradas horizontales que actúan en la parte superior del muro se deberán distribuir dentro de la masa de suelo reforzado como se especifica en la FIGURA 36. Si hay cargas concentradas permanentes detrás de la masa de suelo reforzado, éstas se deberán distribuir del mismo modo que se distribuirían dentro de la masa de suelo reforzado.

- b) Para determinar el efecto de esta sobrecarga sobre la estabilidad externa, la tensión vertical distribuida detrás de la zona reforzada se deberá multiplicar por k_a . La tensión horizontal concentrada que se distribuye detrás del muro como se especifica en la FIGURA 36 no se deberá multiplicar por k_a .

FIGURA 35
DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE DEBIDO A LA CARGA CONCENTRADA VERTICAL P_v PARA EL CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD INTERNA Y EXTERNA.

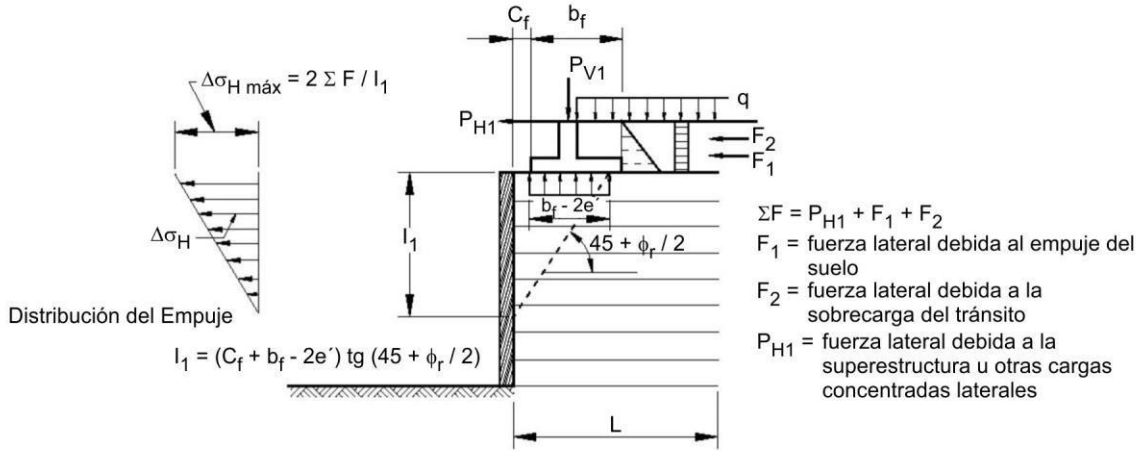


siendo:

- D_1 el ancho efectivo de una carga aplicada a cualquier profundidad, calculada como se indica en la figura.
- b_f el ancho de la carga aplicada. Para zapatas con carga excéntrica (por ejemplo, fundaciones de estribos de puentes) fijar b_f igual al ancho de zapata equivalente B' reduciéndolo en $2 e'$, siendo e' la excentricidad de la carga en la zapata (es decir, $b_f - 2 e'$).
- L la longitud de la zapata.
- P_v la carga por metro lineal de zapata corrida.
- P'_v la carga sobre zapata aislada rectangular o carga puntual.
- Z_2 la profundidad donde el ancho efectivo interseca la cara interna del muro, $= 2 d - b_f$.
- d la distancia entre el baricentro de la carga vertical concentrada y la cara interna del muro.

NOTA: Si la sobrecarga está ubicada detrás de la masa de suelo reforzado, suponer que el mayor empuje vertical debido a la sobrecarga no afecta las tensiones utilizadas para evaluar la estabilidad interna. Para la estabilidad externa suponer que la sobrecarga no tiene ninguna influencia si está ubicada fuera de la zona activa detrás del muro.

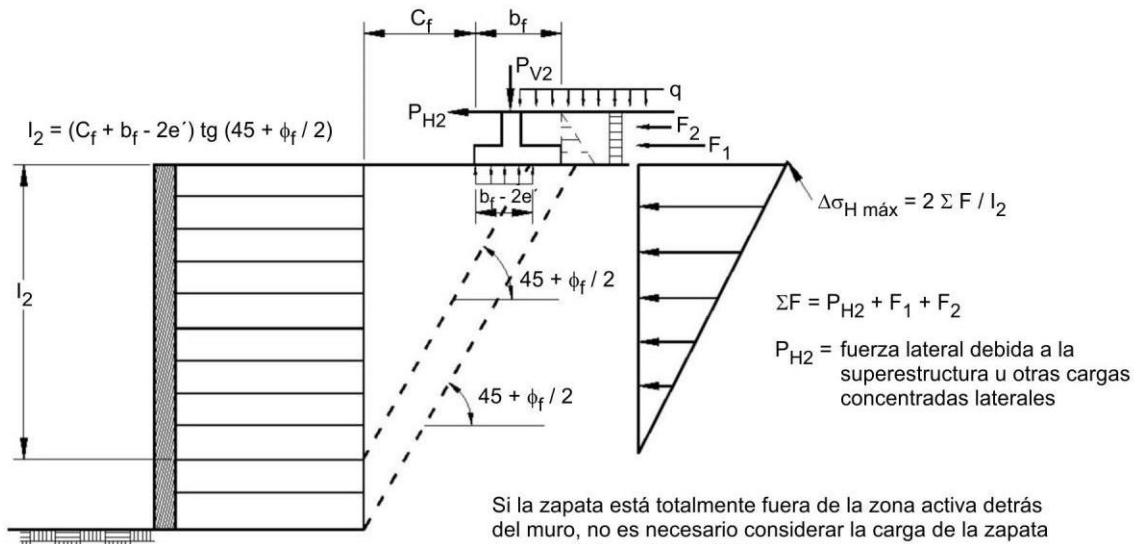
FIGURA 36
DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE PROVOCADO POR CARGAS CONCENTRADAS HORIZONTALES.



e' = excentricidad de la carga sobre la zapata (ver Figura 11.10.10.1-1 para un ejemplo de cómo calcularla)

a. Distribución del empuje para el cálculo de la estabilidad interna

FIGURA 37
DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE PROVOCADO POR CARGAS CONCENTRADAS HORIZONTALES.



b. Distribución del empuje para el cálculo de la estabilidad externa

Artículo 134. SOBRECARGA ADICIONAL (LS).

- a) Se deberá aplicar una sobrecarga adicional cuando se prevea que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del Artículo 68. Si la sobrecarga no es para una carretera el Organismo Ejecutor o el Propietario deberán especificar y/o aprobar las sobrecargas adicionales adecuadas.
- b) El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga adicional se podrá determinar con la siguiente expresión:

Ec. 41

$$\Delta_p = k \gamma_s h_{eq}$$

siendo:

Δ_p el empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga adicional, en kN/m².

γ_s el coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga.

k el coeficiente de empuje lateral del suelo.

h_{eq} la altura de suelo equivalente para carga vehicular, en m.

- c) Las alturas de suelo equivalente, h_{eq} , para cargas de carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se podrán tomar de la TABLA 25 y TABLA 26. Para alturas de muro intermedias se deberá interpolar linealmente.
- d) La altura del muro se deberá tomar como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

TABLA 25
ALTURA DE SUELO EQUIVALENTE PARA CARGA VEHICULAR SOBRE ESTRIBOS PERPENDICULARES AL TRÁNSITO.

Altura del estribo (m)	h_{eq} (m)
1,50	1,90
3,00	1,40
≥ 6,00	1,00

TABLA 26
ALTURA DE SUELO EQUIVALENTE PARA CARGA VEHICULAR SOBRE MUROS DE SOSTENIMIENTO PARALELOS AL TRÁNSITO.

Altura del muro (m)	h_{eq} (m) Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tránsito	
	0,00 m	0,30 m o más
1,50	2,40	1,00
3,00	1,70	1,00
$\geq 6,00$	1,00	1,00

- e) El factor de carga tanto para la componente vertical como para la componente horizontal de la sobrecarga adicional se deberá tomar como se especifica en la TABLA 2 para sobrecarga adicional.

Artículo 135. REDUCCIÓN DE LA SOBRECARGA. Si la carga vehicular se transmite a través de una losa estructural que a su vez es soportada por medios diferentes al suelo, se podrá permitir una correspondiente reducción de las sobrecargas. Si se trata de una losa de aproximación de hormigón armado de dimensiones en planta no menores a 5.00 m, la altura h_{eq} en la Ec. 41 podrá adoptarse igual a 1.00 m.

SECCIÓN 7 REDUCCION DEBIDA AL EMPUJE DE SUELO

Artículo 136. REDUCCIÓN DEBIDA AL EMPUJE DEL SUELO. Tanto para alcantarillas y puentes como para sus componentes, en situaciones donde el empuje del suelo podría reducir las solicitaciones provocadas por otras cargas y fuerzas, se deberá limitar dicha reducción al empuje del suelo que se anticipa estará presente de manera permanente. En ausencia de información más precisa se podrá realizar una reducción del 50 %, pero no será necesario efectuar la combinación con el factor de carga mínimo especificado en la TABLA 3.

SECCIÓN 8 REDUCCION DEBIDA AL EMPUJE DE SUELO

Artículo 137. FRICCIÓN NEGATIVA.

- a) El posible desarrollo de fricción negativa sobre pilotes hincados o excavados se deberá evaluar cuando:
1. Los mismos están sustentados por material compresible tales como arcillas, limos o suelos orgánicos,
 2. El relleno será o ha sido recientemente colocado junto a los pilotes hincados o excavados, tales como es frecuentemente el caso de relleno en aproximación al puente,
 3. El agua subterránea se reduce sustancialmente, o
 4. Podrá ocurrir la licuefacción de suelo arenoso suelto.

- b) Cuando existe la posibilidad de que la fricción negativa actúe sobre un pilote hincado o excavado debido al movimiento descendente del suelo en relación con el pilote, y la posibilidad de que dicha fricción negativa no se elimine por la precarga del suelo para reducir los movimientos descendentes u otra medida atenuante, se deberá diseñar el pilote hincado o excavado para resistir la fricción negativa inducida.
- c) Para eliminar las posibles cargas de fricción negativa se deberá considerar el uso de sobrecarga de un terraplén, técnicas de mejora del suelo, y/o mediciones monitoreadas del drenaje vertical y asentamiento.
- d) Para el Estado Límite Evento Extremo I, la fricción negativa inducida por el asentamiento por licuefacción se aplicará al pilote hincado o excavado en combinación con las otras cargas incluidas dentro del grupo de carga. La fricción negativa inducida por la licuefacción no se deberá combinar con la fricción negativa inducida por los asentamientos de consolidación.
- e) Cuando la carga de fricción negativa actúe en grupos de pilotes hincados o excavados, se deberá evaluar los efectos del grupo.
- f) Si las cargas transitorias actúan reduciendo la magnitud de las cargas de fricción negativa y esta reducción se considera en el diseño del pilote hincado o excavado, dicha reducción no deberá exceder de la fracción de la carga transitoria que iguale la sollicitación de la fricción negativa.
- g) Las sollicitaciones generadas por la fricción negativa sobre pilotes hincados o excavados se determinarán de la siguiente manera:
1. Paso 1 - Establecer el perfil y las propiedades del suelo para el cálculo del asentamiento, utilizando los procedimientos establecidos en el Capítulo IV del Título VIII
 2. Paso 2 - Realizar los cálculos de asentamiento de las capas del suelo, a lo largo de la longitud del pilote hincado o excavado, con los procedimientos establecidos en el Artículo 721c)
 3. Paso 3 - Determinar la longitud del pilote hincado o excavado que estará sujeto a fricción negativa. Si el asentamiento en la capa de suelo es de 0.01 m o mayor en relación al pilote hincado o excavado, se podrá suponer que se desarrollará completamente la fricción negativa.
 4. Paso 4 - Determinar la magnitud de la fricción negativa, DD , calculando la resistencia negativa lateral utilizando cualquiera de los procedimientos de análisis estático indicados en el Artículo 750f), para pilotes en todos los suelos, y en el Artículo 775, para pilotes excavados si la zona sujeta a fricción negativa está caracterizada por ser un suelo cohesivo. Si la zona de fricción negativa está caracterizada por un suelo poco cohesivo, los procedimientos indicados en el Artículo 775 deberán ser utilizados para estimar la fricción negativa en los pilotes excavados. La suma de la resistencia lateral negativa de todas las capas contribuirá a la fricción negativa de la capa más baja desde la parte inferior del cabezal del pilote o de la superficie del suelo.
- h) El método del plano neutro podrá también ser utilizado para determinar la fricción negativa.

CAPÍTULO XII
EFFECTOS DEBIDOS A DEFORMACIONES IMPUESTAS: TU, TG, SH, CR, SE, PS

Artículo 138. REQUISITOS GENERALES. Se deberán considerar los efectos internos que provocan la fluencia lenta y contracción en los componentes. Cuando corresponda, se deberá incluir el efecto del gradiente de temperatura. Las sollicitaciones debidas a la deformación de los componentes resistentes, el desplazamiento de los puntos de aplicación de las cargas y los movimientos de los apoyos se deberán incluir en el análisis. **TEMPERATURA UNIFORME.**

- a) El movimiento térmico de diseño asociado con un cambio uniforme de la temperatura se podrá calcular utilizando el Procedimiento A o el Procedimiento B, descriptos a continuación.
- b) Para puentes con tablero de hormigón que tienen vigas de hormigón o acero se podrá utilizar tanto el Procedimiento A como el Procedimiento B. Para todos los demás tipos de puentes se deberá utilizar el Procedimiento A.

Artículo 140. RANGO DE TEMPERATURA PARA EL PROCEDIMIENTO A.

- a) Los rangos de temperatura serán los especificados en la TABLA 27. Para calcular los efectos generados por la deformación de origen térmico se deberá utilizar la diferencia entre los límites extendidos inferior o superior y la temperatura básica de construcción supuesta en el diseño.
- b) Las temperaturas mínimas y máximas especificadas en la TABLA 27 corresponden a $T_{MinDiseño}$ y $T_{MáxDiseño}$, respectivamente, en la Ec. 42.

TABLA 27
RANGOS DE TEMPERATURA PARA EL PROCEDIMIENTO A.

Clima	Acero o Aluminio	Hormigón	Madera
Moderado	-18° a 49°C	-12° a 27°C	-12° a 24°C
Frío	-34° a 49°C	-18° a 27°C	-18° a 24°C

Artículo 141. RANGO DE TEMPERATURA PARA EL PROCEDIMIENTO B. El *rango de temperatura* se definirá como la diferencia entre la máxima temperatura de diseño, $T_{MáxDiseño}$, y la mínima temperatura de diseño, $T_{MinDiseño}$. Para utilizar el Procedimiento B se requiere la información de mapas de contorno de temperatura de diseño, los cuales no están aún disponibles en República Dominicana. Por lo tanto, este procedimiento podrá utilizarse cuando se disponga de dichos mapas.

Artículo 142. MOVIMIENTOS TÉRMICOS DE DISEÑO. El *rango de diseño del movimiento térmico*, Δ_T , dependerá de las temperaturas extremas de diseño para puentes, definidas en el Artículo 140 ó Artículo 141, y se determinará como:

Ec. 42

$$\Delta_T = \alpha L (T_{Máxdiseño} - T_{Mindiseño})$$

siendo:

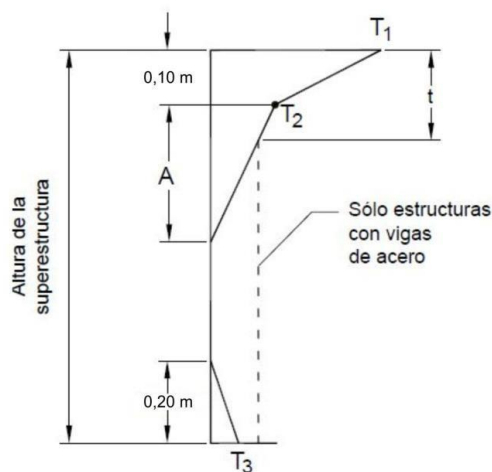
Δ_T la longitud de expansión, en m.

α el coeficiente de expansión térmica, en $m/m/^\circ C$.

Artículo 143. GRADIENTE DE TEMPERATURA.

- a) A efectos de la utilización de este artículo se tendrán en cuenta como valores base de temperatura $T_1 = 30$ grados y $T_2 = 10$ grados
- b) La temperatura positiva se tomará igual a T_1 , es decir, 30 grados.
- c) La temperatura negativa se obtendrá multiplicando los valores de T_1 por **-0.30** en el caso de tableros de hormigón simple y por **-0.20** en el caso de tableros con sobre-capa asfáltica.
- d) El gradiente de temperatura vertical en superestructuras de hormigón y acero con tableros de hormigón se podrá tomar como se indica en la FIGURA 38.
- e) La dimensión **A** de la FIGURA 38 se deberá tomar como:
 1. Para superestructuras de hormigón de profundidad mayor o igual que **0.40 m: 0.30 m**.
 2. Para secciones de hormigón de profundidad menor que 0.40 m: 0.10 m menos que la profundidad real.
 3. Para superestructuras de acero, 0.30 m y la distancia t se deberá tomar igual a la altura del tablero de hormigón.
- f) El valor de la temperatura T_3 se deberá tomar como **$0^\circ C$** , a menos que se realice un estudio específico del predio para determinar un valor adecuado, pero en ningún caso deberá ser mayor que **$3^\circ C$** .
- g) Si se considera el gradiente de temperatura, las tensiones internas y deformaciones de la estructura provocadas tanto por gradientes de temperatura positivos como por gradientes negativos, se podrán determinar de acuerdo con los requisitos de la Sección 6 del capítulo VI del título IV.

FIGURA 38
GRADIENTE DE TEMPERATURA VERTICAL POSITIVA EN SUPERESTRUCTURAS DE HORMIGÓN Y ACERO.



Artículo 144. CONTRACCIÓN DIFERENCIAL. Cuando corresponda, se deberán determinar las deformaciones por contracción diferencial entre hormigones de diferentes edades y composiciones, y entre concreto y acero, de acuerdo con los requisitos del Capítulo 5.

Artículo 145. FLUENCIA LENTA. Las deformaciones por fluencia lenta del concreto deberán ser determinados de acuerdo con los requisitos del Capítulo 5. Al determinar las solicitaciones y deformaciones generadas por la fluencia lenta, se deberá considerar la dependencia del tiempo y las variaciones de las tensiones de compresión.

Artículo 146. ASENTAMIENTO. Se deberán considerar las solicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales entre subestructuras y entre unidades de una misma subestructura. El asentamiento, para cada unidad de la subestructura, se podrá estimar de acuerdo con los requisitos del Artículo 739.

Artículo 147. FUERZAS SECUNDARIAS GENERADAS POR EL POSTESADO, PS. La aplicación de fuerzas de postesado en una estructura continua genera reacciones en los apoyos y fuerzas internas que son llamadas colectivamente fuerzas secundarias, que se considerarán cuando sean aplicables.

CAPÍTULO XIII FUERZAS FRICCIONALES: FR

Artículo 148. FUERZAS FRICCIONALES. Las fuerzas debidas a la fricción se deberán establecer en base a los valores extremos del coeficiente de fricción entre las superficies deslizantes. Cuando corresponda, se deberá considerar la influencia, sobre el coeficiente de fricción, de la humedad y la posible degradación o contaminación de las superficies de deslizamiento o rotación.

CAPÍTULO XIV COLISIÓN DE EMBARCACIONES

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 149. REQUISITOS GENERALES.

- a) Las disposiciones de este artículo se deberán aplicar a la colisión accidental entre una embarcación y un puente. Estas disposiciones podrán ser revisadas, como se indica en la sección 16 del capítulo XIV del presente título, para tener en cuenta las colisiones intencionales.
- b) Todos los componentes de un puente que cruza sobre una vía navegable, ubicado en profundidades de agua de diseño mayores o iguales que 0.60 m, se deberán diseñar para el impacto de embarcaciones.
- c) La mínima carga de diseño de impacto, para el diseño de la subestructura, se deberá determinar utilizando una barcaza de compuerta sin carga, a la deriva, con una velocidad igual a la corriente media anual correspondiente al sitio en consideración. La barcaza de diseño deberá ser una única barcaza de 10 m por 60 m, con un desplazamiento en vacío de 200 toneladas, a menos que el Organismo Ejecutor o el Propietario apruebe lo contrario.

- d) Cuando el puente cruce sobre una vía de gran calado y no sea lo suficientemente elevado para imposibilitar el contacto con la embarcación, el impacto mínimo de diseño para la superestructura se podrá tomar como la carga de colisión de mástil especificada en el Artículo 165.
- e) En aquellas vías navegables donde se pueda anticipar la colisión de embarcaciones, las estructuras se deberán:
 - 1. diseñar para resistir las fuerzas de impacto, y/o
 - 2. proteger adecuadamente mediante espolones, dolfinos, banquinas (bermas), islas u otras obras sacrificables.
- f) Al determinar las **cargas de impacto de una embarcación** se deberá considerar la relación del puente con:
 - 1. la geometría del curso de agua,
 - 2. tamaño, tipo, estado de carga y frecuencia de las embarcaciones que utilizan la vía,
 - 3. calado disponible,
 - 4. velocidad y dirección de desplazamiento de las embarcaciones, y
 - 5. respuesta estructural del puente frente a las colisiones.

SECCIÓN 2 RESPONSABILIDAD DEL ORGANISMO EJECUTOR Y DEL PROPIETARIO.

Artículo 150. RESPONSABILIDAD DEL ORGANISMO EJECUTOR Y DEL PROPIETARIO.

- a) El Organismo Ejecutor o el *Propietario* deberán establecer y/o aprobar la clasificación operativa del puente, la densidad del tránsito de embarcaciones en la vía navegable y la velocidad de diseño de las embarcaciones para el puente.
- b) El Organismo Ejecutor o el *Propietario* deberán especificar o aprobar el grado de daño admisible para los componentes del puente, incluyendo los sistemas de protección.

SECCIÓN 3 CLASIFICACIÓN OPERATIVA DEL PUENTE

Artículo 151. CLASIFICACIÓN OPERATIVA DEL PUENTE. A los fines del capítulo XIV de presente título, y para todos los puentes ubicados en vías navegables se deberá determinar su clasificación operativa, la que podrá ser crítica o esencial o típica. Los puentes *críticos* deberán poder continuar funcionando luego de un impacto, siendo su probabilidad de ocurrencia menor que en el caso de los puentes regulares.

SECCIÓN 4 EMBARCACIÓN DE DISEÑO

Artículo 152. EMBARCACIÓN DE DISEÑO. Para cada pila o componente de tramo se deberá seleccionar una embarcación de diseño de forma tal que la frecuencia anual estimada de colapso, calculada de acuerdo con la sección 5 del capítulo XIV del presente título, debida a embarcaciones no menores que la embarcación de diseño, sea menor que el criterio de aceptación para el componente. Las embarcaciones de diseño se deberán seleccionar en base a la clasificación operativa del puente y a las características de la embarcación, el puente y la vía navegable.

SECCIÓN 5 FRECUENCIA ANUAL DE COLAPSO

Artículo 153. FRECUENCIA ANUAL DE COLAPSO.

- a) La frecuencia anual de colapso de un componente del puente se deberá tomar como:

Ec. 43

$$AF = (N) (PA) (PG) (PC) (PF)$$

siendo:

AF	la frecuencia anual de colapso de un componente del puente debido a la colisión de embarcaciones.
N	el número anual de embarcaciones que utilizan el canal, clasificadas por tipo, tamaño y condiciones de carga.
PA	la probabilidad de desviación de una embarcación.
PG	la probabilidad geométrica de una colisión entre una embarcación desviada y una pila o tramo de un puente.
PC	la probabilidad de colapso del puente debido a la colisión de una embarcación desviada de su curso.
PF	el factor de ajuste para tener en cuenta la protección potencial de las pilas ante la colisión de buques debido a las masas de tierra aguas arriba o aguas abajo, u otras estructuras que bloquean el paso de la embarcación.

- b) La frecuencia anual de colapso, AF, se deberá calcular para cada componente del puente y para cada categoría de embarcación. La frecuencia anual de colapso para el puente en su conjunto se deberá determinar como la sumatoria de la frecuencia anual de colapso de todos los componentes.
- c) Para los puentes críticos o esenciales, la máxima frecuencia anual de colapso, AF, para el puente en su conjunto, se deberá tomar como 0.0001.
- d) Para los puentes típicos, la máxima frecuencia anual de colapso, AF, para el puente en su conjunto, se deberá tomar como 0.001.
- e) Para vías navegables cuyo ancho sea menor que 6 veces la longitud total de la embarcación de diseño (LOA, según sus siglas en inglés), el criterio de aceptación para la frecuencia anual de colapso para cada pila y componente de la superestructura se deberá determinar distribuyendo el criterio de aceptación para el puente en su conjunto, AF, entre el número de pilas y componentes de tramo ubicados dentro de la vía navegable.

- f) Para vías navegables anchas, con anchos mayores que 6 veces LOA, el criterio de aceptación para la frecuencia de colapso anual para cada pila y componente de tramo se deberá determinar distribuyendo el criterio de aceptación para el puente en su conjunto entre el número de pilas y componentes de la superestructura ubicados dentro de una distancia igual a 3 veces LOA a cada lado de la línea de centro de los recorridos de entrada y salida de las embarcaciones.

Artículo 154. DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIA DE LAS EMBARCACIONES. Para cada pila y componentes de tramo a evaluar, se deberá determinar el número de embarcaciones, N, en base al tamaño, tipo, estado de carga y calado disponible. Dependiendo de las condiciones del curso de agua, se deberá diferenciar el número y estado de carga de las embarcaciones en tránsito entrante y en tránsito saliente.

Artículo 155. PROBABILIDAD DE DESVIACIÓN.

- a) **Requisitos generales:** La probabilidad de desviación de una embarcación, PA, se podrá determinar mediante el método estadístico o el método aproximado.
- b) **Método estadístico:** La probabilidad de desviación se podrá calcular en base al análisis estadístico de datos históricos sobre colisión, impacto y encalladura de embarcaciones en el curso de agua, y al número de embarcaciones que transitan por la vía navegable durante el período para el cual se estudian los accidentes.
- c) **Método aproximado:**

1. La probabilidad de desviación se podrá calcular de la siguiente manera:

$$PA = (BR) (R_B) (R_C) (R_{XC}) (R_D)$$

Ec. 44

siendo:

PA	la probabilidad de desviación.
BR	el coeficiente básico de desviación.
RB	el factor de corrección que considera la ubicación del puente.
RC	el factor de corrección que considera una corriente paralela al recorrido de las embarcaciones.
RXC	el factor de corrección que considera corrientes cruzadas, perpendiculares al recorrido de las embarcaciones.
RD	el factor de corrección que considera la densidad del tránsito de embarcaciones.

2. El coeficiente básico de desviación, BR, se deberá considerar de la siguiente manera:

Para buques:

$$BR = 0.6 \cdot 10^{-4}$$

Para barcasas:

$$BR = 1.2 \cdot 10^{-4}$$

3. El factor de corrección que considera la ubicación del puente, R_B , que depende de la ubicación relativa del puente en una de las tres regiones de la vía navegable ilustradas en la FIGURA 39, se deberá determinar de la siguiente manera:

- I. Para regiones rectas:

$$R_B = 1.0$$

Ec. 45

- II. Para regiones de transición:

$$R_B = \left(1 + \frac{\theta}{90^\circ}\right)$$

Ec. 46

- III. Para regiones curvas/codos:

$$R_B = \left(1 + \frac{\theta}{45^\circ}\right)$$

Ec. 47

siendo:

θ el ángulo de la curva o codo, especificado en la FIGURA 39, en grados.

4. El factor de corrección, R_C , que considera las corrientes que actúan de forma paralela al recorrido de las embarcaciones dentro del curso de agua, se deberá determinar de la siguiente manera:

Ec. 48

$$R_C = \left(1 + \frac{V_C}{5,15}\right)$$

siendo:

V_C el componente de la velocidad de la corriente paralela al recorrido de las embarcaciones, en m/s.

5. El factor de corrección, R_{XC} , que considera las corrientes cruzadas que actúan de forma perpendicular al recorrido de las embarcaciones, se deberá determinar de la siguiente manera:

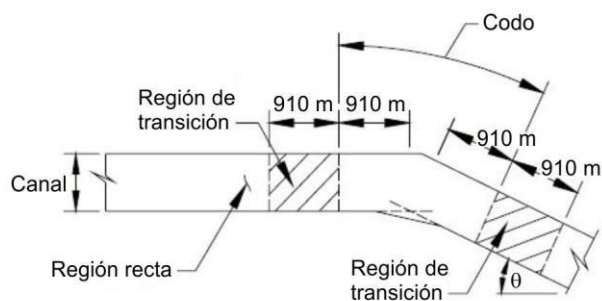
Ec. 49

$$R_C = (1 + 1,94 * V_{XC})$$

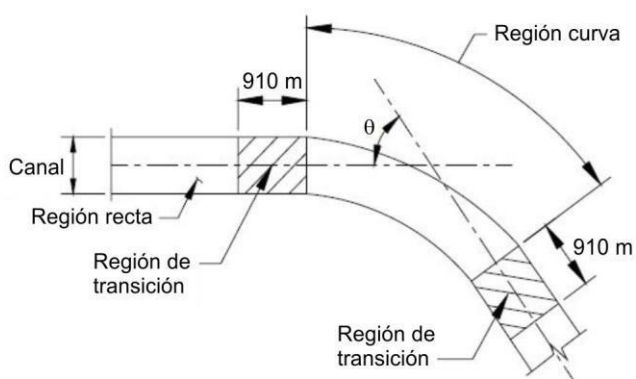
siendo:

V_{XC} el componente de la velocidad de la corriente perpendicular al recorrido de las embarcaciones, en m/s.

FIGURA 39
REGIONES DE LA VÍA NAVEGABLE PARA DETERMINAR EL FACTOR QUE CONSIDERA LA UBICACIÓN DEL PUENTE.



a. Codo en el canal



b. Curva en el canal

6. El factor de corrección que considera la densidad del tránsito de embarcaciones, R_D , se deberá seleccionar en base a la densidad del tránsito de buques/barcazas en la proximidad inmediata del puente, definida de la siguiente manera:

- I. Baja densidad: cuando las embarcaciones rara vez se encuentran, pasan o sobrepasan unas a otras en la proximidad del puente:

$$RD = 1.0$$

Ec. 50

- II. Densidad media: cuando las embarcaciones ocasionalmente se encuentran, pasan o sobrepasan unas a otras en la proximidad del puente:

$$RD = 1.3$$

Ec. 51

- III. Alta densidad: cuando las embarcaciones habitualmente se encuentran, pasan o sobrepasan unas a otras en la proximidad del puente:

$$RD = 1.6$$

Ec. 52

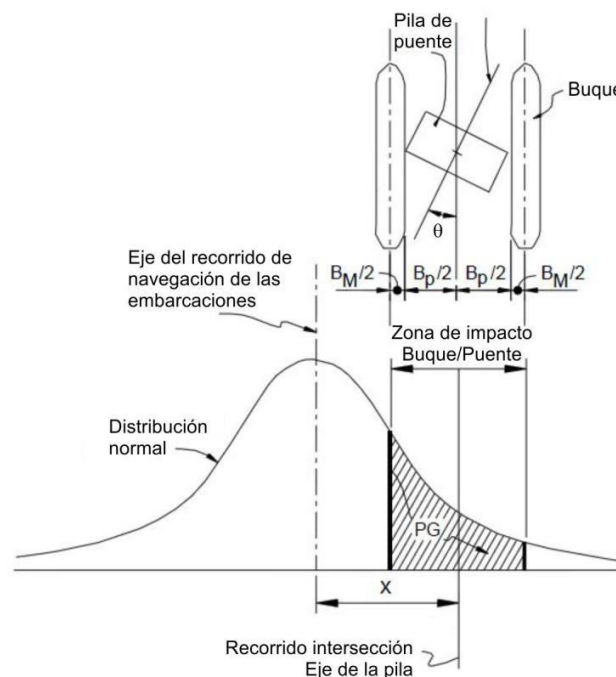
Artículo 156. PROBABILIDAD GEOMÉTRICA.

- a) Para modelar el recorrido de navegación de una embarcación desviada de su curso cerca del puente se podrá utilizar una distribución normal. La probabilidad geométrica, PG , se deberá tomar como el área debajo de la curva correspondiente a la distribución normal limitada por el ancho de la pila y el ancho de la embarcación a cada lado de la pila, tal como se especifica

en la FIGURA 40. La desviación estándar, σ , de la distribución normal se supondrá igual a la longitud total, LOA, de la embarcación de diseño seleccionada de acuerdo con la Sección 4, Capítulo XIV del Título III.

- b) Se considerará que la media de la distribución normal está ubicada en el eje del recorrido por donde transitan las embarcaciones. PG se deberá determinar en base al ancho, B_M , de cada categoría de embarcaciones, o bien se podrá determinar para todos los intervalos de clasificación utilizando el B_M de la embarcación de diseño seleccionada de acuerdo con la sección 4 del capítulo XIV del presente título.

FIGURA 40
PROBABILIDAD GEOMÉTRICA DE COLISIÓN CON UNA PILA.



Artículo 157. PROBABILIDAD DE COLAPSO. La probabilidad de colapso de un puente, PC, en base a la relación entre la resistencia lateral última, de la pila H_p y el tramo H_s , y la fuerza de impacto de la embarcación, P, se deberá determinar de la siguiente manera:

1. Si $0.0 \leq H/P < 0.1$, entonces:

Ec. 53

$$PC = 0,1 + 9 \left(1 - \frac{H}{P} \right)$$

2. Si $0.1 \leq H/P < 1.0$, entonces:

Ec. 54

$$PC = 0,111 \left(0,1 - \frac{H}{P} \right)$$

3. Si $H/P \geq 1.0$, entonces:

Ec. 55

$$PC = 0$$

siendo:

- PC la probabilidad de colapso.
- H la resistencia del componente del puente a una fuerza horizontal, expresada como resistencia de la pila, H_P , o resistencia de la superestructura, H_S ; en kN.
- P la fuerza de impacto de la embarcación, P_S , P_{BH} , P_{DH} o P_{MT} , especificados en el Artículo 161, Artículo 163, Artículo 164, y Artículo 165, respectivamente; en kN.

Artículo 158. FACTOR DE PROTECCIÓN.

- a) El factor de protección, PF, se deberá calcular de la siguiente manera:

Ec. 56

$$PF = 1 - (\% \text{ Protección Prevista} / 100)$$

- b) Cuando no existan protecciones en la pila, entonces $PF = 1.0$. Si la pila está protegida al 100 %, entonces $PF = 0$. Si la protección de la pila (por ejemplo, un sistema de dolines) proporciona un 70 % de protección, entonces PF sería igual a 0.3. Los valores de PF podrán variar de pila a pila y también por la dirección del tránsito de las embarcaciones (es decir, entre el movimiento del tránsito de embarcaciones entrante y el movimiento del tránsito de salida).

**SECCIÓN 6
VELOCIDAD DE COLISIÓN DE DISEÑO**

Artículo 159. VELOCIDAD DE COLISIÓN DE DISEÑO.

- a) La velocidad de colisión de diseño se podrá determinar tal como se especifica en la FIGURA 41, siendo:

V V: la velocidad de impacto de diseño, en m/s.

V_T : la velocidad típica de tránsito de las embarcaciones en el canal bajo condiciones ambientales normales, pero no menor que V_{MIN} , en m/s.

V V_{MIN} : la mínima velocidad de impacto de diseño, siendo no menor que la velocidad media anual de la corriente en la ubicación del puente, en m/s.

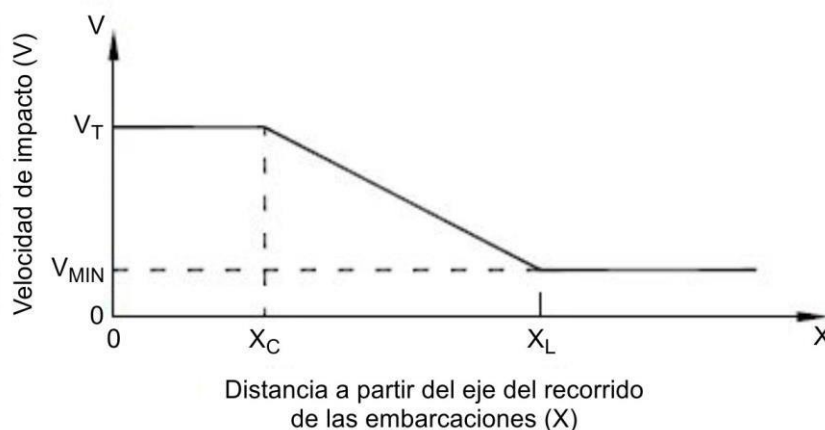
X X_C : la distancia entre la cara de la pila y la línea de centro del canal, en m.

X X: la distancia al borde del canal, en m.

X X_L : distancia igual a 3 veces la longitud total de la embarcación de diseño, en m.

- b) La longitud total, LOA, para remolcadores de barcasas se deberá tomar como la longitud total del remolcador más la longitud total de la embarcación remolcada.

FIGURA 41
DISTRIBUCIÓN DE LA VELOCIDAD DE COLISIÓN DE DISEÑO.



SECCIÓN 7
ENERGIA DE COLISIÓN DE UNA EMBARCACIÓN.

Artículo 160. ENERGÍA DE COLISIÓN DE UNA EMBARCACIÓN.

- a) La *energía cinética de una embarcación en movimiento*, que deberá ser absorbida durante una colisión no excéntrica con la pila de un puente, se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$KE = 0.50 C_H W V^2$$

Ec. 57

siendo:

- KE la energía de colisión de la embarcación, en kNm.
 W el tonelaje desplazado por la embarcación, en toneladas.
 CH el coeficiente de masa hidrodinámica.
 V la velocidad de impacto de la embarcación, en m/s.

- b) El *tonelaje desplazado por la embarcación*, *W*, se deberá basar en la condición de carga de la embarcación y deberá incluir el peso de la embarcación vacía más el peso de la carga, *DWT*, si se trata de embarcaciones cargadas, o el peso de agua de lastre si se trata de embarcaciones que transitan vacías o con poca carga. El tonelaje desplazado de los remolcadores de barcazas deberá ser la suma del desplazamiento del remolcador y el desplazamiento combinado de una fila de barcazas en la longitud del remolcador.
- c) El *coeficiente de masa hidrodinámica*, *CH*, se deberá considerar de la siguiente manera:

1. Si la luz libre debajo de la quilla es mayor que: *0.5 veces el calado*:

$$C_H = 1.05$$

Ec. 58

2. Si la luz libre debajo de la quilla es menor que: *0.1 veces el calado*:

Ec. 59

$$C_H = 1.25$$

- d) Para valores intermedios de la luz libre debajo de la quilla, C_H se podrá obtener interpolando dentro del rango indicado. La luz libre debajo de la quilla se deberá tomar como la distancia entre el fondo de la embarcación y el fondo de la vía navegable.

SECCIÓN 8 FUERZA DE COLISIÓN DE EMBARCACIÓN EN UNA PILA

Artículo 161. FUERZA DE COLISIÓN DE UNA EMBARCACIÓN EN UNA PILA. La fuerza de impacto provocada en una pila, por la colisión frontal de una embarcación, se deberá determinar con la siguiente expresión:

Ec. 60

$$P_s = 119 * V * \sqrt{DWT}$$

siendo:

- P_s la fuerza de impacto estática equivalente de la embarcación, en kN.
 DWT el tonelaje de peso muerto de la embarcación, en toneladas.
 C_H la velocidad de impacto de la embarcación, en m/s.

SECCIÓN 9 LONGITUD DE AVERÍA DE PROA

Artículo 162. LONGITUD DE AVERÍA DE PROA. La longitud horizontal de la proa de un buque, dañada por el impacto contra un objeto rígido, se deberá determinar con la siguiente expresión:

Ec. 61

$$a_s = 1,54 \left(\frac{KE}{P_s} \right)$$

siendo:

- a_s la longitud de avería de proa de la embarcación, en m.
 KE la energía de colisión de la embarcación, en kNm.
 P_s fuerza de impacto de la embarcación según lo especificado en la Ec. 60, en kN.

SECCIÓN 10 FUERZA DE COLISIÓN DE UNA EMBARCACIÓN EN LA SUPERESTRUCTURA

Artículo 163. COLISIÓN DE LA PROA.

- a) La fuerza de impacto, que provoca la colisión de la proa de una embarcación en una superestructura, se deberá determinar con la siguiente expresión:

Ec. 62

$$P_{BH} = (R_{BH}) (P_S)$$

siendo:

P_{BH} la fuerza de impacto de la proa de la embarcación en una superestructura expuesta, en kN.

R_{BH} la relación entre la profundidad de la superestructura expuesta y la profundidad total de la proa.

P_S la fuerza de impacto de la embarcación especificada en la Ec. 60, en kN.

- b) A los fines del presente artículo, el término expuesta se refiere a la superposición vertical entre la embarcación y la superestructura del puente con la profundidad de la zona de impacto.

Artículo 164. COLISIÓN DE LA CASETA DE CUBIERTA.

- a) La fuerza de impacto, que provoca la colisión de la caseta de cubierta de una embarcación en una superestructura, se deberá determinar con la siguiente expresión:

Ec. 63

$$P_{BH} = (R_{BH})^* (P_S)$$

siendo:

P_{DH} la fuerza de impacto de la caseta de cubierta, en kN

R_{DH} el factor de reducción, especificado a continuación.

P_S la fuerza de impacto de la embarcación especificada en la Ec. 60, en kN.

- b) Para embarcaciones de más de 100.000 toneladas, R_{DH} se deberá tomar como 0.10. Para embarcaciones de menos de 100.000 toneladas:

Ec. 64

$$R_{DH} = 0,20 - \left(\frac{DWT}{100000} \right) 0,10$$

Artículo 165. COLISIÓN DEL MÁSTIL. La fuerza de impacto que provoca la colisión de un mástil de una embarcación en una superestructura, se deberá determinar con la siguiente expresión:**Ec. 65**

$$P_{MT} = 0.10 P_{DH}$$

siendo:

P_{MT} La fuerza de impacto del mástil de una embarcación, en kN.

P_{DH} La fuerza de impacto de la caseta de cubierta, en kN.

SECCIÓN 11

FUERZA DE COLISIÓN DE UNA BARCAZA EN UNA PILA

Artículo 166. FUERZA DE COLISIÓN DE UNA BARCAZA EN UNA PILA.

- a) A los fines del capítulo XIV del presente título, la barcaza tolva estándar se deberá tomar como una barcaza fluvial con las siguientes características:

ancho	=	10.70 m
longitud	=	59.50 m
Profundidad	=	3.70 m
calado vacío	=	0.55 m
calado cargado	=	2.70 m
DWT	=	1700 toneladas

- b) La fuerza de impacto sobre una pila por la colisión de una barcaza tolva estándar, se deberá tomar como:

1. Si $a_B < 0.10 \text{ m}$, entonces:

$$P_B = 60000 a_B$$

Ec. 66

2. Si $a_B \geq 0.10 \text{ m}$, entonces:

$$P_B = 6000 + 1600 a_B$$

Ec. 67

siendo:

P_B la fuerza de impacto estática equivalente de la barcaza, en kN.

a_B la longitud del daño de proa de la barcaza, especificada en la Ec. 68, en m.

SECCIÓN 12
LONGITUD DE DAÑO DE PROA DE UNA BARCAZA

Artículo 167. LONGITUD DE DAÑO DE PROA DE UNA BARCAZA. La longitud de daño horizontal de proa, correspondiente a una barcaza tolva estándar, se deberá considerar de la siguiente manera: **Ec. 68**

$$a_B = 3,10 \left(\sqrt{1 + \frac{KE}{7700}} - 1 \right)$$

siendo:

a_B la longitud de daño de proa de la barcaza, en m.

KE la energía de colisión de la embarcación, en kNm.

SECCIÓN 13 DAÑO EN EL ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO

Artículo 168. DAÑO EN EL ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO. Se permite el comportamiento inelástico y redistribución de las solicitaciones en los componentes de la subestructura y superestructura, siempre que en el estado límite correspondiente a evento extremo el resto de la estructura tenga suficiente ductilidad y redundancia para evitar el colapso catastrófico de la superestructura. Como alternativa, se podrá proveer protección a las pilas del puente a fin de eliminar las cargas provocadas por la colisión de embarcaciones o reducirlas a niveles aceptables.

SECCIÓN 14 APLICACIÓN DE LAS FUERZAS DE IMPACTO

Artículo 169. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA.

- a) Para el diseño de la subestructura, las fuerzas estáticas equivalentes, paralelas y normales al eje del canal navegable, se deberán aplicar separadamente de la siguiente manera:
 1. **100 %** de la fuerza de impacto de diseño en una dirección paralela al eje del canal navegable, o
 2. **50 %** de la fuerza de impacto de diseño en la dirección normal a la dirección del eje del canal.
- b) Todos los componentes de la subestructura, expuestos a contacto físico con cualquier parte del casco o la proa de la embarcación de diseño, se deberán diseñar para resistir las cargas aplicadas. El voladizo, su inclinación o ensanche de proa de los buques y barcasas se deberán considerar al determinar cuáles componentes de la subestructura estarán expuestos a contacto con la embarcación. También se deberá considerar el aplastamiento de la proa de la embarcación que pudiera provocar contacto con alguna parte retirada de la subestructura.
- c) En ambos casos las fuerzas de impacto especificadas se deberán aplicar a una subestructura de acuerdo con los siguientes criterios:
 1. Para estabilidad global, la fuerza de impacto de diseño se aplica como una fuerza concentrada sobre la subestructura, al nivel de pleamar media (**PMM**) de la vía navegable, como se ilustra en la FIGURA 42, y
 2. Para fuerzas de impacto localizadas, la fuerza de impacto de diseño se aplica como una carga lineal vertical uniformemente distribuida en la altura de la proa del buque, como se ilustra en la FIGURA 43. Para determinar el área potencial de contacto de la fuerza de impacto sobre la subestructura, la proa del buque se supone inclinada hacia adelante. Para el caso de impacto de barcasas, la fuerza de impacto localizada se toma como una carga lineal vertical uniformemente distribuida en la altura del cabecero, como se ilustra en la FIGURA 44.

FIGURA 42

FUERZA DE IMPACTO CONCENTRADA DEBIDA A LA COLISIÓN DE UN BUQUE CONTRA UNA PILA.

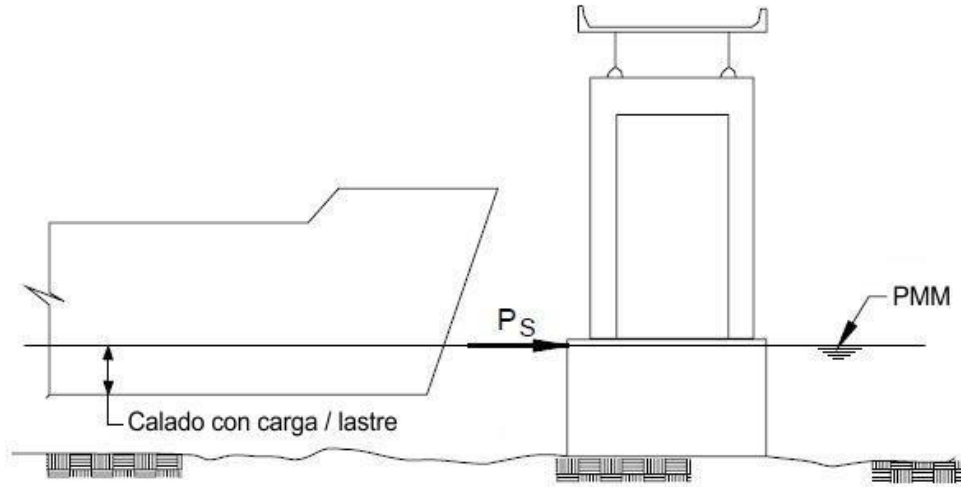


FIGURA 43
CARGA DE IMPACTO LINEAL DEBIDA A LA COLISIÓN DE UN BUQUE CONTRA UNA PILA.

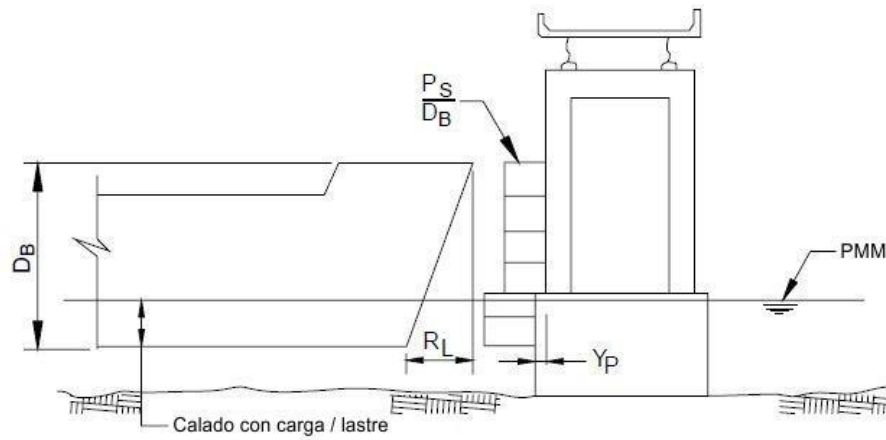
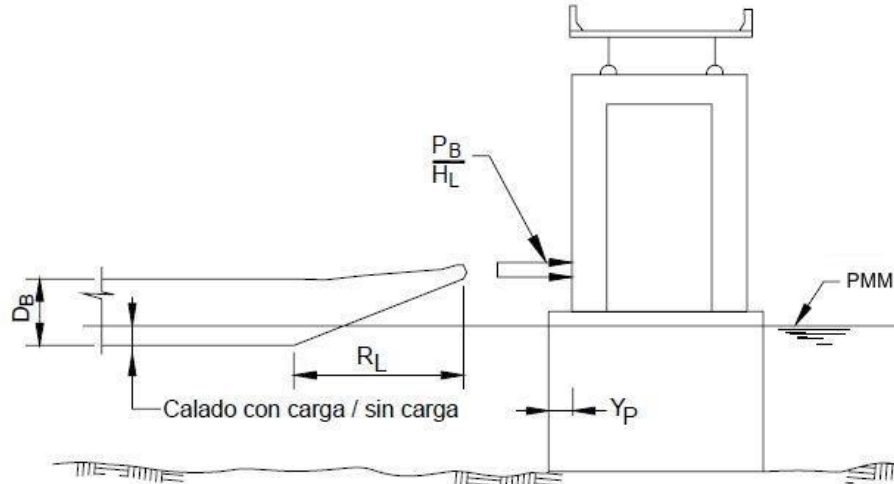


FIGURA 44
FUERZA DE IMPACTO DEBIDA A LA COLISIÓN DE UNA BARCAZA CONTRA UNA PILA.



Artículo 170. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA. Para el *diseño de la superestructura*, la fuerza de impacto de diseño se deberá aplicar como una fuerza estática equivalente transversal al componente de la superestructura en una dirección paralela a la alineación del eje del canal de navegación.

SECCIÓN 15 PROTECCIÓN DE LAS SUBESTRUCTURAS

Artículo 171. PROTECCIÓN DE LAS SUBESTRUCTURAS. Se podrá proveer protección para reducir o eliminar la exposición de la subestructura de un puente al impacto de embarcaciones instalando sistemas físicos de protección, incluyendo defensas, grupo de pilotes, estructuras soportadas por pilotes, dolfinos, islas y/o combinaciones de estos elementos. Se podrá permitir que los sistemas de protección sufran daños severos y/o colapsen, siempre que el sistema de protección detenga la embarcación antes que entre en contacto con la pila o bien que logre cambiar el curso de la embarcación alejándola de la pila.

SECCIÓN 16 CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD

Artículo 172. CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD.

- a) El Organismo Ejecutor o el Propietario del puente deberá establecer el tamaño y velocidad de la embarcación para ser utilizado en el análisis de la seguridad del puente.
- b) La fuerza de impacto de la embarcación se determinará de acuerdo con la sección 8 del capítulo XIV del presente capítulo y con el Artículo 163, Artículo 164 y Artículo 165, según sea el caso.
- c) La probabilidad de colapso del puente, debido a la colisión intencional de la embarcación de diseño a la velocidad de diseño, deberá ser igual a PC, el cual se determinará según lo especificado en el Artículo 157. La embarcación y velocidad de diseño son variables específicas del lugar que deberán ser seleccionados por el Propietario como parte de una evaluación de seguridad.

CAPÍTULO XV CARGAS EXPLOSIVAS: BL

Artículo 173. INTRODUCCIÓN. Cuando se haya determinado que un puente, o componente de un puente, deberá estar diseñado para resistir fuerzas de explosión ya sea intencional o no, se deberá considerar lo siguiente: Tamaño de la carga explosiva,

- b) Forma de la carga explosiva,
- c) Tipo de explosivo,
- d) Distancia mínima de seguridad,
- e) Ubicación de la carga,
- f) Modos posibles de transporte y capacidades asociadas (por ejemplo, el peso máximo de carga dependerá del tipo de vehículo y podrán incluir autos, camiones, barcos, etc), y

- g) Fragmentación asociada con el vehículo que transporta el explosivo.

TÍTULO IV ANÁLISIS Y EVALUACION ESTRUCTURAL

CAPÍTULO I CAMPO DE VALIDEZ

Artículo 174. CAMPO DE VALIDEZ.

- a) Este Capítulo describe los métodos de análisis adecuados para el diseño y la evaluación de puentes, y se limita a la modelación de las estructuras y a la determinación de las solicitaciones.
- b) Este Reglamento permite utilizar otros métodos de análisis, siempre que éstos se basen en características documentadas de los materiales y satisfagan las condiciones de equilibrio y compatibilidad.
- c) En general, las estructuras de los puentes son analizadas elásticamente. Sin embargo, este Capítulo permite utilizar análisis inelásticos o redistribuir las solicitaciones en algunas superestructuras de vigas continuas. Se especifica un análisis inelástico para elementos comprimidos, que se comportan inelásticamente, y como alternativa, para los estados límite correspondientes a eventos extremos.

CAPÍTULO II DEFINICIONES

Artículo 175. DEFINICIONES.

1. **Acción de pórtico (“Frame action”).** Continuidad transversal entre el tablero y las almas de una sección transversal de tipo celular o, en el caso de grandes puentes, entre el tablero y los componentes primarios.
2. **Acción de pórtico para viento (“Frame action for wind”).** Flexión transversal del alma de la viga y de los rigidizadores, si los hay, mediante la cual la carga de viento lateral se transmite total o parcialmente al tablero.
3. **Amortiguador (“Damper”).** Dispositivo que transfiere y reduce las fuerzas entre los elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y los elementos de la subestructura, permitiendo movimientos de origen térmico. El dispositivo provee amortiguación disipando la energía generada por cargas sísmicas, cargas de frenado u otras cargas dinámicas.
4. **Análisis de primer orden (“First-order analysis”).** Análisis en el que las condiciones de equilibrio se formulan sobre la estructura no deformada, es decir, el efecto de las deformaciones no se considera en las ecuaciones de equilibrio.

5. **Análisis de segundo orden (“Second-order analysis”).** Análisis en el que las condiciones de equilibrio se formulan en la estructura deformada, es decir, que la posición deformada de la estructura es utilizada para escribir las ecuaciones de equilibrio.
6. **Análisis global (“Global analysis”).** Análisis de una estructura como un todo.
7. **Análisis local (“Local analysis”).** Estudio en profundidad de las tensiones y deformaciones en un componente o entre diferentes componentes utilizando las solicitaciones obtenidas de un análisis más global.
8. **Ancho central (“Core width”).** Ancho de la superestructura de construcción monolítica menos los vuelos del tablero.
9. **Ángulo central (“Central angle”).** Ángulo formado entre dos puntos a lo largo del eje de un puente curvo medido desde el centro de la curva, tal como se indica en la FIGURA 45.
10. **Ángulo de oblicuidad (“Skew angle”).** Ángulo que forma el eje de un apoyo respecto de una recta normal al eje de la carretera.
11. **Arrastre por cortante (“Shear lag”).** Distribución no lineal de la tensión normal, a través de un componente, debido a las distorsiones de corte
12. **Carga de rueda (“Wheel load”).** Un medio de una carga de eje de diseño especificada.
13. **Coefficiente de rigidez (“Stiffness”).** Efecto de fuerza debido a una deformación unitaria.
14. **Compatibilidad (“Compatibility”).** Igualdad geométrica de los movimientos en la interfase de componentes unidos.
15. **Componente (“Component”).** Unidad estructural que requiere consideraciones de diseño independiente; sinónimo de miembro.
16. **Condensación (“Condensation”).** Relacionando las variables a ser eliminadas del análisis con aquellas que se mantienen a fin de reducir el número de ecuaciones a resolver.
17. **Condiciones de borde (“Boundary conditions”).** Características de restricción estructural referidas a las condiciones de apoyo de los modelos estructurales y/o la continuidad de los mismos.
18. **Construcción monolítica (“Monolithic construction”).** Puentes de tipo cajón unicelular de acero y/u hormigón, sistemas de tablero macizos o de tipo celular de hormigón colado in situ, y tableros compuestos por elementos longitudinales prefabricados, macizos o de tipo celular, efectivamente unidos mediante postesado transversal.
19. **Deformación (“Deformation”).** Cambio en la geometría de la estructura provocado por las solicitaciones, incluyendo el desplazamiento axial, desplazamiento por corte y rotaciones.
20. **Deformación superpuesta (“Superimposed deformation”).** Efecto del asentamiento, fluencia lenta y cambio en la temperatura y/o contenido de humedad.
21. **Deformación unitaria (“Strain”).** Alargamiento por unidad de longitud.
22. **Diseño (“Design”).** Dimensionamiento y detallado de los componentes y conexiones de un puente para satisfacer los requisitos de este Reglamento.
23. **Distorsión de la sección transversal (“Cross-section distortion”).** Cambio en la forma de la

sección transversal del perfil debido a la carga de torsión.

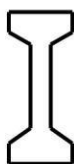
24. **Efecto de fuerza (“Force effect”).** Deformación, tensión o esfuerzo resultante (es decir, fuerza axial, fuerza de corte, momento torsor o flector) generado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.
25. **Elástico (“Elastic”).** Comportamiento de un material estructural caracterizado por una relación tensión-deformación constante; al retirar las cargas el material regresa a su condición no cargada original.
26. **Elemento (“Element”).** Parte de un componente o miembro, compuesto por un solo material.
27. **Elemento primario (“Primary member”).** Elemento diseñado para soportar las cargas, aplicadas a la estructura, determinadas a partir de un análisis.
28. **Elemento secundario (“Secondary member”).** Elemento en el que el esfuerzo no es generalmente evaluado en el análisis.
29. **Equilibrio (“Equilibrium”).** Estado en el cual la sumatoria de fuerzas y momentos respecto de cualquier punto del espacio es **cero**.
30. **Esfuerzo de corte torsional (“Torsional shear stress”).** Esfuerzo de corte inducido por la torsión de St. Venant.
31. **Esfuerzo debido al alabeo (“Warping stress”).** Esfuerzo normal inducido en la sección transversal por el alabeo por torsión y/o por la distorsión de la sección transversal.
32. **Esfuerzo estructural local (“Local structural stress”).** Esfuerzo en un detalle soldado incluyendo todos los efectos de los esfuerzos resultantes de un detalle estructural, pero excluyendo todas las concentraciones de tensión debidas al perfil de soldadura local en sí mismo.
33. **Esfuerzo flexor lateral del ala (“Flange lateral bending stress”).** Tensión normal generado por la flexión lateral del ala.
34. **Extremo articulado (“Pinned end”).** Condición de borde que permite libre rotación, pero no traslación en el plano de acción.
35. **Faja equivalente (“Equivalent strip”).** Elemento lineal ficticio, que se aísla de un tablero a los fines del análisis; en este elemento las solicitaciones extremas determinadas por una fila transversal o longitudinal de cargas de rueda, se aproximarán a las que realmente existen en el tablero.
36. **Flexión lateral del ala (“Flange lateral bending”).** Flexión del ala, alrededor de un eje perpendicular al plano del ala, debido a las cargas laterales y/o torsión no uniforme aplicadas en el ala del elemento.
37. **Flujo de corte (“Shear flow”).** Fuerza de corte por unidad de ancho que actúa en paralelo al borde de la placa del elemento.
38. **Fundación (“Foundation”).** Elemento portante que transfiere su carga al suelo o roca que soporta el puente.
39. **Grado de libertad (“Degree-of-freedom”).** Una de las diversas traslaciones o rotaciones requeridas para definir el movimiento de un nodo. La forma desplazada de los componentes y/o de la totalidad de la estructura se podrá definir mediante un número de grados de libertad.

40. **Grado dinámico de libertad (“Dynamic degree-of-freedom”).** Grado de libertad con el cual se asocia una masa o un efecto de masa.
41. **Huella (“Footprint”).** Área específica de contacto entre una rueda y la superficie de calzada.
42. **Inelástico (“Inelastic”).** Cualquier comportamiento estructural en el cual la relación tensión-deformación no es constante, y parte de la deformación permanece luego de retirar las cargas.
43. **Limitar (“Bounding”).** Tomar dos o más valores extremos de un parámetro para envolver la respuesta con el objetivo de obtener un diseño conservador.
44. **Línea de rotura (“Yield line”).** Línea de rótula plástica.
45. **Longitud de arco (“Arc span”).** Distancia entre centros de apoyos articulados adyacentes, u otros puntos de apoyo, medida horizontalmente a lo largo de la línea central de un elemento curvo horizontalmente.
46. **Método aceptado de análisis (“Accepted method of analysis”).** Método de análisis que no requiere verificaciones adicionales y que forma parte de la práctica habitual de la ingeniería estructural.
47. **Método clásico de las deformaciones (“Classical deformation method”).** Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes cuyas rigideces se podrán calcular independientemente. El equilibrio y la compatibilidad entre componentes se restablecen determinando las deformaciones en las interfases.
48. **Método clásico de las fuerzas (“Classical force method”).** Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes estáticamente determinados. La compatibilidad entre componentes se restablece determinando las fuerzas en las interfases.
49. **Método de análisis (“Method of analysis”).** Proceso matemático mediante el cual se determinan las deformaciones, esfuerzos y tensiones en una estructura.
50. **Método de carga “V” (“V-load method”).** Método aproximado para el análisis de vigas de puentes curvos de sección *I*. Donde dichas vigas curvas están representadas por vigas rectas equivalentes y los efectos de curvatura están representados por fuerzas verticales y laterales aplicadas en sitios del pórtico transversal. Se estima, debido a la curvatura, la flexión lateral del ala en los puntos de riostras.
51. **Método de la analogía del emparrillado (“Grillage analogy method”).** Método de análisis en el cual toda o parte de la superestructura se discretiza en componentes ortótropos que representan las características de la estructura.
52. **Método de las diferencias finitas (“Finite difference method”).** Método de análisis en el cual la ecuación diferencial determinante se satisface en puntos discretos de la estructura.
53. **Método de las fajas finitas (“Finite strip method”).** Método de análisis en el cual la estructura se discretiza en fajas paralelas. Se supone la forma del campo de desplazamiento de las fajas y se mantiene la compatibilidad parcial en las interfases entre elementos. Los parámetros de desplazamiento del modelo se determinan usando principios variacionales de energía o métodos de equilibrio.
54. **Método de las líneas de rotura (“Yield line method”).** Método de análisis en el cual se examinan varios patrones posibles de líneas de rotura con el objetivo de determinar la capacidad portante.

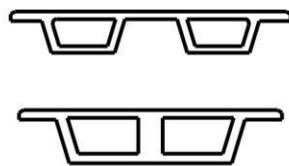
55. **Método de las placas plegadas (“Folded plate method”).** Método de análisis en el cual la estructura se subdivide en componentes tipo placa, y en las interfases entre componentes se satisfacen tanto los requisitos de equilibrio como los de compatibilidad.
56. **Método de las series o armónicas (“Series or harmonic method”).** Método de análisis en el cual el modelo de cargas se subdivide en partes adecuadas, permitiendo que cada parte corresponda a un término de una serie convergente infinita mediante la cual se describen las deformaciones estructurales.
57. **Método de los elementos finitos (“Finite element method”).** Método de análisis en el cual la estructura se discretiza en elementos conectados por medio de nodos, suponiendo la forma del campo de desplazamientos de los elementos, manteniendo la compatibilidad parcial o total en las interfases entre elementos, y determinando los desplazamientos nodales utilizando principios variacionales de energía o métodos de equilibrio.
58. **Método M/R (“M/R Method”).** Método aproximado para el análisis de vigas cajón curvas en el que dicha viga curva es tratada como una viga equivalente recta para calcular los efectos de flexión y como una viga conjugada recta correspondiente para calcular los momentos torsionales concomitantes de St. Venant debido a la curvatura.
59. **Métodos refinados de análisis (“Refined methods of analysis”).** Métodos de análisis estructural que consideran toda la superestructura como una unidad integral y que proporcionan las flechas y acciones requeridas.
60. **Modelo (“Model”).** Idealización matemática o física de una estructura o componente que se utiliza para realizar un análisis.
61. **Modelo de viga central (“Spine beam model”).** Modelo analítico de un puente donde la superestructura está representada por una viga simple o por una serie de elementos rectos, estas vigas en cadena estarán ubicadas a lo largo del eje del puente.
62. **Momento negativo (“Negative moment”).** Momento que produce tracción en la parte superior de un elemento sometido a flexión.
63. **Momento positivo (“Positive moment”).** Momento que produce tracción en la parte inferior de un elemento sometido a flexión.
64. **Nodo (“Node”).** Punto donde se encuentran elementos finitos o componentes de una grilla; en el contexto del método de las diferencias finitas, punto donde se satisfacen las ecuaciones diferenciales determinantes.
65. **Nudo (“Panel point”).** Punto donde se encuentran los ejes de los elementos, generalmente en puentes reticulados, arcos, y puentes atirantados y colgantes.
66. **Ortótropo (“Orthotropic”).** Perpendicular uno a otro; que tiene propiedades físicas diferentes en dos o más direcciones ortogonales.
67. **Posición determinante (“Governing position”).** Ubicación y orientación de una carga transitoria que provoca las solicitaciones extremas.
68. **Punto de inflexión (“Point of contraflexure”).** Punto donde cambia el sentido del momento flector.
69. **Radio de viga (“Girder radius”).** Radio de la línea central circunferencial de un segmento de una viga curva.

70. **Rango de tensiones (“Stress range”).** Diferencia algebraica entre tensiones extremas.
71. **Regla de la palanca (“Lever rule”).** Sumatoria estática de los momentos respecto de un punto para calcular la reacción en un segundo punto.
72. **Relación de aspecto (“Aspect ratio”).** Relación entre la longitud y el ancho de un rectángulo.
73. **Respuesta lineal (“Linear response”).** Comportamiento estructural en el cual las deformaciones son directamente proporcionales a las cargas.
74. **Respuesta no lineal (“Nonlinear response”).** Comportamiento estructural en el cual las deformaciones no son directamente proporcionales a las cargas debido a la existencia de tensiones en el rango inelástico, o a deformaciones que modifican significativamente las solicitaciones, o una combinación de ambas.
75. **Rigidez (“Rigidity”).** Efecto de fuerza, causado por una deformación unitaria, por unidad de longitud de un componente.
76. **Sección abierta (“Open section”).** Sección transversal que no tiene celda cerrada. Un elemento de sección abierta resiste torsión principalmente por torsión no uniforme, lo que genera tensiones normales en los extremos del ala.
77. **Sección cajón cerrada (“Closed-box section”).** Sección transversal compuesta de dos almas verticales o inclinadas, que tiene al menos una celda completamente cerrada. Se caracteriza por ser eficaz en la resistencia a la torsión aplicada mediante el desarrollo de flujo de corte en las almas y alas.
78. **Sección omega invertida (“Tub section”).** Sección cajón abierta superiormente, compuesta de un ala inferior, dos almas verticales o inclinadas, y alas superiores (Ver “Viga curva”).
79. **Sección no fisurada (“Uncracked section”).** Sección en la que se supone que el hormigón es totalmente efectivo en tracción y compresión.
80. **Separación entre vigas (“Spacing of beams”).** Distancia entre centro y centro de las líneas de apoyo.
81. **Sistema de tablero (“Deck system”).** Superestructura en la cual el tablero está integrado con los componentes que lo soportan, o en la cual las solicitaciones o deformaciones de los componentes que soportan el tablero tienen una influencia significativa sobre dicho tablero.
82. **Sobrecarga de carril (“Lane live load”).** Combinación del eje de tándem más las cargas uniformemente distribuidas, o la combinación del camión de diseño más la carga de diseño uniformemente distribuida.
83. **Solución cerrada (“Closed-form solution”).** Una o más ecuaciones, incluyendo aquellas basadas en series convergentes, que permiten calcular los efectos de fuerza introduciendo directamente las cargas y parámetros estructurales.
84. **Submodelo (“Submodel”).** Parte constitutiva del modelo estructural global.
85. **Sujetadores (“Restrainers”).** Sistema de cables o barras de alta resistencia que transfiere las fuerzas entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas u otras cargas dinámicas luego de contrarrestar un relajamiento inicial, a la vez que permite movimientos de origen térmico.

86. **Superposición (“Superposition”).** Situación donde el efecto de la fuerza debido a una carga se podrá adicionar al efecto de la fuerza debido a otra carga. El uso de la superposición sólo es válido cuando la relación tensión-deformación es elástico lineal y se utilice la teoría de las pequeñas deformaciones.
87. **Tablero (“Deck”).** Componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta directamente las cargas de las ruedas.
88. **Tándem (“Tandem”).** Dos ejes de igual peso, poco separados e interconectados mecánicamente.
89. **Tensiones en el espesor (“Through-thickness stress”).** Esfuerzo de flexión, en el alma o ala de la viga cajón, inducida por la distorsión de la sección transversal.
90. **Teoría de las grandes deformaciones (“Large deflection theory”).** Cualquier método de análisis en el cual se toman en cuenta los efectos de la deformación sobre los efectos de fuerza.
91. **Teoría de las pequeñas deformaciones (“Small deflection theory”).** Base de los métodos de análisis que desprecian los efectos de la deformación sobre los efectos de fuerza en la estructura.
92. **Torsión de Saint Venant (“St. Venant torsion”).** Parte de la resistencia interna a torsión de un elemento, produciendo sólo esfuerzos de corte puro en la sección transversal; también conocida como torsión pura o torsión uniforme.
93. **Torsión no uniforme (“Nonuniform torsion”).** Resistencia interna a la torsión en secciones de pared delgada, también conocida como torsión de alabeo, produciendo tensiones de corte y tensiones normales, y bajo la cual las secciones transversales no permanecen planas. Los elementos resisten la torsión aplicada externamente mediante torsión de alabeo y de St. Venant. Cada uno de estos componentes de resistencia a torsión interna varía a lo largo de la longitud del elemento, aunque el momento concentrado aplicado externamente podrá ser uniforme a lo largo del miembro entre dos puntos adyacentes de restricción torsional. La torsión de alabeo predomina sobre la torsión de St. Venant en los elementos que tienen secciones transversales abiertas, mientras que la torsión de St. Venant predomina en los elementos que tienen secciones transversales cerradas.
94. **Unidad de transmisión de impacto (Shock Transmission Unit, STU).** Dispositivo que proporciona una unión rígida temporaria entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas, de frenado u otras cargas dinámicas, a la vez que permite movimientos de origen térmico.
95. **Unión articulada (“Pin connection”).** Conexión puntual entre elementos por medio de un pasador ideal sin fricción.
96. **Vehículo nominal (“Rating vehicle”).** Secuencia de ejes que se utiliza como base común para expresar la resistencia de los puentes.
97. **Viga curva (“Curved girder”).** Viga de sección *I*, cajón cerrada, o viga tipo omega invertida, que se curva en un plano horizontal.

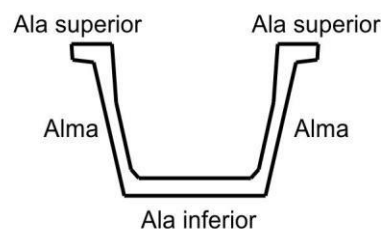


Sección I



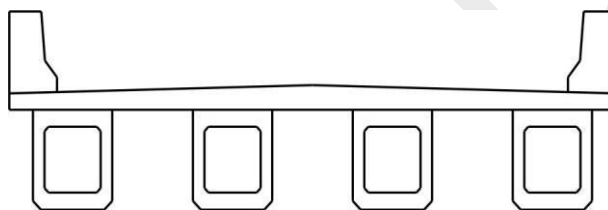
Vigas cajón con celdas conectadas por las alas superiores y celdas conectadas por las alas superiores e inferiores

Sección cajón



Sección omega invertida

98. **Viga equivalente (“Equivalent beam”).** Viga individual recta o curva que resiste tanto flexión como torsión.
99. **Vigas no conectadas entre sí (“Spread beams”).** Vigas que lateralmente no están en contacto físico entre sí, que soportan un tablero de hormigón colado in situ.



100. **Zona de extremo (“End zone”).** Región de las estructuras donde, debido a la discontinuidad estructural y/o distribución de las cargas concentradas, no es aplicable la teoría normal de vigas.

CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA

Artículo 176. SIMBOLOGÍA. La sección numerada entre paréntesis al final de la definición de un símbolo se refiere al artículo del Reglamento donde el símbolo es definido o utilizado por primera vez.

- A** sección de un larguero, viga o componente, en m^2 .
- Ab** sección transversal de una barrera, en m^2 .
- Ac** sección transversal - transformada para vigas de acero, en m^2 .
- Ao** sección encerrada por los ejes de los elementos, en m^2 .
- As** sección total de rigidizadores, en m^2 .
- a** longitud de la región de transición para ancho de ala efectivo de una viga cajón de hormigón; rigidizador longitudinal, separación, o ancho de nervio en un tablero ortótropo de acero, en m.
- B** separación de las vigas transversales, en m.

- b** longitud del neumático; ancho de una viga; ancho de un elemento tipo placa; ancho de ala a cada lado del alma, en m.
- be** ancho efectivo del ala correspondiente a la posición particular de la sección de interés en el tramo.
- bm** ancho efectivo del ala para porciones interiores de un tramo según se determina de la FIGURA 48; caso especial de b_e , en m.
- bn** ancho efectivo del ala para fuerzas normales actuando en zonas de anclaje, en m.
- bo** ancho del alma proyectado en el plano medio del tablero, en m.
- bs** ancho efectivo del ala en apoyo interior o para tramo en voladizo según se determina de la FIGURA 48; caso especial de b_e , en m.
- C** factor de continuidad; parámetro de rigidez.
- Cm** coeficiente de gradiente de momento.
- c1** parámetro para apoyos orientados oblicuamente.
- D** altura del alma de una viga curva en planta, en m; D_x/D_y ancho de distribución por carril, en m.
- Dx** rigidez flexional del tablero en la dirección de las barras principales, en kNm^2/m .
- Dy** rigidez flexional del tablero perpendicular a la dirección de las barras principales, en kNm^2/m .
- d** altura de una viga o larguero; altura de un elemento, en m.
- de** distancia horizontal a nivel del tablero entre el eje del alma de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera de tránsito, en m.
- do** espesor de la superestructura, en m.
- E** módulo de elasticidad, en MPa; ancho equivalente [m]; ancho de distribución equivalente perpendicular al tramo, en m.
- EB** módulo de elasticidad del material de la viga, en MPa.
- Ec** módulo de elasticidad de la columna, en MPa.
- ED** módulo de elasticidad del material del tablero, en MPa.

Eg	módulo de elasticidad de la viga u otro elemento que provee restricción, en MPa.
EMOD	módulo de elasticidad de un cable, modificado para efectos no lineales, en MPa.
Etramo	ancho de distribución equivalente paralelo al tramo, en m.
e	factor de corrección para distribución; excentricidad de un carril respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas, en m; separación de los nervios en un tablero ortótropo de acero, en m.
eg	distancia entre los centros de gravedad de la viga y el tablero, en m.
fc	tensión mayorada, corregida para tomar en cuenta los efectos de segundo orden, en MPa.
f2b	tensión correspondiente a M2b, en MPa.
f2s	tensión correspondiente a M2s, en MPa.
G	Solicitud final aplicada a una viga en kN o en kNm, módulo de corte, en MPa.
Ga	relación entre la rigidez de la columna y la rigidez de los elementos que resisten la flexión de la columna en el extremo "a".
Gb	relación entre la rigidez de la columna y la rigidez de los elementos que resisten la flexión de la columna en el extremo "b".
GD	solicitud debida a las cargas de diseño, en kN o kNm.
Gp	solicitud debida a la sobrecarga de camión, en kN o kNm.
g	factor de distribución.
gm	factor de distribución de la sobrecarga para múltiples carriles.
g1	factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril.
H	momento de inercia, en m ⁴ .
H, H1, H2	componente horizontal de la fuerza en un cable, en kN.
H	altura del tablero, en m.
I	momento de inercia, en m ⁴ .

<i>Ic</i>	momento de inercia de la columna; inercia de una sección transversal - transformada para vigas de acero, en m ⁴ .
<i>Ig</i>	momento de inercia de un elemento actuando para restringir la flexión de una columna, en m ⁴ .
<i>IM</i>	incremento por carga dinámica.
<i>I_p</i>	momento de inercia polar, en m ⁴ .
<i>I_s</i>	inercia de una faja equivalente, en m ⁴ .
<i>J</i>	constante torsional de St. Venant, en m ⁴ .
<i>K</i>	factor de longitud efectiva para columnas y nervaduras de un arco; constante para diferentes tipos de construcción; factor de longitud efectiva para columnas en el plano de flexión.
<i>K_g</i>	parámetro de rigidez longitudinal, en m ⁴ .
<i>k</i>	factor utilizado para calcular el factor de distribución para puentes multiviga.
<i>k_s</i>	factor de rigidez de una faja, en kN/m.
<i>L</i>	longitud de tramo del tablero; longitud de tramo; longitud de tramo de una viga, en m.
<i>L_{as}</i>	longitud efectiva del arco de una viga curva en planta, en m.
<i>L_b</i>	separación entre puntos de arriostamiento, en m.
<i>L_c</i>	longitud de columna no arriestrada, en m.
<i>L_g</i>	longitud sin apoyo de una viga u otro elemento de restricción, en m.
<i>LLDF</i>	factor para la distribución de la sobrecarga a través del suelo de relleno, 1.15 o 1.0.
<i>LT</i>	longitud paralela al tramo del área de contacto del neumático en m.
<i>L1</i>	longitud de tramo modificada que se toma igual al menor valor entre la longitud real y 18 m; distancia entre puntos de inflexión de la viga transversal, en m.
<i>L2</i>	distancias entre puntos de inflexión de la viga transversal, en m.
<i>L_i</i>	longitud de tramo ideal, en m.

<i>L_n</i>	longitud no arriostrada de una viga curva en planta, en m.
<i>L_u</i>	longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido; semilongitud de la nervadura del arco, en m.
<i>M</i>	momento flexor en el eje principal en una viga curva en planta, en kNm; momento debido a la sobrecarga en un tablero emparrillado con vanos parcial o totalmente llenos, en kNm/m.
<i>Mc</i>	momento mayorado, corregido para tomar en cuenta los efectos de segundo orden; momento requerido para restringir el levantamiento provocado por los efectos térmicos, en kNm.
<i>M_{lat}</i>	momento flexor lateral en el ala debido a la curvatura, en kNm.
<i>M_w</i>	máximo momento lateral en el ala debido a la carga de viento mayorada, en kNm.
<i>M_{1b}</i>	menor momento de extremo de un elemento comprimido debido a cargas gravitatorias que no provoca desplazamiento lateral apreciable; es positivo si el elemento se flexiona con una única curvatura y negativo si hay doble curvatura, en kNm.
<i>M_{2b}</i>	momento en un elemento comprimido debido a cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden; siempre es positivo, en kNm.
<i>M_{2s}</i>	momento en un elemento comprimido debido a cargas mayoradas laterales o gravitatorias que provocan un desplazamiento lateral, mayor que $u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden; siempre es positivo, en kNm.
<i>N</i>	constante para determinar el momento flexor lateral en el ala de una viga <i>I</i> debido a la curvatura; fuerza axial, en kN.
<i>N_b</i>	número de vigas o largueros.
<i>N_c</i>	número de células de una viga cajón de hormigón.
<i>N_L</i>	número de carriles de diseño.
<i>n</i>	relación modular entre viga y tablero.
<i>P</i>	carga por eje, en kN.
<i>PD</i>	presión de viento horizontal de diseño, en kN/m ² .
<i>Pe</i>	carga de pandeo de Euler, en kN.
<i>Pu</i>	carga axial mayorada, en kN.

<i>P_w</i>	fuerza de viento lateral aplicada en el punto de arriostamiento, en kN.
<i>p</i>	presión de los neumáticos, en MPa.
<i>R</i>	radio de la viga, en m; distribución de carga a viga exterior en términos de los carriles; radio de curvatura, en m.
<i>r</i>	factor de reducción para la sollicitación longitudinal en puentes oblicuos.
<i>S</i>	separación de los elementos de apoyo; separación de las vigas o almas; tramo libre, en m.
<i>S_b</i>	separación de las barras de un emparrillado, en m.
<i>s</i>	longitud de un elemento lateral, en m.
<i>TG</i>	gradiente de temperatura, en °C.
<i>T_u</i>	temperatura especificada uniforme, en °C.
<i>TUG</i>	temperatura promediada a lo largo de la sección transversal, en °C.
<i>t</i>	espesor de un elemento tipo placa; espesor de una placa de ala en un tablero ortótropo de acero, en m.
<i>tg</i>	espesor de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo el recubrimiento de hormigón o componente estructural de hormigón, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste, en m.
<i>t_o</i>	espesor de la sobrecapa estructural, en m.
<i>t_s</i>	espesor de la losa de hormigón, en m.
<i>W</i>	ancho entre bordes de un puente, en m; fuerza de viento mayorada por unidad de longitud, en kN/m; peso total de un cable, en kN.
<i>We</i>	la mitad de la separación entre almas, más el vuelo total, en m.
<i>W1</i>	ancho modificado entre bordes de un puente tomado igual al menor valor entre el ancho real del puente ó 18 m para el caso de carga en múltiples carriles, o 9 m en el caso de carga en un solo carril, en m.
<i>w</i>	ancho libre de la carretera; ancho de la sección transversal de un elemento, en m.
<i>X</i>	distancia entre una carga y el punto de apoyo, en m.

Xext	distancia horizontal entre el centro de gravedad del conjunto de vigas y la viga exterior, en m.
x	distancia horizontal entre el centro de gravedad del conjunto de vigas y cada una de las vigas, en m.
Z	factor que se toma igual a 1.20 si no se ha utilizado la regla de la palanca, o igual a 1.0 si se ha utilizado la regla de la palanca para un factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril.
z	distancia vertical a partir del centro de gravedad de la sección transversal, en m.
w	prolongación del ancho del vuelo, en m.
b	amplificador de momento o tensión para deformación en modo arriostrado.
s	amplificador de momento o tensión para deformación en modo no arriostrado.
u	deformación axial uniforme debida a la expansión térmica axial, en m/m.
i	modificador de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.
E	tensión interna debida a los efectos térmicos, en MPa.
K	factor de reducción de rigidez igual a 0.75 para elementos de hormigón y 1.0 para elementos de acero y aluminio.

CAPÍTULO IV MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES

Artículo 177. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES.

- a) Este Reglamento permite utilizar cualquier método de análisis que satisfaga los requisitos de equilibrio y compatibilidad y que utilice relaciones tensión-deformación para los materiales propuestos, incluyendo, pero no limitados a:
1. Métodos clásicos de fuerza y desplazamientos,
 2. Método de las diferencias finitas,
 3. Método de los elementos finitos,
 4. Método de las placas plegadas,
 5. Método de las fajas finitas,

6. Método de analogía del emparrillado,
 7. Métodos de las series u otros métodos armónicos,
 8. Métodos basados en la formación de rótulas plásticas, y
 9. Método de las líneas de rotura.
- b) El *Proyectista Estructural* será responsable por la implementación de los programas computacionales utilizados para facilitar el análisis estructural y por la interpretación y uso de los resultados obtenidos.
- c) En las especificaciones técnicas se deberá identificar el nombre, versión y fecha de lanzamiento del software utilizado.

CAPÍTULO V MODELOS MATEMATICOS

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 178. REQUISITOS GENERALES.

- a) Los modelos matemáticos deberán incluir las cargas, geometría y comportamiento de los materiales de la estructura, y, cuando corresponda, las características de respuesta de las fundaciones. El modelo se deberá elegir en base a los estados límite investigados, la cuantificación de los efectos de fuerza y la precisión requerida.
- b) A menos que se especifique lo contrario, la consideración de las barreras compuestas continuas se deberá limitar a los estados límite de servicio y fatiga y a la evaluación estructural.
- c) La rigidez de las barandas estructuralmente discontinuas, los cordones de las aceras, las estructuras de cierta altura que separan dos carriles en sentidos contrarios y las defensas no deberán ser considerados en el análisis estructural.
- d) A los fines del presente Capítulo, en el modelo matemático de la fundación se deberá incluir una representación adecuada del suelo y/o roca que soporta el puente.
- e) En el caso del diseño sismorresistente, también se deberá considerar el movimiento sustancial del suelo y el fenómeno de licuefacción.
- f) Cuando se especifique el despegue en un apoyo, el análisis deberá considerar la libertad vertical de la viga en dicho apoyo.

SECCIÓN 2 COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

Artículo 179. Comportamiento elástico versus comportamiento inelástico. A los fines del análisis, se deberá considerar que los materiales estructurales se comportan linealmente hasta un límite elástico e inelásticamente luego de superar dicho límite. Las acciones, en el estado límite correspondiente a evento extremo, se podrán desarrollar tanto en el rango inelástico como en el rango elástico.

Artículo 180. Comportamiento elástico. Las propiedades y características de elasticidad de los materiales deberán satisfacer los requisitos de los Capítulo 5 – (Puentes de Hormigón) y Capítulo 6 – (Puentes de Acero). Cuando corresponda, los cambios que sufren estos valores debido a la maduración del hormigón y a los efectos ambientales se deberán incluir en el modelo. Las propiedades de rigidez de los elementos de hormigón y los elementos compuestos se deberán basar en secciones fisuradas y/o no fisuradas de acuerdo con el comportamiento previsto. Las características de rigidez de los puentes tipo viga-losa se podrán basar en la participación plena de los tableros de hormigón.

Artículo 181. Comportamiento inelástico.

- a) Se deberá demostrar que las secciones de los componentes que podrán sufrir deformación inelástica son dúctiles o se hacen dúctiles mediante confinamiento u otros medios. Si se utiliza un análisis inelástico se deberá determinar un mecanismo de falla de diseño preferido y la ubicación de las rótulas correspondientes. En el análisis se deberá comprobar que las fallas por corte, pandeo y adherencia en los componentes estructurales no preceden la formación de un mecanismo inelástico de flexión. Se deberá considerar la sobrerresistencia involuntaria de un componente en el cual se prevé una rótula. Se deberá tener en cuenta el deterioro de la integridad geométrica de la estructura que podrán provocar las grandes deformaciones.
- b) El modelo inelástico se deberá basar ya sea en los resultados de ensayos físicos o bien en una representación del comportamiento carga-deformación validado mediante ensayos. Si se prevé que el comportamiento inelástico se logrará por medio de confinamiento, las probetas de ensayo deberán incluir los elementos que provean dicho confinamiento. Si se anticipa que las solicitaciones extremas serán repetitivas, los ensayos deberán reflejar su naturaleza cíclica.
- c) A menos que se especifique lo contrario, las tensiones y deformaciones se deberán basar en una distribución lineal de las deformaciones en la sección transversal de los componentes prismáticos. Se deberá considerar la deformación por corte de los componentes de gran altura. No se deberán superar los límites de la deformación del hormigón, según lo especificado en el Capítulo 5.
- d) Cuando corresponda, se deberá considerar el comportamiento inelástico de los componentes comprimidos.

SECCIÓN 3 GEOMETRIA

Artículo 182. Teoría de las pequeñas deformaciones. Si la deformación de la estructura no origina un cambio significativo de las solicitaciones debido a un aumento de la excentricidad de las fuerzas de compresión o tracción, dichas solicitaciones secundarias se podrán ignorar.

Artículo 183. Teoría de las grandes deformaciones.

- a) Requisitos generales.
 1. Si la deformación de la estructura origina un cambio significativo de las solicitaciones,

en las ecuaciones de equilibrio se deberán considerar los efectos de la deformación.

2. Los efectos de la deformación y falta de linealidad geométrica de los componentes se deberán incluir en los análisis de estabilidad y en los análisis de grandes deformaciones.
3. Para los componentes esbeltos de hormigón que están comprimidos, el análisis deberá considerar las características de los materiales que varían en función del tiempo y de las tensiones puesto que generan cambios significativos en la geometría estructural.
4. En el análisis de pórticos y reticulados se deberán considerar los efectos de la interacción entre las fuerzas axiales de tracción y compresión en los componentes adyacentes.
5. En el rango no lineal sólo se deberán utilizar cargas mayoradas, y no se podrá aplicar superposición de solicitaciones. En los análisis no lineales el orden de aplicación de las cargas deberá ser consistente con la aplicación de las cargas en la estructura real.

b) Métodos aproximados.

1. Requisitos generales. Cuando los Capítulos 5 y Capítulo 6, lo permitan, los efectos de la deformación sobre las solicitaciones en viga- columnas y arcos, que satisfacen los requisitos de este Reglamento, se podrán aproximar por el método de ajuste de un solo paso conocido como amplificación de momentos.

2. Amplificación de momentos – Viga-Columnas.

- I. Los momentos o tensiones mayorados se podrán incrementar, para reflejar los efectos de las deformaciones, de la siguiente manera:

$$M_c = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s} \quad \text{Ec. 69}$$

$$f_c = \delta_b * f_{2b} + \delta_s * f_{2s} \quad \text{Ec. 70}$$

donde:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k * P_e}} \geq 1,0 \quad \text{Ec. 71}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k * \sum P_e}} \quad \text{Ec. 72}$$

siendo:

M_{2b} el momento en un elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas, que no provoca desplazamiento lateral apreciable, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo, en kNm.

M_{2s}	el momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, D , mayor que $\ell_u / 1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo, en kNm
f_{2b}	la tensión correspondiente a M_{2b} , en MPa.
f_{2s}	la tensión correspondiente a M_{2s} , en MPa.
P_u	la carga axial mayorada, en kN.
ϕ_K	el factor de reducción de rigidez; 0.75 para elementos de hormigón y 1.0 para elementos de acero y aluminio.
P_e	la carga de pandeo de Euler, en kN.

- II. Para columnas compuestas de acero/hormigón, la carga de pandeo de Euler, P_e , se deberá determinar tal como se especifica en el Artículo 500. Para todos los demás casos, P_e se deberá determinar con la siguiente expresión:

Ec. 73

$$P_e = 1000 * \frac{\pi * E * I}{(K * \ell_u)^2}$$

siendo:

E	el módulo de elasticidad, en MPa.
I	el momento de inercia respecto del eje considerado, en m^4 .
K	el factor de longitud efectiva en el plano de flexión tal como se especifica en el Artículo 192. Para el cálculo de d_b , la determinación de P_e deberá considerar el factor K para pórticos arriostrados; mientras que para el cálculo de d_s , P_e deberá considerar el factor K para pórticos no arriostrados.
ℓ_u	la longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido, en m.

- III. Para los elementos comprimidos de hormigón, también se deberán aplicar los requisitos del Artículo 277.
- IV. Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, d_s , se deberá tomar como 1.0 a menos que un análisis indique que se podrá utilizar un valor menor. Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, d_b se deberá determinar como para un elemento arriostrado y d_s como para un elemento no arriostrado.
- V. Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos, C_m , se podrá determinar con la siguiente expresión:

Ec. 74

$$C_m = 0,6 + 0,4 * \frac{M_{1b}}{M_{2b}}$$

siendo:

M_{1b} el menor momento de extremo.

M_{2b} el mayor momento de extremo.

- VI. La relación M_{1b} / M_{2b} se considera positiva si el componente se flexiona con una única curvatura y negativo si se flexiona con doble curvatura. Para todos los demás casos, C_m se deberá tomar igual a 1.0.
 - VII. En las estructuras que no están arriostradas contra el desplazamiento lateral, los elementos flexionados y unidades de la fundación que forman pórticos con el elemento comprimido se deberán diseñar para la sumatoria de los momentos de extremo del elemento comprimido en la unión.
 - VIII. Si los elementos comprimidos están sujetos a flexión respecto de ambos ejes principales, el momento respecto de cada eje se deberá amplificar aplicando d , determinado a partir de las correspondientes condiciones de restricción respecto de dicho eje.
 - IX. Si un grupo de elementos comprimidos en un nivel comprende una curvatura, o si están conectados de manera integral a la misma superestructura, y resisten colectivamente el desplazamiento lateral de la estructura, el valor de d_s se deberá calcular para el grupo de elementos con ΣP_u y ΣP_e igual a las sumatorias de todas las columnas del grupo.
3. Amplificación de momentos – Arcos. Los momentos debidos a sobrecargas e impactos obtenidos mediante un análisis de pequeñas deformaciones se deberán incrementar aplicando el factor de amplificación, b , según lo especificado en el Artículo 183b)2, con las siguientes definiciones:

ℓ_u la mitad de la longitud de la nervadura de arco, en m.

K el factor de longitud efectiva especificado en la TABLA 28.

C_m Igual a 1.0.

TABLA 28
VALORES DE K PARA LA LONGITUD EFECTIVA DE NERVADURAS DE ARCO.

Relación Flecha/Longitud	Arco triarticulado	Arco biarticulado	Arco fijo
0.1 – 0.2	1.16	1.04	0.70
0.2 – 0.3	1.13	1.10	0.70
0.3 – 0.4	1.16	1.16	0.72

c) Métodos refinados.

- 1. Los métodos refinados de análisis se deberán basar en el concepto de fuerzas que satisfacen el equilibrio en una posición deformada.

SECCIÓN 4 CONDICIONES DE BORDE DE LOS MODELOS.

Artículo 184. Condiciones de borde de los modelos. Las condiciones de borde deberán representar las características reales de apoyo y continuidad. Las condiciones de fundación se deberán modelar de manera que representen las propiedades del suelo que subyace al puente, la interacción suelo-pilote y las propiedades elásticas de los pilotes.

SECCIÓN 5 ELEMENTOS EQUIVALENTES.

Artículo 185. ELEMENTOS EQUIVALENTES. Los componentes no prismáticos se podrán modelar discretizando los componentes en un número de elementos estructurales con propiedades de rigidez representativas de la estructura real en la ubicación del elemento. Los componentes o grupos de componentes de puentes de sección transversal constante o variable se podrán modelar como un único componente equivalente, siempre que éste represente todas las propiedades de rigidez de los componentes o grupos de componentes. Las propiedades de rigidez equivalente se podrán obtener mediante soluciones cerradas, integración numérica, análisis de submodelos y analogías en serie y en paralelo.

CAPÍTULO VI ANÁLISIS ESTÁTICO

SECCIÓN 1 INFLUENCIA DE LA GEOMETRÍA EN PLANTA

Artículo 186. RELACIÓN DE ASPECTO EN PLANTA.

- a) Si la longitud de tramo de una superestructura con secciones transversales cerradas torsionalmente rígidas es mayor que 2.5 veces su ancho, la superestructura podrá ser idealizada como una única viga central. Para aplicar este criterio se deberán utilizar las siguientes definiciones referentes a las dimensiones:
1. Ancho: el ancho central de un tablero monolítico, o la distancia promedio entre las caras externas de las almas exteriores.
 2. Longitud para puentes rectangulares simplemente apoyados: la distancia entre juntas del tablero.
 3. Longitud para puentes continuos y/o puentes oblicuos: la longitud del lado mayor del rectángulo que se podrá dibujar dentro de la vista en planta del ancho del tramo más pequeño, según lo aquí definido.
- b) La restricción longitud/ancho especificada arriba no se aplica a puentes vigas tipo cajón de múltiples celdas hormigonadas in situ.

Artículo 187. ESTRUCTURAS DE PLANTA CURVA.

a) Requisitos generales.

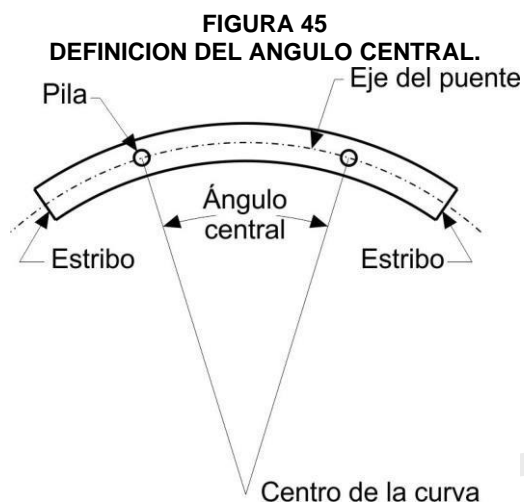
1. Los momentos, cortes, y otras solicitaciones, necesarios para dimensionar los componentes de la superestructura se deberán basar en un análisis racional de toda la superestructura. El análisis de secciones sin ejes de simetría deberá considerar las ubicaciones relativas del centro de gravedad y el centro de corte.
2. También se deberá considerar la subestructura en el caso de estribos, pilas, o cabezales integrales. Toda la superestructura, incluyendo los apoyos, se considerará como una unidad integral. Las condiciones de borde deberán representar las articulaciones proporcionadas por los apoyos y/o conexiones integrales utilizados en el diseño.
3. Los análisis se podrán basar en la teoría elástica de las pequeñas deformaciones, a menos que el Ingeniero considere necesarios métodos más rigurosos.
4. El análisis deberá considerar la orientación de los apoyos y la restricción proporcionada por la subestructura a los mismos. Estos efectos de carga deberán ser considerados en el diseño de los apoyos, pórticos transversales, diafragmas, riostras y del tablero.
5. La distorsión de la sección transversal no necesita ser considerada en el análisis estructural. Se deberán considerar los efectos de la fuerza centrífuga de acuerdo con el Título III Capítulo VI Sección 3.

b) Superestructuras de una sola viga rígida a la torsión.

1. A excepción de puentes vigas tipo cajón de hormigón, una superestructura de una sola viga, de planta curva, rígida a la torsión, que satisface los requisitos del Artículo 186 se podrá analizar para las solicitaciones globales como si se tratara de una viga de alma única de eje curvo.
2. La ubicación del eje de esta viga se deberá tomar en el centro de gravedad de su sección transversal, y la excentricidad de las cargas permanentes se deberá establecer mediante consideraciones volumétricas.

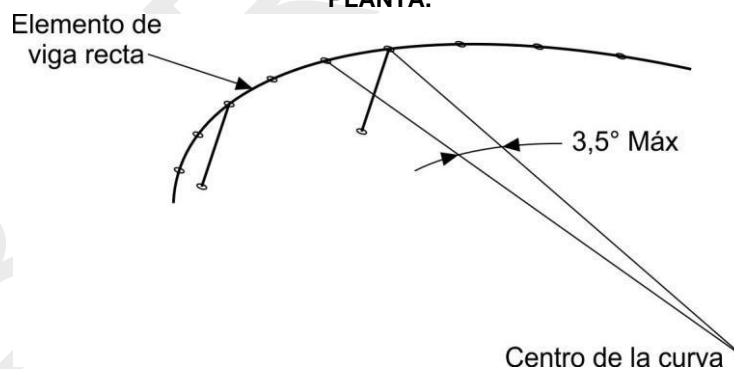
c) Puentes vigas tipo cajón de hormigón.

1. Las vigas tipo cajón de hormigón, curvadas en el plano horizontal, se podrán diseñar con dovelas rectas, para ángulos centrales de hasta 12° por luz, a menos que consideraciones acerca de otras solicitaciones establezcan lo contrario.
2. Las superestructuras de puentes viga tipo cajón de hormigón cuya construcción no sea por dovelas, se podrá analizar y diseñar para solicitaciones globales como una sola viga central con dovelas rectas para ángulos centrales de hasta 34° por luz como se indica en la FIGURA 45, a menos que consideraciones acerca de otras solicitaciones establezcan lo contrario. La ubicación del eje de dicha viga se deberá tomar en el centro de gravedad de la sección transversal, y la excentricidad de las cargas permanentes se deberá establecer en base a consideraciones volumétricas. Si la subestructura está integrada con la superestructura, los elementos de la subestructura se deberán incluir en el modelo teniendo en cuenta la pérdida de pretensado por fricción debida a la curvatura horizontal o a la desviación de los cables.



3. La superestructura de puente viga tipo cajón de hormigón curvada en el plano horizontal que cumplan con los requisitos del Artículo 186, y cuyo ángulo central en una luz esté comprendido entre 12° y 34° podrá ser analizada como una viga central lineal compuesta de dovelas rectas siempre que dichas dovelas no tengan un ángulo central mayor que 3.5° como se ilustra en la FIGURA 46. Para subestructuras integradas, se deberá utilizar un modelo tridimensional apropiado de la estructura. Se deberá tener en cuenta la redistribución de fuerzas debido a las propiedades del hormigón dependientes del tiempo.

FIGURA 46
MODELO TRIDIMENSIONAL CENTRAL DE UN PUENTE DE VIGA TIPO CAJON DE HORMIGON CURVADO EN PLANTA.



- d) Superestructuras de múltiples vigas de acero.
 1. Requisitos generales. Las superestructuras de planta curva se podrán analizar como cuadrículas o como un continuo en los cuales los segmentos de las vigas longitudinales se podrán suponer rectos entre nodos. La excentricidad real del segmento entre nodos no deberá ser mayor que 2.5% de la longitud del segmento.
 2. Vigas I. El efecto de la curvatura sobre la estabilidad, se deberá considerar en todas las vigas I curvadas en planta. Si los puentes vigas I cumplen las siguientes cuatro condiciones, los efectos de la curvatura podrán ser ignorados en los análisis para determinar los momentos por flexión y los momentos por corte en el eje mayor:
 1. El ángulo central de cada dovela no deberá ser mayor que 3.5° .
 2. El ángulo de inclinación de la viga con respecto a la horizontal no deberá ser mayor que 10° .
 3. La longitud de cada dovela no deberá ser mayor que 10 metros.
 4. La longitud total del puente no deberá ser mayor que 100 metros.

- I. Vigas concéntricas;
 - II. Líneas de apoyo que no están orientadas oblicuamente en más de 10 grados respecto al radio;
 - III. Las rigideces de las vigas son similares;
 - IV. Para todos los tramos, la longitud de arco dividido por el radio de la viga en metros es inferior a 0.06 radianes, donde la longitud de arco, L_{as} , se deberá tomar como:
 - i. Para tramos simples:
 1. L_{as} = longitud del arco de la viga, en m.
 - ii. Para tramos extremos de elementos continuos:
 1. L_{as} = 0.9 veces la longitud de arco de la viga, en m.
 - iii. Para tramos interiores de elementos continuos:
 1. L_{as} = 0.8 veces la longitud de arco de la viga, en m. Una viga / en un puente que cumpla estos criterios podrá ser analizada como una viga recta individual con longitud de tramo igual a la longitud del arco. Los efectos por flexión en las alas laterales deberán ser entonces determinados desde una aproximación apropiada y considerada en el diseño.
3. Los miembros del diafragma o pórtico transversal deberán ser diseñados de acuerdo con lo estipulado en el Título VI Capítulo VII Sección 4 y el Título VI Capítulo XIII para las fuerzas calculadas por medios racionales.
 - I. Se deberá establecer la separación de los pórticos transversales de manera de limitar la flexión lateral en las alas de las vigas.
 4. Vigas tipo cajón cerrado y tipo omega invertida.
 - I. El efecto de la curvatura sobre la resistencia y la estabilidad se considerará en todas las vigas cajón curvas. Si los puentes vigas tipo cajón cumplen las siguientes tres condiciones, el efecto de la curvatura se podrá omitir en el análisis para la determinación de los momentos flexores en el eje mayor y los esfuerzos de cortes por flexión:
 - a. Vigas concéntricas,
 - b. Los apoyos no están orientados oblicuamente, y
 - c. Para todos los tramos, el tramo de arco dividido el radio de la viga es menor que 0.3 radianes y la altura de la viga es menor que el ancho del cajón medido en la mitad de su altura, siendo el tramo de arco, L_{as} , tal como se define en el Artículo 187d)2.
 - II. Una viga cajón, en un puente, que cumpla estos criterios podrá ser analizada como una viga individual recta con longitud de tramo igual a la longitud del arco. Los efectos de la flexión en las alas laterales se deberán obtener mediante una aproximación apropiada y considerados en el diseño.

- III. Los elementos del diafragma o pórtico transversal se diseñarán de acuerdo con lo dispuesto en el Título VI Capítulo VII Sección 4 y el Título VI Capítulo XIII, y los elementos de arriostramiento lateral se diseñarán de acuerdo con el Título VI Capítulo VII Sección 5 y el Título VI Capítulo XIII para las fuerzas calculadas por medios racionales.

SECCIÓN 2 MÉTODOS APROXIMADOS DE ANALISIS

Artículo 188. TABLEROS. El análisis de los tableros se deberá realizar de acuerdo a los siguientes lineamientos:

a) Requisitos generales.

1. Un método aproximado de análisis en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo se considerará aceptable para tableros que no sean:
2. tableros formados por emparrillados con sus vanos total o parcialmente llenos, para los cuales se deberán aplicar los requisitos del Artículo 188h), y
3. losas superiores de vigas tipo cajón construidas por dovelas de hormigón, para los que se aplicarán las disposiciones del Artículo 196d).
4. Si se utiliza el método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

b) **Aplicabilidad.** En lugar de realizar un cálculo afinado, se permite utilizar ayudas de diseño en tableros que contienen elementos prefabricados, siempre que el comportamiento de dicho tablero esté documentado y avalado por suficiente evidencia técnica. El Proyectista Estructural será responsable por la precisión e implementación de cualquier ayuda utilizada para el diseño. Para puentes losa y losas de hormigón, de más de 4.50 m de longitud y que se extienden fundamentalmente en la dirección paralela al tránsito, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 190.

c) **Ancho de las fajas equivalentes interiores.** El ancho de la faja equivalente de un tablero se podrá tomar como se especifica en la TABLA 29. Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela al tránsito, las fajas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que 1.0 m, en el caso de emparrillados abiertos, ni mayores de 3.60 m para todos los demás tableros en los cuales se analiza la carga en múltiples carriles. Para los tableros en voladizo, cuando sea aplicable, se podrán utilizar los requisitos del Artículo 69d) en lugar del ancho de faja especificado en la TABLA 29 para voladizos. Las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho.

d) Ancho de las fajas equivalentes en los bordes de las losas.

1. Requisitos generales. A los fines del diseño, la viga de borde ideal se deberá tomar como una faja de tablero de ancho reducido aquí especificada. Cualquier aumento de altura localizada o protuberancia similar que actúe como rigidizador del tablero que se encuentra dentro del ancho de faja reducido del tablero se podrá suponer que actúa en la viga de borde ideal.

2. Bordes longitudinales. Se supondrá que las vigas de borde soportarán una línea de ruedas y, cuando corresponda, una porción tributaria de la carga de carril de diseño. Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección del tránsito, el ancho efectivo de una faja, con o sin viga de borde, se podrá tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde del tablero y la cara interna de la barrera, más 0.30 m y más la cuarta parte del ancho de faja, especificado ya sea en el Artículo 188c), en el Artículo 190 o en el Artículo 197, según corresponda, pero no deberá ser mayor que la mitad del ancho de faja total ni mayor que 1.80 m.

**TABLA 29
FAJAS EQUIVALENTES.**

Tipo de tablero	Dirección de la faja primaria en relación con la del tránsito	Ancho de la faja primaria m
Hormigón		
• Hormigonado in situ	Voladizo	1,14 + 0,833X
	Paralela o perpendicular	+M: 0,66 + 0,55S -M: 1,22 + 0,25S
• Hormigonado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	+M: 0,66 + 0,55S -M: 1,22 + 0,25S
• Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	+M: 0,66 + 0,55S -M: 1,22 + 0,25S
Acero		
• Emparrillado abierto	Barras principales	0,007P + 4,0S _b
• Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
• Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
En esta Tabla se utiliza la siguiente simbología:		
	S	la separación de los elementos de apoyo, en m.
	h	la altura del tablero, en m.
	L	la longitud de tramo del tablero, en m.
	P	la carga de eje, en kN.
	S_b	la separación de las barras del emparrillado, en m.
	+ M	el momento positivo.
	- M	el momento negativo.
	X	la distancia entre la carga y el punto de apoyo, en m.

3. **Bordes transversales.** Se supondrá que las vigas transversales de borde soportarán un eje del camión de diseño en uno o más carriles de diseño, posicionado para producir las máximas solicitaciones. Serán de aplicación los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica. El ancho efectivo de una faja, con o sin viga de borde, se podrá tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde transversal del tablero

y el eje de la primera línea de apoyo del tablero, generalmente tomada como el alma de una viga, más la mitad del ancho de faja tal como se especifica en el Artículo 188c). El ancho efectivo no deberá ser mayor que el ancho de faja total especificado en el Artículo 188c).

e) Distribución de las cargas de rueda.

1. Si la separación de los elementos de apoyo en la dirección secundaria es mayor que 1.5 veces la separación en la dirección primaria, se deberá considerar que todas las cargas de rueda están aplicadas en la faja primaria, y en la dirección secundaria se podrán aplicar los requisitos del Artículo 656.
2. Si la separación de los elementos de apoyo en la dirección secundaria es menor que 1.5 veces la separación en la dirección primaria, el tablero se deberá modelar como un sistema de fajas que se intersecan.
3. El ancho de las fajas equivalentes en ambas direcciones se podrá adoptar tal como se especifica en la TABLA 29. Cada carga de rueda se deberá distribuir entre dos fajas que se intersecan. La distribución se deberá determinar como la relación entre la rigidez de la faja y la sumatoria de las rigideces de las fajas que se intersecan. En ausencia de cálculos más precisos, la rigidez de la faja, k_s , se podrá estimar como:

Ec. 75

$$k_s = \frac{E \cdot I_s}{S^3}$$

siendo:

- I_s el momento de inercia de la faja equivalente, en m^4 .
- S la separación de los elementos de apoyo, en m.

f) Cálculo de solicitaciones.

1. Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los elementos de apoyo. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los elementos de apoyo son infinitamente rígidos.
2. Las cargas de rueda se podrán modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud, en la dirección paralela al tramo, es igual a la longitud del área de contacto de los neumáticos, como se especifica en el Artículo 68e), más la altura del tablero.
3. Las fajas se deberán analizar aplicando la teoría clásica de vigas. La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se podrá tomar de la siguiente manera:
 1. En la cara del apoyo para construcciones monolíticas, cajones cerrados de acero, cajones cerrados de hormigón, cajones abiertos de hormigón sin alas superiores, y vigas prefabricadas con almas, es decir las secciones transversales (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h), (i) y (j) de la TABLA 30,

- II. Un cuarto del ancho del ala medido desde la línea central del apoyo, para vigas de acero I y vigas de acero tipo omega invertida, es decir las secciones transversales (a) y (c) de la TABLA 30,
- III. Un tercio del ancho del ala, pero que no exceda 0.38 m desde la línea central del apoyo, para vigas de hormigón prefabricado en forma de I y cajones abiertos de hormigón con alas superiores, es decir las secciones transversales (c) y (k) de la TABLA 30.
4. Cada una de las almas de una viga cajón abierto, de acero u hormigón, será tratada como un elemento independiente de apoyo del tablero. La distancia desde la línea central de cada alma y las secciones de diseño adyacentes para el momento negativo se determinará basándose en el tipo de construcción del cajón y la forma de la parte superior del alma utilizando los requisitos expuestos anteriormente.

g) Acción de pórtico de la sección transversal.

Si un tablero forma parte integral de una sección transversal celular o tipo cajón, es probable que la rigidez flexional y/o torsional de los elementos de apoyo de la sección transversal, es decir las almas y el ala inferior, provoquen solicitaciones significativas en el tablero. Estos elementos se deberán incluir en el análisis del tablero. Si la longitud de un segmento de pórtico se modela como el ancho de una faja equivalente, se podrán utilizar los requisitos del Artículo 188c), e) y f).

1. Solicitaciones debidas a la sobrecarga para emparrillados con vanos total o parcialmente llenos y para tableros emparrillados con vanos no llenos, compuestos por losas de hormigón armado. Los momentos en el tablero debidos a la sobrecarga, en kNm/m, se podrán determinar como:

- I. Barras principales perpendiculares a la dirección del tránsito:

Para $L \leq 3.0$ m

Ec. 76

$$M_{\text{transversal}} = 30,74 * D^{0,197} * L^{0,459} * C$$

Para $L \leq 3.0$ m

Ec. 77

$$M_{\text{transversal}} = 4,45 * \frac{D^{0,188} * (13,39 * L^{1,35} - 24,29)}{L} * C$$

- II. Barras principales paralelas a la dirección del tránsito:

Para $L \leq 3.0$ m

Ec. 78

$$M_{\text{paralelo}} = 34,08 * D^{0,123} * L^{0,64} * C$$

Para $L \leq 3.0$ m

Ec. 79

$$M_{\text{paralelo}} = 4,45 * \frac{D^{0,138} * (14,99 * L^{1,429} - 27,65)}{L} * C$$

Donde:

L	la longitud de tramo medido entre centros de los apoyos, en m.
C	el factor de continuidad igual a 1.0 para tramos simplemente apoyados y 0.8 para tramos continuos.
D	D_x / D_y
D_x	la rigidez flexional del tablero en la dirección de las barras principales, en kNm^2/m .
D_y	la rigidez flexional del tablero perpendicular a la dirección de las barras principales, en kNm^2/m .

- Para los tableros emparillados, D_x y D_y se deberán calcular como EI_x y EI_y , siendo E el módulo de elasticidad e I_x e I_y el momento de inercia por unidad de ancho del tablero, considerando la sección como fisurada y utilizando el método de las áreas transformadas para la dirección de las barras principales y perpendicular a la dirección de las barras principales, respectivamente.
- Para evaluar la fatiga, los momentos en todas las longitudes de tramo se podrán estimar reduciendo la Ec. 76 (barras principales perpendiculares al tránsito) o la Ec. 78 (barras principales paralelas al tránsito) mediante la aplicación de un factor igual a 1.5.
- La flecha, en m, debida a la sobrecarga vehicular se podrá determinar como:

- Barras principales perpendiculares a la dirección del tránsito:

Ec. 80

$$\Delta_{\text{transversal}} = 0,91 * \frac{D^{0,19} * L^3}{D_x}$$

- Barras principales paralelas a la dirección del tránsito:

Ec. 81

$$\Delta_{\text{transversal}} = 1,26 * \frac{D^{0,11} * L^3}{D_x}$$

- h) **Análisis inelástico.** La Autoridad de Aplicación o el Propietario podrán permitir un análisis inelástico por el método de los elementos finitos o por el método de las líneas de rotura.

Artículo 189. PUENTE VIGA – LOSA.

- Aplicación.

1. Las disposiciones del presente artículo se podrán aplicar a los puentes viga rectos y puentes de hormigón curvados horizontalmente, así como los puentes viga de acero curvados horizontalmente que cumplan lo dispuesto en el Artículo 187d). Las disposiciones de este artículo también podrán ser utilizadas para determinar un punto de partida de algunos métodos de análisis para determinar las solicitaciones en vigas curvas de cualquier grado de curvatura en el plano.
2. A excepción de lo especificado en el Artículo 189e), los requisitos del presente artículo se deberán aplicar a puentes que se analizan para:
 - I. Un único carril de carga, o
 - II. Múltiples carriles de sobrecarga que produce aproximadamente la misma solicitación por carril.
3. Si un carril está cargado con un vehículo especial o un vehículo de circulación restringida, la solicitación de diseño en cada viga, resultante del tránsito mixto, se podrá determinar cómo se especifica en el Artículo 189e).
4. Para vigas cuya separación sea mayor que el rango de aplicabilidad especificado en la TABLA 30, y a menos que este Reglamento especifique lo contrario, la sobrecarga en cada viga deberá ser la reacción de los carriles cargados determinada según la regla de la palanca.
5. Los requisitos del Artículo 67c) especifican que los factores de presencia múltiple no se deberán utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto los métodos de momentos estáticos o la regla de la palanca, ya que estos factores ya están incorporados en los factores de distribución.
6. Los puentes que no satisfacen los requisitos del presente artículo se deberán analizar tal como se especifica en la sección 3 del capítulo VI del presente título.
7. La distribución de la sobrecarga, especificada en el Artículo 189b) y 0, se podrá utilizar en vigas y largueros, excepto en el caso de múltiples vigas cajón de acero con tableros de hormigón que satisfacen las siguientes condiciones y demás condiciones identificadas en las Tablas de factores de distribución especificadas en este Reglamento:
 - I. El ancho del tablero es constante;
 - II. A menos que se especifique lo contrario, el número de vigas no es menor que cuatro;
 - III. Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez;
 - IV. A menos que se especifique lo contrario, la parte de la calzada en voladizo, d_e , no será mayor a 0.90 m;
 - V. La curvatura en planta es menor que el límite especificado en el Artículo 187d), o si se requieren los factores de distribución para la aplicación de un método de análisis aceptable aproximado o refinado que cumpla los requisitos del capítulo IV del presente título para puentes de cualquier grado de curvatura en planta; y
 - VI. La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales ilustradas en la TABLA 30.

8. Si existen pequeñas desviaciones respecto del ancho constante del tablero o del paralelismo entre las vigas, el factor de distribución podrá ya sea ser variable en lugares seleccionados a lo largo del tramo o bien se podrá utilizar un factor de distribución único juntamente con un valor adecuado de la separación de las vigas.
9. Los tipos de puentes con vigas cajón de múltiples células hormigonadas in situ se podrán diseñar como estructuras que abarcan la totalidad del ancho. Estos tipos de secciones transversales se deberán diseñar para los factores de distribución de sobrecarga especificados en el Artículo 189b) y 0 para vigas interiores, multiplicando por el número de vigas, es decir por el número de almas.
10. En el Artículo 189b)2 se especifican requisitos adicionales para múltiples vigas cajón de acero con tableros de hormigón.
11. Si un puente satisface las condiciones aquí especificadas, las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se podrán distribuir uniformemente entre las vigas y/o largueros.
12. Los factores de distribución de sobrecarga, aquí especificados, se podrán utilizar para vehículos de circulación restringida cuyo ancho total sea comparable con el ancho del camión de diseño.
13. En el Artículo 189 y Artículo 190 y en sus Tablas se utiliza la siguiente simbología:
 - A el área de la viga o larguero, en m².
 - b el ancho de la viga, en m.
 - C el parámetro de rigidez.
 - D el ancho de distribución por carril, en m.
 - d la altura útil de la viga o larguero, en m.
 - d_e la distancia horizontal a nivel del tablero entre el eje del alma de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera de tránsito, en m.
 - e el factor de corrección.
 - g el factor de distribución.
 - I_p el momento de inercia polar, en m⁴.
 - J la constante torsional de St. Venant, en m⁴.
 - K la constante para diferentes tipos de construcción.
 - K_g el parámetro de rigidez longitudinal, en m⁴.

- L** la longitud de tramo de la viga, en m.
- N_b** el número de vigas o largueros.
- N_c** el número de células de una viga cajón de hormigón.
- N_L** el número de carriles de diseño según lo especificado en el Artículo 67a).
- S** la separación entre vigas o almas, en m.
- t_g** el espesor de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo el recubrimiento de hormigón o componente estructural de hormigón, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste, en m.
- t_o** el espesor de la sobrecapa estructural, en m.
- t_s** el espesor de la losa de hormigón, en m.
- W** el ancho entre bordes de un puente, en m.
- W_e** un medio de la separación entre almas, más el vuelo total, en m.
- θ** el ángulo de oblicuidad, en grados (°).
- μ** el coeficiente de Poisson.

14. A menos que se especifique lo contrario, los parámetros de rigidez para área, momentos de inercia y rigidez torsional utilizados aquí y en el Artículo 189b) y 0 se deberán tomar como los correspondientes a la sección transversal a la cual se aplicará el tránsito, es decir, generalmente a la sección compuesta.

15. El parámetro de rigidez longitudinal, K_g , se podrá determinar con la siguiente expresión:

Ec. 82

$$k_g = n * (I + A * e_g^2)$$

Donde:

Ec. 83

$$n = \frac{E_B}{E_D}$$

siendo:

E_B el módulo de elasticidad del material de la viga, en MPa.

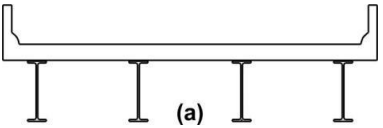
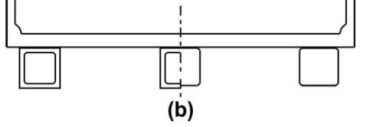
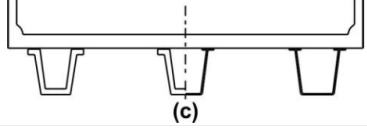
E_D el módulo de elasticidad del material del tablero, en MPa.

I el momento de inercia de la viga, en m^4 .

e_g la distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero, en m.

16. Los parámetros A e I de la Ec. 82 se deberán tomar como los correspondientes a la viga no compuesta.
17. Los tipos de puentes indicados en las Tablas del Artículo 189b) y 0 con referencia a la TABLA 30, se podrán considerar representativos del tipo de puente al cual se aplica cada una de las expresiones aproximadas.
18. A excepción de lo permitido por el Artículo 32a), independientemente del método de análisis utilizado, aproximado o refinado, las vigas exteriores de los puentes multiviga no deberán tener menor resistencia que una viga interior.
19. Para las vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ, ilustradas en la TABLA 30 correspondiente a la sección transversal tipo d, se deberá suponer que los factores de distribución del Artículo 189b) y 0 se aplican a una forma ideal que consiste de un alma, los vuelos de un alma exterior, y las medias alas asociadas entre un alma considerada y la siguiente alma o almas adyacentes.
20. De común acuerdo con la Autoridad de Aplicación o con el Propietario, se podrán utilizar las simplificaciones establecidas en la TABLA 31:

TABLA 30
SUPERESTRUCTURAS HABITUALES, CUBIERTAS POR LOS ARTICULOS 4.6.2.2.2 Y 4.6.2.2.3.

Elementos de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero	
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	

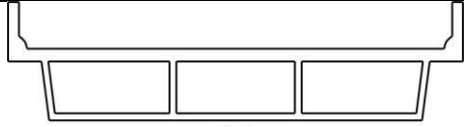
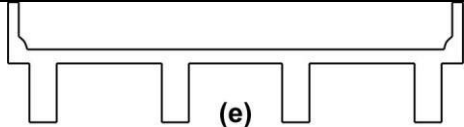
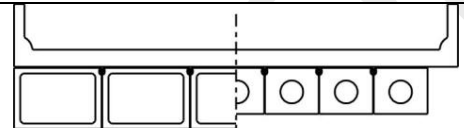
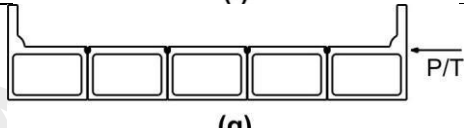
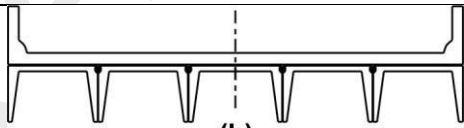
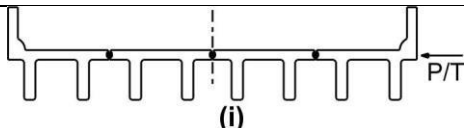
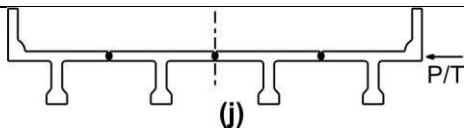
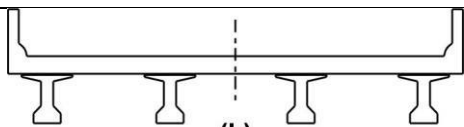
<p>Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ</p>	<p>Hormigón monolítico</p>	 <p>(d)</p>
<p>Viga T de hormigón colado in situ</p>	<p>Hormigón monolítico</p>	 <p>(e)</p>
<p>Vigas cajón prefabricadas de hormigón, macizas, alivianadas o celulares, con conectores de corte</p>	<p>Sobrecapa de hormigón colado in situ</p>	 <p>(f)</p>
<p>Vigas cajón prefabricadas de hormigón, macizas, alivianadas o celulares, con conectores de corte y con o sin postesado transversal</p>	<p>Hormigón integral</p>	 <p>(g)</p>
<p>Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte</p>	<p>Sobrecapa de hormigón colado in situ</p>	 <p>(h)</p>
<p>Sección doble T de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal</p>	<p>Hormigón integral</p>	 <p>(i)</p>
<p>Sección T de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal</p>	<p>Hormigón integral</p>	 <p>(j)</p>
<p>Secciones I, o bulb-T de hormigón prefabricado</p>	<p>Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado</p>	 <p>(k)</p>

TABLA 31
VALORES CONSTANTES PARA LOS ARTICULOS 4.6.2.2.2. Y 4.6.2.2.3 .

Parámetros de la expresión	Referencia de Tabla	Valor simplificado			
		a	e	k	f, g, i, j
$\left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	4.6.2.2.2b-1	1,02	1,05	1,09	---
$\left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,25}$	4.6.2.2.2e-1	1,03	1,07	1,15	---
$\left(\frac{L t_s^3}{K_g}\right)^{0,3}$	4.6.2.2.3c-1	0,97	0,93	0,85	---
$\frac{I}{J}$	4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.3a-1	---	---	---	$0,54 \left(\frac{d}{b}\right) + 0,16$

b) Método de los factores de distribución para momento y corte.

1. **Vigas interiores con tableros de madera.** En este reglamento no se incluyen estructuras de esta tipología.
2. **Vigas interiores con tableros de hormigón.** El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de hormigón, se podrá determinar aplicando la fracción por carril especificada en la TABLA 32. Excepto en el caso de las vigas tipo cajón, para las vigas de hormigón utilizadas en tableros multiviga con conectores de corte:
 - I. Se deberán proveer diafragmas profundos, de extremos rígidos, para asegurar la adecuada distribución de las cargas, y
 - II. Si la separación entre almas, de vigas con almas, es menor que 1.20 m o mayor que 3.0 m, se deberá utilizar un análisis refinado que satisfaga la sección 3 del capítulo VI del presente título.
3. Para múltiples vigas cajón de acero con tablero de hormigón, en puentes que satisfacen los requisitos del Artículo 544, el momento flector por sobrecarga se podrá determinar utilizando el correspondiente factor de distribución especificado en la TABLA 32.
4. Si la separación de las vigas cajón es variable a lo largo de la longitud del puente, el factor de distribución podrá ser variable en lugares seleccionados a lo largo del tramo o bien se podrá utilizar un único factor de distribución en conjunto con un valor adecuado de NL. En ambos casos, el valor de NL se deberá determinar, como se especifica en el Artículo 67a), utilizando el ancho, w, correspondiente a la sección en estudio.

TABLA 32
DISTRIBUCION DE LAS SOBRECARGAS POR CARRIL PARA EL CALCULO DEL MOMENTO FLECTOREN
VIGAS INTERIORES.

Tipo de super-estructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón prefabricado	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4,3m}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{Kg}{Lt^3_s}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2,9m}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{Kg}{Lt^3_s}\right)^{0,1}$	$1,10 \leq S \leq 4,90$ $0,11 \leq t_s \leq 0,30$ $6,00 \leq L \leq 73,0$ $N_b \geq 4$ $4 \cdot 10^{-3} \leq K_g \leq 3,0$
		Utilizar el menor valor obtenido ya sea por la expresión anterior, con $N_b = 3$, o por la regla de la palanca	$N_b = 3$
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75 + \frac{S}{1,10}\right) \left(\frac{0,30}{L}\right)^{0,35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3} \left(\frac{S}{1,80}\right) \left(\frac{0,30}{L}\right)^{0,25}$	$2,10 \leq S \leq 4,00$ $18,00 \leq L \leq 73,0$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí	b, c]	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{0,91}\right)^{0,35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1,90}\right)^{0,6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,125}$	$1,80 \leq S \leq 5,50$ $6,00 \leq L \leq 43,0$ $0,45 \leq d \leq 1,65$ $N_b \geq 3$
		Usar la regla de la palanca	$S > 5,50$

Continúa en siguiente página

TABLA 33
DISTRIBUCION DE LAS SOBRECARGAS POR CARRIL PARA EL CALCULO DEL MOMENTO FLECTOREN
VIGAS INTERIORES (CONTINUACION)

Tipo de super-estructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad												
Vigas de hormigón utilizadas en tableros multivigas	<i>f</i>	Un carril de diseño cargado: $k \left(\frac{b}{2,80 L} \right)^{0,5} \left(\frac{l}{J} \right)^{0,25}$	$0,89 \leq b \leq 1,5$ $6,00 \leq L \leq 37,0$ $5 \leq N_b \leq 20$												
	<i>g</i> si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Dos o más carriles de diseño cargados: $k \left(\frac{b}{7,75} \right)^{0,6} \left(\frac{b}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{l}{J} \right)^{0,06}$													
Vigas de hormigón utilizadas en tableros multivigas (Continuación)	<i>h</i>	Independientemente del número de carriles cargados se deberá verificar: S/D siendo: $C = K (W/L) \leq K$ cuando $C \leq 5$, $D = 11,5 - N_L + 1,4 N_L (1 - 0,2 C)^2$	Oblicuidad $\leq 45^\circ$ $N_L \leq 6$												
	<i>g, i, j</i> si están conectadas apenas lo suficiente para impedir el desplazamiento vertical relativo en la interfase	y cuando $C > 5$ $D = 11,5 - N_L$ $K = \sqrt{\frac{(1 + \mu) l}{J}}$ Para el diseño preliminar se pueden utilizar los siguientes valores de <i>K</i> : <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Tipo de viga</th> <th><i>K</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Vigas rectangulares sin vacíos</td> <td>0,7</td> </tr> <tr> <td>Vigas rectangulares con va-cíos circulares</td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>Vigas de sección tipo cajón</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Vigas canal</td> <td>2,2</td> </tr> <tr> <td>Viga <i>T</i></td> <td>2,0</td> </tr> <tr> <td>Viga doble <i>T</i></td> <td>2,0</td> </tr> </tbody> </table>		Tipo de viga	<i>K</i>	Vigas rectangulares sin vacíos	0,7	Vigas rectangulares con va-cíos circulares	0,8	Vigas de sección tipo cajón	1,0	Vigas canal	2,2	Viga <i>T</i>	2,0
Tipo de viga	<i>K</i>														
Vigas rectangulares sin vacíos	0,7														
Vigas rectangulares con va-cíos circulares	0,8														
Vigas de sección tipo cajón	1,0														
Vigas canal	2,2														
Viga <i>T</i>	2,0														
Viga doble <i>T</i>	2,0														

Continúa en siguiente página

TABLA 34
DISTRIBUCION DE LAS SOBRECARGAS POR CARRIL PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO FLECTOR EN VIGAS INTERIORES (CONTINUACION)

Tipo de super-estructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
Emparrillado abierto de acero sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: S/2,30 si $t_g < 0,10$ m S/3,00 si $t_g \geq 0,10$ m	$S \leq 1,80$ m
		Dos o más carriles de diseño cargados: S/2,40 si $t_g < 0,10$ m S/3,00 si $t_g \geq 0,10$ m	$S \leq 3,20$ m
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Independientemente del número de carriles cargados: $0,05 + 0,85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$	$0,5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1,5$

5. **Vigas interiores con tableros de acero corrugado.** El momento flector por sobrecarga para vigas interiores, con tablero de plancha de acero corrugado, se podrá determinar aplicando la fracción por carril, g, especificada en la TABLA 35.

TABLA 35
DISTRIBUCION DE LAS SOBRECARGAS POR CARRIL PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO FLECTOR EN VIGAS INTERIORES CON TABLEROS DE PLANCHA DE ACERO CORRUGADO.)

Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
S/2.80	S/2.70	$S \leq 1.70$ m $t_g \geq 0.05$ m

6. **Vigas exteriores.** El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se podrá determinar aplicando la fracción por carril, g, especificada en la TABLA 36. La distancia, d_e , se deberá tomar como positiva si el alma de la viga exterior está dentro de la cara interior de la baranda de tránsito y negativa si está por fuera del cordón o barrera de tránsito. En las secciones transversales de puentes viga-losa con diafragmas o pórticos transversales, el factor de distribución para la viga exterior no se deberá tomar menor que el que se obtendría suponiendo que la sección transversal se deforma y rota como una sección transversal rígida. Se aplicarán los requisitos del Artículo 67c).

TABLA 36
DISTRIBUCION DE LAS SOBRECARGAS PORCARRIL PARA EL CALCULO DEL MOMENTO FLECTOREN
VIGAS LONGITUDINALES.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas <i>T</i> de hormigón, secciones <i>T</i> y doble <i>T</i> de hormigón prefabricado	<i>a, e, k</i> y también <i>i, j</i> si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e \ g \text{ Interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2,80}$	$-0,30 \leq d_e \leq 1,70$
			Utilizar el valor obtenido de la expresión anterior con $N_b = 3$ o la regla de la palanca, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	<i>d</i>	$g = \frac{W_e}{4,3}$	$g = \frac{W_e}{4,3}$	$W_e \leq S$
		o los requisitos para el diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho, especificados en el artículo 4.6.2.2.1.		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí	<i>b, c</i>	Regla de la palanca	$g = e \ g \text{ Interior}$ $e = 0,97 + \frac{d_e}{8,70}$	$0 \leq d_e \leq 1,40$ $1,80 < S \leq 5,50$
			Utilizar la regla de la palanca	$S > 5,50$
Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	<i>f, g</i>	$g = e \ g \text{ Interior}$ $e = 1,125 + \frac{d_e}{9,10} \geq 1,0$	$g = e \ g \text{ Interior}$ $e = 1,04 + \frac{d_e}{7,60} \geq 1,0$	$d_e \leq 0,60$
Vigas de hormigón que no sean Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	<i>h</i>	Regla de la palanca	Regla de la palanca	<i>N/A</i>
	<i>i, j</i> si están conectadas apenas lo suficiente para impedir el desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Emparrillado abierto de acero sobre vigas de acero	<i>a</i>	Regla de la palanca	Regla de la palanca	<i>N/A</i>
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	<i>b, c</i>	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

7. **Puentes oblicuos.** Si la línea de apoyos está orientada oblicuamente y la diferencia

entre los ángulos de oblicuidad de dos líneas adyacentes de apoyos no es mayor que 10° , el momento flector en las vigas se podrá reducir de acuerdo con la TABLA 37.

TABLA 37
REDUCCION DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGAS PARA EL CALCULO DEL MOMENTO FLECTOR EN VIGAS LONGITUDINALES SOBRE APOYOS ORIENTADOS OBLICUAMENTE.

Tipo de super-estructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Cualquier número de carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas <i>T</i> de hormigón, secciones <i>T</i> y doble <i>T</i> de hormigón prefabricado	<i>a, e, k</i> y también <i>i, j</i> si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1 - c_1 (tg \theta)^{1,5}$ $c_1 = 0,25 \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,25} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,5}$ Si $\theta < 30^\circ$ entonces $c_1 = 0,0$ Si $\theta > 60^\circ$ utilizar $\theta = 60^\circ$	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1,10 \leq S \leq 4,90$ $6,00 \leq L \leq 73,0$ $N_b \geq 4$
Tablero de hormigón sobre Vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí, Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ, Vigas tipo cajón de hormigón y secciones doble <i>T</i> utilizadas en tableros multivigas	<i>b, c, d, f, g</i>	$1,05 - 0,25 tg \theta \leq 1,0$ Si $\theta > 60^\circ$ utilizar $\theta = 60^\circ$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$

8. **Momentos flectores y corte en vigas transversales de tablero.** Si el tablero es soportado directamente por vigas transversales de tablero, las vigas de tablero se podrán diseñar para cargas determinadas de acuerdo con la TABLA 38. Las fracciones indicadas en la TABLA 38 se deberán utilizar junto con la carga de eje de diseño de 232 kN solamente. Para vigas de tablero, con separaciones fuera de los rangos especificados de aplicabilidad, se deberán considerar todas las sobrecargas de diseño, y se podrá utilizar la regla de la palanca.

TABLA 38
DISTRIBUCION DE SOBRECARGA POR CARRIL PARA EL CALCULO DEL MOMENTO Y CORTE EN VIGAS TRANSVERSALES.

Tipo de tablero	Fracción de carga de rueda para cada viga de tablero	Rango de aplicabilidad
Hormigón	$\frac{S}{1,80}$	$S \leq 1,80$
Emparrillado de acero y emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado	$\frac{S}{1,40}$	$t_g \leq 0,10$
	$\frac{S}{1,80}$	$S \leq 1,80$
Puente de plancha de acero corrugado	$\frac{S}{1,70}$	$t_g \geq 0,05$

c) Método de los factores de distribución para corte.

9. Vigas interiores.

- I. El corte por sobrecarga, para las vigas interiores, se podrá determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la TABLA 39. Para los tipos de vigas interiores no listados en la TABLA 39, la distribución lateral de la rueda o eje adyacente al extremo del tramo será la obtenida aplicando la regla de la palanca.
- II. En el caso de vigas cajón de hormigón, utilizadas en tableros multivigas, si los valores de I o J no satisfacen las limitaciones indicadas en la TABLA 39, el factor de distribución para corte se podrá tomar igual al factor de distribución para momento.

10. Vigas exteriores.

- I. El corte por sobrecarga, para las vigas exteriores, se deberá determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la TABLA 40. Para aquellos casos no cubiertos en la TABLA 39 ni en la TABLA 40, la distribución de la sobrecarga a las vigas exteriores se determinará aplicando la regla de la palanca.
- II. La distancia, de, se deberá tomar como positiva si el alma de la viga exterior está dentro del cordón o barrera de tránsito y negativa si está por fuera.
- III. En puentes viga-losa con diafragmas o pórticos transversales, según lo especifica el Artículo 189b)6, se deberán aplicar requisitos adicionales para las vigas exteriores.

TABLA 39
DISTRIBUCION DE SOBRECARGA POR CARRIL PARA EL CALCULO DEL CORTE EN VIGAS INTERIORES.

Tipo de super-estructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón prefabricado	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7,60}$	$0,20 + \frac{S}{3,60} - \left(\frac{S}{10,70} \right)^2$	$1,10 \leq S \leq 4,90$ $6,00 \leq L \leq 73,0$ $0,11 \leq t_c \leq 0,30$ $N_b \geq 4$
		Regla de la palanca	Regla de la palanca	$N_b = 3$
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	d	$\left(\frac{S}{2,90} \right)^{0,6} \left(\frac{d}{L} \right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2,20} \right)^{0,9} \left(\frac{d}{L} \right)^{0,1}$	$1,80 \leq S \leq 4,0$ $6,00 \leq L \leq 73,0$ $0,89 \leq d \leq 2,80$ $N_c \geq 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí	b, c	$\left(\frac{S}{3,00} \right)^{0,6} \left(\frac{d}{L} \right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2,25} \right)^{0,8} \left(\frac{d}{L} \right)^{0,1}$	$1,80 \leq S \leq 5,50$ $6,00 \leq L \leq 43,0$ $0,45 \leq d \leq 1,65$ $N_b \geq 3$
		Regla de la palanca	Regla de la palanca	$S > 5,50$
Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	f, g	$0,70 \left(\frac{b}{L} \right)^{0,15} \left(\frac{I}{J} \right)^{0,05}$	$\left(\frac{b}{4,00} \right)^{0,4} \left(\frac{b}{L} \right)^{0,1} \left(\frac{I}{J} \right)^{0,05} \left(\frac{b}{1,20} \right)$ $\frac{b}{1,20} \geq 1,0$	$0,89 \leq b \leq 1,50$ $6,00 \leq L \leq 37,0$ $5 \leq N_b \leq 20$ $0,010 \leq J \leq 0,254$ $0,017 \leq I \leq 0,254$
Vigas de hormigón que no sean Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	h i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir el desplazamiento vertical relativo en la interfase	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Emparrillado abierto de acero sobre vigas de acero	a	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

TABLA 40
DISTRIBUCION DE SOBRECARGA POR CARRIL PARA EL CALCULO DEL CORTE EN VIGAS EXTERIORES.

Tipo de super-estructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón prefabricado	a, e, k y también l, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e \ g_{Interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3,00}$	$-0,30 \leq d_e \leq 1,70$
			Regla de la palanca	$N_b = 3$
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	d	Regla de la palanca	$g = e \ g_{Interior}$ $e = 0,64 + \frac{d_e}{3,80}$	$-0,60 \leq d_e \leq 1,50$
		o los requisitos para el diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho, especificados en el artículo 4.6.2.2.1.		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí	b, c	Regla de la palanca	$g = e \ g_{Interior}$ $e = 0,8 + \frac{d_e}{3,00}$	$0 \leq d_e \leq 1,40$
			Regla de la palanca	$S > 5,50$
Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	f, g	$g = e \ g_{Interior}$ $e = 1,25 + \frac{d_e}{6,0} \geq 1,0$	$g = e \ g_{Interior} \left(\frac{1,20}{b} \right)$ $\left(\frac{1,20}{b} \right) \leq 1,0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 0,6}{12,0} \right) \geq 1,0$	$d_e \leq 0,60$ $0,89 \leq b \leq 1,50$
Vigas de hormigón que no sean Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	h	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	l, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir el desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Emparrillado abierto de acero sobre vigas de acero	a	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

11. Puentes oblicuos.

- I. Si la línea de apoyo está orientada oblicuamente se deberá ajustar el corte en la viga exterior, en la esquina obtusa del puente. El valor del factor de corrección se deberá obtener de la TABLA 41. El mismo se aplica a la fracción por carril especificada en la TABLA 39 para vigas interiores y en la TABLA 40 para vigas exteriores. Este factor no se deberá aplicar cuando se hayan modelado apoyos oblicuos.
- II. Al determinar el corte de extremo en los puentes multiviga, la corrección por oblicuidad se deberá aplicar a todas las vigas en la esquina obtusa.

TABLA 41
FACTORES DE CORRECCION DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGAS PARA EL CALCULO DEL
CORTE EN EL APOYO DE LA ESQUINA OBSTUSA DEL PUENTE.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factor de corrección	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas <i>T</i> de hormigón, secciones <i>T</i> y doble <i>T</i> de hormigón prefabricado	<i>a, e, k</i> y también <i>i, j</i> si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1,0 + 0,20 \left(\frac{L t_s^3}{K_g} \right) \operatorname{tg} \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1,10 \leq S \leq 4,90$ $6,0 \leq L \leq 73,0$ $N_b \geq 4$
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	<i>d</i>	$1,0 + \left(0,25 + \frac{L}{70d} \right) \operatorname{tg} \theta$	$0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ $1,80 < S \leq 4,0$ $6,0 \leq L \leq 73,0$ $0,89 \leq d \leq 2,80$ $N_c \geq 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón no conectadas entre sí	<i>b, c</i>	$1,0 + \left(\frac{\sqrt{Ld}}{6S} \right) \operatorname{tg} \theta$	$0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ $1,80 \leq S \leq 3,50$ $6,0 \leq L \leq 43,0$ $0,45 \leq d \leq 1,65$ $N_b \geq 3$
Vigas tipo cajón de hormigón utilizadas en tableros multivigas	<i>f, g</i>	$1,0 + \frac{L}{90d} \sqrt{\operatorname{tg} \theta}$	$0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ $6,0 \leq L \leq 37,0$ $0,43 \leq d \leq 1,50$ $0,89 \leq b \leq 1,50$ $5 \leq N_b \leq 20$

d) Puentes curvos de acero.

1. Se podrán utilizar métodos aproximados para el análisis de puentes curvos de acero. El Ingeniero deberá comprobar que el método aproximado de análisis utilizado es apropiado, mediante la confirmación de que dicho método satisface los requisitos establecidos en el capítulo IV del presente título.
2. En los sistemas curvos se deberá considerar la colocación, en su posición real en el puente, de parapetos, veredas, barreras y otras cargas pesadas lineales. La superficie de rodamiento y otras cargas distribuidas se podrán suponer distribuidas de manera uniforme en la sección transversal de cada viga.

e) Cargas especiales actuando junto con otro tipo de tránsito.

1. A excepción de lo aquí especificado, los requisitos del presente artículo se podrán aplicar cuando se utilizan los métodos de análisis aproximados para el estudio de puentes viga – losa, especificados en el Artículo 189, y puentes tipo losa, especificados en el Artículo 190. Los requisitos del presente artículo no se deberán aplicar en los siguientes casos:
 - I. si se ha especificado la regla de la palanca tanto para carga en un solo carril como para carga en múltiples carriles, o
 - II. si para el análisis simplificado se ha utilizado el requisito especial para vigas exteriores de secciones transversales de puentes viga-loso con diafragmas, especificados en el Artículo 189b)6.
2. Las solicitaciones debidas a la presencia de vehículos pesados en un carril junto con el tránsito habitual en los carriles adyacentes, tal como se podría considerar en la combinación de cargas para estado límite de resistencia II de la TABLA 2, se podrán determinar de la siguiente manera:

Ec. 84

$$G = G_p * \left(\frac{g_i}{Z} \right) + G_D * \left(g_m - \frac{g_i}{Z} \right)$$

siendo:

G	la solicitación final aplicada a una viga, en kN o kNm.
G _p	la solicitación debida al camión de sobrecarga, en kN o kNm.
g _i	el factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril.
G _D	la solicitación debida a las cargas de diseño, en kN o kNm
g _m	el factor de distribución de la sobrecarga para múltiples carriles.
Z	el factor que se toma igual a 1.20 si no se ha utilizado la regla de la palanca, o igual a 1.0 si se ha utilizado la

regla de la palanca para un factor de distribución de la sobrecarga para un solo carril.

Artículo 190. ANCHOS DE FAJA EQUIVALENTE PARA PUENTES TIPO LOSA

- a) Este artículo se deberá aplicar al tipo de sección transversal esquematizado en la TABLA 42. A los fines del presente artículo, los puentes de losa alivianada hormigonados in situ también se podrán considerar como puentes losa. El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril, tanto para corte como para momento, con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, se podrá determinar como:

$$E = 0,25 + 0,42 * \sqrt{L_1 * W_1}$$

Ec. 85

- b) El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril, tanto para corte como para momento, con más de un carril cargado, se podrá determinar como:

$$E = 2,13 + 0,12 * \sqrt{L_1 * W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

Ec. 86

siendo:

- E el ancho equivalente, en m.
- L₁ la longitud de tramo modificada que se toma igual al menor valor entre la longitud real y 18 m, en m.
- W₁ el ancho modificado entre los bordes del puente, que se toma igual al menor valor entre el ancho real y 18 m para carga en múltiples carriles, o 9 m para carga en un solo carril, en m.
- W el ancho físico entre los bordes del puente, en m.
- N_L el número de carriles de diseño según lo especificado en el Artículo 67a).

- c) Para puentes oblicuos, las solicitaciones longitudinales se podrán reducir aplicando el factor r:

$$r = 1,05 - 0,25 * \text{tg}\theta \leq 1,0$$

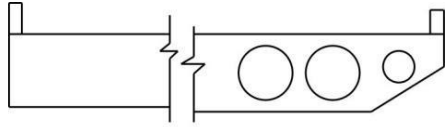
Ec. 87

siendo:

- θ el ángulo de oblicuidad, en grados (°).

**TABLA 42
ESQUEMA TIPICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.**

Elementos portantes	Tipo de tablero	Sección transversal típica

Losa de hormigón, hormigonada in situ, o losa alivianada	Monolítico	 <p>(a)</p>
--	------------	---

Artículo 191. PUENTES RETICULADOS Y EN ARCO.

- a) Se podrá utilizar la regla de la palanca para la distribución de cargas gravitatorias en reticulados y arcos, cuando se los analiza como estructuras planas.
- b) Si se utiliza un análisis espacial se podrá usar ya sea la regla de la palanca o bien carga directa a través del tablero o sistema de tablero. Si las cargas, a excepción del peso propio de los elementos y las cargas de viento que actúan sobre los mismos, se transmiten al reticulado en los nudos, el reticulado se podrá analizar como un conjunto articulado.

Artículo 192. Factor de longitud efectiva, K.

- a) Las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva, K, para compensar las rotaciones y traslaciones en condiciones de bordes diferentes a los extremos articulados.
- b) En ausencia de un análisis más refinado, si hay estabilidad lateral por arriostramiento diagonal u otros medios adecuados, el factor de longitud efectiva en el plano arriostrado, K, para los elementos comprimidos en reticulados triangulares, reticulados, y pórticos se podrá tomar como:
 1. Para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos: $K = 0.750$.
 2. Para conexiones articuladas en ambos extremos: $K = 0.875$.
 3. Para ángulos individuales, independientemente de la conexión de extremo: $K = 1.0$.
 4. La viga Vierendeel se deberá tratar como pórtico no arriostrado.

Artículo 193. ANCHO EFECTIVO DEL ALA.

- a) Requisitos generales.
 1. A menos que se especifique lo contrario en el presente artículo o en Artículo 193b), c) ó d), el ancho efectivo del ala de una losa de hormigón, en construcción compuesta o monolítica, se podrá tomar como el ancho tributario perpendicular al eje del elemento para determinar las rigideces de la sección transversal para el análisis y para determinar las resistencias a flexión. El ancho efectivo del ala de un tablero metálico ortotrópico será como se especifica en el Artículo 193d). Para el cálculo de las deformaciones por sobrecarga, si corresponde, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 31b).
 2. Si está presente una barrera estructuralmente continua de hormigón y está incluido en el análisis estructural según lo permitido en la sección 1 del capítulo V del presente título, el ancho del voladizo de la losa de tablero, utilizado para el análisis, así como para el control de la resistencia de la viga compuesta, se podrá ampliar por:

Ec. 88

$$\Delta w = \frac{A_b}{2 * t_s}$$

siendo:

A_b el área de la sección transversal de la barrera, en m^2 .

t_s la altura de la losa de tablero, en m.

3. El ancho efectivo del ala de la losa en los sistemas de vigas compuestas y/o largueros o en los cordones de reticulados con tablero compuesto, se podrá tomar como la mitad de la distancia al larguero o viga adyacente a cada lado del componente, o la mitad de la distancia al larguero o viga adyacente más el ancho total del voladizo. De lo contrario, el ancho efectivo del ala de la losa se deberá determinar mediante un análisis refinado cuando:
 - I. la sección transversal del elemento compuesto o monolítico esté sujeta a una importante combinación de fuerza axial y flexión, excepto en el caso de fuerzas inducidas por la restricción a la expansión térmica donde se podrá utilizar el ancho tributario de la losa en sistemas de viga-losa,
 - II. el mayor ángulo de oblicuidad θ en el sistema de puente es mayor que 75° , donde θ es el ángulo formado entre una línea de apoyo y la normal al eje central de un componente longitudinal,
 - III. la losa se extiende longitudinalmente entre vigas transversales de tablero, o
 - IV. la losa está diseñada para trabajar en las dos direcciones.
- b) Vigas cajón construidas por dovelas de hormigón y vigas cajón de una sola célula hormigonadas in situ (Artículo 193b)).
 1. Se podrá suponer que el ancho efectivo del ala es igual al ancho real del ala si:

$$b \leq 0.1 * \ell_i$$

$$b \leq 0.3 * d_o$$
 2. Caso contrario, el ancho efectivo del ala de las alas que sobresalen, se podrá considerar como se especifica en las FIGURA 47 a FIGURA 52,

Siendo:

D
o el espesor de la superestructura, en m.

B el ancho real del ala a cada lado del alma, por ejemplo, b_1 , b_2 , y b_3 , como se ilustra en la FIGURA 49, en m.

b
e el ancho efectivo del ala, correspondiente a la posición particular de la sección considerada en el tramo, como se especifica en la FIGURA 47, en m.

- | | |
|----------------------|--|
| b_m | el ancho efectivo del ala para las partes interiores de un tramo según se determina en la FIGURA 48; caso particular de b_e , en m. |
| b_s | el ancho efectivo del ala en el apoyo interior o para un voladizo según se determina en la FIGURA 48; caso particular de b_e , en m. |
| A | la parte del tramo sujeta a una transición en el ancho efectivo del ala, tomada como el menor valor entre el ancho real del ala a cada lado del alma, tal como se indica en la FIGURA 49, o un cuarto de la longitud de tramo, en m. |
| l_i | la longitud de tramo ideal, especificada en la FIGURA 47, con el propósito de determinar los anchos efectivos del ala utilizando la FIGURA 48. |
3. Se aplican las siguientes interpretaciones:
 - I. En ningún caso, el ancho efectivo del ala se deberá tomar mayor que el ancho real del ala.
 - II. Se podrán despreciar los efectos de las cargas asimétricas sobre el ancho efectivo del ala.
 - III. El valor de b_s se deberá determinar utilizando la mayor de las longitudes efectivas de tramo, adyacentes al apoyo.
 - IV. Si en un tramo b_m es menor que b_s , la distribución del ancho efectivo dentro del tramo se podrá determinar mediante la recta que une los anchos efectivos b_s a los puntos de apoyo contiguos.
 4. Para la superposición de solicitaciones locales y globales, se podrá suponer que la distribución de tensiones debida a las solicitaciones globales tiene forma lineal como se ilustra en la FIGURA 51. La distribución lineal de tensiones se deberá determinar a partir de la distribución constante de tensiones utilizando las condiciones de que la fuerza en el ala se mantiene sin cambios y que el ancho máximo de la distribución lineal de tensiones a cada lado del alma es 2.0 veces el ancho efectivo del ala.
 5. Las propiedades de la sección para fuerzas normales se podrán basar en los patrones indicados en la FIGURA 52, o bien se podrán determinar aplicando un análisis más riguroso.

FIGURA 47
PATRONES DEL ANCHO EFECTIVO DEL ALA, b_e , b_m Y b_s

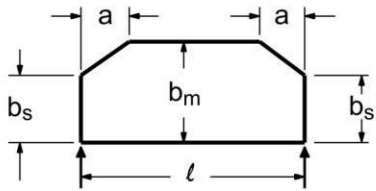
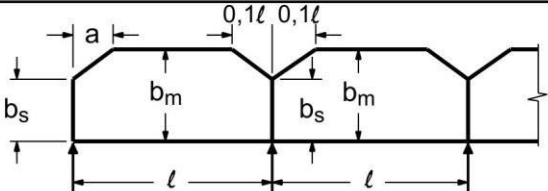
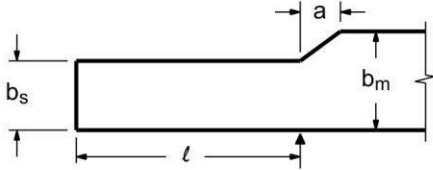
Sistema		Patrones de b_m/b
Viga de un solo tramo: $\ell_i = 1,0 \ell$		
Viga continua	Tramo exterior $\ell_i = 0,8 \ell$	
	Tramo interior $\ell_i = 0,6 \ell$	
Voladizo $\ell_i = 1,5 \ell$		

FIGURA 48

VALORES DE LOS COEFICIENTES DEL ANCHO EFECTIVO DEL ALA PARA EL CALCULO DE b_m Y b_s , DADO LOS VALORES INDICADOS DE b/ℓ_i

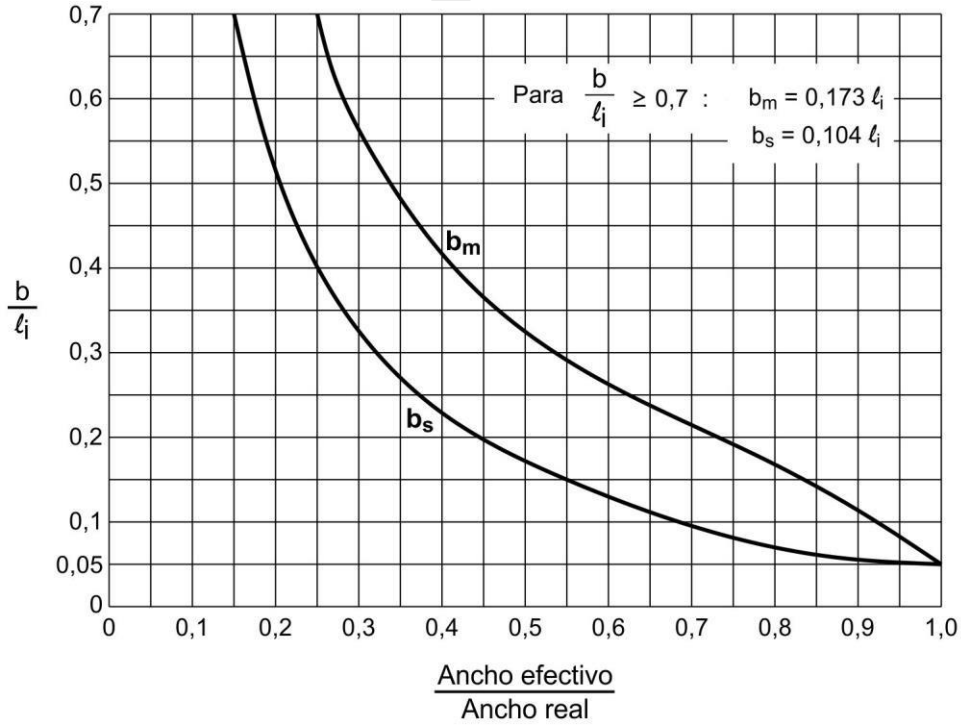


FIGURA 49

SECCIONES TRANSVERSALES Y SUS CORRESPONDIENTES ANCHOS EFECTIVOS DEL ALA, b_e , PARA EL CALCULO DE FLEXION Y CORTE

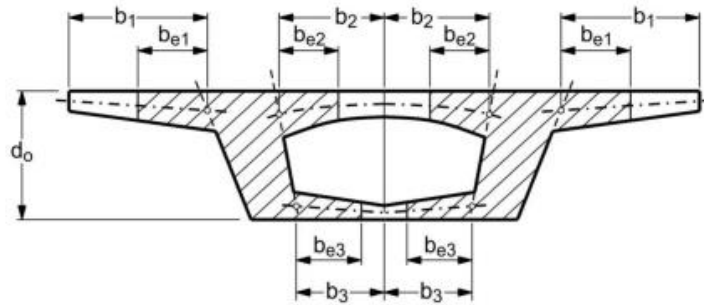


FIGURA 50
SECCIONES TRANSVERSALES Y SUS CORRESPONDIENTES ANCHOS EFECTIVOS DEL ALA, b_e , PARA EL CACULO DE FLEXION Y CORTE

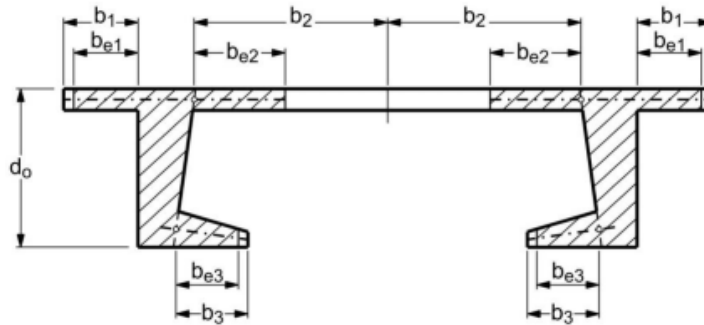
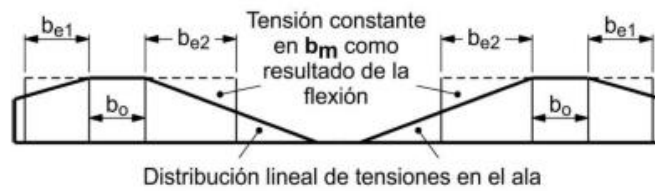
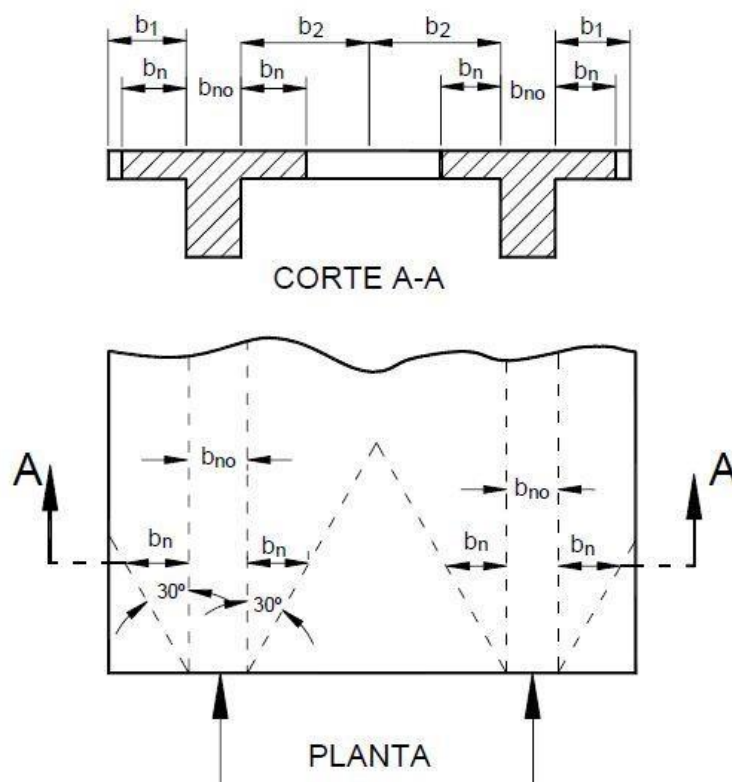


FIGURA 51
SECCIONES TRANSVERSALES Y SUS CORRESPONDIENTES ANCHOS EFECTIVOS DEL ALA, b_e , PARA EL CACULO DE FLEXION Y CORTE



(c)

FIGURA 52
ANCHOS EFECTIVOS DEL ALA, b_n , PARA FUERZAS NORMALES



c) **Superestructuras de múltiples células hormigonadas in situ.** El ancho efectivo de una superestructura celular de múltiples almas hormigonada in situ se podrá tomar como se especifica en el Artículo 193a), considerando cada alma como una viga, o bien se podrá tomar como el ancho total de la losa de tablero. En este último caso, se deberán investigar los efectos del arrastre por cortante (shear lag) en las regiones de los extremos.

d) **Tableros ortótropos de acero.** Cuando se utiliza un análisis refinado como se especifica en el Artículo 199d), no es necesario determinar el ancho efectivo. Para análisis simplificados, el ancho efectivo del tablero, incluyendo la placa y los nervios del tablero, actuando como ala superior de un componente longitudinal de la superestructura o una viga transversal, se podrá tomar como:

1. $L/B \geq 5$: completamente efectiva

2. $L/B < 5$: $b_{od} = \frac{1}{5} * L$

Siendo:

- L** la longitud de la viga ortótropa o viga transversal, en m.
- B** la separación entre almas de vigas ortótropas o vigas transversales, en m.
- b_o** el ancho efectivo del tablero ortótropo, en m, para flexión positiva y negativa en el estado límite de resistencia. Para los estados límite de

servicio y fatiga, en regiones de elevado esfuerzo de corte, el ancho efectivo del tablero se podrá determinar mediante un análisis refinado u otro método aproximado aceptado.

- e) Vigas transversales de tablero y vigas cabezales integrales (Artículo 193e) Para vigas transversales de tablero y vigas cabezales integrales, diseñados con una losa de tablero de hormigón compuesto, el ancho efectivo del ala en voladizo a cada lado de la viga transversal de tablero o del alma de la viga cabezal no deberá ser superior a seis veces el espesor mínimo de losa o una décima parte de la longitud del tramo. Para vigas transversales de tablero o vigas cabezales integrales en voladizo, la longitud del tramo se tomará como dos veces la longitud del tramo en voladizo.

Artículo 194. DISTRIBUCIÓN DE LA CARGA DE VIENTO LATERAL EN PUENTES MULTIVIGA.

a) Secciones I.

1. En puentes con tableros compuestos, tableros no compuestos con cartelas de hormigón y otros tableros que podrán actuar como diafragmas horizontales, se deberá suponer que la carga de viento sobre la mitad superior de la viga exterior, el tablero, los vehículos, las barreras y los accesorios se transmite directamente al tablero, que actúa como un diafragma lateral que transmite esta carga a los apoyos. Se deberá suponer que la carga de viento sobre la mitad inferior de la viga exterior se aplica lateralmente al ala inferior.
2. Para puentes con tableros que no podrán actuar como diafragmas horizontales, se deberá aplicar la regla de la palanca para distribuir la carga de viento a las alas superiores e inferiores.
3. Se deberá suponer que las alas inferiores y superiores sometidas a carga de viento lateral transmiten dicha carga a puntos de arriostamiento adyacentes mediante flexión. Dichos puntos se presentan en los nodos de arriostamiento contra el viento o en ubicaciones sobre pórticos transversales y diafragmas.
4. Las fuerzas laterales, aplicadas por las alas en los puntos de arriostamiento, se deberán transferir a los apoyos mediante uno de los siguientes recorridos de cargas:
 - I. Acción de reticulado del arriostamiento horizontal contra el viento en el plano del ala;
 - II. Acción de pórtico de los pórticos transversales o diafragmas que transmiten las fuerzas hacia el tablero o al arriostamiento contra el viento en el plano de la otra ala, y luego mediante la acción de diafragma del tablero, o acción de reticulado del arriostamiento contra el viento, hacia los apoyos;
 - III. Flexión lateral del ala sometida a las fuerzas laterales y de todas las demás alas en el mismo plano, transmitiendo las fuerzas a los extremos del tramo, por ejemplo, cuando el tablero no podrá proveer acción de diafragma horizontal y no hay arriostamiento contra el viento en el plano de ninguna de las alas.

b) Secciones tipo cajón.

1. Un cuarto de la fuerza de viento que actúa en una sección tipo cajón se deberá aplicar al ala inferior de la viga cajón exterior. La sección que se supone para resistir la fuerza de viento estará constituida por el ala inferior y una parte del alma según lo determinado en el Capítulo 5 y en el Capítulo 6.

2. Se deberá suponer que los tres cuartos restantes de la fuerza de viento que actúa en la sección tipo cajón, más la fuerza de viento que actúa sobre los vehículos, barreras y accesorios, se transmiten a los apoyos mediante la acción de diafragma del tablero. Se deberá proveer arriostramiento lateral entre cajones si la sección supuesta para resistir la fuerza de viento no es adecuada.
- c) **Construcción.** Se deberá investigar si es necesario disponer arriostramientos temporarios contra el viento durante la construcción de puentes de sección I y cajón.

Artículo 195. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS SÍSMICAS LATERALES.

- a) **Aplicabilidad.** Estas disposiciones se deberán aplicar a los diafragmas, elementos transversales, y arriostramiento lateral, que son parte del sistema de resistencia lateral a fuerza sísmica en puentes comunes de losa sobre vigas en las Zonas Sísmicas 2, 3, y 4. Las disposiciones del Artículo 110 se deberán aplicar a la Zona Sísmica 1.
- b) **Criterios de diseño.**
 1. El Ingeniero deberá demostrar que existe una trayectoria de carga clara y sencilla hacia la infraestructura y que todos los componentes y conexiones son capaces de resistir las fuerzas impuestas consistentes con la trayectoria de carga escogida.
 2. El flujo de las fuerzas en la trayectoria de carga supuesta se deberá transmitir a través de todos los componentes y los detalles afectados incluyendo, pero sin limitarse a, las aletas y las almas de las vigas principales, elementos transversales, conexiones, interfase entre losa y vigas, y todos los componentes del ensamble de apoyo desde la interfase de la aleta superior hasta el confinamiento de los pernos de anclaje o dispositivos similares en la infraestructura.
 3. En el análisis y diseño de diafragmas y elementos transversales de extremo se deberán considerar los soportes horizontales en un número apropiado de apoyos. Los requisitos de esbeltez y conexión de los miembros del arriostramiento que sean parte del sistema de resistencia a fuerzas laterales deberán cumplir con las disposiciones aplicables especificadas para el diseño de los miembros principales.
 4. Los miembros de diafragmas y de elementos transversales identificados por el Diseñador como parte de la trayectoria de carga de las fuerzas sísmicas de la superestructura hacia los soportes se deberán diseñar y detallar para que permanezcan elásticos, con base en el criterio aplicable de área bruta, bajo todos los sismos de diseño, independientemente del tipo de soportes usados. Las disposiciones aplicables para el diseño de los miembros principales se deberán aplicar.
- c) **Distribución de carga.** Se deberá establecer una trayectoria de carga viable para transmitir las fuerzas laterales a la cimentación con base en las características de rigidez de la estructura, diafragmas, elementos transversales, arriostramiento lateral. A menos que se haga un análisis más refinado, se deberá suponer una trayectoria de carga aproximada como se indica a continuación.
 1. En puentes con:
 - I. Tablero de concreto que pueda proporcionar acción de diafragma horizontal, o
 - II. Un sistema de arriostramiento horizontal en el plano de la aleta superior.

2. Las fuerzas laterales aplicadas al tablero se deberán suponer transmitidas directamente a los soportes a través de los diafragmas o elementos transversales de extremo. El desarrollo y el análisis de la trayectoria de carga a través del tablero o a través del arriostamiento lateral superior, si lo hay, deberán utilizar acciones estructurales supuestas análogas a aquellas usadas para el análisis de las cargas de viento.
3. En puentes que:
 - I. Tienen tableros que no podrán proporcionar acción de diafragma horizontal,
 - II. No tienen arriostamiento lateral en el plano de la aleta superior.
4. Las fuerzas laterales aplicadas al tablero se deberán distribuir a través de diafragmas y elementos transversales intermedios al arriostamiento lateral inferior o a la aleta inferior, y de ahí a los soportes, y a través de los diafragmas y los elementos transversales, de extremo, proporcionalmente a sus rigideces relativas y a la masa tributaria respectiva del tablero.
5. Si no hay un sistema de arriostamiento lateral inferior, y la aleta inferior no es adecuada para transportar los efectos de las fuerzas impuestas, se deberá usar el primer procedimiento, y se deberá diseñar y detallar el tablero para proporcionar la acción de diafragma horizontal necesaria.

Artículo 196. ANÁLISIS DE PUENTES CONSTRUIDOS POR DOVELAS DE HORMIGÓN.

- a) Requisitos generales.
 1. Para determinar los momentos, cortes y deformaciones de diseño se podrán utilizar los análisis elásticos y la teoría de vigas. Además de los efectos del arrastre por cortante (shear lag) también se deberán considerar los efectos de la fluencia lenta, contracción y diferenciales de temperatura. El arrastre por cortante (shear lag) se deberá considerar de acuerdo con los requisitos del Artículo 196c).
 2. Para tramos de más de 75 m de longitud, los resultados de los análisis elásticos se deberán evaluar considerando posibles variaciones del módulo de elasticidad del hormigón, variaciones en las propiedades de fluencia lenta y contracción del hormigón, y el impacto de las variaciones del cronograma de construcción sobre estos y de otros parámetros de diseño.
- b) **Modelos de bielas y tirantes.** Para analizar las áreas con discontinuidad geométrica o de cargas se podrán utilizar modelos de bielas y tirantes.
- c) **Ancho efectivo del ala.**
 1. El ancho efectivo del ala para el cálculo de las tensiones bajo cargas de servicio se podrá determinar utilizando los requisitos del Artículo 193b).
 2. Las propiedades de la sección para fuerzas normales se podrán basar en la FIGURA 52 o bien se podrán determinar mediante análisis más rigurosos.
 3. La flexión, el corte y las fuerzas normales se podrán evaluar utilizando las correspondientes resistencias mayoradas.

4. La capacidad de una sección transversal en el estado límite de resistencia se podrá determinar considerando el efecto del ancho del ala totalmente comprimido.
- d) Análisis transversal.
1. El diseño transversal a flexión de las dovelas de una viga cajón deberá considerar la dovela como un pórtico rígido tipo cajón. Las alas se deberán analizar como secciones de altura variable, considerando los filetes entre las alas y las almas. Las cargas de rueda se deberán posicionar de manera que generen los máximos momentos, y se deberá utilizar un análisis elástico para determinar la distribución longitudinal efectiva de las cargas de rueda para cada posición. Se deberá considerar el aumento del corte en el alma y otros efectos sobre la sección transversal debidos a la presencia de cargas excéntricas o la falta de simetría de la estructura.
 2. Para evaluar los momentos debidos a la sobrecarga más las cargas de impacto en el ala superior de la sección tipo cajón se podrán utilizar los requisitos para superficies de influencia del Artículo 188 y Artículo 199, tales como las presentadas por Homberg (1968) y Pucher (1964), u otros procedimientos de análisis elástico.
 3. En el análisis transversal se deberá considerar el acortamiento elástico y la fluencia lenta transversales debidos al pretensado y la contracción.
 4. El efecto de los momentos secundarios debidos al pretensado se deberá incluir en el cálculo de tensiones correspondientes al estado límite de servicio y al evaluar la construcción. En el estado límite de resistencia las solicitaciones secundarias inducidas por el pretensado, con un factor de carga igual a 1.0, se deberán sumar algebraicamente a las solicitaciones mayoradas debidas a las cargas permanentes y sobrecargas y demás cargas aplicables.
- e) Análisis longitudinal.
1. Requisitos generales.
 - I. El análisis longitudinal de los puentes contruidos por dovelas de hormigón deberá considerar un método constructivo específico y un cronograma determinado, como así también los efectos dependientes del tiempo, es decir la fluencia lenta, contracción y pérdidas de pretensado del hormigón.
 - II. El efecto de los momentos secundarios inducidos por el pretensado se deberá incluir en el cálculo de tensiones correspondientes al estado límite de servicio. En el estado límite de resistencia las solicitaciones secundarias inducidas por el pretensado, con un factor de carga igual a 1.0, se deberán sumar algebraicamente a las demás cargas mayoradas aplicables.
 2. **Análisis del montaje.** Los análisis estructurales realizados en cualquiera de las etapas de la construcción deberán considerar las combinaciones de cargas que se producen durante la construcción, tensiones y consideraciones sobre estabilidad especificadas en el Artículo 418.
 3. **Análisis del sistema estructural definitivo.** Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 416c).

Artículo 197. ANCHOS DE FAJA EQUIVALENTE PARA ALCANTARILLAS TIPO CAJÓN.

a) Requisitos generales. El presente artículo se aplicará a las alcantarillas tipo cajón con alturas de relleno menores que 0.60 m.

b) Caso 1: Recorrido del tránsito en dirección paralela al tramo.

1. Cuando el tránsito se desplaza principalmente en dirección paralela al tramo, las alcantarillas serán analizadas para un solo carril cargado con el factor de presencia múltiple de un único carril.
2. La carga por eje será distribuida a la losa superior para la determinación del momento, empuje, y corte, de la siguiente manera:

I. Perpendicular al tramo:

$$E = 2,44 + 0,12 * S$$

Ec. 89

II. Paralelo al tramo:

$$E = L_T + LLDF * H$$

Ec. 90

Siendo:

E el ancho de distribución equivalente perpendicular al tramo, en m.

S el tramo libre, en m.

E_{tr}
am
o el ancho de distribución equivalente paralelo al tramo, en m.

L_T la longitud paralela al tramo del área de contacto del neumático, según lo especificado en el Artículo 68e), en m.

L
L
D
F el factor para la distribución de la sobrecarga a través del suelo de relleno, 1.15 o 1.0, según se especifica en el Artículo 68f).

H la altura del suelo de relleno desde la parte superior de la alcantarilla a la parte superior del pavimento, en m.

c) Caso 2: Recorrido del tránsito en dirección perpendicular al tramo. Cuando el tránsito se desplaza en dirección perpendicular al tramo, la sobrecarga se distribuirá a la losa superior utilizando las expresiones especificadas en el Artículo 188 para tableros de hormigón con fajas principales perpendiculares a la dirección del tránsito.

d) Alcantarillas tipo cajón prefabricadas.

1. Para alcantarillas tipo cajón prefabricadas cuyas losas superiores tengan relaciones

longitud/espesor (s/t) de 18 o menores y longitudes de segmentos superiores o iguales a 1.20 m de longitud, no será necesario proporcionar la transferencia de corte a través de la junta. En aquellas alcantarillas tipo cajón prefabricadas que no cumplan los requisitos mencionados anteriormente, se deberá incorporar en el diseño uno de estos procedimientos:

- I. Proporcionar a la alcantarilla de un medio de transferencia de corte entre las secciones adyacentes. Dicha transferencia de corte podrá ser proporcionado por el pavimento, relleno de tierra, o de una conexión física entre las secciones adyacentes.
- II. Diseñar los extremos de la sección como vigas de borde, de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 188d)2 utilizando el ancho de distribución calculado de la Ec. 89. El ancho de distribución no deberá exceder la longitud entre dos juntas adyacentes.

SECCIÓN 3 METODOS DE ANALISIS REFINADOS

Artículo 198. REQUISITOS GENERALES.

- a) Los puentes se podrán analizar utilizando métodos refinados, listados en el Capítulo IV Título IV. En estos análisis, se deberán considerar las relaciones de aspecto de los elementos, la posición y número de nodos, y las demás características topológicas que pudieran afectar la precisión de la solución analítica.
- b) Se podrá considerar que una baranda, barrera o divisoria, estructuralmente continua que actúa juntamente con los elementos de apoyo, es estructuralmente activa en los estados límite de servicio y fatiga.
- c) Si se utiliza un método de análisis refinado, se deberá proporcionar en las especificaciones técnicas una tabla de coeficientes de distribución de sobrecarga para las solicitaciones extremas en cada tramo, a fin de facilitar la emisión de los permisos y la clasificación del puente.

Artículo 199. TABLEROS.

- a) Requisitos generales.
 1. A menos que se especifique lo contrario, en el análisis se deberá considerar la deformación flexional y torsional del tablero, pero se podrá despreciar la deformación por corte vertical.
 2. Los puntos de discontinuidad flexional a través de los cuales se podrá transmitir el corte se deberán modelar como rótulas.
 3. En el análisis de tableros que bajo carga se podrán fisurar y/o separar a lo largo de los bordes entre elementos se podrá despreciar el coeficiente de Poisson. Las cargas de rueda se deberán modelar como cargas distribuidas sobre un área, tal como se especifica en el Artículo 68e), consideradas en la superficie de contacto. Los cuatro lados de esta área se podrán prolongar una longitud igual al espesor de la superficie de rodamiento, integral o no integral. Si se utiliza esta área extendida, el espesor de la superficie de rodamiento se deberá reducir para considerar cualquier posible desgaste en el momento de interés. Si el Propietario así lo autoriza, para distribuir las cargas de rueda se podrán utilizar otras áreas extendidas, siempre y cuando dichas áreas sean

consistentes con las hipótesis y aplicación de un método de análisis refinado en particular.

- b) **Modelo de placa isótropa.** A los fines del presente capítulo, se considerará isótropo a aquellos tableros de puentes que son macizos, con una altura uniforme o prácticamente uniforme, y cuyas rigideces en el plano son aproximadamente iguales en todas las direcciones.
- c) **Modelo de placa ortótropa.** Cuando se utiliza el modelo de placa ortótropa, la rigidez flexional de los elementos se podrá distribuir uniformemente en toda la sección transversal del tablero. Si la rigidez torsional del tablero no es atribuible exclusivamente a una placa maciza de espesor uniforme, la rigidez torsional se deberá establecer mediante ensayos físicos, análisis tridimensionales, o aproximaciones comprobadas y de aceptación generalizada.
- d) **Modelo refinado de tablero ortótropo.**
 - 1. El análisis refinado de estructuras de tablero ortótropo bajo cargas de rueda directas se deberá lograr usando un modelo estructural detallado de placa tridimensional o elemento finito sólido. El modelo estructural deberá incluir todos los elementos y conexiones y considerar los esfuerzos estructurales locales en detalles susceptibles a fatiga, tal como se indica en la TABLA 62 del Capítulo 6. Se podrán aplicar las técnicas de modelación estructural que utilicen las siguientes hipótesis de simplificación:
 - I. comportamiento lineal elástico de los materiales,
 - II. teoría de pequeñas deformaciones,
 - III. secciones planas permanecen planas,
 - IV. se ignoran los esfuerzos residuales, y
 - V. se ignoran las imperfecciones y la geometría de las soldaduras.
 - 2. La malla del modelo deberá ser suficientemente detallada como para calcular los esfuerzos locales en los bordes de las soldaduras y para determinar la presión de la huella de la rueda con precisión razonable.

Artículo 200. PUENTES DE VIGA-LOSA.

- a) Requisitos generales.
 - 1. La relación de aspecto de los elementos finitos y paneles de un emparrillado no deberá ser mayor que 5.0. Se deberán evitar los cambios abruptos de tamaño y/o geometría de los elementos finitos y paneles de emparrillados.
 - 2. Las cargas nodales deberán ser estáticamente equivalentes a las cargas reales aplicadas.
- b) **Puentes curvos de acero.** Para el análisis de puentes curvos de acero se deberán utilizar los métodos de análisis refinados a menos que el Ingeniero compruebe que los métodos de análisis aproximados, de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 189d), sean apropiados.

Artículo 201. PUENTES CELULARES Y TIPO CAJÓN.

- a) Se podrá realizar un análisis refinado de los puentes celulares aplicando cualquiera de los métodos analíticos especificados en el capítulo 4 del presente título, a excepción del método de las líneas de rotura, que tome en cuenta las dos dimensiones que se ven en planta y el modelado de las condiciones de borde. Los modelos cuya intención sea cuantificar el alabeo torsional y/o la acción del pórtico transversal deberán ser totalmente tridimensionales.
- b) En el caso de las secciones transversales tipo cajón individual, la superestructura se puede analizar como si fuera una viga de alma única tanto para flexión como para torsión. Las vigas cajón de acero no se deberán considerar rígidas a la torsión a menos que se disponga arriostamiento interior para mantener la sección transversal del cajón. Se deberá modelar la posición transversal de los apoyos.

Artículo 202. PUENTES RETICULADOS.

- a) Un análisis refinado de pórtico plano o pórtico espacial deberá considerar lo siguiente:
 - 1. Acción compuesta con el tablero o sistema de tablero;
 - 2. Continuidad entre los componentes;
 - 3. Solicitaciones debidas al peso propio de los componentes, cambios de geometría provocados por la deformación, y excentricidad axial en los nudos; y
 - 4. Pandeo en el plano y fuera del plano de los componentes, incluyendo la falta de linealidad geométrica original, continuidad entre los componentes y efecto de las fuerzas axiales presentes en dichos componentes.
- b) Se deberá investigar el pandeo fuera del plano de los cordones superiores de los puentes de reticulado tipo Pony, es decir aquellos que no tienen arriostamiento superior. Si la estabilidad lateral del reticulado deriva de los pórticos transversales, de los cuales forman parte las vigas de tablero, se deberá considerar la deformación de las vigas de tablero generada por las cargas vehiculares.

Artículo 203. PUENTES EN ARCO.

- a) Cuando corresponda se deberán aplicar los requisitos del Artículo 202.
- b) En el análisis de un tirante de un arco se deberá considerar el efecto de la extensión de las péndolas.
- c) Si no se controla a través de un detalle adecuado, se deberá investigar el acortamiento de la nervadura de arco.
- d) Para analizar arcos de mayor longitud de tramo se deberá considerar la aplicación del análisis de grandes deformaciones en lugar de aplicar la amplificación de momentos especificada en el Artículo 183b)3.
- e) Si la distribución de tensiones entre los cordones superior e inferior de los arcos de reticulado depende del procedimiento de montaje, se deberá indicar en las especificaciones técnicas dicho procedimiento de montaje.

Artículo 204. PUENTES ATIRANTADOS.

- a) La distribución de las solicitaciones entre los componentes de un puente atirantado se podrá determinar mediante análisis estructurales espaciales o planos, si así lo justifica la consideración de la geometría de la torre, el número de planos de obenques y la rigidez torsional de la superestructura del tablero.
- b) En los puentes atirantados se deberán investigar los efectos no lineales que podrán ser producidos por:
1. La variación de la flecha del cable en todos los estados límite,
 2. La deformación de la superestructura del tablero y las torres en todos los estados límite, y
 3. La no linealidad de los materiales en los estados límite correspondientes a eventos extremos.
- c) La flecha del cable se podrá investigar utilizando un elemento equivalente modelado como un cordón con el módulo de elasticidad modificado dado por la Ec. 91 para rigidez instantánea y por la Ec. 92, aplicada en forma iterativa, para cargas variables en el cable.

Ec. 91

$$E_{MOD} = E * \left[1 + 1000 * \frac{E * A * W^2 * (\cos \alpha)^5}{12 * H^3} \right]^{-1}$$

Ec. 92

$$E_{MOD} = E * \left[1 + 1000 * \frac{(H_1 + H_2) * E * A * W^2 * (\cos \alpha)^5}{24 * H_1^3 * H_2^2} \right]^{-1}$$

Siendo:

E el módulo de elasticidad del cable, en MPa.

W el peso total del cable, en kN.

A el área de la sección transversal del cable, en m².

H,
H₁
,
H₂ la componente horizontal de la fuerza en el cable, en kN.

- d) La variación de las solicitaciones debida a la flecha se podrá investigar utilizando cualquier método que satisfaga los requisitos del Artículo 183a) y que considere el cambio de orientación de los extremos de los obenques.
- e) En los puentes atirantados se deberá investigar la pérdida de cualquier obenque individual.

Artículo 205. PUENTES COLGANTES. En los puentes colgantes las solicitaciones se deberán analizar mediante la teoría de grandes deformaciones para las cargas verticales. Se deberán analizar las

solicitaciones generadas por las cargas de viento, considerando la rigidez a tracción de los cables. Al asignar fuerzas a los cables, péndolas, y componentes de reticulado de rigidización, se podrá desprestigiar la rigidez torsional del tablero.

SECCIÓN 4 REDISTRIBUCION DE MOMENTOS NEGATIVOS EN PUENTES DE VIGAS CONTINUAS

Artículo 206. REQUISITOS GENERALES.

- a) La *Autoridad de Aplicación* o el *Propietario* podrán permitir la redistribución de las solicitaciones en superestructuras de múltiples tramos o múltiples vigas.
- b) El comportamiento inelástico quedará reservado a la flexión de las vigas, y no estará permitido el comportamiento inelástico generado por corte y/o pandeo no controlado. No se deberá considerar la redistribución de las cargas en la dirección transversal.
- c) La reducción de los momentos negativos sobre los apoyos internos que genera la redistribución, deberá estar acompañada por un aumento correlativo de los momentos positivos en los tramos.

Artículo 207. MÉTODO REFINADO. Los momentos negativos sobre el apoyo, según fueron establecidos mediante un análisis elástico lineal, se podrán disminuir mediante un proceso de redistribución que considere las características de la relación momento-rotación de la sección transversal o bien mediante un método basado en un mecanismo reconocido. La relación momento-rotación se deberá establecer en base a las características de los materiales, como se especifica en el presente reglamento, y/o verificar mediante ensayos físicos.

Artículo 208. PROCEDIMIENTO APROXIMADO. En lugar del análisis descrito en el Artículo 207 (AASHTO 4.6.4.2), para las vigas de hormigón y acero se podrán utilizar procedimientos de redistribución simplificados, según se especifica en el capítulo 5 y capítulo 6 respectivamente.

SECCIÓN 5 ESTABILIDAD

Artículo 209. ESTABILIDAD. El estudio de la estabilidad se deberá realizar en base a la teoría de las grandes deformaciones.

SECCIÓN 6 ANÁLISIS PARA GRADIENTE DE TEMPERATURA

Artículo 210. ANÁLISIS PARA GRADIENTE DE TEMPERATURA. Si se requiere determinar las solicitaciones debidas al gradiente de temperatura vertical, el análisis deberá considerar el alargamiento axial, la deformación por flexión y las tensiones internas. Los gradientes deberán ser como se especifica en la sección 3 del capítulo XII del título III.

CAPÍTULO VII ANÁLISIS DINAMICO

SECCIÓN 1 REQUISITOS BASICOS DE LA DINAMICA ESTRUCTURAL

Artículo 211. REQUISITOS GENERALES.

- a) Para analizar el comportamiento dinámico de un puente, se deberán modelar las características de rigidez, masa y amortiguamiento de los componentes estructurales.
- b) El número mínimo de grados de libertad incluido en el análisis se deberá basar en el número de frecuencias naturales a obtener y en la confiabilidad de las formas modales supuestas. El modelo deberá ser compatible con la precisión del método utilizado para resolverlo. Los modelos dinámicos deberán incluir los aspectos relevantes de la estructura y la excitación. Los aspectos relevantes de la estructura podrán incluir:
 1. La distribución de la masa,
 2. La distribución de la rigidez, y
 3. Las características de amortiguamiento.
- c) Los aspectos relevantes de la excitación podrán incluir:
 1. La frecuencia de la función forzada,
 2. La duración de la aplicación, y
 3. La dirección de aplicación.

Artículo 212. DISTRIBUCIÓN DE MASAS. La masa se deberá modelar considerando el grado de discretización en el modelo y los movimientos anticipados.

Artículo 213. RIGIDEZ. El puente se deberá modelar de manera consistente con los grados de libertad seleccionados para representar los modos y frecuencias naturales de vibración. La rigidez, de los elementos del modelo, se deberá definir de manera que sea consistente con el puente modelado.

Artículo 214. AMORTIGUAMIENTO. Se podrá utilizar un amortiguamiento viscoso equivalente para representar la disipación de energía.

Artículo 215. FRECUENCIAS NATURALES. A los fines de la sección 2 del capítulo VII del presente título, y a menos que la Autoridad de Aplicación o el Propietario especifique lo contrario, se deberán utilizar los modos y frecuencias naturales de vibración elástica sin amortiguamiento. Para los fines de las secciones 4 y 5 del capítulo VII del presente título, se deberán considerar todos los modos y frecuencias amortiguadas pertinentes.

SECCIÓN 2 RESPUESTAS DINAMICAS ELASTICAS

Artículo 216. VIBRACIÓN INDUCIDA POR LOS VEHÍCULOS.

- a) Si se requiere un análisis de la interacción dinámica entre un puente y la sobrecarga, el Propietario deberá especificar y/o aprobar la rugosidad superficial, la velocidad y las características dinámicas de los vehículos a emplear en el análisis. El impacto se deberá determinar como una relación entre la sollicitación dinámica extrema y la sollicitación estática correspondiente.
- b) En ningún caso el incremento por carga dinámica utilizado en el diseño deberá ser menor que el 50 % del incremento por carga dinámica especificado en la TABLA 8, con la excepción de que no se permitirá ninguna reducción en las juntas del tablero.

Artículo 217. VIBRACIÓN INDUCIDA POR EL VIENTO.

- a) **Velocidades del viento.** Para estructuras críticas o esenciales, las cuales se podrá anticipar que serán sensibles a los efectos del viento, la ubicación y magnitud de los valores extremos de presión y succión se deberán establecer mediante ensayos de simulación en túnel de viento.
- b) **Efectos dinámicos.** En estructuras sensibles al viento se deberán analizar los efectos dinámicos, tales como los golpeteos generados por vientos turbulentos o ráfagas, y la interacción inestable viento-estructura, tales como los fenómenos de galope y flameo (“flutter”). En estructuras esbeltas o torsionalmente flexibles se deberá analizar el pandeo lateral, el empuje excesivo y la divergencia.
- c) **Consideraciones de diseño.** Se deberán evitar las deformaciones oscilatorias bajo cargas de viento que puedan provocar niveles excesivos de tensión, fatiga estructural, e inconvenientes o incomodidad a los usuarios. Los tableros de puentes, obenques (“cable stays”) y péndolas (“hanger cables”), deberán estar protegidos contra excesivos vórtices y oscilaciones inducidas por viento-lluvia. Siempre que resulte factible, se deberá considerar el uso de amortiguadores para controlar las respuestas dinámicas excesivas. Si no resulta posible disponer amortiguadores ni modificar la geometría, se deberá modificar el sistema estructural para lograr este control.

**SECCIÓN 3
CAMPO DE VALIDEZ**

Artículo 218. REQUISITOS GENERALES.

- a) Durante el terremoto de diseño o en una colisión de embarcación, se podrá disipar la energía mediante uno o más de los siguientes mecanismos:
 1. Deformación elástica e inelástica del objeto que impacta contra la estructura,
 2. Deformación inelástica de la estructura y sus accesorios,
 3. Desplazamiento permanente de las masas de la estructura y sus accesorios, y
 4. Deformación inelástica de los disipadores mecánicos de energía especialmente dispuestos para tal fin.

Artículo 219. RÓTULAS PLÁSTICAS Y LÍNEAS DE ROTURA. A los fines del análisis, se podrá suponer que la energía absorbida por deformación inelástica en un componente estructural se concentra en rótulas plásticas y líneas de rotura. La ubicación de estas secciones se podrá establecer mediante aproximaciones sucesivas hasta obtener una solución de límite inferior para la energía absorbida. Para

estas secciones, las curvas de histéresis momento-rotación se podrán determinar utilizando modelos de materiales analíticos verificados.

**SECCIÓN 4
ANÁLISIS POR CARGAS SISMICAS**

Artículo 220. GENERAL.

- a) Los requisitos mínimos de análisis de efectos sísmicos deberán ser los que se especifican en la TABLA 43.

Para los métodos de análisis modal, especificados en los Artículo 222e) y f), se deberá usar el espectro de diseño de respuesta especificado en la FIGURA 8 y en la Ec. 12, Ec. 14 y Ec. 15.

- b) Los puentes en la Zona Sísmica 1 no necesitan ser analizados para fuerzas sísmicas, independientemente de su clasificación operacional y su geometría. Sin embargo, se deberán aplicar los requisitos mínimos especificados en el Artículo 222h) y en la sección 9 del capítulo X del título III.

Artículo 221. PUENTES DE UNA SOLA LUZ.

- a) No se requiere análisis sísmico para puentes de una sola luz, independientemente de la Zona Sísmica.
- b) Las conexiones entre la superestructura del puente y los estribos se deberán diseñar para los requerimientos de fuerza mínima especificados en la sección 9 del capítulo X del título III.
- c) En cada estribo se deberán satisfacer los requisitos de longitud mínima de apoyo especificados en el Artículo 222h).

Artículo 222. PUENTES DE MÚLTIPLES LUCES.

- a) **Selección del método.** Para estructuras de múltiples luces, los requisitos mínimos de análisis deberán ser los que se especifican en la TABLA 43 en la cual:

- * no se requiere análisis sísmico
- UL método elástico de fuerza uniforme
- SM método elástico de un solo modo
- MM método elástico multimodal
- TH método de respuesta contra el tiempo [time history method]

**TABLA 43
REQUISITOS MINIMOS DE ANALISIS PARA EFECTOS SISMICOS.**

Zona Sísmica	Puentes de una sola luz	Puentes de múltiples luces					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

- b) A excepción de lo que se especifica más adelante, el puente que satisfaga los requisitos de la TABLA 44 se podrá considerar puente "regular". El puente que no satisfaga los requisitos de la TABLA 44 se deberá considerar "irregular".

TABLA 44
REQUISITOS MINIMOS DE ANALISIS PARA EFECTOS SISMICOS.

Parámetro	Valor				
	2	3	4	5	6
Número de luces	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido para puentes curvos	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación de luz a luz	3	2	2	1.5	1.5
Máxima relación de rigideces de pórticos de apoyo y pilas (Bent/pier) de luz a luz	-	4	4	3	2

- c) Un puente curvo compuesto por múltiples luces simples se deberá considerar "irregular" si el ángulo subtendido en planta es mayor que 20 grados. Dicho puente se deberá analizar por medio del método multimodal elástico o el método de respuesta contra el tiempo.
- d) Un puente curvo de vigas continuas se podrá analizar como si fuera recto, siempre y cuando se satisfagan todos los siguientes requisitos:
1. El puente es "regular" como se define en la TABLA 44, excepto que para un puente de dos luces relación máxima de la longitud entre luces no deberá exceder 2.0;
 2. El ángulo subtendido en planta no es mayor que 90 grados; y
 3. Las longitudes del puente recto equivalente son iguales a las longitudes de arco del puente curvo.
- l. Si no se satisfacen estos requisitos, entonces el puente curvo de vigas continuas se deberá analizar usando la geometría curva real.
- e) Métodos de análisis unimodal.
1. **Requisitos generales.** Cualquiera de los dos métodos de análisis unimodales especificados aquí se podrá usar según sea apropiado.
 2. **Método espectral unimodal.** El método de análisis espectral unimodal se deberá basar en el modo fundamental de vibración en la dirección longitudinal o transversal. Para puentes regulares, los modos fundamentales de vibración en el plano horizontal coinciden con los ejes longitudinal y transversal de la estructura del puente. Esta forma modal se podrá determinar aplicando una fuerza horizontal uniforme a la estructura y calculando la forma deformada correspondiente. El periodo fundamental se podrá calcular igualando las energías potencial y cinética, máximas asociadas con el modo fundamental. La amplitud de la forma deformada se podrá determinar mediante el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} , especificado en el Artículo 103, y el desplazamiento espectral correspondiente. Esta amplitud se deberá usar para determinar los efectos de las fuerzas.
 3. **Método de la fuerza uniforme.** El método de la fuerza uniforme se deberá basar en el modo fundamental de vibración en la dirección longitudinal o transversal de la estructura básica. El periodo de este modo de vibración se deberá tomar como el de un oscilador masa-resorte equivalente. La rigidez de este resorte equivalente se deberá calcular usando el desplazamiento máximo que ocurre cuando se le aplica al puente una fuerza

lateral arbitraria uniforme. El coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} , especificado en el Artículo 103 se deberá usar para calcular la fuerza sísmica uniforme equivalente a partir de la cual se calculan las fuerzas internas.

f) Método espectral multimodal.

1. El método del análisis espectral multimodal se deberá usar para puentes en los cuales hay acoplamiento en más de una de las tres direcciones coordenadas en cada modo de vibración. Para representar la estructura se deberá usar, como mínimo, un análisis dinámico lineal de un modelo tridimensional.
2. El número de modos incluidos en el análisis deberá ser por lo menos tres veces el número de luces del modelo. Se deberá usar el espectro de diseño sísmico que se especifica en la Sección 4 del capítulo X del título III para cada modo.
3. Las fuerzas y desplazamientos en los miembros, se podrán estimar combinando los respectivos valores de las respuestas (momento, fuerza, desplazamiento, o desplazamiento relativo) de los modos individuales usando el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC).

g) Método de respuesta contra el tiempo.

1. **Requisitos generales.**

- I. Cualquier método de análisis contra el tiempo paso a paso usado para análisis elástico o inelástico deberá satisfacer los requisitos del capítulo VII del presente título.
- II. Se deberá determinar la sensibilidad de la solución numérica frente al tamaño del intervalo de tiempo usado para el análisis. También se deberá realizar un estudio de sensibilidad para investigar los efectos de variaciones en las propiedades histeréticas asumidas para los materiales.
- III. Los datos de aceleración contra el tiempo utilizados para describir las fuerzas sísmicas se deberán seleccionar con base en el Artículo 222g)2.

2. Aceleraciones contra el tiempo.

- I. Los registros contra el tiempo desarrollados deberán tener características que sean representativas del entorno sísmico del sitio y de las condiciones locales. Se deberán usar registros compatibles con espectros de diseño desarrollados a partir de registros sísmicos representativos. Se deberá demostrar que las técnicas analíticas usadas para el ajuste al espectro son capaces de alcanzar series de tiempo sismológicamente realistas que sean similares a las series de tiempo de los registros contra el tiempo iniciales seleccionados para el ajuste del mismo.
- II. Cuando se usen registros contra el tiempo, se deberán escalar hasta un nivel cercano al espectro de diseño en el intervalo de periodos de importancia. Cada registro contra el tiempo se deberá modificar para que sea compatible con el espectro de diseño usando un procedimiento en el dominio del tiempo.
- III. Para representar el sismo de diseño (movimientos del terreno que tengan siete por ciento de probabilidad de excedencia en 75 años) se deberán usar por lo menos tres registros contra el tiempo compatibles con el espectro de diseño para cada componente

de movimiento. Cuando se ejecute un análisis contra el tiempo no lineal, los tres componentes ortogonales (x, y, z) de los movimientos de diseño se deberán considerar como entradas que actúan simultáneamente. Los valores para usar en el diseño se deberán tomar como la máxima respuesta calculada para los tres movimientos del terreno en cada dirección principal.

- IV. Si se usa un mínimo de siete registros cronológicos para cada componente de movimiento, los valores para usar en el diseño se podrán tomar como la respuesta media calculada para cada dirección principal.
- V. Para sitios de campo cercano ($D < 10$ km), los registros de las componentes horizontales de movimientos seleccionados deberán representar las condiciones de campo cercano y deberán ser transformados en componentes principales antes de hacerlos compatibles con el espectro de diseño. La mayor componente principal se deberá usar para representar el movimiento en la dirección perpendicular a la falla y la menor componente principal se deberá usar para representar el movimiento en la dirección paralela a la falla.

h) Requisitos mínimos de longitud de apoyo.

- 1. Las longitudes de soporte en los apoyos de expansión sin elementos de restricción, unidades de transmisión de impacto (STUs) o disipadores de energía deberán permitir el desplazamiento mayor entre el máximo desplazamiento calculado de acuerdo con las disposiciones del Artículo 222, excepto para los puentes en la Zona 1, y un porcentaje de la longitud empírica de apoyo, N, especificada en la Ec. 93. De lo contrario, se deberán proporcionar elementos de restricción longitudinales que cumplan con el Artículo 113. Los elementos de apoyo restringidos para movimiento longitudinal se deberán diseñar para que cumplan con la Sección 9 del Capítulo X Título IX. El porcentaje de N, aplicable a cada Zona Sísmica, deberá ser el que se especifica en la TABLA 45.
- 2. La longitud empírica de apoyo deberá ser:

Ec. 93

$$N = (200 + 0.0017 * L + 0.0067 * H) * (1 + 0.000125 * S^2)$$

Siendo:

- N** longitud mínima de apoyo medida perpendicularmente al eje del apoyo (mm)
- L** longitud del tablero del puente hasta la junta de expansión adyacente, o hasta el final del tablero; para articulaciones dentro de una luz, L deberá ser la suma de las distancias a cada lado de la articulación; para puentes de una sola luz, L es la longitud del tablero (mm).
- H** para estribos, altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente desde el estribo hasta la próxima junta de expansión (mm)
para columnas y/o pilas, altura de columna o de pila (mm)
para articulaciones dentro de una luz, altura promedio de las dos columnas o pilares adyacentes (mm)

S esviaje del apoyo medido desde una línea perpendicular a la luz (grados)

TABLA 45
PORCENTAJE DE N SEGÚN LA ZONA SISMICA Y EL COEFICIENTE DE ACELERACION AS, ESPECIFICADO EN LA EC. 3.10.4.2-2.

Zona	Coficiente de Aceleración, A_s	Porcentaje, N
1	<0.05	≥75
1	≥0.05	100
2	Aplicable a todos	150
3	Aplicable a todos	150
4	Aplicable a todos	150

Artículo 223. REQUISITOS PARA $P\Delta$. Los desplazamientos de cualquier columna o pilar en la dirección longitudinal o transversal deberán satisfacer:

Ec. 94

$$\Delta P_u < 0.25 * \phi * M_n$$

Donde:

Ec. 95

$$\Delta = R_d * \Delta_e$$

- Si $T < 1.25 * T_s$, entonces:

Ec. 96

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right) * \frac{1.25 * T_s}{T} + \frac{1}{R}$$

- Si $T \geq 1.25 * T_s$, entonces:

Ec. 97

$$R_d = 1$$

SECCIÓN 5 ANÁLISIS DE CARGAS DE COLISION

Artículo 224. ANÁLISIS PARA CARGAS DE COLISIÓN. Cuando los requisitos del Capítulo 3 así lo permitan, el análisis dinámico por colisión de una embarcación se podrá reemplazar por un análisis elástico estático equivalente. Si se especifica un análisis inelástico, se deberá considerar el efecto de otras cargas que también pudieran estar presentes.

SECCIÓN 6 ANÁLISIS DE LOS EFECTOS EXPLOSIVOS

Artículo 225. ANÁLISIS DE LOS EFECTOS EXPLOSIVOS. Como mínimo, los componentes del puente analizados para fuerzas explosivas se deberán diseñar para los efectos dinámicos resultantes de

la presión de explosión sobre la estructura. Los resultados de un análisis estático equivalente no deberán ser utilizados para este propósito.

CAPÍTULO VIII ANÁLISIS MEDIANTE MODELOS FÍSICOS

SECCIÓN 1 ENSAYO DE MODELOS A ESCALA

Artículo 226. ANÁLISIS MEDIANTE MODELOS FÍSICOS. Para establecer y/o verificar el comportamiento estructural, la Autoridad de Aplicación o el Propietario podrán requerir que se ensayen modelos a escala de la estructura y/o de partes de la misma. Las propiedades dimensionales y materiales de la estructura, así como sus condiciones de borde y cargas, se deberán modelar de la manera más precisa posible. Para los análisis dinámicos, se deberán utilizar funciones para escalar los efectos inerciales, la relación carga/excitación y el amortiguamiento, según corresponda. Para los ensayos en estado límite de resistencia, se deberán simular las cargas permanentes mayoradas. Los instrumentos y aparatos de medición utilizados no deberán afectar significativamente la respuesta del modelo.

SECCIÓN 2 ENSAYO DE PUENTES EXISTENTES

Artículo 227. Ensayo de puentes existentes. Los puentes existentes se podrán equipar con instrumentos de medición para obtener resultados correspondientes a diferentes condiciones de tránsito y/o cargas ambientales o de cargas de prueba con vehículos especiales a fin de establecer las solicitaciones y/o la capacidad portante del puente.

TÍTULO V ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

CAPÍTULO I ALCANCE

Artículo 228. ALCANCE.

- a) Las disposiciones de esta sección se aplican al diseño de elementos de puentes y de muros de contención construidos con Hormigón de densidad normal o Hormigón liviano y reforzados con barras de acero, mallas electrosoldadas, y/o torones, barras, o alambres pretensados. Las disposiciones se basan en resistencias de Hormigón que varían entre 17.5 MPa a 70 MPa, excepto donde se permita resistencias más altas para Hormigón de densidad normal.
- b) Las disposiciones de esta sección combinan y unifican los requisitos para Hormigón reforzado, preesforzado y parcialmente preesforzado. Se han incluido disposiciones para el diseño sísmico, para el análisis con el modelo de puntal-tensor, para el diseño de puentes de Hormigón construidos por segmentos, así como para puentes con elementos prefabricados de Hormigón.

- c) En el Apéndice A se presenta una guía general para el diseño de algunos elementos rutinarios de Hormigón.

CAPÍTULO II DEFINICIONES

Artículo 229. DEFINICIONES.

1. **Acero de baja relajación.** Torón de preesforzado en el cual las pérdidas por relajación del acero se han reducido sustancialmente por medio de un alargamiento a temperaturas elevadas.
2. **Acero extremo en tracción.** Refuerzo (preesforzado o no preesforzado) más alejado de la fibra extrema en compresión.
3. **Altura efectiva.** Altura efectiva de un elemento para resistir las fuerzas de flexión o de cortante.
4. **Anclaje.** En postensado, dispositivo mecánico usado para anclar los torones al Hormigón; en pretensado, un dispositivo usado para anclar el torón hasta que el Hormigón haya alcanzado una resistencia predeterminada, y que la fuerza de preesforzado se haya transferido al Hormigón; para barras de refuerzo, longitud de refuerzo, o anclaje o gancho mecánico, o la combinación de ambos, al final de una barra, necesaria para transferirle al Hormigón la fuerza que lleva la barra.
5. **Acero de baja relajación (“Low relaxation steel”).** Cordón de pretensado en el cual las pérdidas por relajación del acero se han reducido sustancialmente por estiramiento a temperatura elevada.
6. **Acero más traccionado (“Extreme tension steel”).** Armadura (pretensada o no pretensada) más alejada de la fibra extrema comprimida.
7. **Altura efectiva (“Effective depth”).** Altura efectiva de un elemento para resistir flexión o fuerzas de corte.
8. **Anclaje (“Anchorage”).** En postesado, dispositivo mecánico que se utiliza para anclar el cable al hormigón; en pretensado, dispositivo que se utiliza para anclar el cable hasta que el hormigón alcanza una resistencia predeterminada y la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón; para barras de armadura, longitud de la armadura, o anclaje o gancho mecánico, o una combinación de estos elementos, en el extremo de una barra que se utiliza para transferir al hormigón la fuerza soportada por la barra.
9. **Anclaje de confinamiento (Confinement anchorage”).** Anclaje para un cable de postesado que funciona conteniendo el hormigón en la zona de anclaje local mediante armadura especial.
10. **Anclaje intermedio (“Intermediate anchorage”).** Anclaje que no está ubicado en el extremo de un elemento o dovela (cables que no se extienden en la totalidad de la longitud del elemento o dovela); generalmente toman la forma de anclajes embebidos, tacos, nervios o cavidades rebajadas
11. **Anclajes poco separados (“Closely spaced anchorages”).** Se considera que los dispositivos de anclaje están poco separados si su separación entre centros no es mayor que 1.5 veces el ancho de los dispositivos de anclaje en la dirección considerada.
12. **Apoyo de lanzamiento (“Launching bearing”).** Apoyos temporarios con bajas características de fricción que se emplean en la construcción de puentes por el método de lanzamiento por tramos.
13. **Armadura (“Reinforcement”).** Barras de armadura y/o acero de pretensado.

14. **Armadura isótropa (“Isotropic reinforcement”).** Configuración de armadura en la cual las barras son ortogonales y las cuantías en ambas direcciones son iguales.
15. **Armadura transversal (“Transverse reinforcement”).** Armadura que se utiliza en un elemento estructural para resistir corte, torsión, y esfuerzos laterales o bien para confinar el hormigón. Los términos —estribos abiertosII (—stirrupsII) y —armadura de almall (—web reinforcementII) generalmente se aplican a la armadura transversal de elementos solicitados a flexión, mientras que los términos —estribos cerradosII (—tiesII) y —zunchos en espiralII (—spiralsII) se aplican a la armadura transversal de elementos comprimidos.
16. **Aro sísmico (“Seismic hoop”).** Estribo cilíndrico discontinuo que se cierra mediante una soldadura a tope o un acople mecánico. (A definir por el INPRES)
17. **Bloque desviador (“Deviation saddle”).** Bloque de hormigón que sobresale de un ala, alma o unión ala-alma y que se utiliza para controlar la geometría de los cables externos o bien para proveer un medio para cambiar la dirección de estos.
18. **Cable (“Tendon”).** Elemento de acero de alta resistencia que se utiliza para pretesar el hormigón.
19. **Cable adherente (“Bonded tendon”).** Cable que está adherido al hormigón, ya sea directamente o por inyección de mortero.
20. **Cable externo (“External tendon”).** Cable de postesado ubicado fuera de la masa de hormigón, por lo general dentro de una viga cajón.
21. **Cable interno (“Internal tendón”).** Cable de postesado que se coloca dentro de la masa de hormigón.
22. **Capa de cierre (“Closure”).** Capa de hormigón colado in situ que se utiliza para conectar dos o más partes de la estructura hormigonadas con anterioridad.
23. **Carga directa / Apoyo directo (“Direct loading/supporting”).** Aplicación de una carga o uso de un apoyo externo respecto del elemento, como en el caso de cargas puntuales o uniformes aplicadas directamente a la superficie del tablero, extremos de vigas simplemente apoyadas, o cabezales de pilotes soportados por columnas articuladas.
24. **Carga indirecta / Apoyo indirecto (“Indirect loading/supporting”).** Aplicación de una carga o uso de un apoyo en forma interna, como en el caso de las vigas que concurren a un cabezal de pilotes, vigas empalmadas en las cuales hay transferencia de carga entre la cara superior y la cara inferior del elemento, o cargas que cuelgan del alma de una viga.
25. **Confinamiento (“Confinement”).** Condición en la cual se impide la desintegración del hormigón solicitado a compresión gracias al desarrollo de fuerzas laterales y/o circunferenciales tales como las que podrán aportar las armaduras, tubos de acero o compuestos, o estructuras similares apropiadas.
26. **Construcción compuesta o mixta (“Composite construction”).** Elementos de hormigón o elementos de acero y hormigón interconectados de manera que responden a las solicitaciones como si fueran una unidad.
27. **Construcción por segmentos o dovelas (“Segmental construction”).** Fabricación y montaje de un elemento estructural (superestructura y/o subestructura) usando elementos individuales que podrán ser tanto prefabricados como hormigonados in situ. Una vez finalizado, el elemento estructural actúa como una unidad monolítica bajo algunas cargas o bajo todas las cargas de diseño.

Generalmente para conectar los elementos individuales se utiliza postesado. En el caso de las superestructuras, los elementos individuales son habitualmente cortos (con respecto a la longitud del tramo) y de sección en forma de cajón con alas monolíticas que abarcan todo el ancho de la estructura. (Ver Sección 2 Capítulo XIV Título V).

28. **Cordón parcialmente desadherido (“Partially debonded strand”).** Cordón de pretensado en el cual una parte de su longitud está adherida, mientras que la longitud restante está impedida de adherirse al hormigón ya sea por medios mecánicos o por medios químicos.
29. **Corte local (“Local shear”).** Esfuerzo de corte lateral generado por los cables curvos de postesado sobre el recubrimiento de hormigón entre las vainas internas y la cara interior del elemento curvo (usualmente las alas).
30. **Deformación neta por tracción (“Net tensile strain”).** Deformación por tracción para la resistencia nominal excluyendo las deformaciones debidas al pretensado efectivo, la fluencia lenta, la contracción, y la temperatura.
31. **Descompresión (“Decompression”).** Etapa en la cual las tensiones de compresión, inducidas por el pretensado, son superadas por las tensiones de tracción.
32. **Dispositivo de anclaje especial (“Special anchorage device”).** Dispositivo de anclaje cuya capacidad deberá ser demostrada a través de un ensayo de aceptación normalizado. La mayor parte de los anclajes multiplano y todos los anclajes de adherencia son dispositivos de anclaje especiales.
33. **Distancia al borde (“Edge distance”).** Mínima distancia entre el eje de las armaduras u otros elementos embebidos y el borde del hormigón.
34. **Efecto Resal (“Resal effect”).** Llamado así en honor al investigador que lo propuso. Es la reducción o adición del esfuerzo de corte en base al ángulo de compresión de la losa de fondo con el centro de gravedad.
35. **Elemento de gran altura (“Deep component”).** Elemento en el cual la distancia entre el punto de corte 0.0 y la cara del apoyo es menor que $2 \cdot d$, o elemento en el cual una carga que provoca más de un tercio del corte en el apoyo está a una distancia menor que $2 \cdot d$ a partir de la cara del apoyo.
36. **Elementos prefabricados o premoldeados (“Precast members”).** Elementos de hormigón colados en un lugar diferente al de su ubicación definitiva en la estructura.
37. **Elemento totalmente pretensado (“Fully prestressed component”).** Elemento de hormigón pretensado en el cual las tensiones satisfacen los límites de tensión de tracción correspondientes al Estado Límite de Servicio especificados en el presente documento. Se supone que estos elementos permanecen no fisurados en el Estado Límite de Servicio.
38. **En el momento del gateado (“At jacking”).** En el momento de tesar los cables de pretensado.
39. **En el momento de la carga (“At loading”).** Madurez del hormigón cuando se aplican las cargas. Estas cargas incluyen las fuerzas de pretensado y las cargas permanentes, pero en general no incluyen las sobrecargas.
40. **En el momento de la transferencia (“At transfer”).** Inmediatamente después de transferir la fuerza de pretensado al hormigón.
41. **Flexión local (“Local bending”).** Esfuerzo flexor lateral generado por cables curvos de postesado sobre el recubrimiento de hormigón entre vainas internas y la cara interior del elemento curvo (usualmente las alas).

42. **Flexión regional (“Regional bending”).** Flexión transversal del alma de una viga cajón de hormigón debida a fuerzas laterales concentradas de pretensado, resistidas por la acción aporticada del cajón actuando como un todo.
43. **Fluencia lenta (“Creep”).** Deformación dependiente del tiempo que sufre el hormigón bajo carga permanente.
44. **Fuerza de desgarramiento (“Bursting force”).** Fuerzas de tracción en el hormigón en la proximidad de la transferencia o anclaje de las fuerzas de pretensado.
45. **Fuerza de gateado.** Fuerza que ejerce el dispositivo que tesa los cables.
46. **Fricción por curvatura (“Curvature friction”).** Fricción que se origina cuando al ser tesado un cable se mueve contra la vaina debido a la curvatura de la vaina.
47. **Fricción por desviación de la vaina de pretensado (“Wobble friction”).** Fricción provocada por la desviación de la vaina de un cable respecto de su trazado especificado.
48. **Gradiente de temperatura (“Temperature gradient”).** Variación de la temperatura del hormigón a lo largo de la sección transversal.
49. **Grupo de vainas (“Duct stack”).** Grupo vertical de cables en el cual la separación entre cables individuales es menor a 38 mm.
50. **Hormigón armado (“Reinforced concrete”).** Hormigón estructural que contiene armadura no pretensada o cables de pretensado en una cantidad mayor o igual que la mínima especificada en el presente documento.
51. **Hormigón colado in situ (“Cast-in-place concrete”).** Hormigón que se coloca en el lugar que ocupará definitivamente en la estructura mientras que aún se encuentra en estado plástico.
52. **Hormigón de peso normal (“Normal weight concrete”).** Hormigón cuyo peso está comprendido entre 21.20 y 24.35 kN/m³.
53. **Hormigón estructural (“Structural concrete”).** Cualquier hormigón que se utiliza para propósitos estructurales.
54. **Hormigón de peso unitario liviano (“Lightweight concrete”).** Hormigón que contiene agregados livianos y cuyo peso unitario secado en aire, determinado de acuerdo con ASTM C 567, es menor o igual que 18.85 kN/m³. Un hormigón liviano que no contiene arena natural se denomina —hormigón de agregados livianosll, mientras que un hormigón liviano en el cual todo el agregado fino consiste en arena de peso normal se denomina hormigón de agregados livianos y arenall.
55. **Hormigón masivo estructural (“Structural mass concrete”).** Cualquier volumen grande de hormigón en el cual se requieren materiales y procedimientos especiales para considerar la generación de calor de hidratación y el correspondiente cambio de volumen a fin de minimizar la fisuración.
56. **Hormigón pretensado (“Prestressed concrete”).** Elementos de hormigón en los cuales se introducen tensiones y deformaciones mediante la aplicación de fuerzas de pretensado.
57. **Límite de deformación controlada por compresión (“Compression-controlled strain limit”).** Deformación neta por tracción en el acero más traccionado bajo condiciones de deformación balanceada. Ver Artículo 267.

58. **Longitud de desarrollo o Longitud de anclaje (“Development length”).** Distancia requerida para desarrollar la resistencia especificada de una barra de armadura o cordón de pretensado.
59. **Longitud de transferencia (“Transfer length”).** En un elemento pretensado, longitud en la cual la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón mediante adherencia y fricción.
60. **Longitud embebida (“Embedment length”).** Longitud de armadura o anclaje que se extiende más allá de una sección crítica en la cual podrá haber transferencia de fuerza entre el hormigón y la armadura.
61. **Losa (“Slab”).** Componente cuyo ancho es como mínimo igual a cuatro veces su altura efectiva.
62. **Losa de tablero (“Deck slab”).** Losa maciza de hormigón que resiste y distribuye las cargas de rueda hacia los elementos de apoyo.
63. **Modelo de bielas y tirantes (“Strut-and-tie model”).** Modelo que se utiliza principalmente en regiones donde hay concentración de fuerzas y discontinuidades geométricas para determinar las dimensiones del hormigón y la cuantía y configuración de las armaduras en base a la idealización de bielas comprimidas en el hormigón, tirantes traccionados en las armaduras y la geometría de los nodos en sus puntos de intersección.
64. **Nariz de lanzamiento (“Launching nose”).** Dispositivo temporal de acero que se fija a la parte frontal de un puente lanzado por tramos para reducir las solicitaciones en la superestructura durante el lanzamiento.
65. **Postesado (“Post-tensioning”).** Método de pretensado en el cual los cables se tesan una vez que el hormigón alcanza cierta resistencia predeterminada.
66. **Pretesado (“Pretensioning”).** Método de pretensado en el cual los cordones se tesan antes de colar el hormigón.
67. **Rango de tensión (“Stress range”).** Diferencia algebraica entre las tensiones máxima y mínima provocadas por cargas transitorias.
68. **Recubrimiento de hormigón (“Concrete cover”).** Distancia mínima especificada entre la superficie de las barras de armadura, cordones, vainas de postesado, anclajes u otros elementos embebidos, y la superficie del hormigón.
69. **Relajación (“Relaxation”).** Reducción de la tensión, en los cables de pretensado, que depende del tiempo.
70. **Resistencia a la tracción por compresión diametral (“Splitting tensile strength”).** Resistencia a la tracción del hormigón que se determina mediante un ensayo de compresión diametral realizado de acuerdo con la norma AASHTO T 198 (ASTM C496).
71. **Resistencia especificada del hormigón (“Specified strength of concrete”).** Resistencia nominal a la compresión del hormigón especificada para la obra y supuesta en el diseño y análisis de estructuras nuevas.
72. **Sección controlada por compresión (“Compression-controlled section”).** Sección transversal en la cual la deformación neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal es menor o igual que el límite de deformación controlada por compresión.
73. **Sección controlada por tracción (“Tension-controlled section”).** Sección transversal en la cual

la deformación neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal es mayor o igual que **0.005**.

74. **Taco de anclaje (“Anchorage blister”).** Área que sobresale del ala, el alma o la unión ala- alma donde se incorporan accesorios para el anclaje de los cables.
75. **Tensión de fluencia (“Yield strength”).** Tensión de fluencia especificada de la armadura.
76. **Tensión de pretensado efectivo (“Effective prestress”).** Tensión o fuerza remanente en el acero de pretensado una vez que han ocurrido todas las pérdidas.
77. **Transferencia (“Transfer”).** Operación de impartirle al hormigón la fuerza de un dispositivo de anclaje para pretensado.
78. **Vaina de postesado (“Post-tensioning ducts”).** Conducto que se utiliza para proveer un recorrido a los cables o barras de postesado dentro del hormigón endurecido. Los siguientes tipos de vainas son de uso generalizado:
79. **Vaina rígida (“Rigid duct”).** Conducto sin costura cuya rigidez es suficiente para limitar la flecha de una longitud de **6 m** de conducto apoyado en sus extremos a no más de **0.025 m**.
80. **Vaina semirrígida (“Semirigid duct”).** Vaina de metal o plástico corrugado suficientemente rígida como para no poder ser arrollada en bobinas convencionales para su transporte sin resultar dañada.
81. **Vaina flexible (“Flexible duct”).** Vaina que se podrá arrollar en bobinas de **1.20 m** de diámetro sin que resulte dañada.
82. **Viga prefabricada empalmada (“Spliced precast girder”).** Tipo de superestructura que consiste en elementos tipo viga de hormigón prefabricado unidos longitudinalmente, habitualmente mediante postesado. Generalmente, la sección transversal del puente es una estructura convencional formada por múltiples vigas prefabricadas. Para los propósitos de este Reglamento, este tipo de construcción no se considera una construcción por segmentos o dovelas. (Ver Artículo 413)
83. **Zona de anclaje (“Anchorage zone”).** Parte de la estructura en la cual la fuerza de pretensado se transmite del dispositivo de anclaje a la zona local del hormigón, para luego distribuirse más ampliamente hacia la zona general de la estructura.
84. **Zona de tracción precomprimida (“Precompressed tensile zone”).**– Cualquier región de un elemento pretensado en la cual el pretensado genera tensiones de compresión y las solicitaciones de servicio generan tensiones de tracción.
85. **Zona general (“General zone”).** Región adyacente a un anclaje de postesado dentro de la cual se distribuye la fuerza de pretensado, generando una distribución de tensiones esencialmente lineal en la sección transversal del elemento.
86. **Zona local (“Local zone”).** Volumen de hormigón que rodea a un dispositivo de anclaje y está inmediatamente delante del mismo; esta zona está sujeta a elevadas tensiones de compresión.
87. **Zuncho en espiral (“Spiral”).** Barra o alambre transversal continuo en forma de hélice cilíndrica.

CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA

Artículo 230. SIMBOLOGÍA.

- A** = máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma y que no se superpone con áreas similares para dispositivos de anclaje adyacentes [m²]; para construcción por dovelas: peso estático de la dovela prefabricada manipulada [kN]
- A_b** = área de una barra individual [m²]; área de apoyo efectiva [m²]; área neta de una placa de apoyo [m²]
- A_c** = área del núcleo confinado, de un elemento comprimido, con armadura de zunchos en espiral medido desde el diámetro exterior del zuncho [m²]
- A_{cb}** = área de la sección transversal que continúa dentro de las prolongaciones de los lados de la placa o taco de anclaje, es decir, el área del taco o nervio no se deberá tomar como parte de la sección transversal [m²]
- A_{cp}** = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera [m²]
- A_{cs}** = área de la sección transversal de una biela de hormigón de un modelo de bielas y tirantes [m²]
- A_{cv}** = área de la sección de hormigón que resiste transferencia de corte [m²]
- A_d** = área de hormigón del tablero [m²]
- A_g** = área bruta de una sección [m²]; área bruta de una placa de apoyo [m²]
- A_h** = área de armadura de corte paralela a la armadura de tracción por flexión [m²]
- A_{hr}** = área de una rama de una armadura de suspensión en resaltos horizontales tipo viga y vigas T invertidas [m²]
- A_l** = para construcción por dovelas: respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de una dovela prefabricada [kN]
- A_ℓ** = área de armadura longitudinal de tracción en el alma exterior de una viga cajón [m²]
- A_n** = área de armadura en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción Nuc [m²]
- A_o** = área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera [m²]
- A_{oh}** = área encerrada por el eje de la armadura transversal de torsión cerrada exterior, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiere [m²]

- A_{ps} = área de acero de pretensado [m²]
- A_{psbo} = área de acero de pretensado adherente [m²]
- A_{psu} = área de acero de pretensado no adherente [m²]
- A_s = área de armadura de tracción no pretensada [m²]; área total de armadura longitudinal del tablero
- A'_s = área de armadura de compresión [m²]
- A_{sh} = área de la sección transversal de los estribos de una columna [m²]
- A_{sk} = área de armadura superficial por unidad de altura en una cara lateral [m²]
- A_{sp} = área de la armadura transversal o de los zunchos en espiral [m²]
- A_{sp1} = área de la sección transversal de un cable en el grupo mayor [m²]
- A_{sp2} = área de la sección transversal de un cable en el grupo menor [m²]
- A_{ss} = área de armadura en una biela de un modelo de bielas y tirantes [m²]
- A_{st} = área total de armadura longitudinal no pretensada [m²]
- A_{s-BW} = área de acero en el ancho de banda de la zapata [m²]
- A_{s-SD} = área total de acero en la dirección corta de una zapata [m²]
- A_t = área de una rama de armadura transversal de torsión cerrada [m²]
- A_{tr} = área de losa de hormigón del tablero con armadura longitudinal de tablero transformada [m²]
- A_v = área de armadura transversal en una distancia s [m²]
- A_{vf} = área de armadura de corte por fricción [m²]; área de armadura para corte en la interfaz entre los hormigones de la losa y la viga [m²/m]; área total de armadura, incluyendo la armadura de flexión [m²]
- A_w = área de un alambre individual que se ha de anclar o empalmar [m²]
- A_1 = área cargada [m²]
- A_2 = área de la base inferior del mayor tronco de pirámide, cono o cuña totalmente contenido dentro del apoyo y que tiene como base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical en 2 horizontal [m²]

- a** = altura del diagrama rectangular de tensiones equivalente [m]; ancho de la placa de anclaje [m]; dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal [m]
- a_{eff}** = dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal [m]
- a_f** = distancia entre una carga concentrada y la armadura paralela a la carga [m]
- a_v** = tramo de corte: distancia entre una carga concentrada y la cara del apoyo [m]
- b** = para secciones rectangulares, ancho de la cara comprimida del elemento [m]; para la sección de un ala solicitada a compresión, ancho efectivo del ala como se especifica en el Artículo 193 [m]; menor ancho de la sección del elemento [m]; dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal [m]
- b_e** = ancho efectivo del recorrido del flujo de corte [m]
- b_{eff}** = dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal [m]
- b_o** = perímetro de la sección para losas y zapatas [m]
- b_v** = ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas [m]; ancho de la interfaz [m]
- b_w** = ancho del alma del elemento [m]; ancho de alma o diámetro de una sección circular [m]
- CEQ** = para construcción por dovelas: equipo de construcción especializado [kN]
- CLE** = para construcción por dovelas: carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción [kN]
- CLL** = para construcción por dovelas: sobrecarga constructiva distribuida [kN/m²]
- CR** = pérdida de tensión de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón [MPa]
- c** = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro [m]; coeficiente de cohesión [MPa]; recubrimiento de hormigón requerido sobre el acero de las armaduras [m]; separación entre el eje del apoyo y el extremo de la viga [m]
- D** = diámetro externo de un elemento circular [m]
- DC** = peso de la estructura soportada [kN]
- $DIFF$** = para construcción por dovelas: carga diferencial [kN]

- D_r = diámetro del círculo que atraviesa los centros de la armadura longitudinal [m]
- DW = carga permanente sobrepuesta [kN] o [kN/m]
- d = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción [m]
- d_b = diámetro nominal de una barra o alambre de armadura o de un cordón de pretensado [m]
- d_{burst} = distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento por tracción T_{burst} , [m]
- d_c = espesor del recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma [m]; mínimo recubrimiento de hormigón sobre la vaina del cable, más la mitad del diámetro de la vaina [m]
- d_{duct} = diámetro exterior de la vaina de postensado [m]
- d_e = altura efectiva desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura de tracción [m]
- d_{eff} = un medio de la longitud efectiva del plano de falla a corte y tracción para un elemento curvo [m]
- d_f = distancia desde la parte superior del resalto horizontal hasta la armadura de compresión [m]
- d_l = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro del elemento de acero más traccionado [m]
- d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los cables de pretensado [m]
- d_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada [m]
- d'_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión [m]
- d_t = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura más traccionada [m]
- d_v = altura efectiva de corte [m]
- E_b = módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo [MPa]
- E_c = módulo de elasticidad del hormigón [MPa]
- E_{cd} = módulo de elasticidad del hormigón del tablero [MPa]
- $E_{c\ deck}$ = módulo de elasticidad del hormigón del tablero [MPa]

E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia [MPa]

E_{ct} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia o en el momento de aplicación de la carga [MPa]

E_{eff} = módulo de elasticidad efectivo [MPa]

EI = rigidez flexional [kN·m²]

E_p = módulo de elasticidad de los cables de pretensado [MPa]

E_s = módulo de elasticidad de las barras de armadura [MPa]

e = base de los logaritmos neperianos; excentricidad del dispositivo o grupo de dispositivos de anclaje con respecto al baricentro de la sección transversal, siempre positiva [m]; mínima distancia al borde para los dispositivos de anclaje según las especificaciones del proveedor [m]

e_d = excentricidad del tablero con respecto a la sección compuesta transformada, siempre negativa en las construcciones comunes [m]

e_m = excentricidad promedio a la mitad del tramo [m]

e_{pc} = excentricidad de los cordones con respecto al baricentro de la sección compuesta [m]

e_{pg} = excentricidad de los cordones con respecto al baricentro de la viga [m]

F = sollicitación calculada usando el módulo de elasticidad instantáneo correspondiente al momento de aplicación de la carga [kN]

F' = resultante de fuerza reducida que toma en cuenta la fluencia lenta en función del tiempo correspondiente al f utilizado [kN]

F_ε = factor de reducción

F_{u-in} = fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud de cable [kN/m]

F_{u-out} = fuerza de desviación fuera del plano por unidad de longitud de cable [kN/m]

f_b = tensión en la placa de anclaje en una sección tomada en el borde del orificio u orificios en forma de cuña [MPa]

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño [MPa]

f_{ca} = tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje [MPa]

- f_{cb} = tensión de compresión debida a la carga permanente no mayorada en la región detrás del anclaje [MPa]
- f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado, provocada por la fuerza de pretensado ya sea en el momento de la transferencia o del tesado y el peso propio del elemento en las secciones de momento máximo [MPa]
- f_{ci} = resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensado [MPa]; resistencia nominal a la compresión del hormigón en el momento de aplicar fuerza a los cables [MPa]
- f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción [MPa]
- f_{cr} = tensión de fisuración de diseño por flexión de una viga hipotética de hormigón sin armar, que consta de un recubrimiento de hormigón sobre la cara interior de un grupo de vainas de postensado con curvatura horizontal [MPa]
- f_{ct} = resistencia media a la tracción por compresión diametral del hormigón de agregados livianos [MPa]
- f_{cu} = tensión de compresión límite del hormigón para el diseño mediante modelos de bielas y tirantes [MPa]
- f_{min} = nivel de tensión mínimo algebraico [MPa]
- f_n = tensión de apoyo nominal del hormigón [MPa]
- f_{pbt} = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia [MPa]
- f_{pc} = tensión de compresión en el hormigón una vez que han ocurrido todas las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste la sobrecarga o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala [MPa]; en una sección compuesta, f_{pc} es la tensión de compresión resultante en el baricentro de la sección compuesta o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, provocada tanto por las tensiones de pretensado como por los momentos flectores que resiste el elemento prefabricado actuando por sí solo [MPa]
- f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas [MPa]
- f_{pj} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado [MPa]
- f_{po} = parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los cables de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria residual entre los cables de pretensado y el hormigón que los rodea [MPa]
- f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado en el momento en el cual se requiere la resistencia nominal del elemento [MPa]

f_{psl} = tensión en el cordón en el estado límite de servicio. Se deberá suponer que la sección está fisurada [MPa]

f_{pt} = tensión en el acero de pretensado inmediatamente después de la transferencia [MPa]

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado [MPa]

f_{pul} = tensión en el cordón en el estado límite de resistencia [MPa]

f_{px} = tensión de diseño en el cordón de pretensado para la resistencia nominal a la flexión en la sección del elemento considerada [MPa]

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado [MPa]

f_r = módulo de rotura del hormigón [MPa]

f_s = tensión en la armadura de tracción no pretensada para la resistencia nominal a la flexión [MPa]

f'_s = tensión en la armadura de compresión no pretensada para la resistencia nominal a la flexión [MPa]

f_{ss} = tensión de tracción en la armadura no pretensada en el estado límite de servicio [MPa]

f_{ul} = resistencia mínima especificada de tracción de la armadura longitudinal de la columna [MPa], 500 MPa para ADN 420

f_y = tensión de fluencia mínima especificada de las barras de armadura [MPa]; tensión de fluencia especificada de las barras de armadura ≤ 420 MPa

f'_y = tensión de fluencia mínima especificada de la armadura de compresión [MPa]

f_{yh} = tensión de fluencia especificada de la armadura transversal [MPa]

f_{ytr} = tensión de fluencia mínima especificada de la armadura transversal de la pila [MPa]

H = promedio de la humedad relativa ambiente medio anual [%]

h = espesor, profundidad o altura total de un elemento [m]; menor altura de la sección de un componente [m]; dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada [m]

h_c = dimensión del núcleo de una columna con estribos cerrados en la dirección considerada [m]

h_{ds} = altura de un grupo vertical de vainas [m]

h_f = altura del ala comprimida [m]

h_1 = mayor dimensión lateral del elemento [m]

- h_2 = menor dimensión lateral del elemento [m]
- I_c = momento de inercia de la sección calculado usando las propiedades de la sección neta de hormigón de la viga y el tablero y la relación modular tablero/viga en servicio [m⁴]
- I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada, transformada a hormigón [m⁴]
- IE = para construcción por dovelas: carga dinámica de los equipos [kN]
- I_e = momento de inercia efectivo [m⁴]
- I_g = momento de inercia del área bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico, despreciando la armadura [m⁴]
- I_s = momento de inercia de la armadura respecto del baricentro de la columna [m⁴]
- K = factor de longitud efectiva para elementos comprimidos; variable de tensión usada para calcular el momento de fisuración por torsión; coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por m de cable)
- K_{df} = coeficiente de la sección transformada que toma en cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y el acero adherente en la sección considerada para el período de tiempo entre la colocación del tablero y el tiempo final
- K_{td} = coeficiente de la sección transformada que toma en cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y el acero adherente en la sección considerada para el período de tiempo entre la transferencia y la colocación del tablero
- K_L = factor que considera el tipo de acero; a menos que haya datos más precisos disponibles del fabricante, para los cordones de baja relajación K_L se toma igual a 30, mientras que para otros aceros de pretensado K_L se toma igual a 7
- K'_L = factor que considera el tipo de acero
- K'_1 = factor de corrección que depende del origen de los agregados
- k = factor que representa la relación entre la cuantía de armadura a tracción de la columna y la armadura total de la columna, para la resistencia nominal
- k_c = factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie
- k_f = factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón
- k_{hc} = factor de humedad para la fluencia lenta
- k_{hs} = factor de humedad para la contracción

- k_s = factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie
- k_{td} = factor de desarrollo en el tiempo
- k_{vs} = factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie del componente
- L = longitud de tramo [m]; longitud de la placa de apoyo [m]
- ℓ_a = longitud embebida adicional en un apoyo o punto de inflexión [m]
- ℓ_c = extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local, no mayor que el mayor valor entre $1.15 \cdot a_{eff}$ o $1.15 \cdot b_{eff}$ [m]; longitud de solape de los empalmes de compresión solapados [m]
- ℓ_d = longitud de anclaje [m]
- ℓ_{db} = longitud básica de anclaje para armadura recta a la cual se aplican los factores de modificación para determinar ℓ_d [m]
- ℓ_{dh} = longitud de anclaje de un gancho normal traccionado medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho [m]
- ℓ_{dsh} = longitud total del cordón extendido [m]
- ℓ_e = longitud efectiva del cable [m]; longitud embebida más allá del gancho de estribo normal [m]
- ℓ_{hb} = longitud básica de anclaje de un gancho normal traccionado [m]
- ℓ_{hd} = longitud de anclaje para malla de alambre conformado [m]
- ℓ_i = longitud de cable entre anclajes [m]
- ℓ_{px} = distancia desde el extremo libre del cordón de pretensado hasta la sección del elemento considerada [m]
- ℓ_s = longitud de empalme por yuxtaposición a tracción Clase C de la armadura longitudinal de la columna [m]
- ℓ_u = longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido [m]
- M_a = máximo momento en un elemento en el estado para el cual se calcula la deformación [kN·m]
- M_c = momento amplificado que se utiliza para dimensionar elementos esbeltos comprimidos [kN·m]
- M_{cr} = momento de fisuración [kN·m]

- M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta [kN·m]
- M_{end} = momento en los extremos de una viga hipotética de hormigón sin armar, que consta de recubrimiento de hormigón sobre la cara interior de un paquete de cables postensados curvados horizontalmente [kN·m]
- M_g = momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento [kN·m]
- M_{mid} = momento en la mitad del tramo de una viga hipotética de hormigón sin armar, que consta de recubrimiento de hormigón sobre la cara interior de un paquete de cables postensados curvados horizontalmente [kN·m]
- M_n = resistencia nominal a la flexión [kN·m]
- M_r = resistencia a la flexión minorada de una sección flexionada [kN·m]
- M_{rx} = resistencia a la flexión uniaxial minorada de una sección en la dirección del eje x [kN·m]
- M_{ry} = resistencia a la flexión uniaxial minorada de una sección en la dirección del eje y [kN·m]
- M_u = momento mayorado en la sección [kN·m]
- M_{ux} = componente del momento debido a la carga mayorada en la dirección del eje x [kN·m]
- M_{uy} = componente del momento debido a la carga mayorada en la dirección del eje y [kN·m]
- M_1 = menor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a la carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; es positivo si el elemento se flexiona con una única curvatura y negativo si se flexiona en doble curvatura [kN·m]
- M_2 = mayor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a la carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; es siempre positivo [kN·m]
- m = factor de modificación
- N = número de ciclos del rango de tensión; número de cables de pretensados idénticos (5.5.3.4)
- N_R = resistencia minorada a la tracción de un par transversal de barras de armadura [kN]
- N_s = número de apoyos articulados que cruza el cable entre anclajes o entre puntos adheridos en forma discreta
- N_u = fuerza axial mayorada aplicada; la tracción se considera positiva [kN]
- N_{uc} = fuerza axial mayorada normal a la sección transversal que ocurre simultáneamente con V_u ; se considera positiva para tracción y negativa para compresión; incluye los efectos de la fluencia lenta y la contracción [kN]

N_1 = número de cables en el grupo mayor

N_2 = número de cables en el grupo menor

n = relación de módulos = E_s/E_c o E_p/E_c ; número de anclajes en una fila; proyección de la placa de base más allá del orificio o placa en forma de cuña, según corresponda; relación de módulos entre el hormigón del tablero y la armadura [m]

P_c = fuerza de compresión permanente neta [kN]

P_n = resistencia axial nominal de una sección [kN]; resistencia axial nominal de una biela o tirante [kN]; resistencia de apoyo nominal [kN]

P_o = resistencia axial nominal de una sección para excentricidad nula [kN]

P_r = resistencia axial minorada de una biela o tirante [kN]; resistencia minorada del apoyo de los anclajes [kN]; resistencia al desgarramiento por tracción minorada de la zona de anclaje de pretensado provista por la armadura transversal [kN]

P_{rx} = resistencia axial minorada correspondiente a M_{rx} [kN]

P_{rxy} = resistencia axial minorada con carga biaxial [kN]

P_{ry} = resistencia axial minorada correspondiente a M_{ry} [kN]

P_s = máxima fuerza de tesado no mayorada en el anclaje [kN]

P_u = sollicitación axial mayorada o fuerza mayorada en el cable [kN]; carga mayorada del cable en un anclaje individual [kN]

p_c = longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón [m]

p_h = perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada [m]; perímetro del polígono definido por los baricentros de las cuerdas longitudinales del reticulado espacial que resiste torsión [m]

Q = sollicitación en las unidades relacionadas

R = radio de curvatura del cable en la ubicación considerada [m]

r = radio de giro de la sección transversal bruta [m]

r/h = relación entre el radio de base y la altura de las deformaciones transversales

S = separación entre los centros de los apoyos a lo largo de un resalto horizontal tipo viga [m]

- S_c = módulo resistente para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción [m³]
- SH = contracción
- S_{nc} = módulo resistente para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción [m³]
- S_{tr} = separación de la armadura transversal de la pila [m]
- s = separación media de la armadura no pretensada en la capa más próxima a la cara traccionada [m]; separación de las barras de armadura [m]; separación de las filas de estribos [m]; separación de los anclajes [m]; separación entre los centros de los anclajes [m]; separación de las barras de armadura de suspensión [m]
- S_{max} = máxima separación permitida de la armadura transversal [m]
- S_w = separación de los alambres que se han de anclar o empalmar [m]
- S_x = parámetro de separación de las fisuras [m]
- S_{xe} = valor equivalente de s_x que toma en cuenta la influencia del tamaño de agregado [m]
- T_{burst} = fuerza de tracción en la zona de anclaje que actúa delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del cable [kN]
- T_{cr} = resistencia a la fisuración por torsión [kN·m]
- T_{ia} = fuerza de tracción en las barras de fijación en el anclaje intermedio [kN]
- T_n = resistencia nominal a la torsión [kN·m]
- T_r = resistencia minorada a la torsión provista por un flujo de corte circulatorio [kN·m]
- T_u = momento torsor mayorado [kN·m]
- T_1 = fuerza de tracción en los bordes [kN]
- T_2 = fuerza de desgarramiento por tracción [kN]
- t = tiempo [días]; espesor de pared [m]; espesor de una sección [m]; espesor medio de una placa de apoyo [m]
- t_d = edad al colocar el tablero [días]
- t_f = edad final [días]

- t_i = edad del hormigón al aplicar inicialmente la carga [días]
- U = para construcción por dovelas: desequilibrio de las dovelas [kN]
- V_c = resistencia nominal a la corte proporcionada por las tensiones de tracción en el hormigón [kN]
- V_n = resistencia nominal al corte de la sección considerada [kN]
- V_p = componente de la fuerza efectiva de pretensado en la dirección del corte aplicado; es positiva si se opone al corte aplicado [kN]
- V_r = resistencia minorada al corte [kN]
- V/S = relación volumen-superficie
- V_s = resistencia a la corte proporcionada por la armadura de corte [kN]
- V_u = resistencia minorada al corte en la sección [kN]
- v_u = tensión de corte mayorado promedio en el hormigón [MPa]
- W = ancho de la placa de apoyo medida sobre la longitud de una ménsula, cartela o resalto horizontal tipo viga [m]
- W/C = relación agua-cemento
- WE = para construcción por dovelas: carga de viento horizontal sobre los equipos [kN]
- WUP = para construcción por dovelas: fuerza de levantamiento del viento sobre un voladizo [kN/m²]
- w_c = peso unitario del hormigón [kN/m³]
- X_u = longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o entre chaflanes entre paredes [m]
- x = longitud de un cable de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado [m]
- y_t = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada [m]
- α = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal [°]; variación angular total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado [radianes]; ángulo de inclinación de la fuerza en un cable respecto del eje del elemento [°]
- α_h = variación angular horizontal total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado [radianes]

α_s = ángulo entre una biela comprimida y un tirante traccionado adyacente [°]

α_v = variación angular vertical total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado [radianes]

β = factor que relaciona el efecto de la deformación longitudinal con la capacidad de corte del hormigón, según lo indica la capacidad de transmitir tracción que posee el hormigón fisurado diagonalmente; relación entre el lado largo y el lado corto de una zapata

β_b = relación entre el área de la armadura cortada y el área total de armadura de tracción en la sección

β_c = relación entre el lado largo y el lado corto del área donde actúa una carga concentrada o reacción

β_d = relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorada y el máximo momento debido a la carga total mayorada; siempre es positivo

β_1 = relación entre la altura de la zona comprimida equivalente solicitada uniformemente supuesta en el estado límite de resistencia y la altura de la zona comprimida real

β_s = relación entre la deformación por flexión en la cara extrema traccionada y la deformación en el baricentro de la capa de armadura más próxima a la cara traccionada

γ = factor de carga

γ_e = factor que toma en cuenta la condición de exposición para el control de la fisuración

Δf = rango de tensión debido al paso de la carga de fatiga [MPa]

$(\Delta F)_{TH}$ = umbral de fatiga de amplitud constante [MPa]

Δf_{cd} = variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debida a las pérdidas a largo plazo entre el momento de la transferencia y la colocación del tablero, en combinación con el peso del tablero y las cargas superpuestas [MPa]

Δf_{cdf} = variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debida a la contracción del hormigón del tablero [MPa]

Δf_{cdp} = variación de la tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a todas las cargas permanentes, a excepción de la carga permanente que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado [MPa]

Δf_{pA} = pérdida en el acero de pretensado debida al acuíamiento de los anclajes [MPa]

Δf_{pCD} = pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón de la viga entre la colocación del tablero y el tiempo final [MPa]

- Δf_{pCR} = pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón de la viga entre el momento de la transferencia y la colocación del tablero [MPa]
- Δf_{pES} = pérdida en el acero de pretensado debida al acortamiento elástico [MPa]
- Δf_{pF} = pérdida en el acero de pretensado debida a la fricción [MPa]
- Δf_{pR1} = pérdida de pretensado debida a la relajación de los cordones de acero entre el momento de la transferencia y la colocación del tablero [MPa]
- Δf_{pR2} = pérdida de pretensado debida a la relajación de los cordones de acero en la sección compuesta entre la colocación del tablero y el tiempo final [MPa]
- Δf_{pSD} = pérdida de pretensado debida a la contracción del hormigón de la viga entre la colocación del tablero y el tiempo final [MPa]
- Δf_{pSR} = pérdida de pretensado debida a la contracción del hormigón de la viga entre la transferencia y la colocación del tablero [MPa]
- Δf_{pSS} = pérdida de pretensado debida a la contracción de la sección compuesta del tablero [MPa]
- Δf_{pT} = pérdida total de la tensión de pretensado [MPa]
- ϵ_{bdf} = deformación específica por contracción del hormigón de la viga entre la colocación del tablero y el tiempo final [m/m]
- ϵ_{bid} = deformación específica por contracción del hormigón de la viga entre la transferencia y la colocación del tablero [m/m]
- ϵ_{cu} = deformación específica de falla del hormigón en compresión [m/m]
- ϵ_{ddf} = deformación específica por contracción del hormigón del tablero entre la colocación y el tiempo final [m/m]
- $\epsilon_{effective}$ = Deformación unitaria efectiva por retracción del Hormigón (mm/mm)
- ϵ_s = deformación específica por tracción en el hormigón fisurado en la dirección del tirante traccionado [m/m]; deformación específica por tracción neta en la sección, en el baricentro de la armadura de tracción [m/m]
- ϵ_{sh} = deformación específica por contracción del hormigón en un instante dado [m/m]; deformación específica por tracción neta en la sección, en el baricentro de la armadura de tracción [m/m]
- ϵ_t = deformación específica neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal
- ϵ_x = deformación específica longitudinal en el alma del elemento [m/m]

- ϵ_1 = deformación específica principal por tracción en el hormigón fisurado debida a las cargas mayoradas [m/m]
- θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal [°]
- θ_s = ángulo entre una biela comprimida y el eje longitudinal del elemento en un modelo de viga reticulada [°]
- κ = factor de corrección para anclajes poco separados; multiplicador para la longitud de anclaje de los cordones
- λ = parámetro utilizado para determinar el coeficiente de fricción m
- λ_w = relación de esbeltez de las paredes para columnas huecas
- μ = coeficiente de fricción
- ρ_h = relación entre el área de armadura de corte horizontal y el área bruta de hormigón de una sección vertical
- ρ_{min} = mínima relación entre la armadura de tracción y el área efectiva de hormigón
- ρ_s = relación entre el volumen de armadura del zuncho en espiral y el volumen total del núcleo de la columna confinado por el zuncho en espiral
- ρ_v = relación entre el área de la armadura de corte vertical y el área bruta de hormigón de una sección horizontal
- ϕ = factor de resistencia
- ϕ_{cont} = factor de continuidad del alma de la viga para evaluar la flexión regional
- ϕ_w = factor de reducción para columnas huecas
- $\psi_{(t,t_i)}$ = coeficiente de fluencia lenta – relación entre la deformación específica por fluencia lenta que existe t días después de hormigonar y la deformación específica elástica provocada al aplicar la carga p_i cuando han transcurrido t_i días después de hormigonar
- $\psi_{b(td,t_i)}$ = coeficiente de fluencia lenta de la viga en el momento de colocar el tablero debido a las cargas introducidas en la transferencia
- $\psi_{b(tf,td)}$ = coeficiente de fluencia lenta de la viga en el tiempo final debido a las cargas introducidas al colocar el tablero; coeficiente de fluencia lenta del hormigón tablero en el tiempo final debido a las cargas introducidas poco después de colocar el tablero (por ejemplo, sobrecapas, barreras, etc.)
- $\psi_{b(tf,t_i)}$ = coeficiente de fluencia lenta de la viga en el tiempo final debido a las cargas introducidas en la transferencia

CAPÍTULO IV PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

SECCIÓN 1 GENERAL

Artículo 231. GENERAL.

- a) Los diseños deberán basarse en las propiedades de los materiales citadas aquí y en el uso de los materiales que cumplan las normas para los grados de materiales de construcción que se especifican en *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.
- b) Cuando se usen materiales con grados diferentes o se empleen otros materiales, sus propiedades, incluyendo la variación estadística, deberán establecerse con anterioridad al diseño. Las propiedades y procedimientos de ensayo mínimos aceptables para dichos materiales deberán especificarse en los documentos contractuales.
- c) En los planos y en los documentos contractuales deberán definirse los grados o las propiedades de todos los elementos que se usen.

SECCIÓN 2 HORMIGÓN DE PESO NORMAL Y HORMIGÓN LIVIANO

Artículo 232. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.

- a) Para cada elemento, deberá mostrarse en los planos y en los documentos contractuales la resistencia especificada a compresión, f_c , o la clase de Hormigón.
- b) Las resistencias de diseño para Hormigón de peso normal por encima de 70 MPa deberán usarse solamente cuando lo permitan Artículos específicos o cuando se hagan ensayos físicos para establecer la relación entre la resistencia del Hormigón y otras propiedades. Los Hormigóns especificados con resistencias menores a 16 MPa no deberán usarse en aplicaciones estructurales.
- c) La resistencia a compresión especificada para Hormigón preesforzado y para tableros no deberá ser menor que 28 MPa.
- d) Para Hormigón estructural liviano, el peso unitario seco al aire, la resistencia y cualesquiera otras propiedades cuya aplicación se requiera, deberán especificarse en los planos y en los documentos contractuales.
- e) Para Hormigón Clases A, A (AE), y P usados en contacto, o en la proximidad de agua salada, deberá especificarse una relación W/C inferior o igual a 0.45.
- f) La suma de cemento Portland y otros materiales cementicios deberá especificarse para que no exceda 475 kg/m³, excepto para Hormigón Clase P (HPC), donde la suma de cemento Portland y otros materiales cementicios deberá especificarse para que no exceda 590 kg/m³.

- g) El Hormigón con aire incorporado, designado "AE" en la TABLA 46, deberá especificarse donde el Hormigón vaya a estar expuesto al agua salada o a otros entornos potencialmente dañinos.

TABLA 46
CARACTERISTICAS DE MEZCLAS DE CONCRETO POR CLASE.

Clase de concreto	Contenido mínimo de cemento	Máxima relación W/C	Contenido de aire	Agregado grueso según AASHTO M 43 (ASTM D448)	Resistencia a la compresión a los 28 días
	kg/m ³	kg / kg	%	Tamaño del cuadrado de las aberturas (mm)	MPa
A	360	0.49	-	25 a 4.75	28
A(AE)	360	0.45	6.0 ± 1.5	25 a 4.75	28
B	307	0.58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0.55	5.0 ± 1.5	25 a 4.75	17
C	390	0.49	-	12.5 a 4.75	28
C(AE)	390	0.45	7.0 ± 1.5	12.5 a 4.75	28
P P(HPC)	335	0.49	Como se especifique en otra parte	25 a 4.75 O 19 a 4.75	Como se especifique en otra parte
S	390	0.58	-	25 a 4.75	-
Liviano	335	Como se especifique en los documentos contractuales			

Artículo 233. COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA. El coeficiente de expansión térmica deberá determinarse por medio de ensayos de laboratorio sobre la mezcla específica que se usará. A falta de datos más precisos, el coeficiente térmico de expansión podrá tomarse como:

- a) Para Hormigón con peso normal: $1.08 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ y
- b) Para Hormigón liviano: $1.7 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

Artículo 234. RETRACCIÓN Y FLUJO PLÁSTICO.

a) General.

1. Los valores de retracción y flujo plástico, especificados aquí y en el Artículo 328 y Artículo 329, deberán usarse para calcular las pérdidas de la fuerza de preesfuerzo en puentes cuya construcción no sea semental. Estos valores, junto con el momento de inercia especificado en el Artículo 274b), podrán usarse para determinar los efectos de la retracción y flujo plástico sobre las deformaciones.
2. Estas disposiciones deberán aplicarse para resistencias especificadas de Hormigón de hasta 100 MPa. A falta de datos más precisos, podrá suponerse que los coeficientes de retracción son 0.0002 después de 28 días y 0.0005 después de un año de curado.
3. Cuando no se dispone de datos para mezclas específicas, la retracción y el flujo plástico podrán evaluarse usando las disposiciones de:
 - I. Los Artículos 235.b y 235.c,
 - II. El código modelo CEB-FIP, o
 - III. ACI 209.
4. Para puentes construidos segmentalmente deberá hacerse un cálculo más preciso,

incluyendo el efecto de:

- I. Materiales específicos,
- II. Dimensiones estructurales,
- III. Condiciones de sitio,
- IV. Métodos constructivos, y
- V. Edad del Hormigón en las varias etapas de montaje.

b) Flujo plástico.

1. El coeficiente de flujo plástico podrá tomarse como:

Ec. 98

$$\Psi_{(t,t_i)} = 1.9k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} \quad (5.4.2.3.2-1)$$

En la cual:

Ec. 99

$$k_s = 1.45 - 0.0051(V/S) \geq 1.0 \quad (5.4.2.3.2-2)$$

Ec. 100

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008H \quad (5.4.2.3.2-3)$$

Ec. 101

$$k_f = \frac{35}{7 + f'_{ci}} \quad (5.4.2.3.2-4)$$

Ec. 102

$$k_{td} = \left(\frac{t}{61 - 0.58f'_{ci} + t} \right) \quad (5.4.2.3.2-5)$$

donde:

H = humedad relativa (%).

k_s = factor para el efecto de la relación volumen/superficie del elemento

k_f = factor para el efecto de la resistencia del Hormigón

k_{hc} = factor de humedad para el flujo plástico

k_{td} = factor de desarrollo de tiempo

t = madurez del Hormigón (día), definido como la edad del Hormigón entre el tiempo de cargado, para el cálculo del flujo plástico, o final del curado, para el cálculo

de la retracción, y el tiempo considerado para el análisis de los efectos del flujo plástico o la retracción

t_i = edad del Hormigón en el momento de la aplicación de la carga (día)

V/S = relación volumen/superficie (mm)

f'_{ci} = resistencia especificada de compresión del Hormigón en el momento del preesforzado, para miembros pretensados, y en el momento de cargado inicial, para miembros no preesforzados. Si en el momento del diseño no se conoce la edad del Hormigón al momento de la carga inicial, f'_{ci} podrá tomarse como $0.80 f'_e$ (MPa).

2. El área superficial usada para determinar la relación volumen: superficie deberá incluir solamente el área que está expuesta a secado atmosférico. Para celdas cerradas pobremente ventiladas, deberá usarse sólo el 50 por ciento del perímetro interior para calcular el área superficial. Para miembros prefabricados con recubrimiento vaciado *in situ*, deberá usarse el área superficial total prefabricada. Para miembros pretensados con almas (vigas en *I*, en *T*, y en cajón), con un espesor promedio de alma de 150 mm a 200 mm, el valor de k_{vs} podrá tomarse igual a 1.00.

c) Retracción.

1. Para Hormigóns desprovistos de agregados susceptibles de retracción, la deformación unitaria debida a la retracción, ϵ_{sh} , en el tiempo, t , podrá tomarse como:

Ec. 103

$$\epsilon_{sh} = k_s k_{hs} k_f k_{td} 0.48 \times 10^{-3} \quad (5.4.2.3.3-1)$$

En la cual:

Ec. 104

$$k_{hs} = (2.00 - 0.014H) \quad (5.4.2.3.3-2)$$

donde:

H = factor de humedad para retracción

2. Si el Hormigón se expone a secado antes de que hayan pasado 5 días de curado, deberá incrementarse en un 20 por ciento la retracción determinada con la Ec. V-8.

Artículo 235. MÓDULO DE ELASTICIDAD. A falta de datos medidos, el módulo de elasticidad, E_c , para Hormigóns con densidades entre 1440 Kg/m³ y 2500 Kg/m³ y resistencias especificadas a compresión de hasta 100 MPa podrá tomarse como:

Ec. 105

$$E_c = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

donde:

K_1 = factor de corrección para la fuente del agregado, tomado como 1.0 a menos que se determine por medio de ensayos físicos, y que se apruebe por las autoridades competentes.

w_c = densidad del Hormigón Kg/m³; refiérase a la TABLA 5

f'_c = resistencia especificada de compresión del Hormigón, MPa

Artículo 236. RELACIÓN DE POISSON. A menos que se determine por medio de ensayos físicos, la relación de Poisson podrá suponerse igual a 0.2. Para elementos de Hormigón que se espera puedan agrietarse, el efecto de la relación de Poisson podrá no tenerse en cuenta. **MÓDULO DE ROTURA.** A menos que se determine por medio de ensayos físicos, el módulo de rotura, f_r en MPa, para resistencias especificadas del Hormigón de hasta 100 MPa podrá tomarse como: Para Hormigón de peso normal:

Excepto como se especifica abajo

$$0.62\sqrt{f'_c}$$

Cuando se use para calcular el momento de fisuración de un miembro en el Artículo 302c)

$$0.52\sqrt{f'_c}$$

b) Para Hormigón liviano:

Para Hormigón de arena liviana

$$0.52\sqrt{f'_c}$$

Para los demás Hormigóns livianos

$$0.44\sqrt{f'_c}$$

c) Cuando se usen ensayos físicos para determinar el módulo de rotura, los ensayos deberán realizarse de acuerdo con AASHTO T 97 y deberán ejecutarse sobre Hormigón con las mismas proporciones y materiales que los especificados para la estructura.

Artículo 238. RESISTENCIA A TRACCIÓN. La resistencia directa a tracción podrá determinarse usando ASTM C900, o el método de resistencia al hendimiento de acuerdo con AASHTO T 198 (ASTM C496).

SECCIÓN 3 ACERO DE REFUERZO

Artículo 239. GENERAL.

- a) Las barras de refuerzo, los alambres corrugados, los alambres estirados en frío, la malla electrosoldada, y la malla electrosoldada con alambres corrugados deberán cumplir con las normas de materiales especificadas en el Artículo 9.2 de las *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.
- b) El refuerzo deberá ser corrugado, excepto que podrá usarse barras o alambres lisos para espirales, estribos y mallas.
- c) La resistencia nominal de fluencia deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que resistencias de fluencia mayores que 520 MPa no deberán usarse para fines de diseño. La resistencia de fluencia, o grado, de las barras o alambres deberá indicarse en los planos y en los documentos contractuales. Las barras con resistencias de fluencia menores a 420 MPa deberán usarse solamente con la aprobación del propietario.

- d) Cuando deba asegurarse la ductilidad, o cuando se requiera soldadura, deberá especificarse acero que cumpla con los requisitos de of ASTM A 706, "Low Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement".

Artículo 240. MÓDULO DE ELASTICIDAD. El módulo de elasticidad, E_s , del acero de refuerzo podrá suponerse igual a 200 GPa.

Artículo 241. APLICACIONES ESPECIALES.

- a) El refuerzo que requiera soldarse deberá indicarse en los planos y en los documentos contractuales, y deberá especificarse el procedimiento adecuado de soldadura.
- b) El refuerzo que cumpla con ASTM A1035/ A1035M sólo podrá usarse para refuerzo superior e inferior para flexión en las direcciones longitudinal y transversal de tableros de puentes en las zonas sísmicas 1 y 2.

SECCIÓN 4 ACERO DE PREESFUERZO

Artículo 242. GENERAL.

- a) Los torones de siete alambres, sin recubrir, aliviados de esfuerzos o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o deformadas sin recubrir, deberán cumplir con las siguientes normas para materiales, especificadas para uso en las AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications:
1. AASHTO M 203/M 203M (ASTM A416/A416M), o
 2. AASHTO M 275/M 275M (ASTM A722/A722M).
- b) Las resistencias de tracción y de fluencia para estos aceros podrán tomarse de las especificadas en la TABLA 47.

**TABLA 47
PROPIEDADES DE TORONES Y BARRAS DE PREESFORZADO.**

Material	Grado o tipo	Diámetro, mm	Resistencia a la tracción, f_{pu} , MPa (ksi)	Resistencia a la fluencia, f_{pv} , MPa (ksi)
Cable	1725 MPa (Grado 250) 1860 MPa (Grado 270)	6.35 a 15.24 9.53 a 15.24	1726 MPa 1860 MPa	85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cable de baja relajación
Barra	Tipo 1, Lisa Tipo 2, Corrugada	19 a 35 16 a 35	1035 MPa 1035 MPa	85% de f_{pu} 85% de f_{pu}

- c) Cuando se incluyen detalles completos de presforzado en los planos y en los documentos contractuales, deberá mostrarse el tamaño y el grado o tipo de acero. Si los planos sólo indican las fuerzas de preesfuerzo y las ubicaciones de aplicación, la selección del tamaño y el tipo de acero deberá dejarse al contratista, sujeto a aprobación por el ingeniero diseñador.

Artículo 243. MÓDULO DE ELASTICIDAD. Si no se dispone de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de preesfuerzo, con base en área transversal nominal, podrán tomarse como:

- a) Para cables: $E_p=197$ GPa
- b) Para barras: $E_p= 207$ GPa

SECCIÓN 5 ANCLAJES Y ACOPLES PARA POSTENSADO

Artículo 244. ANCLAJES Y ACOPLES PARA POSTENSADO. Los anclajes y los acoples para torones deberán cumplir con los requisitos del Artículo 10.3.2 de las *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Deberá proporcionarse protección contra la corrosión para torones, anclajes, accesorios de terminales, y acoples.

SECCIÓN 6 DUCTOS

Artículo 245. GENERAL.

- a) Los ductos para torones deberán ser rígidos o semirígidos de metal ferroso galvanizado o de polietileno, o deberán formarse en el Hormigón con núcleos removibles.
- b) El radio de curvatura de los ductos para torones no deberá ser menor de 6 m, excepto en las áreas de los anclajes, donde podrá permitirse 3.6 m.
- c) Los ductos de polietileno no deberán usarse cuando el radio de curvatura del torón es menor de 9 m.
- d) Donde se usen ductos de polietileno y los torones deban adherirse, deberá investigarse las características de adherencia entre el polietileno, el Hormigón y la lechada de relleno.
- e) Deberán investigarse los efectos de la presión de la lechada de relleno [grouting] sobre los ductos y el Hormigón que los rodea.
- f) El intervalo máximo de apoyo para los ductos durante la construcción deberá indicarse en los planos y en los documentos contractuales y deberá cumplir con el Artículo 10.4.1.1 de las *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Artículo 246. TAMAÑO DE LOS DUCTOS.

- a) El diámetro interno de los ductos deberá ser por lo menos 6.35 mm mayor que el diámetro nominal de una sola barra o de los torones del torón. Para múltiples barras o torones de torón, el área seccional interna del ducto deberá ser por lo menos 2.0 veces el área neta del acero de preesfuerzo, con excepción donde los torones se coloquen por medio del método de halado, caso en el cual el área del ducto deberá ser, por lo menos, 2.5 veces el área neta del acero de preesfuerzo.
- b) El tamaño de los ductos no deberá ser mayor a 0.4 veces el menor espesor bruto del Hormigón en el sitio del ducto.

Artículo 247. DUCTOS EN SILLAS DE DESVIACIÓN. Los ductos en las sillas de desviación deberán ser de tubería de acero galvanizado que cumpla con los requisitos de ASTM A53, Tipo E, Grado B. El espesor nominal de la pared del tubo no deberá ser menor que 3.18 mm.

CAPÍTULO V ESTADOS LÍMITE

SECCIÓN 1 GENERAL

Artículo 248. GENERAL.

- a) Los elementos estructurales deberán dimensionarse para satisfacer los requisitos en todos los estados límite de servicio, fatiga, resistencia, y eventos extremos.
- b) Deberán investigarse todos los elementos estructurales de Hormigón preesforzado y parcialmente preesforzado para calcular esfuerzos y deformaciones en cada etapa que pueda ser crítica durante la construcción, tensionado, manipulación, transporte y montaje, así como durante la vida útil de la estructura de la cual hacen parte.
- c) Deberán considerarse las concentraciones de esfuerzos debidas al preesfuerzo o a otras cargas, y a restricciones o a deformaciones impuestas.

SECCIÓN 2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

Artículo 249. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

- a) Las acciones que deberán considerarse en el estado límite de servicio son el agrietamiento, deformaciones y esfuerzos del Hormigón, como se especifica en los Artículo 272, Artículo 274 y en la Sección 4 del Capítulo IX del presente Título, respectivamente.
- b) El esfuerzo de agrietamiento deberá tomarse como el módulo de rotura especificado en el Artículo 237.

SECCIÓN 3 ESTADO LIMITE DE FATIGA

Artículo 250. GENERAL.

- a) No es necesario investigar la fatiga en las losas de tablero de Hormigón apoyadas sobre vigas múltiples o en alcantarillas en cajón de Hormigón reforzado.
- b) En regiones de esfuerzos de compresión debidos a cargas permanentes y al preesfuerzo, en elementos de Hormigón reforzado, la fatiga deberá considerarse solamente si dicho esfuerzo de compresión es menor que el esfuerzo de tracción por carga viva que resulta de la combinación de carga de fatiga, como se especifica en la TABLA 2, en combinación con las disposiciones del Artículo 70.
- c) No es necesario verificar la fatiga en el refuerzo de elementos completamente preesforzados, diseñados para tener esfuerzos de tracción en la fibra extrema debida al Estado Límite de Servicio III, dentro de los límites para esfuerzo de tracción especificados en la TABLA 51. Deberá verificarse contra la fatiga los elementos estructurales con una combinación de cables

de preesfuerzo y barras de refuerzo que permiten que el esfuerzo de tracción en el Hormigón sea mayor que el límite de Servicio III especificado en la TABLA 53.

- d) Para efectos de fatiga, los miembros de Hormigón deberán satisfacer:

Ec. 106

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH}$$

donde:

γ = factor de carga especificado en la TABLA 2 para la combinación de carga de Fatiga I

Δf = intervalo de esfuerzos de carga viva debido al paso de la carga de fatiga como se especifica en el Artículo 70 (MPa)

$(\Delta F)_{TH}$ = umbral de fatiga de amplitud constante, como se especifica en el Artículo 251, Artículo 252, Artículo 253, según sea apropiado (MPa)

- e) Para elementos completamente preesforzados, que no hagan parte de puentes construidos segmentalmente, el esfuerzo de compresión debido a la combinación de carga de Fatiga I y la mitad de la suma del preesfuerzo efectivo y las cargas permanentes, no deberá exceder $0.40 f'_c$, después de pérdidas.
- f) Las propiedades de la sección para investigaciones de fatiga deberán basarse en secciones fisuradas cuando la suma de los esfuerzos, debidos a las cargas permanentes y preesfuerzo no mayorados y la combinación de carga de Fatiga I, es a tracción y excede el valor de $0,25\sqrt{f'_c}$ en MPa.

Artículo 251. BARRAS DE REFUERZO.

- a) El umbral de fatiga de amplitud constante, $(\Delta F)_{TH}$, para refuerzo convencional y alambres electrosoldados, sin una soldadura transversal en la región de esfuerzos altos, deberá tomarse como:

Ec. 107

$$(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33f_{min}$$

- b) El umbral de fatiga de amplitud constante, $(\Delta F)_{TH}$, para alambres rectos de refuerzo electrosoldados planos, con una soldadura transversal en la región de esfuerzos altos, deberá tomarse como:

Ec. 108

$$(\Delta F)_{TH} = 110 - 0.33f_{min}$$

donde:

f_{min} = esfuerzo mínimo debido a la carga viva que resulta de la combinación de carga de Fatiga 1, combinada con el esfuerzo más severo de las cargas permanentes o las cargas permanentes, la retracción, y las cargas inducidas por el flujo plástico; positivo si es de tracción, negativo si es de compresión (MPa)

- c) La definición de la región de esfuerzos altos para la aplicación de las Ecs. V-10 y V-11 para refuerzo a flexión deberá tomarse como un tercio de la luz a cada lado de la sección de momento máximo.

Artículo 252. TORONES DE PREEFUERZO.

- a) El umbral de fatiga de amplitud constante, $(\Delta F)_{TH}$, para torones de preesfuerzo deberá tomarse como:
1. 124 MPa para radios de curvatura mayores que 9 m, y
 2. 69 MPa para radios de curvatura menores que 3.65 m.
- b) Podrá usarse interpolación lineal para radios entre 3.65 m y 9 m.

Artículo 253. TRASLAPOS SOLDADOS O MECÁNICOS DEL REFUERZO.

- a) Para conexiones soldadas o mecánicas sometidas a cargas repetitivas, el umbral de fatiga de amplitud constante, $(\Delta F)_{TH}$ deberá ser el que se indica en la TABLA 48.

**TABLA 48
UMBRAL DE FATIGA DE AMPLITUD CONSTANTE PARA TRASLAPOS.**

<i>Tipo de Traslazo</i>	$(\Delta F)_{TH}$ Para más de 1,000,000 de ciclos
<i>Mangos llenos de lechada, con o sin barras recubiertas con epoxi.</i>	126 MPa
<i>Mangos de acople remachados en frío sin extremos roscados y con o sin barras recubiertas con epoxi. Acoples íntegramente forjados con rosca gruesa (upset NC threads). Mangos de acero con cuña; acoples roscados acartelados de una sola pieza y soldadura de fondo de una sola ranura en V (Single V-groove direct butt Weld)</i>	84 MPa
<i>Todos los demás tipos de traslazos</i>	28 MPa

- b) Cuando los ciclos totales de carga, N , como se especifica en la Ec. 307, sean menores que un millón, podrá incrementarse el $(\Delta F)_{TH}$ en la TABLA 48 por la cantidad $165.6 (6 - \log N)$ MPa para un total no mayor que el valor dado por la Ec. 107 en el Artículo 251. Podrá usarse valores mayores de $(\Delta F)_{TH}$, hasta los valores dados por la Ec. 107, si se justifican por medio de datos de ensayos a la fatiga sobre traslazos idénticos a aquellos que se pondrán en servicio.
- c) No deberán usarse traslazos soldados o mecánicos con refuerzo ASTM A1035/A1035M.

**SECCIÓN 4
ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA**

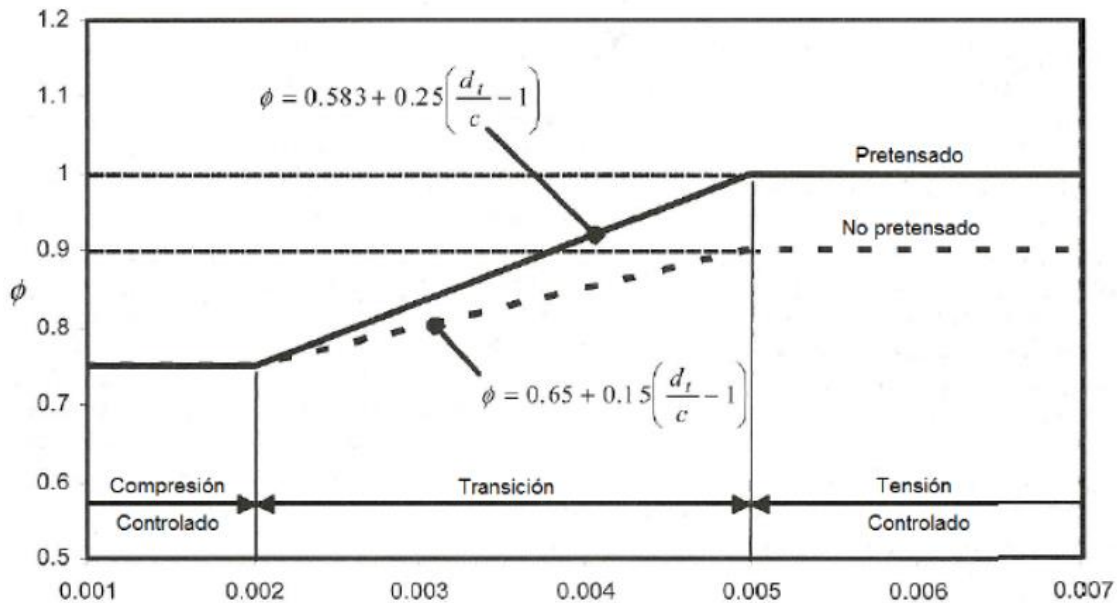
Artículo 254. GENERAL.

- a) Los criterios para considerar en el estado límite de resistencia deberán ser los de resistencia y estabilidad.
- b) La resistencia de diseño deberá ser el producto de la resistencia nominal determinada de acuerdo con las disposiciones aplicables de los Capítulos VI, VII, VIII, IX, X, XIII y XIV del presente Título, a menos que se identifique específicamente otro estado límite, y el factor de resistencia como se indica en el Artículo 255.

Artículo 255. FACTORES DE RESISTENCIA.

- a) **Construcción Convencional.** El factor de resistencia Φ deberá tomarse como:
 - 3. Para cortante y torsión:
Hormigón de densidad normal = 0.90
Hormigón liviano = 0.80
 - 4. Para secciones de Hormigón reforzado controladas por tracción, como se define en el Artículo 267 = 0.90
 - 5. Para secciones de Hormigón preesforzado controladas por tracción, como se define en el Artículo 267 = 1.00
 - 6. Para cortante y torsión:
Hormigón de densidad normal = 0.90
Hormigón liviano = 0.70
 - 7. Para secciones controladas por compresión con espirales o estribos, como se define en el Artículo 267, excepto como se especifica en el Artículo 359 y Artículo 359a)4 para Zonas Sísmicas 2, 3, y 4 en el estado límite de eventos extremos = 0.75.
 - 8. Para apoyo sobre Hormigón = 0.70
 - 9. Para compresión en modelos de puntal-tensor = 0.70
 - 10. Para compresión en zonas de anclaje:
Hormigón de densidad normal = 0.80
Hormigón liviano = 0.65
 - 11. Para tracción en el acero en zonas de anclaje = 1.00
 - 12. Para resistencia durante hincado de pilotes = 1.00

FIGURA 53
VARIACION DE Φ CON LA DEFORMACION UNITARIA NETA DE TRACCION ϵ_t dt/ c PARA REFUERZO GRADO 60 Y ACERO DE PREESFUERZO.



13. Para secciones en las cuales la deformación unitaria neta en el acero extremo a tracción está entre los límites para secciones controladas por compresión y las controladas por tracción, Φ podrá incrementarse linealmente de 0.75 a la de las secciones controladas por tracción, a medida que la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo aumenta, del límite de deformación unitaria controlada por compresión, a 0.005.

14. Esta variación de Φ podrá calcularse para miembros preesforzados, tales que:

Ec. 109

$$0.75 \leq \phi = 0.583 + 0.25 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 1.0$$

15. Y para miembros no preesforzados, tales que:

Ec. 110

$$0.75 \leq \phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9$$

Donde:

c = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el eje neutro (mm)

d_t = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del elemento de acero extremo a tracción (mm)

b) Construcción Segmental.

1. Los factores de resistencia para el estado límite de resistencia deberán tomarse de la TABLA 49, para las condiciones indicadas y en el Artículo 255a) para las condiciones no cubiertas en la TABLA 49.
2. Para seleccionar los factores de resistencia para flexión, Φ_f , y para cortante y torsión, Φ_v , deberá considerarse el grado de adherencia del sistema de postensado. Para que

un torón se considere completamente adherido en una sección, deberá estar completamente desarrollado en esa sección para una longitud de desarrollo no menor que la requerida por la Sección 4 del Capítulo XI del presente Título. Podrá permitirse longitudes de embebimiento más cortas, si se demuestra por medio de ensayos a escala real y si lo aprueba el Ingeniero Diseñador.

3. Cuando el postensado sea una combinación de torones completamente adheridos y torones parcialmente o no adheridos, el factor de resistencia en cualquier sección deberá basarse en las condiciones de adherencia para los torones que proporcionen la mayoría de la fuerza de preesfuerzo en la sección.
4. Las juntas entre unidades prefabricadas deberán ser vaciadas *in situ* o juntas de ajuste vaciado con epoxi.

TABLA 49
FACTOR DE RESISTENCIA PARA JUNTAS EN CONSTRUCCION SEGMENTAL.

	ϕ_f	ϕ_v
Hormigón de densidad normal		
Torones completamente adheridos	0.95	0.90
Torones parcialmente o no adheridos	0.90	0.85
Hormigón liviano		
Torones completamente adheridos	0.90	0.70
Torones parcialmente o no adheridos	0.85	0.65

- c) **Requisitos Especiales para las Zonas Sísmicas 2, 3, y 4.** Deberá tomarse un factor de resistencia modificado para las columnas en las Zonas Sísmicas 2, 3, y 4, como se especifica en los Artículo 359 y Artículo 359a)4.

Artículo 256. ESTABILIDAD. La estructura, como un todo, y sus elementos, deberán diseñarse para resistir deslizamiento, vuelco, levantamiento y pandeo. Deberá considerarse en el análisis y en el diseño los efectos de la excentricidad de las cargas. Deberá investigarse el pandeo de miembros prefabricados durante su manipulación, transporte y montaje.

SECCIÓN 5 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

Artículo 257. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO. La estructura como un todo y sus elementos deberán dimensionarse para resistir el colapso debido a los eventos extremos, especificados en la TABLA 2, como sea apropiado para su sitio y su uso.

CAPÍTULO VI CONSIDERACIONES DE DISEÑO

SECCIÓN 1 GENERAL

Artículo 258. GENERAL.

- a) Los elementos y las conexiones deberán diseñarse para resistir las combinaciones de carga que se especifican en la Sección 3, en todas las etapas durante la vida de la estructura, incluyendo aquellas durante la construcción. Los factores de carga deberán ser los que se especifican en la Sección 3.
- b) Como se especifica en la Sección 4, deberán mantenerse en el análisis el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones.

**SECCIÓN 2
EFECTOS DE DEFORMACIONES IMPUESTAS**

Artículo 259. EFECTOS DE DEFORMACIONES IMPUESTAS. Deberán investigarse los efectos de deformaciones impuestas debido a retracción, cambios de temperatura, flujo plástico, preesfuerzo, y a movimientos de los apoyos.

**SECCIÓN 3
MODELO DE PUNTAL - TENSOR**

Artículo 260. GENERAL.

- a) Los modelos de puntal – tensor podrán usarse para determinar las fuerzas internas cerca de los apoyos y en los puntos de aplicación de cargas concentradas, en los estados límite de resistencia y evento extremo.
- b) El modelo de puntal-tensor deberá considerarse para el diseño de cimentaciones profundas y cabezales de pilotes o en todas las situaciones en las cuales la distancia entre los centros de aplicación de carga y las reacciones es menor que aproximadamente dos veces el espesor del miembro.
- c) Si se selecciona el modelo de puntal-tensor para el análisis estructural, deberá emplearse el Artículo 261 a Artículo 265.

Artículo 261. MODELACIÓN ESTRUCTURAL.

- a) La estructura, un elemento o una región de esta, podrá modelarse como un sistema de tensores de acero a tracción y puntales de Hormigón a compresión interconectados en nudos para formar una cercha capaz de llevar todas las cargas aplicadas a los apoyos. Deberán considerarse los espesores requeridos de los puntales a compresión y de los tensores a tracción para determinar la geometría de la cercha.
- b) La resistencia, P_r , de los puntales y los tensores deberá tomarse como la de los elementos cargados axialmente:

Ec. 111

$$P_r = \Phi P_n$$

donde:

P_n = resistencia del puntal o tensor (kN)

Φ = factor de resistencia para tracción o compresión especificado en el Artículo 255, según sea apropiado

Artículo 262. DIMENSIONAMIENTO DEL PUNTAL DE COMPRESIÓN.

- a) **Resistencia del Puntal sin Refuerzo.** La resistencia nominal de un puntal de compresión sin refuerzo deberá tomarse como:

$$P_n = \Phi f_{cu} A_{cs}$$

Ec. 112

Donde:

P_n = resistencia nominal del puntal de compresión (N)

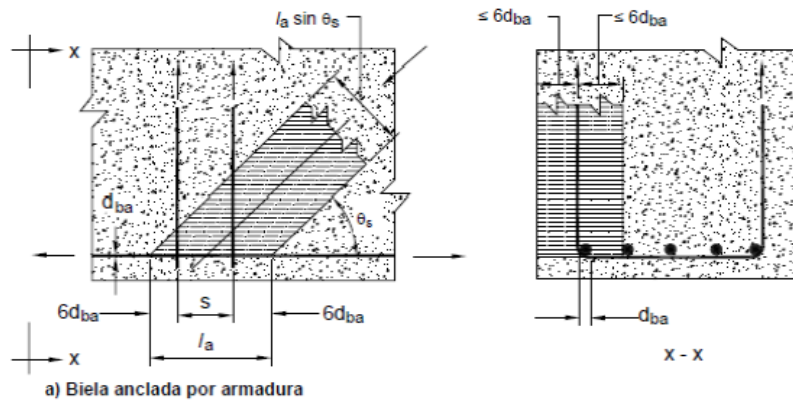
f_{cu} = límite del esfuerzo de compresión especificado en el Artículo 262c) (MPa)

A_{cs} = área transversal efectiva del puntal especificada en el Artículo 262b) (mm²)

- b) **Área Transversal Efectiva del Puntal.** El valor de A_{cs} deberá determinarse considerando el área disponible de Hormigón y las condiciones de anclaje en los extremos del puntal, como se muestra en la FIGURA 54. Cuando el puntal está anclado con refuerzo, podrá considerarse que el área efectiva de Hormigón se extiende una distancia de hasta seis diámetros de la barra de anclaje, como se muestra en la FIGURA 54.

FIGURA 54

INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES DE ANCLAJE EN EL AREA TRANSVERSAL EFECTIVA DEL PUNTAL.



a) Biela anclada por armadura

FIGURA 55

INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES DE ANCLAJE EN EL AREA TRANSVERSAL EFECTIVA DEL PUNTAL (CONTINUACION).

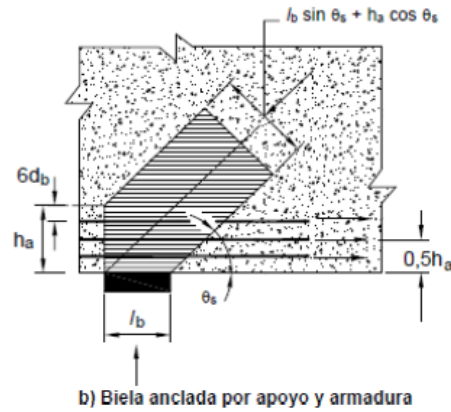
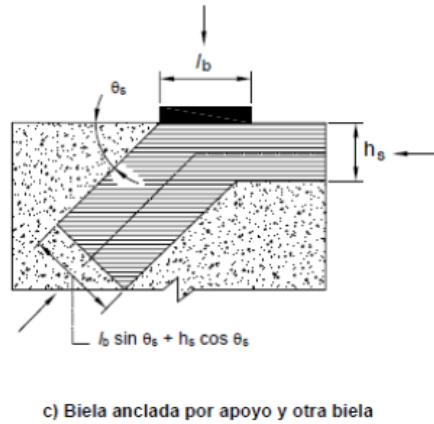


FIGURA 56
INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES DE ANCLAJE EN EL AREA TRANSVERSAL EFECTIVA DEL PUNTAL
(CONTINUACION).



c) Esfuerzo Límite de Compresión en el Puntal.

El esfuerzo límite de compresión, f_{cu} , deberá ser:

Ec. 113

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85 f'_c$$

Ec. 114

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002) \cot^2 \alpha_s$$

donde:

α_s = el menor ángulo entre el puntal de compresión y los tensores adyacentes de tracción (grados)

ε_s = deformación unitaria de tracción en el Hormigón en la dirección del tensor de tracción (mm/mm)

f'_c = resistencia especificada a la compresión (MPa)

- d) **Puntal Reforzado.** Si el puntal de compresión contiene refuerzo paralelo al puntal y detallado para desarrollar su esfuerzo de fluencia en compresión, la resistencia nominal del puntal deberá ser:

Ec. 115

$$P_n = f_{cu} A_{cs} + f_y A_{ss}$$

Donde:

A_{ss} = área del refuerzo del puntal (mm²)

Artículo 263. DIMENSIONAMIENTO DE TENSORES.

- a) **Resistencia del Tensor.** El refuerzo del tensor de tracción deberá anclarse en las zonas nodales por medio de longitudes de refuerzo embebido en el Hormigón, de ganchos, o de anclajes mecánicos especificados. Las fuerzas de tracción deberán desarrollarse en la cara interior de la zona nodal.

La resistencia nominal del tensor de tracción en kN deberá ser:

Ec. 116

$$P_n = f_y A_{st} + A_{ps} [f_{pe} + f_y]$$

Donde:

A_{st} = área total de refuerzo no tensionado longitudinal en el tensor (mm²)

A_{ps} = área del acero de preesfuerzo (mm²)

f_y = resistencia de fluencia del acero dulce de refuerzo longitudinal (MPa)

f_{pe} = esfuerzo en el acero de preesfuerzo debida al preesforzado después de descontadas las pérdidas (MPa)

- b) **Anclaje del tensor.** El refuerzo del tensor de tracción deberá anclarse para transferir las fuerzas de tracción a las regiones del nudo de la cercha de acuerdo con los requisitos para desarrollar el refuerzo, como se especifica en el Capítulo XI del presente Título.

Artículo 264. DIMENSIONAMIENTO DE LAS REGIONES DEL NUDO.

- a) A menos que se proporcione refuerzo de confinamiento y que su efecto esté soportado mediante análisis o experimentación, los esfuerzos de compresión en las regiones del nudo del puntal no deberán exceder:

1. Para regiones de nudo limitadas por puntales de compresión y área de apoyo: $0.85 f'c$
2. Para regiones de nudo que anclan un tensor de tracción unidireccional: $0.75 f'c$
3. Para regiones de nudo que anclan tensores de tracción en más de una dirección: $0.65 f'c$

Donde:

Φ = factor de resistencia para apoyo en Hormigón, como se especifica en el Artículo 255.

- b) El refuerzo del tensor deberá estar uniformemente distribuido sobre un área efectiva de Hormigón, por lo menos, igual a la fuerza en el tensor de tracción dividida por los límites de esfuerzo especificados aquí.
- c) Además de satisfacer los criterios de resistencia para puntales de compresión y tensores de tracción, las regiones de nodo deberán diseñarse para cumplir con los límites de esfuerzo y anclaje especificados en el Artículo 263a) y b).
- d) El esfuerzo de aplastamiento en la región del nodo, producido por las cargas concentradas o por las reacciones, deberá satisfacer los requisitos especificados en la Sección 5 del Capítulo VII del presente Título.

Artículo 265. REFUERZO PARA CONTROL DE AGRIETAMIENTO. Las estructuras, elementos o regiones, excepto losas y zapatas, que se hayan diseñado de acuerdo con las disposiciones de la Sección 3 del Capítulo VI del presente Título, deberán contener cuadrículas ortogonales de barras de refuerzo. El espaciamiento de las barras en estas cuadrículas no deberá exceder el menor de $d/4$ o 300 mm. El refuerzo en las direcciones vertical y horizontal deberá satisfacer lo siguiente:**Ec. 117**

$$\frac{A_v}{b_w s_v} \geq 0.003$$

Ec. 118

$$\frac{A_h}{b_w s_h} \geq 0.003$$

Donde:

A_h = área total del refuerzo horizontal para control de grietas dentro del espaciamiento, s_h , respectivamente (mm^2)

A_v = área total del refuerzo vertical para control de grietas dentro del espaciamiento, s_v , respectivamente (mm^2)

b_w = ancho del alma del miembro (mm)

s_h, s_v = espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical para control de grietas, respectivamente (mm)

El refuerzo para control de grietas deberá distribuirse uniformemente dentro del área del puntal.

CAPÍTULO VII DISEÑO PARA EFECTOS DE FUERZAS AXIALES Y DE FLEXIÓN

SECCIÓN 1 SUPOSICIONES PARA LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO Y FATIGA

Artículo 266. SUPOSICIONES PARA LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y DE FATIGA. Podrán usarse las siguientes suposiciones en el diseño de elementos de Hormigón reforzado, preesforzado, y parcialmente preesforzado para todos los niveles de resistencia de compresión:

- a) El Hormigón preesforzado resiste tracción en secciones no fisuradas, excepto como se especifica en la Sección 6 del Capítulo VII del presente Título.
- b) Las deformaciones unitarias en el Hormigón varían linealmente, excepto en elementos o en las regiones de elementos para las cuales la resistencia de materiales convencional no es apropiada.
- c) La relación modular, n , se redondea hasta el entero más cercano.
- d) La relación modular se calcula así:
 - 1. E_s/E_c para barras de refuerzo
 - 2. E_p/E_c para torones de preesfuerzo
- e) La relación modular $2n$ se aplica a las cargas permanentes y al preesfuerzo.

SECCIÓN 2

SUPOSICIONES PARA LOS ESTADOS LIMITE DE RESISTENCIA Y EVENTO EXTREMO

Artículo 267. GENERAL. La resistencia de elementos de Hormigón deberá basarse en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, con los factores de resistencia especificados en el Artículo 255 además de las siguientes suposiciones:

- a) En elementos con refuerzo no tensionado o preesforzado completamente adherido, o en la longitud adherida de torones localmente no adheridos, la deformación unitaria es directamente proporcional a la distancia del eje neutro, excepto para elementos de gran altura, los cuales deberán satisfacer los requisitos de la Sección 2 del Capítulo XIII del presente Título, y para otras regiones disturbadas.
- b) En elementos con torones de preesfuerzo, parcialmente o completamente no adheridos, es decir, torones que no están localmente despegados o protegidos, la diferencia en deformación entre los torones y la sección de Hormigón y el efecto de las deflexiones sobre la geometría de los torones se incluyen en la determinación del esfuerzo en el torón.
- c) Si el Hormigón no está confinado, la deformación máxima utilizable en la fibra extrema a compresión no deberá ser mayor que 0.003.
- d) Si el Hormigón está confinado, podrá utilizarse una deformación máxima mayor a 0.003 en el núcleo confinado, si así se verifica. El cálculo de la resistencia deberá considerar que el recubrimiento de Hormigón podrá perderse a deformaciones compatibles con las del núcleo de Hormigón confinado.
- e) Excepto para el modelo de puntal-tensor, el esfuerzo en el refuerzo se basa en una curva esfuerzo-deformación representativa del acero o en una formulación matemática aprobada, incluyendo el desarrollo de los elementos de refuerzo y de preesfuerzo y la transferencia del preesfuerzo.
- f) Se desprecia la resistencia a tracción del Hormigón.
- g) La distribución de esfuerzo-deformación a compresión del Hormigón se supone rectangular, parabólica, o de cualquier otra forma, que resulte en una predicción de la resistencia que concuerde sustancialmente con los resultados experimentales.

- h) Se considera el desarrollo de los elementos de refuerzo y de preesfuerzo y la transferencia del preesforzado.
- i) Existen condiciones balanceadas de deformación en una sección transversal cuando simultáneamente el refuerzo de tracción alcanza la deformación correspondiente a la resistencia especificada de fluencia f_y y el Hormigón a compresión alcanza la deformación última de 0.003.
- j) Las secciones están controladas por compresión cuando la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción es igual o menor que el límite de deformación unitaria controlada por compresión, en el instante en el que el Hormigón a compresión alcanza el límite de deformación supuesto de 0.003. El límite de deformación unitaria controlada por compresión es la deformación unitaria neta a tracción en el refuerzo, en las condiciones de deformación balanceada. Para refuerzo Grado 60, y para todo refuerzo preesforzado, el límite de deformación unitaria controlada por compresión podrá establecerse igual a 0.002.
- k) Las secciones están controladas por tracción cuando la deformación unitaria neta a tracción en el acero extremo a tracción es igual o mayor a 0.005, justo cuando el Hormigón a compresión alcanza el límite supuesto de deformación unitaria de 0.003. Las secciones con deformación unitaria neta a tracción en el acero extremo a tracción, entre el límite de deformación controlada a compresión y 0.005, constituyen una región de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción.
- l) Se permite el empleo de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para incrementar la resistencia de miembros a flexión.
- m) En las ecuaciones de la resistencia aproximada a flexión del Artículo 269 y Artículo 270 f_y y f'_y , podrán reemplazar a f_s y f'_s , respectivamente, con las siguientes condiciones:
 1. f_y podrá reemplazar a f_s cuando, usando f_y en los cálculos, la relación c/d_s resultante, no excede 0.6. Si c/d_s excede 0.6, la compatibilidad de deformaciones deberá usarse para determinar el esfuerzo en el acero no tensionado de refuerzo a tracción.
 2. f'_y podrá reemplazar a f'_s cuando, usando f'_y en el cálculo, $c \geq 3d'_s$. Si $c \geq 3d'_s$, deberá usarse la compatibilidad de deformaciones para determinar el esfuerzo en el acero dulce de refuerzo a compresión. Conservadoramente, el refuerzo a compresión podrá desprejarse, es decir, A'_s .
- n) Deberán investigarse limitaciones adicionales en la deformación unitaria máxima extrema a compresión utilizable del Hormigón en miembros huecos rectangulares a compresión, como se especifica en el Artículo 281.

Artículo 268. DISTRIBUCIÓN RECTANGULAR DE ESFUERZOS.

- a) La relación entre los esfuerzos y las deformaciones en el Hormigón podrá considerarse satisfecha con un bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión de Hormigón de esfuerzo $0.85 f'_c$, sobre una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra extrema a compresión. La distancia c deberá medirse perpendicularmente al eje neutro. El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencias del Hormigón que no excedan 28 MPa. Para Hormigóns con resistencias mayores a 28 MPa, β_1 deberá reducirse a una tasa de 0.05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no deberá ser menor que 0.65.

- b) Deberán investigarse las limitaciones adicionales sobre el uso de bloques rectangulares de esfuerzos cuando se aplican a miembros huecos rectangulares a compresión como se especifica en el Artículo 281.

SECCIÓN 3 MIEMBROS A FLEXIÓN

Artículo 269. ESFUERZO EN EL ACERO DE PREESFUERZO, EN LA RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN.

- a) Elementos con torones Adheridos.
1. Para secciones rectangulares o con aletas, sometidas a flexión alrededor de un eje, y en las que se emplea la distribución aproximada de esfuerzos especificada en el Artículo 268 y para las cuales f_{pe} no es menor a $0.5 f_{pu}$, el esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo, f_{ps} , podrá tomarse como:

Ec. 119

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

En la cual:

Ec. 120

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

Para comportamiento de sección en T:

Ec. 121

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Para comportamiento rectangular:

Ec. 122

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85 f'_c \beta b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Donde:

A_{ps} = Área del acero de preesfuerzo

f_{pu} = resistencia de tracción especificada del acero de preesfuerzo (MPa)

- f_{py} = resistencia a la fluencia del acero de preesfuerzo (MPa)
- A_s = área del acero no pretensado de refuerzo a tracción (mm²)
- A'_s = área del acero a compresión (mm²)
- f_s = esfuerzo en el acero no pretensado de refuerzo a tracción en la resistencia nominal a flexión (MPa), como se especifica en el Artículo 267
- f'_s = esfuerzo en el acero de refuerzo a compresión en la resistencia nominal a flexión (MPa), como se especifica en el Artículo 267
- b = ancho de la cara a compresión del miembro; para una sección con aletas en compresión, el ancho efectivo de la aleta como se especifica en el Artículo 193 (mm)
- b_w = ancho del alma (mm)
- h_f = profundidad de la aleta a compresión (mm)
- d_p = distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero de preesfuerzo (mm)
- c = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema a compresión (mm)
- β_1 = factor del bloque de esfuerzos especificado en el Artículo 268

- b) Elementos con Torones No Adheridos.** Para secciones rectangulares o con aletas sometidas a flexión alrededor de un eje y para flexión biaxial, con carga axial, como se especifica en el Artículo 279, donde se usa la distribución aproximada de esfuerzos especificada en el Artículo 268, el esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo no adherido podrá tomarse como:

Ec. 123

$$f_{ps} = f_{pe} + 6300 \left(\frac{d_p - c}{\ell_e} \right) \leq f_{py}$$

En la cual:

Ec. 124

$$\ell_e = \left(\frac{2\ell_i}{2 + N_s} \right)$$

Para comportamiento de sección en T:

Ec. 125

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w}$$

Para comportamiento de sección rectangular

Ec. 126

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_s + A'_s f'_s}{0.85 f'_c \beta_1 b}$$

Donde:

c = distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro de la sección, suponiendo que el acero de preesfuerzo ha fluido, dado por la Ec. 125 y Ec. 126 para comportamiento de secciones en T comportamiento de secciones rectangulares, respectivamente (mm)

ℓ_e = longitud efectiva del torón (mm)

ℓ_i = longitud del torón entre anclajes (mm)

N_s = número de articulaciones de apoyo cruzadas por el torón entre anclajes o puntos discretamente adheridos

f_{py} = resistencia a la fluencia del acero de preesfuerzo (MPa)

f_{pe} = esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo en la sección bajo estudio, después de pérdidas (MPa)

c) Elementos con torones adheridos y no adheridos.

1. **Análisis Detallado.** Excepto como se especifica en el Artículo 269c)2, para elementos con torones adheridos y no adheridos, el esfuerzo en el acero de preesfuerzo deberá calcularse por medio de análisis detallado. Este análisis deberá tener en cuenta la compatibilidad de deformaciones entre la sección y el acero de preesfuerzo adherido. El esfuerzo en el acero de preesfuerzo no adherido deberá tomar en cuenta la compatibilidad global de desplazamiento entre secciones adheridas de torones localizadas en la luz. Las secciones adheridas de los torones no adheridos podrán ser puntos de anclaje y cualquier sección adherida, tales como los desviadores. Deberá tenerse en cuenta el posible deslizamiento en los desviadores. La resistencia nominal a flexión deberá calcularse directamente de los esfuerzos resultantes del análisis.

2. **Análisis Simplificado.**

i. En lugar del análisis detallado descrito en el Artículo 269c)1, el esfuerzo en los torones no adheridos podrá tomarse conservadoramente como el esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo después de pérdidas, f_{pe} . En este caso, el esfuerzo en el acero de preesfuerzo no adherido deberá calcularse empleando la Ec. 119 a Ec. 122, con el término $A_{ps} f_{pu}$ en la Ec. 121 y Ec. 122 reemplazado por el término $A_{psb} * f_{pu} + A_{psu} * f_{pe}$.

Donde:

A_{psb} = área del acero de preesfuerzo adherido (mm²)

A_{psu} = área del acero de preesfuerzo no adherido (mm²)

- II. Al calcular la resistencia nominal a flexión usando la Ec. 128, el esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo deberá tomarse como el promedio ponderado del esfuerzo en los aceros de preesfuerzo adherido y no adherido, y deberá usarse el área total de los aceros de preesfuerzo adherido y no adherido.

Artículo 270. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.

- a) **Resistencia a la Flexión Mayorada.** La resistencia Mayorada M_r deberá ser igual a:

Ec. 127

$$M_r = \Phi M_n$$

donde:

M_n Resistencia nominal (kN m)

=

Φ Factor de resistencia especificado en el Artículo 255.

=

- b) **Secciones con Aletas.** Para secciones con aletas sometidas a flexión alrededor de un eje y para flexión biaxial con carga axial, como se especifica en el Artículo 279, donde se use la distribución aproximada de esfuerzos especificada en el Artículo 268, y donde la profundidad de la aleta de compresión es menor a $\alpha = \beta_{1c}$, determinada de acuerdo con la Ec. 121, Ec. 122, Ec. 125, o Ec. 126, la resistencia nominal a flexión podrá tomarse como:

Ec. 128

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

donde:

A_{ps} = área del acero de preesfuerzo (mm²)

f_{ps} = esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo en la resistencia nominal a flexión especificada en la Ec. 5.7.3.1.1-1 (MPa)

d_p = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide de los torones de preesfuerzo (mm)

A_s = área de refuerzo no preesforzado a tracción (mm²)

f'_s = esfuerzo en el acero no tensionado de refuerzo a tracción, en la resistencia nominal a flexión (MPa), especificada en el Artículo 267.

d_s = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción no preesforzado (mm)

A'_s = área del refuerzo a compresión (mm²)

f'_s = esfuerzo en el acero dulce de refuerzo a compresión, en la resistencia nominal a flexión (MPa), especificada en el Artículo 267

d'_s = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a compresión (mm)

f'_c = resistencia especificada a compresión del Hormigón a 28 días, a menos que se especifique otra edad (MPa)

b = ancho de la cara de compresión del miembro; para una aleta a compresión, el ancho efectivo de la aleta especificada en el Artículo 193 (mm)

b_w = ancho del alma o el diámetro de una sección circular (mm)

β_1 = factor del bloque de esfuerzos especificado en el Artículo 268

h_f = profundidad de la aleta de compresión de un miembro en I o en T (mm)

$a = c\beta_1$; profundidad del bloque equivalente de esfuerzos (mm)

- c) **Secciones Rectangulares.** Para secciones rectangulares sometidas a flexión alrededor de un eje y para flexión biaxial con carga axial especificada en el Artículo 279, donde se emplee la distribución aproximada de esfuerzos del Artículo 268 y donde la profundidad de la aleta a compresión no es menor a $\alpha = \beta_{1c}$, determinada de acuerdo con la Ec. 122 o Ec. 126, la resistencia nominal a flexión M_n podrá determinarse con la Ec. 119 a Ec. 128, en cuyo caso b_w podrá tomarse como b .
- d) **Otras Secciones Transversales.** Para secciones transversales diferentes de secciones con aletas o esencialmente rectangulares con eje de simetría vertical o para secciones sometidas a flexión biaxial sin carga axial, la resistencia nominal a flexión, M_n deberá determinarse por medio de análisis con base en la suposición especificada en la Sección 2 del presente Capítulo. Deberá aplicarse el requisito del Artículo 271.
- e) **Enfoque de Compatibilidad de Deformaciones.** Alternativamente, podrá usarse el enfoque de compatibilidad de deformaciones si se requiere cálculos más precisos. Deberá aplicarse las disposiciones apropiadas del Artículo 267. El esfuerzo y la deformación unitaria correspondiente en cualquier capa de refuerzo podrán tomarse de cualquier fórmula o gráfico esfuerzo-deformación representativo para refuerzo dulce y cables de preesfuerzo.

Artículo 271. LÍMITE PARA EL REFUERZO.

a) **Refuerzo Máximo.** DISPOSICIÓN NO VIGENTE.

b) **Refuerzo Mínimo.**

1. A menos que se especifique algo diferente, en cualquier sección no controlada por compresión de un elemento a flexión, la cantidad de refuerzo a tracción preesforzado y convencional deberá ser adecuado para desarrollar una resistencia mayorada a flexión, M_r , por lo menos igual al menor de:

- I. veces el momento requerido por la combinación de carga aplicable especificada en la TABLA 2; y
- II.

Ec. 129

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) \gamma_1 S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

f_r = módulo de rotura del Hormigón especificado en el Artículo 237

f_{cpe} = esfuerzo de compresión en el Hormigón debido sólo a las fuerzas efectivas de preesfuerzo (después de considerar todas las pérdidas de preesfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (MPa)

M_{dnc} = momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta (kN m)

S_n = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (mm³)

S_{nc} = módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas externas (mm³)

2. Deberán usarse valores apropiados para M_{dnc} y S_{nc} para secciones compuestas intermedias. Cuando las vigas se diseñen para que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, S_{nc} deberá sustituirse por S_c en las anteriores ecuaciones para el cálculo de M_{cr} .
3. Los siguientes factores deberán usarse para tener en cuenta la variación en la resistencia a la fisuración del Hormigón, la variación del preesfuerzo, y la relación entre esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo y el esfuerzo último:

γ_1 = factor de variación de la fisuración por flexión
 = 1.2 para estructuras prefabricadas segmentales
 = 1.6 para todas las demás estructuras de Hormigón

γ_2 = factor de variación del preesfuerzo
 = 1.1 para torones adheridos
 = 1.0 para torones no adheridos

γ_3 = relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo
 = 0.67 para refuerzo A615, Grado 60
 = 0.75 para refuerzo A706, Grado 60
 = 1.00 para estructuras de Hormigón preesforzado

4. Deberán aplicarse las disposiciones del Artículo 348.

Artículo 272. CONTROL DE AGRIETAMIENTO POR MEDIO DE LA DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO.

- a) Las disposiciones especificadas aquí deberán aplicarse al refuerzo de todos los elementos de Hormigón, excepto al de losas de tablero diseñadas de acuerdo con la Sección 2 del Capítulo VII del Título IX, en las cuales la tracción en la sección transversal excede el 80 (%) del módulo de rotura especificado en el Artículo 237, en la combinación de carga aplicable del estado límite de servicio especificada en la TABLA 2.
- b) El espaciamiento s del refuerzo de acero dulce en la capa más cercana a la cara de tracción deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$s \leq \frac{123000\gamma_e - 2d_c}{\beta_s f_{ss}} \quad (5.7.3.4-1) \quad \text{Ec. 130}$$

En la cual

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad \text{Ec. 131}$$

donde:

γ_e = factor de exposición
 = 1.00 para condición de exposición Clase 1
 = 0.75 para condición de exposición Clase 2

d_c = espesor del recubrimiento de concrete medido desde la fibra extrema de tracción hasta el centro del refuerzo de flexión más cercano (mm)

f_{ss} = esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio (MPa)

h = espesor total o profundidad del elemento (mm)

d_ℓ = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del elemento extremo a tracción (mm)

- c) La condición de exposición Clase 1 resulta adecuada cuando podrá tolerarse agrietamiento, restando importancia a la apariencia del elemento estructural o a la corrosión. La condición de exposición Clase 2 es la adecuada para diseño transversal de vigas de Hormigón segmentales en cajón, para cualquier carga aplicada con anterioridad a alcanzarse la resistencia nominal del Hormigón, y cuando hay una mayor preocupación por la apariencia del elemento estructural o por la corrosión.
- d) En el cálculo de d_c , se usa el espesor real del recubrimiento de Hormigón.
- e) Cuando se calcula el esfuerzo real en el acero de refuerzo, deberá considerarse la tracción axial,

- f) El espaciamiento mínimo y máximo del refuerzo deberá, igualmente, cumplir con las disposiciones de los Artículo 335 y Artículo 336, respectivamente.
- g) Podrán considerarse los efectos del acero de preesfuerzo adherido, en cuyo caso el valor de f_s usado en la Ec. 130, para el acero de preesfuerzo adherido, deberá ser el esfuerzo que se desarrolla más allá del estado de descompresión, calculada con base en la sección fisurada, o en un análisis de compatibilidad de deformaciones.
- h) Cuando las aletas de vigas en T y en cajón de Hormigón reforzado están en tracción en el estado límite de servicio, el refuerzo a tracción por flexión deberá distribuirse sobre la menor distancia de:
1. El ancho efectivo de la aleta especificada en el Artículo 193, o
 2. Un ancho igual a 1/10 del promedio de las luces adyacentes entre soportes.
- i) Si el ancho efectivo de la aleta excede 1/10 de la luz deberá proporcionarse, en las secciones externas de la aleta, acero de refuerzo longitudinal adicional, con un área no menor de 0.4 % del área en exceso de losa.
- j) Si la distancia d_l de miembros no preesforzados o parcialmente preesforzados excede 1 m, deberá distribuirse uniformemente refuerzo superficial longitudinal [longitudinal skin reinforcement] a lo largo de ambas caras del elemento de Hormigón, en una distancia de $d_l / 2$ más cercana al refuerzo de tracción por flexión. El área del refuerzo superficial A_{sk} en mm^2/m de altura en cada cara deberá satisfacer:

Ec. 132

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200}$$

donde:

A_{ps} = área del acero de preesfuerzo (mm^2)

A_s = área del refuerzo a tracción (mm^2)

- k) Sin embargo, el área total del refuerzo superficial longitudinal (por cara) no necesita exceder un cuarto del refuerzo a tracción por flexión requerido, $A_s + A_{ps}$.
- l) El espaciamiento máximo del refuerzo superficial no deberá exceder $d_e / 6$ ó 300 mm.
- m) Dicho refuerzo podrá incluirse en el cálculo de la resistencia si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos en las barras o alambres individuales.

Artículo 273. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS.

- a) En lugar de análisis más refinados, donde se proporcione refuerzo adherido que satisface las disposiciones del Capítulo XI del presente Título en los apoyos internos de vigas continuas de Hormigón reforzado, los momentos negativos determinados con la teoría de la elasticidad en estados límites de resistencia podrá aumentarse o disminuirse por no más de $1000\epsilon_t$ por

ciento, con un máximo de 20%. La redistribución de momentos negativos deberá hacerse solamente cuando ε_t es igual o mayor que 0.0075 en la sección en la cual se reduce el momento.

- b) Los momentos positivos deberán ajustarse para tener en cuenta los cambios en los momentos negativos, a fin de mantener equilibrio de cargas y de fuerzas.

Artículo 274. DEFORMACIONES.

- a) General.

1. Deberá considerarse las disposiciones del Artículo 31.
2. Las juntas y los soportes del tablero deberán permitir los cambios dimensionales causados por las cargas, el flujo plástico, la retracción, los cambios térmicos, los asentamientos, y el preesfuerzo.

- b) Deflexión y Contraflecha.

1. El cálculo de deflexiones y de contraflechas deberá considerar la carga muerta, la carga viva, el preesfuerzo, las cargas de montaje, el flujo plástico y la retracción del Hormigón, y la relajación del acero.
2. Para determinar la deflexión y la contraflecha, deberá aplicarse las disposiciones del Artículo 180, Artículo 181 y Artículo 330.
3. A falta de análisis más exhaustivos, podrá calcularse la deflexión instantánea usando el módulo de elasticidad del Hormigón especificado en el Artículo 235, tomando el momento de inercia como el momento de inercia bruto, I_g , o un momento efectivo de inercia, I_e , dado por la Ec. 133:

Ec. 133

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

En la cual:

Ec. 134

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t}$$

Donde:

M_{cr} = momento de fisuración (kN m)

f_r = módulo de rotura del Hormigón especificado en el Artículo 237 (MPa)

y_t = distancia desde el eje neutro a la fibra extrema a tracción (mm)

M_a = momento máximo en el elemento de Hormigón en la etapa para la cual se calcula la deformación (kN m)

4. Para miembros prismáticos, el momento efectivo de inercia podrá tomarse como el valor obtenido de la Ec. 133 en la mitad de la luz para luces simples o continuas, y en los apoyos para los voladizos. Para miembros no prismáticos continuos, el momento de inercia efectivo podrá tomarse como el promedio de los valores obtenidos de la Ec. 133 para las secciones de los momentos críticos positivo y negativo.
5. A menos que se efectúe una determinación más exacta, La deflexión de largo plazo podrá tomarse como la deflexión instantánea multiplicada por el siguiente factor:
 - I. Si la deflexión instantánea se basa en: $I_g = 4.0$
 - II. Si la deflexión instantánea se basa en: $I_e: 3.0-1.2 (A'_s / A_s) \geq 1.6$

donde:

A'_s = área del refuerzo a compresión (mm²)

A_s = área del refuerzo a tracción no preesforzado (mm²)
6. Los documentos contractuales deberán requerir que las deflexiones de los puentes construidos segmentalmente se calculen con anterioridad al vaciado de los segmentos, con base en el cronograma previsto de vaciado y montaje y que deberán usarse como una guía mediante la cual se verifican las deflexiones reales medidas.

c) Deformación Axial.

1. El acortamiento o el alargamiento instantáneo debido a las cargas deberá determinarse usando el módulo de elasticidad de los materiales en el instante de la carga.
2. El acortamiento o el alargamiento instantáneo debido a la temperatura deberán determinarse de acuerdo con los Artículo 139, Artículo 143 y Artículo 233.
3. El acortamiento de largo plazo debido a la retracción y al flujo plástico deberá determinarse como se especifica en el Artículo 234.

SECCIÓN 4 MIEMBROS A COMPRESIÓN

Artículo 275. GENERAL.

- a) A menos que se permita lo contrario, los miembros a compresión deberán analizarse teniendo en cuenta los efectos de:
 1. La excentricidad,
 2. Las cargas axiales,
 3. Los momentos de inercia variables,

4. Grado de empotramiento,
 5. Deflexiones,
 6. Duración de las cargas, y
 7. Preesfuerzo.
- b) En lugar de un procedimiento refinado, las columnas no preesforzadas con relación de esbeltez, $K \ell_u / r < 100$, podrán diseñarse por medio del procedimiento aproximado especificado en el Artículo 277.

Donde:

K = factor de longitud efectiva especificado en el Artículo 192.

ℓ_u = longitud no arriostrada (mm)

r = radio de giro (mm)

- c) Los requisitos de este Artículo deberán complementarse y modificarse para estructuras en las Zonas Sísmicas 2, 3, y 4, como se especifica en la Sección 11 del Capítulo X del presente Título.
- d) Deberán tomarse medidas para transferir todas las fuerzas de los elementos de compresión, ajustadas con la amplificación de momentos por efectos de segundo orden, a los elementos adyacentes.
- e) Cuando la conexión con un elemento adyacente se haga por medio de una articulación de Hormigón, deberá centrarse el refuerzo longitudinal dentro de la articulación, con el fin de minimizar la resistencia a flexión, y deberá desarrollarse a ambos lados de la articulación.

Artículo 276. LÍMITES PARA EL REFUERZO.

- a) Deberá considerarse límites adicionales sobre el refuerzo para miembros a compresión en las Zonas Sísmicas 2, 3, y 4 como se especifica en los Artículos 359 y Artículo 359a)3.
- b) El área máxima de refuerzo longitudinal presforzado y no presforzado para elementos a compresión no compuestos deberá ser tal que:

Ec. 135

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08$$

y:

Ec. 136

$$\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f'_c} \leq 0.30 \quad (5.7.4.2-2)$$

- c) El área mínima de refuerzo longitudinal presforzado y no presforzado para elementos a compresión no compuestos deberá ser tal que:

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \geq 0.135$$

Donde:

A_s = área del acero de tracción no preesforzado (mm²)

A_g = área bruta de la sección (mm²)

A_{ps} = área del acero de preesfuerzo (mm²)

f_{pu} = resistencia especificada de tracción del acero de preesfuerzo (MPa)

f_y = resistencia especificada de fluencia de las barras de refuerzo (MPa)

f'_c = resistencia especificada de compresión del Hormigón (MPa)

f_{pe} = preesfuerzo efectivo (MPa)

- d) El número mínimo de barras de refuerzo longitudinal en el cuerpo de una columna deberá ser seis en arreglos circulares y cuatro en arreglos rectangulares. El tamaño mínimo de la barra deberá ser No. 5 (16 mm).
- e) Para los puentes en la Zona Sísmica 1, podrá usarse un área efectiva reducida cuando la sección transversal es mayor que la requerida para resistir las cargas aplicadas. El mínimo porcentaje de refuerzo total longitudinal (preesforzado o no) del área efectiva reducida deberá ser mayor al uno por ciento, o el valor obtenido de la Ec. 5.7.4.2-3. Tanto el área efectiva reducida como el área bruta tienen que ser capaces de resistir todas las combinaciones de carga aplicables de la TABLA 2.

Artículo 277. EVALUACIÓN APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ.

- a) Para miembros no arriostrados contra movimiento lateral, los efectos de esbeltez podrán despreciarse cuando la relación de esbeltez $K\ell_u/r$ es menor que 22.
- b) Para miembros arriostrados contra movimiento lateral, los efectos de esbeltez podrán despreciarse cuando $K\ell_u/r$ es menor que $34 - 12 (M_1/M_2)$, en la cual M_1 y M_2 son los momentos en los extremos menor y mayor, respectivamente, y el término (M_1/M_2) es positivo para curvatura simple.
- c) Podrá usarse el siguiente procedimiento aproximado para el diseño de miembros no preesforzados a compresión con $K\ell_u/r$ menor que 100:
1. El diseño se basa en una carga axial mayorada, P_u , determinada por medio de análisis elástico y un momento amplificado, M_c , especificado en el Artículo 183b)2.
 2. La longitud no arriostrada, ℓ_u , de un miembro a compresión se toma como la distancia libre entre elementos capaces de proporcionar apoyo lateral para los elementos a

compresión. Cuando hay cartelas, la longitud no arriostrada se toma hasta el extremo de cualquier cartela en el plano considerado.

3. El radio de giro, r , se calcula para la sección bruta de Hormigón.
 4. Para miembros arriostrados contra movimiento lateral, el factor de longitud efectiva, K , se toma como 1.0, a menos que se demuestre, por medio de análisis, que podrá usarse un valor menor.
 5. Para miembros no arriostrados contra movimiento lateral, K se determina teniendo en cuenta los efectos del agrietamiento y el refuerzo sobre la rigidez relativa y se toma mayor o igual a 1.0.
- d) En lugar de un cálculo más preciso, el término EI usado para determinar P_e como se especifica en la Ec. 73, deberá tomarse como el mayor valor de:

Ec. 138

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d}$$

Ec. 139

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d}$$

Donde:

E_c = módulo de elasticidad del Hormigón (MPa)

I_g = momento de inercia de la sección bruta de Hormigón alrededor del eje centroidal (mm⁴)

E_s = módulo de elasticidad del acero longitudinal (MPa)

I_s = momento de inercia del acero longitudinal alrededor del eje centroidal (mm⁴)

β_d = relación entre los momentos máximos de carga permanente mayorada y el momento máximo de carga total mayorada; siempre positivo

- e) Para miembros excéntricamente preesforzados, deberá considerarse el efecto de deflexión lateral debido al preesfuerzo, para determinar el momento amplificado.

Artículo 278. RESISTENCIA AXIAL MAYORADA. La resistencia axial de elementos de Hormigón a compresión, simétricos con respecto a ambos ejes principales, deberá ser:

Ec. 140

$$P_r = \phi P_n$$

en la cual:

- a) Para miembros con refuerzo en espiral:

Ec. 141

$$P_n = 0.85 \left[\begin{array}{l} 0.85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) \\ + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \varepsilon_{cu}) \end{array} \right]$$

b) Para miembros con estribos:

Ec. 142

$$P_n = 0.80 \left[\begin{array}{l} 0.85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) \\ + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \varepsilon_{cu}) \end{array} \right]$$

donde:

P_r = resistencia axial, con o sin flexión (kN)

P_n = resistencia nominal axial, con o sin flexión (kN)

f'_c = resistencia especificada del Hormigón a los 28 días, a menos que se especifique otra edad (MPa)

A_g = área bruta de la sección (mm²)

A_{st} = área total del refuerzo longitudinal (mm²)

f_y = resistencia especificada de fluencia del refuerzo (MPa)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 255

A_{ps} = área del acero de preesfuerzo (mm²)

E_p = módulo de elasticidad de los torones de preesfuerzo (MPa)

f_{pe} = esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo después de pérdidas (MPa)

ε_{cu} = deformación unitaria del Hormigón en la falla a compresión (mm/mm)

Artículo 279. FLEXIÓN BIAXIAL.

a) En lugar de un análisis basado en equilibrio y compatibilidad de deformaciones para flexión biaxial, los miembros no circulares sometidos a flexión biaxial y compresión podrán dimensionarse usando las siguientes expresiones aproximadas:

1. Si la carga axial mayorada es mayor o igual a $0.10\phi f'_c A_g$:

Ec. 143

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

En la cual:

Ec. 144

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps}(f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})$$

2. Si la carga axial mayorada es menor a $0.10\phi f_c A_g$:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps}(f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})$$

Ec. 145

Donde:

ϕ = factor de resistencia para miembros en compresión axial

P_{rx} = resistencia axial en flexión biaxial (kN)

P_{rx} = resistencia axial determinada con base en que sólo hay excentricidad e_y (kN)

P_{ry} = resistencia axial determinada con base en que sólo hay excentricidad e_x (kN)

P_u = fuerza axial mayorada aplicada (kN)

M_{ux} = momento mayorado aplicado alrededor del eje x (kN m)

M_{uy} = momento mayorado aplicado alrededor del eje y (kN m)

e_x = excentricidad en la dirección x de la fuerza axial mayorada aplicada, es decir,
= M_{uy} / P_u (mm)

e_y = excentricidad en la dirección y de la fuerza axial mayorada aplicada, es decir,
= M_{ux} / P_u (mm)

P_o = resistencia nominal axial de la sección con 0.0 excentricidad

3. Las resistencias axiales P_{rx} y P_{ry} no deberán tomarse mayores que el producto del factor de resistencia, ϕ , y la resistencia máxima nominal a compresión dada por la Ec. 141 o Ec. 142, según sea apropiado.

Artículo 280. ESPIRALES Y ESTRIBOS.

- a) El área de acero para espirales y estribos en puentes en las Zonas Sísmicas 2, 3, o 4 deberá cumplir con los requisitos especificados en Sección 11 del Capítulo X del presente Título.
- b) Cuando el área del refuerzo en espiral y en estribos no está controlada por:
 1. Requisitos sísmicos,
 2. Cortante o torsión como se especifica en Capítulo VIII del presente Título, o
 3. Requisitos mínimos especificados en la Sección 6 del Capítulo X del presente Título
- c) La relación entre el refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo de Hormigón, medido entre caras exteriores de la espiral, deberá satisfacer:

Ec. 146

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección de Hormigón (mm²)

A_c = área del núcleo medida hasta el diámetro exterior de la espiral (mm²)

f'_c = resistencia especificada del Hormigón a los 28 días, a menos que se especifique otra edad (MPa)

f_{yh} = resistencia especificada de fluencia de refuerzo en espiral (MPa)

- d) Otros detalles del refuerzo en espiral y en estribos deberá cumplir con las disposiciones de las Secciones 6 y 11 del Capítulo X del presente Título.

Artículo 281. MIEMBROS HUECOS RECTANGULARES A COMPRESIÓN.

a) Relación de esbeltez de las Paredes.

1. La relación de esbeltez de la pared de una sección transversal rectangular hueca deberá tomarse como:

Ec. 147

$$\lambda_w = \frac{X_u}{t}$$

Donde:

X_u = longitud libre de la porción de espesor constante de una pared, medida entre otras paredes o filetes entre paredes (mm)

t = espesor de la pared (mm)

λ_w = relación de esbeltez de la pared para columnas huecas

2. Podrá utilizarse esbelteces de pared mayores a 35 sólo cuando el comportamiento y la resistencia de la pared están documentados por evidencia analítica y experimental aceptables para el Propietario.

b) Limitaciones en el Uso del Método del Bloque de Esfuerzos Rectangular.

1. General.

- I. Excepto como se especifica en el Artículo 281b)3, el método del bloque rectangular equivalente de esfuerzos no deberá emplearse en el diseño de miembros a compresión huecos rectangulares con una relación de esbeltez ≥ 15 .
- II. Cuando la relación de esbeltez de la pared es menor a 15, podrá usarse el método del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, con base en una deformación unitaria de compresión de 0.003.

2. Método Refinado para Ajustar el Límite de Máxima Deformación Usable.
 - I. Cuando la relación de esbeltez de la pared es 15 o mayor, la deformación unitaria máxima usable en la fibra extrema a compresión del Hormigón es igual a la menor entre la deformación unitaria calculada de pandeo local de la aleta más ancha de la sección transversal y 0.003. La deformación unitaria de pandeo local de la aleta más ancha de la sección transversal podrá calcularse suponiendo condiciones de borde simplemente apoyadas en todos los cuatro bordes de la aleta. Deberá considerarse el comportamiento no lineal del material incorporando el módulo tangente del Hormigón y del acero de refuerzo en los cálculos de la deformación unitaria por pandeo local.
 - II. Deberá despreciarse el refuerzo discontinuo no postensionado en miembros huecos rectangulares a compresión, construidos segmentalmente, para el cálculo de la resistencia del miembro.
 - III. La resistencia a la flexión deberá calcularse empleando los principios de la Sección 3 del Capítulo VII del presente Título, aplicados con curvas esfuerzo-deformación previstas para los tipos de materiales que se usarán.
3. Método aproximado para Ajustar la Resistencia mayorada:
 - I. Podrá usarse las disposiciones de este Artículo y el método del bloque de esfuerzos rectangular en lugar de las disposiciones del Artículo 281b)1 y 2 cuando la esbeltez de la pared sea ≤ 35 .
 - II. La resistencia mayorada de una columna hueca, determinada usando una deformación unitaria máxima usable de 0.003, y los factores de resistencia especificados en el Artículo 255 deberá reducirse aún más, por un factor ϕ_w tomado como:
 - Si $\lambda_w \leq 15$, entonces $\phi_w = 1.0$.
 - Si $15 < \lambda_w \leq 25$, entonces $\phi_w = 1.0 - 0.025(\lambda_w - 15)$.
 - Si $25 < \lambda_w \leq 35$, entonces $\phi_w = 0.75$.

SECCIÓN 5 APLASTAMIENTO

Artículo 282. APLASTAMIENTO.

- a) A falta de refuerzo de confinamiento en el Hormigón en el que se apoya el dispositivo de soporte, la resistencia mayorada de aplastamiento deberá tomarse como:

$$P_r = \phi P_n$$

Ec. 148

En la cual:

$$P_n = 0.85f'_c A_g m$$

Ec. 149

Donde:

P_n = resistencia nominal de aplastamiento (kN)

A_1 = área bajo el dispositivo de soporte (mm²)

m = factor de modificación

A_2 = área virtual definida aquí (mm²)

b) El factor de modificación podrá determinarse así:

1. Cuando el área de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada:

Ec. 150

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0$$

2. Cuando el área está sometida a esfuerzos de aplastamiento distribuidos no uniformemente:

Ec. 151

$$m = 0.75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.50$$

c) Cuando la superficie de apoyo es inclinada o escalonada, A_2 podrá tomarse como el área de la base inferior del mayor tronco de pirámide, cono, o cuña contenido completamente dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada, con pendientes laterales de 1.0 vertical a 2.0 horizontal.

d) Cuando la carga mayorada aplicada excede la resistencia mayorada, como se especifica aquí, deberán tomarse medidas para resistir las fuerzas de desgarramiento y descantillado, de acuerdo con la Sección 9 del Capítulo X del presente Título.

SECCIÓN 6 MIEMBROS A TRACCIÓN

Artículo 283. RESISTENCIA A TRACCIÓN MAYORADA.

a) Los miembros en los cuales las cargas mayoradas inducen esfuerzos de tracción a través de la sección transversal deberán considerarse miembros a tracción, y la fuerza axial deberá suponerse resistida solamente por los elementos de acero. Deberán aplicarse las disposiciones del Artículo 382.

b) La resistencia mayorada a tracción uniforme deberá tomarse como:

Ec. 152

$$P_r = \phi P_n$$

Donde:

P_n = resistencia nominal a tracción especificada en el Artículo 263.

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 255.

Artículo 284. RESISTENCIA A COMBINACIONES DE TRACCIÓN Y FLEXIÓN. Los miembros sometidos a carga de tracción excéntrica, que induce esfuerzos de compresión en la sección transversal, deberán dimensionarse de acuerdo con las disposiciones de la Sección 2 Capítulo VII del presente Título.

CAPÍTULO VIII CORTANTE Y TORSIÓN

SECCIÓN 1 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

Artículo 285. REGIONES DE FLEXIÓN.

- a) Cuando sea razonable suponer que las secciones planas permanecen planas después de la carga, las regiones de los elementos deberán diseñarse para cortante y torsión usando, ya sea el modelo seccional especificado en la Sección 3 Capítulo VIII Título V, o el modelo de puntal-tensor especificado en la Sección 3 del Capítulo VI del presente Título. Deberá aplicarse los requisitos de la Sección 2 del Capítulo VIII del presente Título.
- b) En lugar de las disposiciones de la Sección 3 del Capítulo VIII del presente Título, los puentes de vigas de Hormigón en cajón segmentales postensionados podrán diseñarse para cortante y torsión usando las disposiciones de la Sección 6 del Capítulo VIII del presente Título.
- c) Los elementos en los cuales la distancia desde el punto de cero cortante hasta la cara del apoyo es menor que $2d$, o los elementos en los cuales una carga que causa más de $1/3$ (en el caso de vigas segmentales en cajón) de la cortante en el apoyo está a menos de $2d$ de la cara del apoyo, podrán considerarse elementos profundos para los cuales se aplican las disposiciones de la Sección 3 Capítulo VI Título V y los requisitos de detallamiento del Artículo 394.

Artículo 286. REGIONES CERCANAS A DISCONTINUIDADES. Cuando la suposición de las secciones planas de la teoría de flexión no es válida, las regiones de los miembros deberán diseñarse para cortante y torsión usando el modelo del puntal y del tensor, como se especifica en la Sección 3 del Capítulo VI del presente Título. Deberán aplicarse las disposiciones de la Sección 2 del Capítulo XIII del presente Capítulo. **REGIONES DE INTERFAZ.** La interfaz entre elementos deberá diseñarse para la transferencia de cortante de acuerdo con las disposiciones de la Sección 4 del Capítulo VIII del presente Título. **LOSAS Y ZAPATAS.** Las regiones tipo losa deberán diseñarse de acuerdo con las disposiciones del Artículo 402 o de la Sección 3 Capítulo VI del presente Título. **ALMAS DE PUENTES DE VIGAS CURVAS EN CAJÓN POSTENSIONADAS.** Las vigas curvas en cajón postensionadas que tienen una altura libre total, h_c , en exceso de 1.20 m deberán diseñarse para los siguientes efectos combinados, antes y después de pérdidas:

- a) Los efectos combinados de cortante global que resulta de cortante vertical y torsión,
- b) Flexión regional transversal del alma que resulta de fuerza lateral de preesfuerzo, y
- c) Flexión transversal del alma de cargas verticales y postensionado transversal.

**SECCIÓN 2
REQUISITOS GENERALES**

Artículo 290. GENERAL.

- a) La resistencia torsional mayorada T_r , deberá tomarse como:

$$T_r = \phi T_n$$

Ec. 153

Donde:

T_n = resistencia nominal torsional especificada en el Artículo 304 (kN m)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 255.

- b) La resistencia mayorada de fuerza cortante, V_r , deberá tomarse como:

$$V_r = \phi V_n$$

Ec. 154

Donde:

V_n = resistencia nominal de fuerza cortante especificada en el Artículo 301 (kN)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 255.

- c) Para Hormigón de densidad normal, deberá investigarse los efectos torsionales cuando:

$$T_u > 0.25\phi T_{cr}$$

Ec. 155

En la cual:

$$T_{cr} = 0.328\sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.328\sqrt{f'_c}}}$$

Ec. 156

Donde:

T_u = momento torsional mayorado (kN m)

T_{cr} = momento torsional de fisuración (kN m)

A_{cp} = área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de Hormigón (mm²)

p_c = longitud del perímetro exterior de la sección transversal de Hormigón (mm)

f_{pc} = esfuerzo de compresión en el Hormigón después de ocurridas las pérdidas de preesfuerzo en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas transitorias o en la unión del alma y la aleta donde el centroide queda en la aleta (MPa)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 255.

d) Para estructuras celulares:

Ec. 157

$$\frac{A_{cp}^2}{P_c} \leq 2A_o b_v$$

Donde:

A_o = área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, incluyendo cualquier área de huecos (mm²)

e) La fuerza de cortante equivalente mayorada, V_u , deberá tomarse igual a:

1. Para secciones sólidas:

Ec. 158

$$\sqrt{V_u^2 + \left(\frac{0.9 p_h T_u}{2A_o} \right)^2}$$

2. Para secciones en cajón:

Ec. 159

$$V_u + \frac{T_u d_s}{2A_o}$$

Donde:

p_h = perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado para torsión (mm)

T_u = momento torsional mayorado (kN m)

Artículo 291. MODIFICACIONES PARA HORMIGÓN LIVIANO.

a) Cuando se use Hormigón con agregados livianos, deberá aplicarse las siguientes modificaciones para determinar la resistencia a torsión y a cortante:

1. Cuando se especifica la resistencia promedio a tracción por hendimiento del Hormigón liviano, f_{ct} , el término $0.75\sqrt{f'_c}$ en las expresiones de las Secciones 2 y 3 del Capítulo VIII del presente Título deberá reemplazarse por: $1.8f_{ct} \leq \sqrt{f'_c}$

2. Cuando no se especifica f_{ct} , el $0.75\sqrt{f'_c}$ término para todos los Hormigóns livianos, y $0.85\sqrt{f'_c}$ para Hormigóns con arena liviana deberá sustituirse por $\sqrt{f'_c}$ en las

expresiones de las Secciones 2 y 3 del Capítulo VIII del presente Título.

3. Podrá emplearse interpolación lineal cuando se use reemplazo parcial de la arena.

Artículo 292. LONGITUDES DE TRANSFERENCIA Y DE DESARROLLO. Deberán considerarse las disposiciones de la Sección 4 del Capítulo XI del presente Título.

Artículo 293. REGIONES QUE REQUIEREN REFUERZO TRANSVERSAL. Excepto para losas, zapatas, y alcantarillas, deberá proporcionarse refuerzo transversal cuando:

Ec. 160

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p) \quad \text{o}$$

Cuando se requiere considerar la torsión por medio de la Ec. 155 ó Ec. 193.

Donde:

V_n = fuerza de cortante mayorada (N).

V_c = resistencia nominal a cortante del Hormigón (N).

V_p = elemento de la fuerza de preesfuerzo en la dirección de la fuerza de cortante; V_p cuando se usa el método simplificado del Artículo 302c) (N).

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 255.

Artículo 294. REFUERZO MÍNIMO TRANSVERSAL.

- a) Excepto para puentes de vigas en cajón postensadas segmentales de Hormigón, cuando se requiere refuerzo transversal, como se especifica en el Artículo, el área de acero deberá satisfacer:

Ec. 161

$$A_v \geq 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

Donde:

A_v = área del refuerzo transversal dentro de la distancia s (mm²)

b_v = ancho del alma ajustada por la presencia de ductos, como se especifica en el Artículo 298 (mm)

s = espaciamiento del refuerzo transversal (mm)

f_y = resistencia de fluencia del refuerzo transversal (MPa)

- b) Para puentes de vigas en cajón postensadas segmentales de Hormigón, cuando no se requiera refuerzo transversal, como se especifica en el Artículo 314, el área mínima de refuerzo transversal de cortante en el alma no deberá ser menor que el equivalente de seis barras de refuerzo No. 4 Grado 60 por metro de longitud.

Artículo 295. TIPOS DE REFUERZO TRANSVERSAL.

- a) El refuerzo transversal para resistir la fuerza portante podrá consistir en:

1. Estribos perpendiculares al eje longitudinal del miembro;
 2. Refuerzo en malla electrosoldada, con los alambres colocados perpendicularmente al eje longitudinal del miembro, siempre y cuando los alambres transversales estén certificados para alcanzar una elongación mínima del cuatro por ciento, medida sobre un patrón de medida de por lo menos 100 mm incluyendo, por lo menos, un alambre perpendicular;
 3. Torones de preesfuerzo anclados, detallados y contruidos para minimizar el asentamiento y las pérdidas función del tiempo, que formen un ángulo no menor de 45 grados con el refuerzo longitudinal de tracción;
 4. Combinaciones de estribos, torones, y barras longitudinales dobladas;
 5. Espirales o aros;
 6. Estribos inclinados con un ángulo no menor de 45 grados con el refuerzo longitudinal de tracción; o
 7. Barras longitudinales dobladas, en miembros no preesforzados, con la parte doblada con un ángulo de 30 grados, o más, con el refuerzo longitudinal a tracción.
- b) Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deberán espaciarse de manera que cada línea a 45 grados, extendiéndose hacia la reacción desde la mitad de la profundidad del miembro, $h / 2$, hacia el refuerzo longitudinal de tracción deberá ser cruzada, por lo menos, por una línea de refuerzo transversal.
- c) El refuerzo transversal deberá detallarse de manera que la fuerza de cortante entre elementos diferentes, o zonas de un miembro, sea efectivamente transferida.
- d) El refuerzo para torsión deberá consistir en refuerzo transversal y longitudinal. El refuerzo longitudinal deberá consistir en barras y/o torones. El refuerzo transversal podrá consistir en:
1. Estribos o ganchos cerrados, perpendiculares al eje longitudinal del miembro, como se especifica en el Artículo 373d),
 2. Un armazón cerrado de malla electrosoldada con los alambres transversales perpendiculares al eje longitudinal del miembro, o
 3. Espirales o aros.

Artículo 296. ESPACIAMIENTO MÁXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL.

- a) El espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder el espaciamiento máximo permitido, S_{max} , determinado así:
1. Si $v_u < 0.125f'_c$ entonces: $s_{max} = 0.5d_v \leq 600mm$
 2. Si $v_u \geq 0.125f'_c$, entonces: $s_{max} = 0.4d_v \leq 300mm$.

Donde:

v_u = esfuerzo cortante calculado de acuerdo con el Artículo 298 (MPa)

d_v = profundidad efectiva de cortante definida en el Artículo 298 (mm)

- b) Para puentes de viga en cajón postensionada segmental de Hormigón, el espaciamiento de los estribos o aros cerrados requerido para resistir las cortantes debido a momentos torsionales no deberá exceder la mitad de la dimensión más corta de la sección transversal, ni 300 mm.

Artículo 297. REQUISITOS DE DISEÑO Y DETALLADO.

- a) El refuerzo transversal deberá anclarse en ambos extremos de acuerdo con las disposiciones del Artículo 373. Para miembros compuestos a flexión, podrá considerarse el esfuerzo del refuerzo a cortante de la viga dentro de la losa del tablero, para determinar si se satisfacen las disposiciones de desarrollo y anclaje del Artículo 373.
- b) La resistencia a la fluencia del refuerzo transversal no preesforzado deberá tomarse igual a la resistencia especificada, cuando esta última no excede 420 MPa. Para refuerzo transversal no presforzado con resistencia a la fluencia mayor a 420 MPa, la resistencia de fluencia de diseño deberá ser el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.0035, pero sin exceder 520 MPa. La resistencia de fluencia de diseño del refuerzo transversal preesforzado deberá tomarse como el esfuerzo efectivo, después de tener en cuenta las pérdidas de preesfuerzo, más 420 MPa, pero no mayor que f_{py} .
- c) Cuando se usa refuerzo de alambres soldados como refuerzo transversal, deberá anclarse en ambos extremos de acuerdo con el Artículo 373c). No deberán permitirse uniones diferentes a aquellas requeridas para el anclaje.
- d) Deberá considerarse los elementos inclinados de compresión por flexión y/o de tracción por flexión en miembros de profundidad variable, para calcular la resistencia al cortante.

Artículo 298. ESFUERZO DE CORTANTE SOBRE HORMIGÓN.

- a) El esfuerzo de cortante sobre el Hormigón deberá determinarse así:

Ec. 162

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v}$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia para cortante especificado en el Artículo 255.

b_v = ancho efectivo del alma tomado como ancho mínimo del alma, paralela al eje neutro, entre resultantes de las fuerzas de tracción y compresión por flexión, o para secciones circulares, el diámetro de la sección, modificada por la presencia de ductos donde sea aplicable (mm)

d_v = profundidad efectiva de cortante tomada como la distancia, perpendicular al eje neutro, entre resultantes de las fuerzas de tracción y compresión por flexión; no es necesario tomarla menor que la mayor entre 0.9 de o 0.72h (mm)

En la cual:

Ec. 163

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}$$

- b) Para determinar la anchura del alma en un nivel en particular, deberá restarse de la anchura del alma la mitad de los ductos sin relleno o un cuarto del diámetro de los ductos rellenos en ese nivel.

SECCIÓN 3 MODELO DE DISEÑO DE LA SECCIÓN

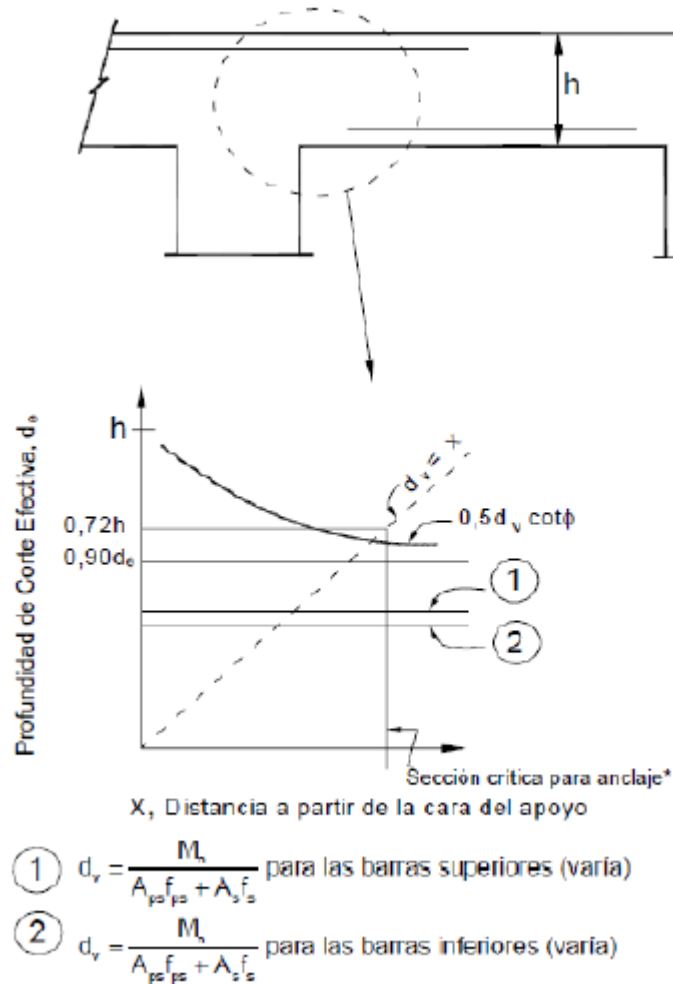
Artículo 299. GENERAL.

- a) El modelo de diseño de sección podrá usarse para el diseño de cortante cuando se permita de acuerdo con las disposiciones de la Sección 1 del Capítulo VIII del presente Título.
- b) En lugar de los métodos especificados aquí, la resistencia de miembros a cortante, o en cortante combinada con torsión, podrá determinarse satisfaciendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad de esfuerzos unitarios y usando relaciones esfuerzo-deformación verificadas experimentalmente para el refuerzo y para el Hormigón agrietado diagonalmente. Cuando se justifica la consideración simultánea de la fuerza cortante en una segunda dirección, la investigación deberá basarse en los principios esbozados arriba o en un modelo tridimensional de puntal-tensor.

Artículo 300. SECCIONES CERCANAS A LOS APOYOS.

- a) Deberá considerarse las disposiciones del Artículo 286.
- b) Cuando la fuerza de reacción en la dirección de la fuerza cortante aplicada introduce compresión en la región del extremo de un miembro, la localización de la sección crítica para cortante deberá tomarse a d_v desde la cara interna del apoyo, ilustrada en la FIGURA 57.

FIGURA 57
SECCIÓN CRÍTICA PARA CORTANTE.



- c) De otra manera, la sección de diseño deberá tomarse en la cara interna del apoyo. Cuando un elemento tipo viga se extiende hacia ambos lados del área de reacción, la sección de diseño en cada lado de la reacción deberá determinarse, por separado, con base en las cargas a cada lado de la reacción y considerando si sus respectivas contribuciones a la reacción total introducen tracción o compresión en la región del extremo.
- d) Para vigas postensadas, deberá proporcionarse refuerzo en la zona de anclaje como se especifica en la Sección 9 del Capítulo X del presente Título. Para vigas pretensadas, deberá proporcionarse una armadura de refuerzo que confine los extremos de los cables especificada en la Sección 10 del Capítulo X del presente Título. Para vigas no preesforzadas sobre soportes que introducen compresión en el miembro, podrá proporcionarse solamente refuerzo mínimo entre el borde interno de la placa o bloque de base.
- e) Si el esfuerzo de cortante en la sección de diseño calculado de acuerdo con el Artículo 298 excede $0.18 f'_c$ y el elemento tipo viga no está construido integralmente con el apoyo, la región de su extremo deberá diseñarse usando el modelo de puntal-tensor especificado en la Sección 3 del Capítulo VI del presente Título.

Artículo 301. RESISTENCIA NOMINAL DE CORTANTE.

- a) La resistencia nominal de cortante, V_n deberá determinarse como lo menor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad \text{Ec. 164}$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \quad \text{Ec. 165}$$

En las cuales:

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad \text{Si se usan los procedimientos del Artículo 302a) y b).}$$

Ec. 166

V_c = la menor entre V_{ci} y V_w , si se usan los procedimientos del Artículo 302c).

Ec. 167

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \operatorname{sen} \alpha}{s}$$

- b) Cuando el refuerzo transversal consiste en una sólo barra longitudinal, o un sólo grupo de barras paralelas longitudinales dobladas hacia arriba a la misma distancia del apoyo, la resistencia al cortante s V proporcionada por dichas barras deberá determinarse como:

Ec. 168

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0.095 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Donde:

b_v = ancho efectivo del alma, tomada como la anchura mínima del alma dentro de la profundidad v d , como se determina en el Artículo 298 (mm).

d_v = profundidad efectiva de cortante, como se determina en el Artículo 298 (mm).

s = espaciamiento del refuerzo transversal paralelo al refuerzo longitudinal (mm).

β = factor que indica la capacidad del Hormigón agrietado diagonalmente de transmitir tracción y cortante, como se especifica en el Artículo 302.

θ = ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonal determinados en el Artículo 302 (grados); si se emplean los procedimientos del Artículo 302c), $\cot \theta$ se define allí.

α = ángulo de inclinación entre el refuerzo transversal y el eje longitudinal (grados).

A_v = área del refuerzo a cortante en una distancia s (mm^2).

V_p = elemento en la dirección de la fuerza cortante aplicada de la fuerza efectiva de preesforzado; positivo si resiste la fuerza cortante aplicada; cuando se recurre al Artículo 302c), $V_p = 0$ (kN).

- c) Cuando se usa refuerzo longitudinal doblado, sólo las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de la barra deberán considerarse efectivas como refuerzo transversal.
- d) Cuando se usa más de un tipo de refuerzo transversal para proporcionar resistencia a la fuerza cortante en la misma porción de un miembro, la resistencia a cortante, V_s , deberá determinarse como la suma de los valores de V_s calculados para cada tipo de refuerzo.

- e) Cuando la resistencia a cortante se proporciona por medio de refuerzo longitudinal, o por medio de una combinación de refuerzo longitudinal doblado y estribos, la resistencia nominal a la cortante deberá determinarse usando el procedimiento simplificado de acuerdo con el Artículo 302a).

Artículo 302. PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A CORTANTE. El diseño por cortante podrá utilizar cualquiera de los tres métodos identificados aquí, siempre y cuando se satisfagan todos los requisitos para el uso del método escogido. **Procedimiento simplificado para Secciones No Preesforzadas.** Para zapatas de Hormigón en las cuales la distancia desde el punto de cero fuerza cortante a la cara de la columna, del pilar o del muro es menor a $3d$, con o sin refuerzo transversal, y para otras secciones de Hormigón no preesforzadas no sometidas a tracción axial y que contienen por lo menos la cantidad de refuerzo mínimo a cortante especificada en el Artículo 294, o que tienen una profundidad total de menos de 400 mm, podrá usarse los siguientes valores:

1. $\beta = 2.0$
2. $\theta = 45^\circ$

b) Procedimiento General.

1. Los parámetros β y θ podrán determinarse por medio de estas disposiciones, o alternativamente por medio de las disposiciones del Apéndice B5.
2. Para secciones que contienen por lo menos la cantidad mínima de refuerzo a cortante especificada en el Artículo 294, el valor de β podrá determinarse con la Ec. 169:

Ec. 169

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)}$$

3. Cuando las secciones no contienen, por lo menos, la cantidad mínima de refuerzo transversal a cortante, el valor de β podrá ser como se especifica en la Ec. 170:

Ec. 170

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + \varepsilon_{xe})}$$

4. El valor de θ en ambos casos podrá ser como se especifica en la Ec. 171:

Ec. 171

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s$$

5. En la Ec. 169 a Ec. 171, ε_s es la deformación unitaria neta longitudinal de tracción en la sección en el centroide del refuerzo a tracción, como se muestra en la FIGURA 58 y FIGURA 59. En lugar de procedimientos más complicados, ε_s podrá determinarse por medio de la Ec. 172:

Ec. 172

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

1. El parámetro de espaciamiento de grietas, S_{xe} , deberá determinarse así:

Ec. 173

$$S_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63}$$

Donde:

$$300 \text{ mm} \leq S_{xe} \leq 2000 \text{ mm}$$

Donde:

A_c = área de Hormigón en el lado sometido a tracción por flexión del miembro como se muestra en la FIGURA 58 (mm²).

A_{ps} = área del acero de preesfuerzo en el lado sometido a tracción por flexión del miembro como se muestra en la FIGURA 58 (mm²).

A_s = área del acero no preesforzado en el lado sometido a tracción por flexión del miembro en la sección bajo consideración, como se muestra en la FIGURA 58 (mm²).

a_g = tamaño máximo del agregado (mm).

f_{po} = Parámetro tomado como módulo de elasticidad del acero de los torones de preesfuerzo, multiplicado por la diferencia fija en deformación unitaria entre los torones de preesfuerzo y el Hormigón circundante (MPa). Para los niveles usuales de preesfuerzo, un valor de esfuerzo igual a $0.7 f_{pu}$ es apropiado para miembros pretensados y postensados.

N_u = fuerza axial mayorada, tomada como positiva si es de tracción y negativa si es de compresión (kN).

$|M_u|$ = valor absoluto del momento mayorado, no menor que $|V_u - V_p| d_v$ (kNm)

s_x = la menor distancia entre d_v , o la distancia máxima entre capas de refuerzo longitudinal para control de grietas, donde el área de refuerzo en cada capa no es menor que $0.003 b_v s_x$, como se muestra en la FIGURA 60 (mm).

V_u = fuerza de cortante mayorada (kN)

6. Dentro de la longitud de transferencia, f_{po} deberá incrementarse linealmente, desde cero en el lugar donde comienza la adherencia entre los cables y el Hormigón, hasta su valor completo en el extremo de la longitud de transferencia.
7. El lado de tracción por flexión del miembro deberá tomarse como la mitad de la profundidad que contenga la zona de tracción por flexión, como se ilustra en la FIGURA 58.
8. Cuando se use la Ec. 169 a Ec. 173, deberá considerarse lo siguiente:
 - I. $|M_u|$ no deberá tomarse menor que $|V_u - V_p| d_v$.

- II. Para calcular A_s y A_{ps} el área de las barras o de los torones terminados antes de sus longitudes de desarrollo desde la sección bajo consideración deberá reducirse proporcionalmente a su falta de desarrollo.
- III. Si el valor de ϵ_s calculado con la Ec. 172 es negativo, deberá tomarse igual a cero, o el valor deberá recalcularse con el denominador de la Ec. 172 reemplazado por $(E_s A_s + E_p A_{ps} + E_c A_{ct})$. Sin embargo ϵ_s no deberá ser menor que -0.40×10^{-3} .
- IV. Para secciones más cercanas que d_v de la cara del apoyo, el valor de ϵ_s , calculado en d_v desde la cara del apoyo, podrá usarse para evaluar β y θ .
- V. Si la tracción axial es suficientemente grande como para agrietar la cara de compresión por flexión de la sección, el valor calculado con la Ec. 172 deberá duplicarse.
- VI. Es admisible determinar β y θ con la Ec. 169 a Ec. 171 usando un valor de ϵ_s mayor que el calculado con la Ec. 172. Sin embargo, ϵ_s no deberá ser mayor que 6.0×10^{-3} .

FIGURA 58
ILUSTRACION DE LOS PARAMETROS DE CORTANTE PARA UNA SECCIÓN QUE CONTIENE, POR LO MENOS, LA CANTIDAD MINIMA DE REFUERZO TRANSVERSAL, $V_p=0$

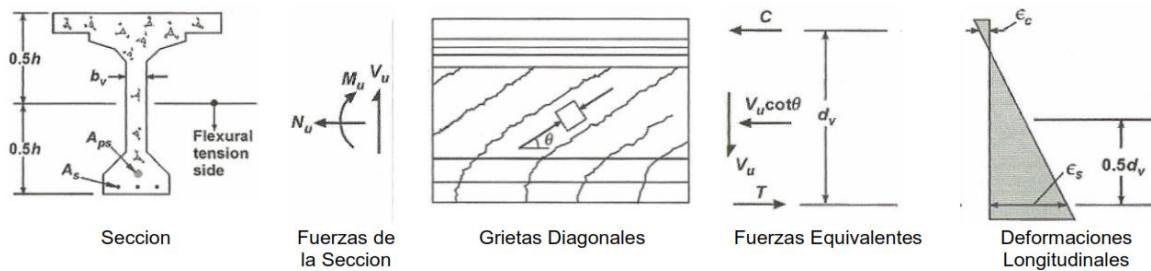


FIGURA 59
DEFORMACION LONGITUDINAL ϵ_s PARA SECCIONES QUE CONTIENEN MENOS DE LA CANTIDAD MINIMA DE REFUERZO TRANSVERSAL

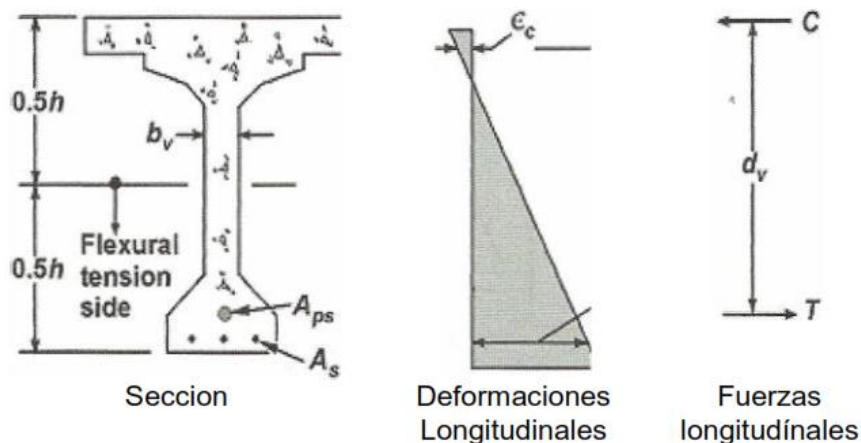
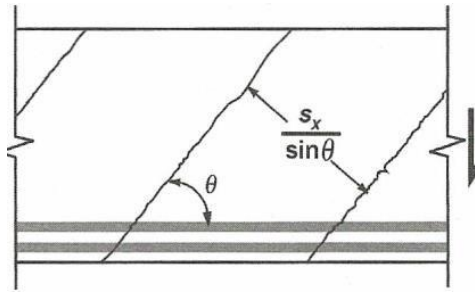
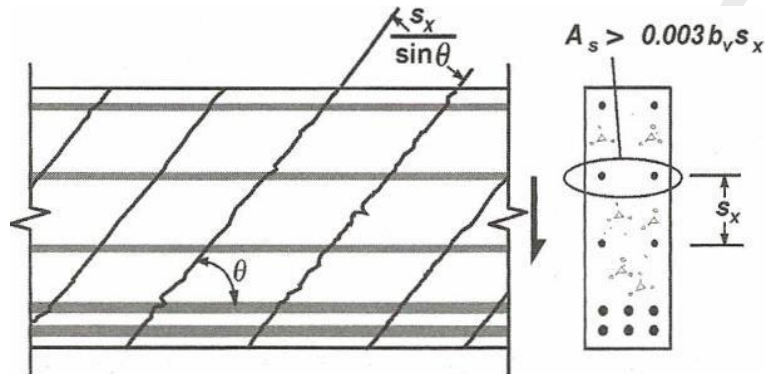


FIGURA 60
DEFINICION DEL PARAMETRO DE ESPACIAMIENTO DE GIRETAS, S_x



(a) Miembro sin refuerzo transversal y con refuerzo longitudinal concentrado



(b) Miembro sin refuerzo transversal, pero con refuerzo longitudinal bien distribuido

c) Procedimiento simplificado secciones preesforzadas y no preesforzadas.

1. Para vigas de Hormigón no sometidas a tracción axial importante, preesforzadas o no, y que contengan por lo menos el refuerzo transversal mínimo especificado en el Artículo 294, V_n , en el Artículo 301, podrá determinarse con V_p igual a cero y V_c el menor valor entre V_{ci} y V_{cw}

donde:

V_{ci} = resistencia nominal de cortante proporcionada por el Hormigón, cuando las grietas inclinadas resultan de la combinación de cortante y momento (kN)

V_{cw} = resistencia nominal de cortante proporcionada por el Hormigón, cuando las grietas inclinadas resultan de tracciones principales excesivas en el alma (kN)

2. V_{ci} deberá determinarse así:

Ec. 174

$$V_{ci} = 0.0525 \sqrt{f'c} b_v d_v + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \geq 0.16 \sqrt{f'c} b_v d_v$$

Donde:

V_d = fuerza cortante en la sección, debida a carga muerta no mayorada que incluye DC y DW (kN)

V_i = Fuerza de cortante mayorada en la sección, debida a cargas aplicadas externamente, que ocurren simultáneamente con M_{max} (kN)

M_{cre} = momento que causa agrietamiento por flexión en la sección, debido a las cargas externas (kN m)

M_{max} = momento máximo mayorado en la sección, debido a las cargas externas (kN m)

3. M_{cre} deberá determinarse así:

Ec. 175

$$M_{cre} = S_c \left(f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right)$$

Donde:

f_{cpe} = esfuerzo de compresión en el Hormigón, debido solamente a fuerzas de preesfuerzo (después de que ocurren todas las pérdidas de preesfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (MPa)

M_{dnc} = momento total no mayorado, debido a la carga muerta que actúa en la sección monolítica o no compuesta (kNm)

S_c = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (mm³)

S_{nc} = módulo de sección para la fibra extrema de la sección monolítica, o no compuesta, donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (mm³)

4. En la Ec. 5.8.3.4.3-1, M_{max} y V_i deberán determinarse a partir de la combinación de carga que cause el momento máximo en la sección.

5. V_{cw} deberá determinarse así:

Ec. 176

$$V_{cw} = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 0.30f_{pc} \right) b_v d_v + V_p$$

Donde:

f_{cpe} = esfuerzo de compresión en el Hormigón (después de tener en cuenta todas las pérdidas de preesfuerzo) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas externas, o en la unión del alma y la aleta, cuando el centroide se encuentra dentro de la aleta (MPa). En un miembro compuesto, f_{pc} el esfuerzo de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y la aleta, debida a preesfuerzo y momentos resistidos por el miembro prefabricado actuando solo.

6. V_s deberá determinarse usando la Ec. 177 con $\cot \theta$ como sigue:

I. Cuando $V_{ci} < V_{cw}$; $\cot \theta = 1.0$

Ec. 177

II. Cuando $V_{ci} > V_{cw}$; $\cot \theta = 1.0 + 1.14 \left(\frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}} \right) \leq 1.8$

Artículo 303. REFUERZO LONGITUDINAL.

- a) En cada sección la capacidad a tracción del refuerzo longitudinal del lado de tracción por flexión del miembro deberá ser dimensionada para satisfacer:

Ec. 178

$$A_{ps}f_{ps} + A_yf_y \geq \frac{|M_u|}{d_v\phi_f} + 0.5\frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5V_s \right) \cot \theta$$

Donde:

V_s = Resistencia a la fuerza cortante proporcionada por el refuerzo transversal en la sección bajo investigación, como se indica en la Ec. 167, excepto que V_s no deberá ser mayor a V_u / Φ (N)

Φ = ángulo de inclinación de los esfuerzos diagonales de compresión empleado para determinar la resistencia nominal a cortante de la sección investigada, como se establece en el Artículo 302; si se aplican los procedimientos del Artículo 302c), el término $\cot \theta$ se define allí.

Φ_f, Φ_v, Φ_c = factores de resistencia del Artículo 255, como sea apropiado, para las resistencias de momento, cortante y axial.

- b) El área de refuerzo longitudinal en el lado a tracción por flexión del miembro no necesita exceder el área requerida para resistir el momento máximo cuando actúa solo. Estas disposiciones se aplican donde la reacción o la carga introduce compresión directa en la cara de compresión por flexión del miembro.
- c) La Ec. 178 deberá evaluarse cuando las vigas simplemente apoyadas se construyen continuas, para cargas vivas. Donde el refuerzo longitudinal es discontinuo, la Ec. 178 deberá reevaluarse.
- d) En el borde interior del área de soporte en extremos simplemente apoyados de secciones con fuerza cortante crítica, el refuerzo longitudinal en el lado de tracción por flexión del miembro deberá satisfacer la siguiente ecuación:

Ec. 179 (AASHTO 5.8.3.5-2)

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5V_s - V_p \right) \cot \theta$$

- e) La Ec. 178 y Ec. 179 deberán aplicarse a las secciones que no estén sometidas a torsión. Deberá tenerse en cuenta cualquier falta de desarrollo.

Artículo 304. SECCIONES SOMETIDAS A COMBINACIÓN DE FUERZA CORTANTE Y TORSIÓN.

- a) **Refuerzo transversal.** El refuerzo transversal no deberá ser menor que la suma del requerido por cortante, como se especifica en el Artículo 301, para la torsión concurrente, como se especifica en el Artículo 290 y Artículo 304b).
- b) **Resistencia a la Torsión.** La resistencia nominal a torsión deberá tomarse como:

Ec. 180

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y \cot \theta}{s}$$

Donde:

A_o = área encerrada por la trayectoria de flujo de cortante, incluyendo el área de los huecos (mm²)

A_t = área de un ramal del refuerzo transversal de torsión en miembros sólidos, o el área total del refuerzo transversal de torsión en almas exteriores de miembros celulares (mm²)

θ = ángulo de la grieta determinado de acuerdo con las disposiciones del Artículo 302, con las modificaciones incluidas de las expresiones para v y V_u (grados)

c) Refuerzo Longitudinal.

1. Las disposiciones del Artículo 303 deberán aplicarse como se enmiendan aquí, para incluir torsión.
2. El refuerzo longitudinal en secciones sólidas deberá dimensionarse para satisfacer la Ec. 181:

Ec. 181

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{\phi d_v} + \frac{0.5N_u}{\phi} + \cot \theta \sqrt{\left(\left| \frac{V_u}{\phi} - V_p \right| - 0.5V_s \right)^2 + \left(\frac{0.45 p_h T_u}{2A_o \phi} \right)^2}$$

3. En secciones en cajón, el refuerzo longitudinal para torsión, en adición al requerido por flexión, no deberá ser menor a:

Ec. 182

$$A_t = \frac{T_n p_h}{2A_o f_y}$$

Donde:

p_h = perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado de torsión (mm)

4. A_t deberá distribuirse alrededor del exterior de las vigas y en la losa superior y losa baja de la viga en cajón.

SECCIÓN 4

INTERFAZ DE TRANSFERENCIA DE FUERZA CORTANTE – CORTE POR FRICCIÓN

Artículo 305. GENERALIDADES.

- a) Deberá considerarse la interfaz de transferencia de la fuerza cortante a través de un plano dado en:
 1. Una grieta existente o potencial,
 2. La interfaz de materiales disímiles,
 3. La interfaz entre Hormigóns de diferentes edades, o

4. La interfaz entre elementos diferentes de la sección transversal.

- b) El refuerzo para la fuerza cortante de interfaz podrá consistir en barras solas, múltiples ramales de estribos, o malla electrosoldada.
- c) Todo el refuerzo presente donde deberá considerarse la transferencia de la fuerza cortante de interfaz deberá desarrollarse completamente a ambos lados de la interfaz por medio de embebimiento, ganchos, métodos mecánicos tales como conectores de cortante o soldadura para desarrollar el esfuerzo de fluencia de diseño.

Deberá satisfacerse el área mínima de refuerzo a cortante de interfaz especificada en el Artículo 308.

- d) La resistencia reducida a cortante de interfaz, V_{ri} , deberá tomarse como:

$$V_{ri} = \Phi V_{ni} \quad \text{Ec. 183}$$

- e) y el diseño deberá satisfacer:

$$V_{ri} \geq V_{ni} \quad \text{Ec. 184}$$

Donde:

V_{ni} = resistencia nominal a fuerza cortante de interfaz (N).

V_{ri} = fuerza mayorada de cortante de interfaz debida a la carga total, con base en la resistencia y las combinaciones de carga de evento extremo aplicables de la TABLA 2 (N).

Φ = factor de resistencia para fuerza cortante especificado en el Artículo 255a). En los casos donde existen Hormigóns de diferentes densidades en los dos lados de la interfaz, deberá usarse el menor de los valores de Φ .

- f) La resistencia nominal a cortante del plano de interfaz deberá tomarse como:

$$V_{ni} = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \quad \text{Ec. 185}$$

- g) La resistencia nominal a cortante, V_{ni} , empleada en el diseño no deberá ser mayor que la menor de:

$$V_{ni} \leq K_1 f_c' A_{cv} \quad \text{Ec. 186}$$

$$V_{ni} \leq K_2 A_{cv} \quad \text{Ec. 187}$$

En las cuales:

$$A_{cv} = b_{vi} L_{vi} \quad \text{Ec. 188}$$

Donde:

- A_{cv} = Área de Hormigón que se considera, participa en la transferencia de cortante en la interfaz (mm²).
- A_{vf} = área de refuerzo a cortante de interfaz que cruza el plano de cortante dentro del área A_{cv} (mm²).
- b_{vi} = ancho de la interfaz que se considera, participa en la transferencia de cortante (mm).
- L_{vi} = Longitud de la interfaz que se considera, participa en la transferencia de cortante (mm).
- c = factor de cohesión especificado en el Artículo 308 (MPa)
- μ = factor de fricción especificado en el Artículo 308 (adimensional)
- f_y = esfuerzo de fluencia del refuerzo, pero cuyo valor de diseño no deberá exceder 420 MPa (60 ksi)
- P_c = fuerza permanente neta a compresión perpendicular al plano de cortante; si la fuerza es de tracción, $P_c = 0.0$ (kN)
- f'_c = resistencia especificada de compresión a los 28 días del Hormigón más débil a cada lado de la interfaz (MPa)
- K_1 = fracción de la resistencia del Hormigón disponible para resistir la cortante de interfaz, como se especifica en el Artículo 308.
- K_2 = resistencia limitante a cortante de interfaz especificada en el Artículo 308 (MPa)
- h) Si un elemento tiene refuerzo de acero transversal con límite elástico mayor a 415 MPa para resistencia a cortante, el refuerzo de interfaz deberá ser previsto extendiendo el refuerzo transversal a través de la zona de interfaz. En este caso el valor de f_y en la Ec. 185 no deberá ser mayor que 415 MPa.

Artículo 306. CÁLCULO DE LA FUERZA MAYORADA DE CORTANTE DE INTERFAZ, V_{ui} , PARA PUENTES DE VIGAS Y LOSAS.

- a) Con base en un diagrama de cuerpo libre y utilizando el valor conservador de la envolvente V_{ui} , el esfuerzo mayorado de cortante de interfaz para un puente de vigas y losas podrá determinarse así:

Ec. 189

$$V_{ui} = V_{u1} \div b_{vi} d_v$$

Donde:

- d_v = distancia entre el centroide del acero a tracción y la mitad del espesor de la losa, para calcular el esfuerzo mayorado de cortante de interfaz.
- b) La fuerza mayorada de cortante de interfaz, en kN/m, para un puente de vigas y losa podrá determinarse como:

Ec. 190

$$V_{ui} = v_{ui} A_{cv} = v_{ui} 300 b_v$$

- c) Si la fuerza neta, P_c , a través del plano de cortante de interfaz es de tracción, deberá proporcionarse refuerzo adicional, A_{vpc} , así:

Ec. 191

$$A_{vpc} = P_c \div \phi f_y$$

- d) Para vigas, el espaciamiento longitudinal de las filas de barras de refuerzo de transferencia de cortante de interfaz no deberá exceder 600 mm.

Artículo 307. FACTORES DE COHESIÓN Y FRICCIÓN. Deberán tomarse los siguientes valores de, c , y de fricción, μ :

- a) Para una losa de Hormigón vaciado *in situ* sobre vigas con superficie de Hormigón limpia, libre de lechada, con superficie rugosa con una amplitud de 6 mm.

$$c = 2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1.0$$

$$K1 = 0.3$$

$$K2 = 12.5 \text{ MPa para Hormigón de densidad normal } 9.0 \text{ MPa para Hormigón liviano}$$

- b) Para Hormigón de densidad normal vaciado monolíticamente:

$$c = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1.4$$

$$K1 = 0.25$$

$$K2 = 10.0 \text{ MPa}$$

- c) Para Hormigón liviano vaciado monolíticamente, o no monolíticamente, sobre una superficie de Hormigón limpia, libre de lechada, con la superficie intencionalmente rugosa con una amplitud de 6 mm:

$$c = 1.7 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1.0$$

$$K1 = 0.25$$

$$K2 = 6.9 \text{ MPa}$$

- d) Para Hormigón de densidad normal vaciado sobre una superficie de Hormigón limpia, libre de lechada, con la superficie intencionalmente rugosa con una amplitud de 6 mm:

$$c = 1.7 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1.0$$

$$K1 = 0.25$$

$$K2 = 10.0 \text{ MPa}$$

- e) Para Hormigón vaciado sobre una superficie de Hormigón limpia, libre de lechada, pero sin la superficie intencionalmente rugosa:

$$c = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.6$$

$$K1 = 0.2$$

$$K2 = 5.5 \text{ MPa}$$

- f) Para Hormigón anclado a acero estructural por medio de conectores de cortante o barras de refuerzo, donde todo el acero en contacto con Hormigón está limpio y libre de pintura:

c = 0.17 MPa
 $\mu = 0.7$
 K1 = 0.2
 K2 = 5.5 MPa

- g) Para soportes, ménsulas, y cornisas, el factor de cohesión, c, deberá tomarse como 0.0.

Artículo 308. ÁREA MÍNIMA DE REFUERZO A CORTANTE DE INTERFAZ.

- a) Excepto como se dispone aquí, el área transversal del refuerzo a cortante de interfaz, A_{vf} , que cruza el área de interfaz, A_{cv} , deberá satisfacer:

Ec. 192

$$A_{vf} \geq \frac{0.35 A_{cv}}{f_y}$$

- b) Para Hormigón vaciado *in situ* contra una superficie de Hormigón limpia, libre de lechada, deberá aplicarse las siguientes disposiciones:
1. El refuerzo mínimo a cortante de interfaz A_{vf} , no necesita exceder el menor valor entre la cantidad determinada usando la Ec. 192 y la cantidad necesaria para resistir $1.33 V_{ui} / \Phi$ determinada usando la Ec. 185.
 2. Las disposiciones de refuerzo mínimo especificadas aquí no deberán aplicarse para la interfaz entre vigas y losa con superficies intencionalmente rugosas con una amplitud de 6 mm donde el esfuerzo mayorado de cortante de interfaz, v_{ui} , de la Ec. 189, sea menor a 1.5 MPa (0.210 ksi), y todo el refuerzo vertical (transversal) requerido por las disposiciones del Artículo 286 se extienda a través de la interfaz y se ancle adecuadamente en la losa.

SECCIÓN 5

ESFUERZOS PRINCIPALES EN ALMAS DE PUENTES SEGMENTALES DE HORMIGÓN

Artículo 309. ESFUERZOS PRINCIPALES EN ALMAS DE PUENTES SEGMENTALES DE HORMIGÓN.

- a) Las disposiciones especificadas aquí deberán aplicarse a todos los tipos de puentes segmentales con torones internos y/o externos.
- b) El esfuerzo principal de tracción que resulta del esfuerzo residual de tracción de largo plazo y fuerza cortante máxima y/o fuerza cortante máxima combinada con cortante por esfuerzo de torsión en el eje neutro del alma crítica, no deberá exceder al esfuerzo límite de tracción de la TABLA 53, en el estado límite de Servicio III de la Sección 1 del Capítulo IV del Título III, en todas las etapas durante la vida de la estructura, excluyendo las de construcción. Cuando se investigue los esfuerzos principales durante construcción, deberá aplicarse los límites de esfuerzo de tracción de la TABLA 59.
- c) El esfuerzo principal deberá determinarse empleando la teoría clásica de vigas y los principios del Círculo de Mohr. El ancho del alma para estos cálculos deberá medirse perpendicular al plano del alma.

- d) El esfuerzo de compresión debido a los torones verticales ubicados en el alma deberá considerarse en el cálculo de los esfuerzos principales. El elemento de fuerza vertical de los torones longitudinales cubiertos deberá considerarse como una reducción en la fuerza de cortante debido a las cargas aplicadas.
- e) Las tracciones locales producidas en las almas que resultan del anclaje de los torones, como se discute en el Artículo 350, deberán incluirse en la verificación de tracciones principales.
- f) El esfuerzo transversal local de flexión, debido a la flexión del alma misma fuera del plano en la sección crítica, podrá despreciarse al calcular la tracción principal en las almas.

SECCIÓN 6 CORTANTE Y TORSION PARA PUENTES SEGMENTALES EN VIGA CAJÓN

Artículo 310. GENERALIDADES.

- a) Donde sea razonable suponer que las secciones planas permanecen planas después de las deformaciones, deberá emplearse las disposiciones presentadas aquí para el diseño de puentes de viga de Hormigón en cajón postensionada segmental para cortante y torsión, en lugar de las disposiciones de la Sección 3 del Capítulo VIII del presente Título.
- b) Las disposiciones aplicables de las Secciones 1, 2, 4 y 5 del Capítulo VIII del presente Título podrán aplicarse, modificadas de acuerdo con estas disposiciones.
- c) Las regiones de discontinuidades (donde no es aplicable la teoría de las secciones planas) deberán diseñarse empleando las disposiciones del Artículo 305 y el enfoque del modelo de puntal-tensor de la Sección 3 del Capítulo VI del presente Título. Las disposiciones de la Sección 2 del Capítulo XIII del presente Título deberán aplicarse a regiones especiales de discontinuidad, tales como vigas de gran altura, soportes y ménsulas, como sea apropiado.
- d) Deberán considerarse los efectos de cualquier abertura o ductos en los miembros preesforzados. Para determinar el espesor efectivo del alma o de la aleta, b_e , los diámetros de los ductos sin relleno o la mitad del diámetro de ductos rellenos deberán restarse del espesor del alma o de la aleta en la ubicación de estos ductos.
- e) Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en cualquier parte de la Sección 6 del Capítulo VIII del presente Título no deberán exceder 8.3.
- f) La resistencia de fluencia de diseño del refuerzo transversal de cortante o de torsión deberá estar de acuerdo con el Artículo 297.

Artículo 311. CARGAS.

- a) El diseño para cortante y torsión deberá realizarse para las combinaciones de carga del estado límite de resistencia definidas en la Sección 1 del Capítulo IV del Título III.
- b) El elemento de fuerza cortante de la fuerza principal efectiva de preesfuerzo longitudinal que actúa en la dirección de la cortante aplicada bajo estudio, V_p , deberá añadirse a la fuerza, con un factor de carga igual a 1.0.
- c) Los efectos secundarios de cortante por el preesfuerzo deberán incluirse en la carga PS definida en la Sección 2 del Capítulo III del Título III.

- d) El elemento vertical de los torones inclinados sólo deberá considerarse para reducir la fuerza cortante aplicada en las almas para torones anclados o completamente desarrollados por medio de anclajes, desviadores, o ductos internos localizados en los tercios superior o inferior de las almas.
- e) Los efectos de los momentos torsionales mayorados, T_u , deberán considerarse en el diseño cuando su magnitud exceda el valor especificado en el Artículo 312.
- f) En una estructura estáticamente indeterminada, donde pueda ocurrir una reducción significativa de momento torsional en un miembro debido a redistribución de fuerzas internas después del agrietamiento, el momento torsor mayorado aplicado en la sección T_u , podrá reducirse a ΦT_{cr} , siempre y cuando las fuerzas y los momentos en el miembro y en los miembros adyacentes se ajusten para tener en cuenta la redistribución.

Donde:

T_u = momento torsor mayorado (kN mm).

T_{cr} = Momento torsor de agrietamiento calculado usando la Ec. 5.8.6.3-2 (kN mm).

Φ = Factor de resistencia a cortante especificado en el Artículo 255.

- g) En lugar de un análisis más refinado, la carga de torsión debida a una losa podrá suponerse distribuida linealmente a lo largo del miembro.
- h) Deberán considerarse los efectos de la tracción axial debido al flujo plástico, la retracción, y los efectos térmicos en miembros restringidos donde sea aplicable.
- i) Deberá considerarse el elemento de compresión o tracción por flexión, en la dirección de la fuerza cortante aplicada, en miembros de profundidad variable, cuando se determine la fuerza mayorada de cortante de diseño.

Artículo 312. REGIONES QUE REQUIEREN CONSIDERACIÓN DE LOS EFECTOS TORSIONALES.

- a) Para Hormigón de densidad normal, los efectos torsionales deberán investigarse cuando:

Ec. 193

$$T_u > \frac{1}{3} \Phi T_{cr}$$

En la cual:

Ec. 194

$$T_{cr} = 0.166K\sqrt{f'_c}2A_0b_e$$

Ec. 195

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.166\sqrt{f'_c}}}$$

Donde:

T_u = momento torsor mayorado (kN mm).

T_{cr} = momento torsor de agrietamiento (kN mm).

- K = La variable de esfuerzo K no deberá tomarse mayor a 1.0 para cualquier sección donde el esfuerzo en la fibra extrema a tracción, calculado con base en las propiedades de la sección bruta, debido a la carga mayorada y la fuerza de preesfuerzo después de pérdidas, excede $0.19\sqrt{f'_c}$ en tracción.
- A_o = área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante de una sección cerrada en cajón, incluyendo cualquier hueco (mm²).
- b_e = ancho efectivo de la trayectoria del flujo de cortante, pero sin exceder el espesor mínimo de las almas o aletas que comprenden la sección cerrada en cajón (mm). b_e deberá ajustarse a la presencia de ductos como se especifica en el Artículo 310.
- p_c = longitud del perímetro exterior de la sección de Hormigón (mm)
- f_{pc} = esfuerzo de compresión no mayorada en el Hormigón después que ocurrieron las pérdidas de preesfuerzo, en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas transitorias, o en la unión del alma y la aleta donde queda el centroide en la aleta (MPa)
- Φ = Factor de resistencia para cortante especificado en el Artículo 255.
- b) En lugar de un análisis más refinado, b_e podrá tomarse como A_{cp} / P_e , donde A_{cp} es el área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de Hormigón y P_e es el perímetro exterior de la sección transversal de Hormigón.
- c) Para calcular K para una sección sometida a una fuerza axial mayorada, U_n , f_{pc} deberá reemplazarse con $f_{pc} - N_u / A_g$. N_u tiene valor positivo cuando la fuerza axial es de tracción y negativo cuando es de compresión.

Artículo 313. REFUERZO A TORSIÓN.

- a) Cuando el Artículo 312 requiere considerar el efecto torsional, deberá proporcionarse refuerzo a torsión como se especifica allí. Este refuerzo deberá ser en adición al refuerzo requerido para resistir la cortante mayorada, especificada en el Artículo 314, y las fuerzas de flexión y axiales que puedan actuar concurrentemente con la torsión.
- b) El refuerzo longitudinal y transversal requerido para torsión deberá satisfacer:

$$T_u \leq \phi T_n$$

Ec. 196

- c) La resistencia nominal a torsión del refuerzo a torsión deberá basarse en un modelo de cercha con diagonales a 45 grados y deberá calcularse así:

$$T_n = \frac{2A_o A_v f_y}{s}$$

Ec. 197

- d) El refuerzo longitudinal adicional mínimo a torsión, A_ℓ , deberá satisfacer:

$$A_\ell \geq \frac{T_u P_h}{2\phi A_o f_y}$$

Ec. 198

Donde:

- A_v = Área del refuerzo transversal de cortante (mm^2)
- A_l = área total del refuerzo longitudinal a torsión en el alma exterior de una viga en cajón (mm^2)
- T_u = momento mayorado aplicado de torsión (kN m).
- p_h = Perímetro del polígono definido por los centroides de las cuerdas longitudinales de la cercha espacial que resiste la torsión. p_h podrá tomarse como el perímetro del eje del estribo cerrado exterior (mm).
- A_o = área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, incluyendo el área de huecos, si los hay (mm^2).
- f_y = resistencia de fluencia del refuerzo longitudinal adicional (MPa).
- Φ = Factor de resistencia para cortante especificado en el Artículo 255.
- e) A_l deberá distribuirse alrededor del perímetro de los estribos cerrados de acuerdo con el Artículo 315.
- f) Sujeta a los requisitos de refuerzo mínimo del Artículo 315, el área de refuerzo longitudinal adicional de torsión en la zona de compresión por flexión podrá reducirse en una cantidad igual a:

Ec. 199

$$\frac{M_u}{(0.9d_e f_y)}$$

Donde:

- M_u = Momento mayorado que actúa en la sección concurrente con T_u (kNm)
- d_e = profundidad efectiva desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide de la fuerza a tracción en el refuerzo a tracción (mm)
- f_y = resistencia mínima especificada de fluencia de las barras de refuerzo (MPa)

Artículo 314. RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE.

- a) En lugar de las disposiciones de la Sección 3 del Capítulo VIII del presente Título, deberán usarse las disposiciones contenidas aquí para determinar la resistencia nominal a cortante de vigas de Hormigón en cajón postensadas en las regiones donde es razonable suponer que las secciones planas permanecen planas después de la carga.
- b) Deberá proporcionarse refuerzo cuando $V_u > 0.5 \Phi V_c$, donde V_c se calcula con la Ec. 202.
- c) La resistencia nominal a cortante, V_n deberá determinarse como el menor valor entre:

Ec. 200

$$V_n = V_c + V_s$$

Ec. 201

$$V_n = \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

- d) Donde el Artículo 311 requiera considerar los efectos de la torsión, las dimensiones de la sección transversal deberán ser tales que:

$$V_c = 0.166K\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

Ec. 202

En la cual:

$$V_s = \frac{A_vf_yd_v}{s}$$

Ec. 203

$$\left(\frac{V_u}{b_vd_v}\right) + \left(\frac{T_u}{2A_o b_e}\right) \leq 1.25\sqrt{f'_c}$$

Ec. 204

Donde:

b_v = ancho efectivo del alma tomada como el ancho mínimo del alma dentro de la profundidad d_v determinada en el Artículo 310 (in.)

d_v = 0.8h o la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo de preesforzado, lo que sea mayor (mm)

s = espaciamiento de los estribos (mm)

K = variable de esfuerzo calculada de acuerdo con el Artículo 312.

A_v = área del refuerzo de cortante dentro de una distancia s (mm²).

V_u = fuerza cortante mayorada de diseño incluyendo cualquier elemento perpendicular de la fuerza principal de preesfuerzo (kN).

T_u = momento torsor mayorado aplicado (kN m).

A_o = área encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, incluyendo el área de huecos, si los hay (mm²).

b_e = espesor efectivo de la trayectoria del flujo de cortante de los elementos que componen el modelo de cercha espacial que resiste la torsión calculado de acuerdo con el Artículo 312 (mm)

Φ = factor de resistencia para cortante especificado en el Artículo 255.

- e) La resistencia nominal a cortante, ΦV_n , deberá ser mayor o igual que V_u .

- f) La fuerza cortante aplicada mayorada, V_u , en las regiones cercanas a los apoyos, podrá calcularse a una distancia $h/2$ desde el apoyo cuando la reacción, en la dirección de la fuerza cortante aplicada, introduce compresión en la región del apoyo del miembro y no hay cargas concentradas dentro de la distancia, h , desde la cara del apoyo.

Artículo 315. DETALLES DEL REFUERZO.

- a) Adicionalmente a las disposiciones contenidas aquí, las disposiciones de los Capítulos X y XI del presente Título también deberán aplicarse a vigas en cajón postensadas segmentales, como sea aplicable.
- b) En cualquier lugar de la sección transversal donde la tracción axial debida a torsión y flexión excede la compresión axial debida al preesfuerzo y la flexión, deberá requerirse torones suplementarios para contrarrestar la tracción, o refuerzo local longitudinal continuo a través de las juntas entre segmentos.
- c) Cuando se añadan torones suplementarios, estos deberán localizarse para proporcionar compresión alrededor del perímetro de la sección cerrada en cajón.
- d) Cuando se añada refuerzo local longitudinal, las barras deberán distribuirse alrededor del perímetro formado por los estribos cerrados. El espaciamiento de las barras perimetrales no deberá exceder 450 mm. Por lo menos una barra longitudinal deberá colocarse en cada esquina de los estribos. El diámetro mínimo de las barras en las esquinas deberá ser 1/24 del espaciamiento de los estribos, pero no menos de una barra #5. El espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder el espaciamiento máximo permitido, S_{max} , determinado así:

1. Si $v_u < 0.5\sqrt{f'_c}$, entonces:

$$S_{max} = 0.8d \leq 900\text{mm}$$

Ec. 205

2. Si $v_u \geq 0.5\sqrt{f'_c}$, entonces:

$$S_{max} = 0.4d \leq 450\text{mm}$$

Ec. 206

Donde:

v_u = esfuerzo cortante calculado de acuerdo con la Ec. 204 (MPa)

d_v = profundidad efectiva de cortante definida en el Artículo 314 (mm)

- e) Deberá proporcionarse refuerzo transversal para cortante y torsión en una distancia de por lo menos $h/2$ más allá del punto hasta el cual se requiere teóricamente.
- f) Deberá proporcionarse refuerzo de transferencia de cortante en la interfaz como se especifica en la Sección 4 Capítulo VIII del presente Título.

**CAPÍTULO IX
PRETENSADO**

**SECCIÓN 1
CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO**

Artículo 316. GENERALIDADES.

- a) Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a los elementos estructurales de Hormigón, armados con cualquier combinación de torones de pretensado y barras de armadura convencional actuando conjuntamente para resistir solicitaciones comunes. Los elementos estructurales de Hormigón pretensado y parcialmente pretensado se deberán diseñar, tanto para la fuerza de pretensado inicial, como para la fuerza de pretensado final. Deberán satisfacer los requisitos en los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo, según se especifica en el Capítulo V del presente Título, y de acuerdo con las suposiciones indicadas en los Capítulos VI, VII y VIII.
- b) Se podrán utilizar torones o barras de armadura no preesforzados, en combinación con torones preesforzados, siempre que se demuestre que el comportamiento de la estructura satisface todos los estados límites y los requisitos de los Capítulos IV y VI del presente Título.
- c) Los límites para los esfuerzos de compresión, especificados en la Sección 4 del Capítulo IX del presente Título, deberán utilizarse para cualquier combinación de cargas de servicio aplicable de la TABLA 2, a excepción de la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III, la cual no se aplicará a la investigación de la compresión.
- d) Los límites para los esfuerzos de tracción, especificados en la Sección 4 del Capítulo IX del presente Título, se deberán utilizar para cualquier combinación de cargas de servicio aplicable de la TABLA 2.
- e) Deberá aplicarse la combinación de carga de servicio III cuando se investigue tracción bajo carga viva.

Artículo 317. RESISTENCIAS ESPECIFICADAS DE HORMIGÓN .

- a) Las resistencias especificadas, f'_c , y f'_{ci} deberán identificarse en los documentos contractuales para cada elemento. Los límites de esfuerzos relacionados con resistencias especificadas deberán ser como se especifica en la Sección 4 del Capítulo IX del presente Título.
- b) La resistencia del Hormigón durante la transferencia de la fuerza de preesfuerzo deberá ser adecuada para cumplir con los requisitos de los anclajes o para la transferencia a través de adherencia, así como para cumplir con los requisitos de contraflecha o deflexiones.

Artículo 318. PANDEO. Se deberá investigar el pandeo de un elemento entre puntos de contacto entre el Hormigón y los torones, el pandeo durante las operaciones de manipulación y montaje, así como el pandeo de las almas y aletas delgadas.

Artículo 319. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN.

- a) Para determinar las propiedades de las secciones antes de la adherencia de los torones de postensado, se deberá considerar los efectos de la pérdida de área debida a la presencia de ductos abiertos.
- b) Luego de la adherencia de los torones, tanto para elementos pretensados como para elementos postensados, las propiedades de las secciones se podrán basar en la sección bruta o en la sección transformada.

Artículo 320. CONTROL DE GRIETAS. Si se permite agrietamiento bajo cargas de servicio, el ancho de grieta, la fatiga del refuerzo y la corrosión se deberán investigar de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos V, VI y VII.

Artículo 321. TORONES CON PUNTOS DE QUIEBRE O CURVAS.

- a) Deberá aplicarse las disposiciones de la Sección VI del Capítulo IV del presente Título sobre curvatura de los ductos.
- b) Deberá aplicarse las disposiciones de la Sección 4 del Capítulo X del presente Título para investigar las concentraciones de esfuerzos provocadas por los cambios de dirección de los torones de preesforzado.
- c) En el caso de torones en ductos deformados, que nominalmente no son rectos, al determinar la excentricidad se deberá considerar la diferencia entre el centro de gravedad del torón y el centro de gravedad del ducto.
- d) Deberá aplicarse las disposiciones del Artículo para las almas de puentes de viga curva en cajón postensada.

**SECCIÓN 2
ESFUERZOS DEBIDOS A DEFORMACIONES IMPUESTAS**

Artículo 322. ESFUERZOS DEBIDOS A DEFORMACIONES IMPUESTAS.

- a) Se deberá investigar cómo las deformaciones elásticas e inelásticas provocadas por el preesforzado afectan los elementos adyacentes de la estructura. Las fuerzas de restricción producidas en los elementos estructurales adyacentes se podrán reducir por los efectos de flujo plástico.
- b) En los pórticos monolíticos, las solicitaciones en columnas y pilares provocadas por el preesfuerzo de la superestructura se podrán basar en el acortamiento elástico inicial.
- c) En los pórticos monolíticos convencionales, cualquier aumento de los momentos de columna debido al acortamiento por flujo plástico a largo plazo de la superestructura preesforzada se considera compensado por la relajación simultánea de los momentos por deformación en las columnas debida al flujo plástico del Hormigón.
- d) La reducción de las fuerzas de restricción en otros elementos de una estructura debida al preesforzado de un elemento se podrá tomar como:

- 1. Para deformaciones impuestas instantáneamente

Ec. 207

$$F' = F \left(1 - e^{-\psi(t,t_i)} \right)$$

- 2. Para deformaciones impuestas instantáneamente

Ec. 208

$$F' = F \left(1 - e^{-\psi(t,t_i)} \right) / \psi(t,t_i)$$

Donde:

$F =$ solicitación determinada utilizando el módulo de elasticidad del Hormigón en el momento de aplicación de la carga (N)

F' = sollicitación reducida (N)

$\Psi^{(t,t_1)}$ = Coeficiente de fluencia lenta en el tiempo t para carga aplicada en el tiempo t_1 como se especifica en el Artículo 234b).

e = Base de los logaritmos neperianos.

SECCIÓN 3 LÍMITES DE ESFUERZO PARA LOS TORONES DE PREESFUERZO

Artículo 323. LÍMITES DE ESFUERZO PARA LOS TORONES DE PREESFUERZO.

- a) El esfuerzo en los torones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor a los siguientes valores:
 1. Los valores especificados en la TABLA 50, o
 2. Los valores recomendados por el fabricante de los torones o anclajes.
- b) El esfuerzo en los torones en los estados límites de resistencia y evento extremo no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la TABLA 50.

**TABLA 50
LÍMITES DE ESFUERZO PARA LOS TORONES DE PREESFUERZO.**

Condición	Tipo de torón		
	Cables aliviados de esfuerzos y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencias corrugadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia (f_{pbt})	$0.70 f_{pu}$	$0.75 f_{pu}$	-
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0.80 f_{py}$	$0.80 f_{py}$	$0.80 f_{py}$
Postensado			
Antes del acuñamiento, se podrá permitir f_{pbt} a corto plazo	$0.90 f_{py}$	$0.90 f_{py}$	$0.90 f_{py}$
En anclajes y acoplamiento inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de preesfuerzo	$0.70 f_{pu}$	$0.70 f_{pu}$	$0.70 f_{pu}$
En otras secciones, a lo largo del elemento estructural, alejadas de los anclajes y acoples inmediatamente después del corrimiento del anclaje	$0.70 f_{pu}$	$0.74 f_{pu}$	$0.70 f_{pu}$

En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0.80 f_{py}$	$0.80 f_{py}$	$0.80 f_{py}$
---	---------------	---------------	---------------

SECCIÓN 4
LÍMITES PARA LOS ESFUERZOS EN EL HORMIGÓN

Artículo 324. PARA ESFUERZOS TEMPORALES ANTES DE LAS PÉRDIDAS – ELEMENTOS TOTALMENTE PREENFORZADOS.

- a) **Esfuerzos de compresión.** El límite para el esfuerzo de compresión en los elementos de Hormigón pretensado y postensado, incluyendo los puentes construidos por segmentos será de $0.60 f'_{ci}$ (MPa).
- b) **Esfuerzos de tracción.** Para los esfuerzos de tracción deberán aplicarse los límites indicados en la TABLA 51.

TABLA 51
LIMITES TEMPORALES PARA EL ESFUERZO DE TRACCIÓN EN EL HORMIGON ANTES DE LAS PERDIDAS –
ELEMENTOS TOTALMENTE PREESFORZADOS.

<p>Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos</p>	<ul style="list-style-type: none"> En la zona de tracción precomprimida sin refuerzo adherido En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin refuerzo auxiliar adherido En áreas con refuerzo adherido (barras de refuerzo o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto, calculada suponiendo una sección no agrietada, cuando el refuerzo se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0.5f_y$, no mayor que 210 MPa (30 ksi) Para esfuerzos durante el manejo en pilares pretensados 	<p>N/A</p> <p>$0.25\sqrt{f'_c} \leq 1.38$ MPa</p> <p>$0.63\sqrt{f'_c}$ MPa</p> <p>$0.415\sqrt{f'_c}$ MPa</p>
<p>Puentes construidos por segmentos</p>	<p>Esfuerzos longitudinales a través de juntas en la zona de tracción precomprimida</p> <ul style="list-style-type: none"> Uniones con refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas, el cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a un esfuerzo de $0.5f_y$; con torones internos o torones externos Juntas sin el refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas 	<p>Tracción máxima de $0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa)</p> <p>Tracción nula</p>
	<p>Esfuerzos transversales a través de las juntas</p> <ul style="list-style-type: none"> Para cualquier tipo de junta 	<p>$0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa)</p>
	<p>Esfuerzos en otras áreas</p> <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin refuerzo adherido no pretensado En áreas con refuerzo adherido (barras de refuerzo o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto, calculada suponiendo una sección no agrietada, cuando el refuerzo se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0.5f_y$, no mayor que 210 MPa (30 ksi) <p>Esfuerzo principal de tracción en el eje neutro en el alma</p> <ul style="list-style-type: none"> Todo tipo de puentes de concreto segmentales con torones internos y/o externos, a menos que el propietario imponga otros criterios para estructuras críticas 	<p>Tracción nula</p> <p>$0.50\sqrt{f'_c}$ (MPa)</p> <p>$0.35\sqrt{f'_c}$ (MPa)</p>

Artículo 325. PARA ESFUERZOS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DESPUÉS DE LAS PÉRDIDAS — ELEMENTOS TOTALMENTE PREESFORZADOS.

a) Esfuerzos de compresión.

1. La compresión deberá investigarse utilizando la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio I especificada en la TABLA 2. Deberá aplicarse los límites indicados

en la TABLA 52.

2. El factor de reducción, Φ_w , deberá tomarse igual a 1.0 si las relaciones de esbeltez de las almas y aletas, calculadas de acuerdo con el Artículo 281a), son menores o iguales a 15. Si la relación de esbeltez del alma o la aleta es mayor a 15, el factor de reducción, Φ_w , deberá calcularse de acuerdo con el Artículo 281b).

TABLA 52
LIMITES PARA EL ESFUERZO DE COMPRESION EN EL HORMIGON PREENFORZADO DESPUES DE LAS PERDIDAS – ELEMENTOS TOTALMENTE PREENFORZADOS.

Ubicación	Esfuerzo límite
<ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, esfuerzo producido por la sumatoria del esfuerzo efectivo de preesfuerzo, más el esfuerzo producido por las cargas permanentes 	0.45 f_c (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • En puentes construidos por segmentos, esfuerzo producido por la sumatoria del esfuerzo efectivo de preesfuerzo, más el esfuerzo producido por las cargas permanentes y las cargas permanentes 	0.45 f_c (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • esfuerzo producido por la sumatoria de esfuerzo efectivo preesfuerzo, las cargas permanentes y las cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manejo 	0.60 $\Phi_w f_c$ (MPa)

b) Esfuerzos de tracción.

1. Para las combinaciones de cargas de servicio longitudinales, que involucran cargas de tráfico, los esfuerzos de tracción en los elementos con torones de pretensado adheridos, o no adheridos, se deberán investigar utilizando la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio III especificada en la TABLA 2.
2. Se aplicarán los límites indicados en la TABLA 53.

TABLA 53
LIMITES PARA LOS ESFUERZOS DE TRACCION EN EL HORMIGON PREENFORZADO EN ESTADO LIMITE DE SERVICIO, DESPUES DE LAS PERDIDAS – ELEMENTOS TOTALMENTE PREENFORZADOS (AASHT 5.9.4.2.2-1)

Tipo de puente	Ubicación	Límite para el Esfuerzo
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no agrietadas	
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con torones de preesforzado adheridos, o refuerzo, sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas 	$0.50f'_c$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con torones de preesforzado adheridos, o refuerzo, sujetos a condiciones de corrosión severas 	$0.25f'_c$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con torones de preesforzado no adheridos 	Tracción nula
	Esfuerzos longitudinales a través de las juntas en la zona de tracción precomprimida	
	<ul style="list-style-type: none"> • Uniones con refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas, el cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a un esfuerzo de $0.5f_y$; con torones internos o externos 	$0.25f'_c$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> • Juntas sin refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas 	Tracción nula
	Esfuerzos transversales a través de las juntas	
	<ul style="list-style-type: none"> • Tracción en la dirección transversal a la zona de tracción precomprimida 	$0.25f'_c$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	Esfuerzos en otras áreas	
	<ul style="list-style-type: none"> • Para áreas sin refuerzo de preesfuerzo adherido 	Tracción nula
	<ul style="list-style-type: none"> • En áreas con refuerzo adherido suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto, calculada suponiendo una sección no agrietada, cuando el refuerzo se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0.5f_y$, no mayor que 205 MPa (30 ksi) 	$0.50f'_c$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	Esfuerzo principal de tracción en el eje neutro en el alma	
	<ul style="list-style-type: none"> • Todos los tipos de puentes construidos por segmentos con torones internos y/o externos, a menos que el propietario imponga otros criterios para estructuras críticas 	$0.29f'_c$ (MPa)

SECCIÓN 5
PERDIDAS DE FUERZA DE PREENFUERZO

Artículo 326. PÉRDIDA TOTAL DE FUERZA DE PREESFUERZO.

- a) Los valores de la pérdida de preesfuerzo especificados aquí deberán aplicarse solamente a Hormigón de densidad normal y para resistencia especificadas de Hormigón de hasta 100 MPa (15.0 ksi), a menos que se especifique otra cosa.
- b) En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de fuerza de preesforzado en elementos construidos y preesforzados en una sola etapa, con respecto al esfuerzo inmediatamente antes de la transferencia, podrán tomarse como:

1. En miembros pretensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

Ec. 209

2. En miembros postensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

Ec. 210

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pF} = pérdida por fricción (MPa)

Δf_{pA} = pérdida por corrimiento del anclaje (MPa)

Δf_{pES} = suma de todas las pérdidas o de los incrementos de fuerza de preesfuerzo debidos al acortamiento elástico en el momento de aplicación del preesfuerzo y/o de las cargas externas (MPa)

Δf_{pLT} = pérdidas debidas a la retracción y el flujo plástico de largo plazo del Hormigón, y a la relajación del acero de preesfuerzo (MPa)

Artículo 327. PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS.

- a) **Asentamiento de los anclajes.** La magnitud del asentamiento de los anclajes será el valor mayor entre la requerida para controlar el esfuerzo en el acero de preesforzado en el momento de la transferencia y la recomendada por el fabricante de los anclajes. La magnitud del asentamiento supuesta para el diseño y utilizada para calcular la pérdida deberá indicarse en los documentos contractuales y deberá ser verificada durante la construcción.

b) Fricción.

1. **Construcción pretensada.** Para torones de preesfuerzo deformados, deberán considerarse las pérdidas que podrán ocurrir en los dispositivos de fijación.

2. Construcción postensada.

1. Las pérdidas por fricción entre los torones internos de preesforzado y la pared del ducto se podrán tomar como:

Ec. 211

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right)$$

- II. Las pérdidas por fricción en un torón externo que atraviesa una única tubería de desviación se podrán tomar como:

Ec. 212

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-\mu(\alpha + 0.04)} \right)$$

Donde:

f_{pj} = esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el momento del tensionamiento (MPa)

x = longitud del torón de preesfuerzo desde el extremo del gato de tensionamiento hasta el punto considerado (mm)

K = coeficiente de fricción por desviación del ducto (por metro de torón)

μ = coeficiente de fricción

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del cable de preesfuerzo desde el extremo del gato, o desde el extremo del gato más próximo si el tensionamiento se realiza igualmente en ambos extremos, hasta el punto investigado (radianes)

e = base de los logaritmos naturales

- III. Los valores de K y μ deberán basarse en datos experimentales correspondientes a los materiales especificados, y deberán incluirse en los documentos contractuales. En ausencia de estos datos, podrá utilizarse un valor comprendido dentro de los intervalos para K y μ especificados en la TABLA 54.
- IV. Para torones confinados a un plano vertical, α deberá tomarse como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud x .
- V. Para torones curvados en tres dimensiones, la variación angular tridimensional total α deberá obtenerse sumando vectorialmente la variación angular vertical total, α_v , más la variación angular horizontal total α_h .

TABLA 54
COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA TORONES DE POSTENSADO.

Tipo de Acero	Tipo de Ducto	K	μ
Alambre o Torón	Ducto rígido y semirrígido de metal galvanizado	6.6×10^{-7}	0.15-0.25
	Polietileno	6.6×10^{-7}	0.23
	Desviadores de tubería de acero rígida para torones externos	6.6×10^{-7}	0.25
Barras de alta resistencia	Ducto de metal galvanizado	6.6×10^{-7}	0.30

c) Acortamiento elástico del Hormigón.

3. Miembros pretensados.

- I. En los elementos pretensados la pérdida por acortamiento elástico del Hormigón se deberá tomar como:

Ec. 213.

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} f_{cgp}$$

Donde:

N = número de torones idénticos de preesfuerzo

f_{cgp} = sumatoria, en las secciones de máximo momento, de los esfuerzos del Hormigón en el centro de gravedad de los torones de pretensado, debidos a la acción simultánea de la fuerza de preesfuerzo en el instante de la transferencia, y del peso propio del elemento (MPa)

E_p = módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo (MPa)

E_{ct} = módulo de elasticidad del Hormigón durante la transferencia o en el instante de aplicación de la carga (MPa)

- II. La pérdida o el incremento elástico total podrán tomarse como la suma de los efectos debidos al preesfuerzo, más las cargas aplicadas.

4. Miembros Postensados.

- I. En los elementos postensados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se podrá tomar como:

Ec. 214

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} \Delta f_{cgp}$$

Donde:

N = número de torones idénticos de pretensado

f_{cgp} = sumatoria, en las secciones de máximo momento, de los esfuerzos del Hormigón en el centro de gravedad de los torones de pretensado, debidos a la acción simultánea de la fuerza de pretensado después del tensionamiento más el peso propio del elemento (MPa)

- II. Podrá calcularse los valores de f_{cgp} empleando un esfuerzo reducido del acero por debajo del valor inicial, con una variación que depende del acortamiento elástico del Hormigón, de la relajación del acero de preesfuerzo, y de las pérdidas por fricción.

- III. Para las estructuras postensadas con torones adheridos, f_{cgp} podrá tomarse en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.
- IV. Para las estructuras postensadas con torones no adheridos, f_{cgp} podrá calcularse como el esfuerzo en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo promedio sobre la longitud del elemento.
- V. Para los sistemas de losa, el valor de Δf_{pES} podrá tomarse como el 25% del valor obtenido de la Ec. 214.
- 5. **Combinación de pretensado y postensado.** Al aplicar las disposiciones de los Artículo 327c)3 y Artículo 327c)4 a los elementos estructurales sometidos a una combinación de pretensado y postensado, y donde no se aplique el postensado en incrementos idénticos, deberá considerarse los efectos del postensado subsecuente sobre el acortamiento elástico de torones de preesfuerzo previamente pretensados.

Artículo 328. VALORACIÓN APROXIMADA DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO.

- a) Para miembros prefabricados pretensados estándar, sujetos a carga y condiciones ambiente normales, donde:
 - 1. los miembros son construidos con Hormigón de densidad normal,
 - 2. el Hormigón se cura con humedad o con vapor,
 - 3. se emplean barras o torones con propiedades normales o de baja relajación, y cuando:
 - 4. existen condiciones estables de exposición y las temperaturas características del sitio.
- b) Las pérdidas de preesfuerzo, de largo plazo, Δf_{pLT} debidas al flujo plástico, a la retracción del Hormigón y a la relajación del acero deberán estimarse empleando la siguiente fórmula:

Ec. 215

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 83 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

En la cual:

Ec. 216

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$$

Ec. 217

$$\gamma_{st} = \frac{35}{(1 + f'_{ci})}$$

Donde:

f_{pi} = esfuerzo del acero de preesfuerzo inmediatamente antes de la transferencia (MPa)

H = humedad relativa ambiente promedio anual (%)

- γ_h = factor de corrección para humedad relativa del ambiente
- γ_{st} = factor de corrección de la resistencia especificada del Hormigón en el instante de transferencia del preesfuerzo al miembro de Hormigón
- Δf_{pR} = aproximación de la pérdida por relajación, tomada como 16 MPa (2.4 ksi) para torón de baja relajación, 69 MPa(10.0 ksi) para torón de tensión relajada, y de acuerdo con las recomendaciones del fabricante para otro tipo de torón (MPa)
- c) Excepto para vigas construidas con losas compuestas, las pérdidas de preesfuerzo dependientes del tiempo, resultantes del flujo plástico y de la retracción del Hormigón y de la relajación del acero deberán determinarse empleando el método refinado del Artículo 329.
- d) En el caso de los puentes de Hormigón segmentales, esta aproximación de las pérdidas sólo podrá utilizarse para fines de diseño preliminar.
- e) Para miembros con dimensiones, nivel de preesfuerzo, etapas de construcción, o materiales constituyentes del Hormigón inusuales, deberá usarse el método refinado del Artículo 329 o métodos de computador paso a paso.

Artículo 329. APROXIMACIONES REFINADAS DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO.

- a) Generalidades.
1. Para miembros preesforzados no segmentales, podrán determinarse valores más precisos de pérdidas por flujo plástico, retracción, y relajación, que las especificadas en el Artículo 328, de acuerdo con las disposiciones de este Artículo. Para vigas prefabricadas pretensionadas sin recubrimiento compuesto y para vigas postensadas no segmentales prefabricadas o vaciadas in situ, deberá considerarse las disposiciones del Artículo 329 d) y e), respectivamente, antes de aplicar las disposiciones de este Artículo.
 2. Para construcción segmental y para vigas prefabricadas unidas con postensado, excepto en el diseño preliminar, las pérdidas de preesfuerzo deberán determinarse por medio del método paso a paso y las disposiciones de la Sección 5 del Capítulo IX del presente Título, incluyendo la consideración de las etapas de construcción dependientes del tiempo y el cronograma mostrado en los documentos contractuales. Para elementos con combinación de pretensado y postensado, y donde el postensado se aplica en más de una etapa, deberán considerarse los efectos de preesfuerzo subsecuente, sobre las pérdidas por flujo plástico.
 3. La variación del esfuerzo en el acero de preesfuerzo, debida a las pérdidas que son función del tiempo, Δf_{pLT} , deberá determinarse así:

Ec. 218

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$$

Donde:

$$\Delta f_{pSR} = \text{Pérdida de preesfuerzo, debida a la retracción del Hormigón de la viga, que ocurre entre la transferencia y la colocación de la losa del puente (MPa).}$$

Δf_{pCR} = pérdida de preesfuerzo debida al flujo plástico del Hormigón de la viga, que ocurre entre la transferencia y la colocación de la losa del puente (MPa)

Δf_{pR1} = pérdida de preesfuerzo debida a relajación de los torones de preesfuerzo, que ocurre entre la transferencia y la colocación de la losa del puente (MPa).

Δf_{pR2} = pérdida de preesfuerzo debida a relajación de los torones de preesfuerzo en una sección compuesta, que ocurre entre la colocación de la losa del puente y el tiempo final (MPa).

Δf_{pSD} = pérdida de preesfuerzo debida a la retracción del Hormigón de la viga, que ocurre entre la colocación de la losa del puente y el momento final (MPa).

Δf_{pSS} = pérdida de preesfuerzo debido al flujo plástico del Hormigón de la viga, que ocurre entre la colocación de la losa del puente y el tiempo final (MPa).

Δf_{pCD} = incremento de preesfuerzo debido a la retracción del Hormigón de la losa del puente en la sección compuesta (MPa).

$(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id}$ = sumatoria de las pérdidas de preesfuerzo que son función del tiempo y que ocurren entre la transferencia y la colocación de la losa del puente (MPa).

$(\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$ = sumatoria de las pérdidas de preesfuerzo que son función del tiempo y que ocurren después de la colocación de la losa del puente (MPa).

4. Para Hormigón que contienen agregados livianos, agregados muy duros, o aditivos químicos inusuales, las propiedades supuestas de los materiales empleados en este Artículo y en el Artículo 234 podrán ser inapropiadas. En este caso, deberá recurrirse a resultados de ensayos reales que permitan determinar las verdaderas propiedades de los materiales.
5. Para construcción segmental, para todo propósito excepto en el diseño preliminar, las pérdidas de preesfuerzo deberán determinarse como se especifica en la Sección 5 del Capítulo IX del presente Título, incluyendo el método de construcción en función del tiempo, así como el cronograma indicado en los documentos contractuales.

b) Pérdidas que ocurren entre el instante de la transferencia y el instante en que se construye la losa del puente.

1. **Retracción del Hormigón de la viga.** La pérdida de preesfuerzo debida a la retracción del Hormigón de la viga y que ocurre entre el instante de la transferencia y la colocación de la losa del puente, Δf_{pSR} , deberá determinarse así:

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_p K_{id}$$

Ec. 219

En la cual:

Ec. 220

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left(1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g} \right) [1 + 0.7 \Psi_b(t_f, t_i)]}$$

Donde:

ε_{bid} = deformación unitaria de retracción del Hormigón de la viga que se presenta entre el instante de la transferencia y la colocación de la losa del puente, según la Ec. 103.

K_{id} = coeficiente de la sección transformada que tiene en cuenta la interacción, en función del tiempo, entre el Hormigón y el acero adherido, en la sección considerada, en el periodo de tiempo que transcurre entre la transferencia y la colocación de la losa del puente.

e_{pg} = excentricidad de la fuerza de preesfuerzo, medida desde el eje centroidal de la viga (mm) hasta el punto de aplicación de la resultante de fuerza de preesfuerzo.

$\Psi_b(t_f, t_i)$ = coeficiente de flujo plástico del Hormigón de la viga en etapa de servicio debido a la carga introducida durante la transferencia, de acuerdo con la Ec. 98.

t_f = edad final del Hormigón (días).

t_i = edad del Hormigón durante la transferencia (días).

2. Flujo plástico del Hormigón de la viga. La pérdida de preesfuerzo debida al flujo plástico del Hormigón de la viga que se presenta entre el instante de la transferencia hasta la colocación de la losa del puente, Δf_{pCR} , deberá determinarse así:

Ec. 221

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \Psi_b(t_d, t_i) K_{id}$$

Donde:

$\Psi_b(t_f, t_i)$ = coeficiente de flujo plástico del Hormigón de la viga en etapa de servicio debido a la carga introducida durante la transferencia, de acuerdo con la Ec. 98.

t_d = edad del Hormigón en el instante en que se construye la losa del puente (días).

3. Relajación de los torones de pre-esfuerzo.

- I. La pérdida de preesfuerzo debida a la relajación de los torones de preesforzado que ocurre entre el instante de la transferencia y la colocación del Hormigón, Δf_{pR1} , deberá determinarse así:

Ec. 222

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pi}}{K_L} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

Donde:

f_{pi} = Esfuerzo en los torones de preesforzado inmediatamente después de la transferencia, no inferior a 0.55 f_{py} .

K_L = 30 para torones de baja relajación y 7 para otros aceros de preesfuerzo, a menos que se disponga de datos más precisos del fabricante.

- II. La pérdida por relajación, Δf_{pR1} , podrá suponerse igual a 8 MPa (1.2 ksi) para torones de baja relajación.
- c) Pérdidas que se presentan durante la construcción de la losa del puente y que se prolongan a lo largo de la vida útil del puente.

4. **Retracción del Hormigón de la viga.** La pérdida de preesfuerzo debida a la retracción del Hormigón de la viga, Δf_{pSD} , que se presenta durante la construcción de la losa del puente y que se prolonga a lo largo de la vida útil del puente, deberá determinarse así:

Ec. 223

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df}$$

En la cual:

Ec. 224

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) [1 + 0.7 \psi_b (t_f, t_i)]}$$

Donde:

ε_{bdf} = deformación unitaria de retracción de la viga que ocurre desde la construcción de la losa del puente y que se prolonga a lo largo de la vida útil del puente, de acuerdo con la Ec. 103.

K_{df} = coeficiente de la sección transformada que tiene en cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el Hormigón y el acero adherido, en la sección considerada, en el periodo del tiempo que ocurre durante la construcción de la losa del puente y que se prolonga a lo largo de la vida útil del puente.

e_{pe} = excentricidad de la fuerza de preesfuerzo. Distancia medida desde el eje centroidal de la sección compuesta, hasta el punto de aplicación de la fuerza resultante de preesfuerzo (mm).

A_c = área de la sección transversal, calculada empleando las propiedades de la sección bruta, compuesta por la viga de Hormigón y por la losa del puente, y teniendo en cuenta la relación modular entre el Hormigón de la losa del puente y de la viga (mm^2).

I_c = momento centroidal principal de inercia de la sección, obtenido al calcular las propiedades de la sección bruta, compuesta por la viga de Hormigón y por la losa del puente, e incluyendo la relación modular entre el Hormigón de la losa del puente y el Hormigón de la viga en etapa de servicio (mm^4).

5. **Flujo plástico del Hormigón de la viga.** La pérdida de fuerza de preesfuerzo debida al flujo plástico del Hormigón de la viga, que ocurre a partir del instante de construcción de la losa del puente y durante la vida útil del puente, Δf_{pCD} , deberá determinarse así:

Ec. 225

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \Psi_b [(t_f, t_i) - \Psi_b(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} \Psi_b(t_f, t_d) K_{df}$$

Donde:

Δf_{cd} = centroide de los torones de preesforzado, debido a las pérdidas a largo plazo que se presentan desde la transferencia hasta la construcción de la losa del puente, incluyendo la acción del peso propio, más las cargas sobreimpuestas (MPa).

$\Psi_b(t_f, t_d)$ = Coeficiente de flujo plástico del Hormigón de la viga durante la vida útil del puente debido a la carga, de acuerdo con la Ec. 98.

6. **Relajación de los torones de preesforzado.** La pérdida de preesfuerzo debida a la relajación de los torones de preesforzado en la sección compuesta, que ocurre entre el instante de la construcción de la losa del puente y a lo largo de la vida útil del puente, Δf_{pR2} , deberá ser determinada de acuerdo con la siguiente ecuación:

Ec. 226

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1}$$

7. **Contracción de la losa de Hormigón.** El aumento del esfuerzo debido a la contracción de la losa de Hormigón, Δf_{pSS} , deberá determinarse así:

Ec. 227

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cdf} K_{df} [1 + 0.7 \Psi_b(t_f, t_d)]$$

En la cual:

Ec. 228

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} A_d E_{cd}}{[1 + 0.7 \Psi_d(t_f, t_d)]} \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc} e_d}{I_c} \right)$$

Donde:

Δf_{cdf} = cambio en el esfuerzo del Hormigón en el centroide de los torones de preesforzado debido a la retracción del Hormigón de la losa del puente (MPa).

ε_{cdf} = deformación unitaria de retracción del Hormigón de la losa del puente, que se presenta a partir de la construcción de la losa del puente y se prolonga a lo largo de la vida útil del puente, de acuerdo con la Ec. 103.

A_d = área del Hormigón de la losa del puente (mm²).

E_{cd} = módulo de elasticidad del Hormigón de la losa del puente (MPa).

e_d = excentricidad de la losa del puente con respecto al eje centroidal de la sección bruta compuesta, (mm).

$\Psi_b(t_f, t_d)$ = coeficiente de flujo plástico del Hormigón de la losa del puente a lo largo de la vida útil del puente, debido a las cargas aplicadas poco después de construir la losa de Hormigón (es decir, recubrimientos, barreras, etc.), de acuerdo con la Ec. 98.

d) Vigas prefabricadas pretensionadas sin relleno de material compuesto. Las ecuaciones del Artículo 329b) y c) son aplicables a vigas con losa con relleno de material no compuesto, o sin relleno. Los valores para el instante de "construcción de la losa del puente" del Artículo 329b) podrán tomarse como valores en el instante de la colocación de la losa del puente no compuesto o los valores en el instante de la instalación de miembros prefabricados sin recubrimiento. El instante de "colocación de la losa del puente" en el Artículo 329c) podrá tomarse como el instante de construcción de la losa del puente no compuesto o los valores en el instante de la instalación sin recubrimiento. El área de la "losa del puente" para estas aplicaciones deberá tomarse como cero.

e) Vigas postensadas no segmentales. Las pérdidas de preesfuerzo a largo plazo para miembros tensados, después de que los torones se han adherido, podrán calcularse empleando las disposiciones de los Artículo 329a) a d) en la Ec. 218, el valor del término $(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id}$ deberá tomarse como cero.

Artículo 330. PÉRDIDAS PARA EL CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES. Para el cálculo de las deflexiones y de las contraflechas de elementos no construidos por segmentos, pretensados, construidos con Hormigón de densidad normal con una resistencia superior a 24 MPa (3.5 ksi) en el instante del pretensado, los esfuerzos f_{cgp} y Δf_{cdp} podrán calcularse como el esfuerzo en el centro de gravedad del acero de pretensado, promediado en la longitud del elemento.

CAPÍTULO X DETALLES DEL REFUERZO

SECCIÓN 1 RECUBRIMIENTO DEL HORMIGÓN

Artículo 331. RECUBRIMIENTO DEL HORMIGÓN. El mínimo recubrimiento de las barras enbebidas en el Hormigón será como se especifica en la Sección 3 del Capítulo XII del presente Título.

**SECCIÓN 2
GANCHOS Y DOBLECES**

Artículo 332. GANCHOS ESTÁNDARES. Para los propósitos de estas Especificaciones, el término "gancho estándar" tendrá uno de los siguientes significados:

- a) Para refuerzo longitudinal:
 - 1. Gancho con un ángulo de doblado de 180°, más una prolongación de 4.0 d_b , pero no menor a 65 mm en el extremo libre de la barra, o
 - 2. Gancho con un ángulo de doblado de 90°, más una prolongación de 12.0 d_b en el extremo libre de la barra.
- b) Para refuerzo transversal:
 - 1. Barras No. 5 y menores – Gancho con un ángulo de doblado de 90°, más una prolongación de 6.0 d_b en el extremo libre de la barra,
 - 2. Barras No. 6, No. 7 y No. 8 – Gancho con un ángulo de doblado de 90°, más una prolongación de 12.0 d_b en el extremo libre de la barra; y
 - 3. Barras No. 8 – Gancho con un ángulo de doblado de 135°, más una prolongación de 6.0 d_b en el extremo libre de la barra

Donde:

d_b = diámetro nominal de la barra de refuerzo (mm)

Artículo 333. GANCHOS SISMORRESISTENTES. Los ganchos sismorresistentes deberán consistir en un gancho con un ángulo de doblado de 135°, más una prolongación no menor a 6.0 d_b ó 75 mm en su extremo libre, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Se deberán utilizar ganchos sismorresistentes para el refuerzo transversal en regiones donde se espera la formación de rótulas plásticas. Estos ganchos y las zonas donde se requieren deberán ser especificados en los documentos contractuales.

Artículo 334. DIÁMETRO MÍNIMO DE DOBLADO.

- a) El diámetro de doblado de una barra, medido del lado interno de la barra, no deberá ser menor que el valor especificado en la TABLA 55.

**TABLA 55
DIAMETROS MINIMOS DE DOBLADO.**

Tamaño y uso de la Barra	Diámetro mínimo
--------------------------	-----------------

No. 3 a No. 5-Uso general	$6.0d_b$
No. 3 a No. 5-Estribos y zunchos	$4.0d_b$
No. 6 a No. 8-Uso general	$6.0d_b$
No. 9, No. 10, y No. 11	$8.0d_b$
No. 14 y No. 18	$10.0d_b$

- b) El diámetro interno de doblado para estribos y zunchos en mallas soldadas de alambres lisos o corrugados no deberá ser menor a $4.0d_b$ para alambre corrugado mayor que D6 (38.7 mm²) y $2.0d_b$ para los demás tamaños de alambre. Si el doblado se realiza con un diámetro interno menor a $8.0d_b$, este doblado no deberá estar a una distancia menor que $4.0d_b$ de la intersección soldada más próxima.

SECCIÓN 3 ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO

Artículo 335. ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE LAS BARRAS DE REFUERZO.

- a) **Hormigón vaciado in situ.** para el Hormigón vaciado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor a:
1. 1.5 veces el diámetro nominal de las barras
 2. 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o
 3. 38 mm.
- b) **Hormigón prefabricado.** para conseguir prefabricados en plantas con más bajo condiciones controladas coma la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor a:
1. El diámetro nominal de las barras,
 2. 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o
 3. 25 mm.
- c) **Múltiples capas.** Excepto en las losas en las cuales se coloca refuerzo paralelo en dos o más capas, con una distancia libre entre capas no mayor que 150 mm, las barras de las capas superiores deberán ubicarse directamente sobre las de la capa inferior, y la distancia libre entre capas deberá ser mayor o igual a 25 mm o el diámetro nominal de las barras.
- d) **Empalmes.** Las limitaciones sobre distancia libre entre barras especificadas en los Artículo 335a) y b) también se aplican a la distancia libre entre un traslapo y los empalmes o barras adyacentes.
- e) **Paquetes de barras.**
1. El número de barras paralelas dispuestas en un paquete, de manera que actúen como una unidad, no deberá ser mayor a cuatro. En los elementos a flexión el número de barras, en paquete, mayores que No. 11 deberá ser mayor a dos.
 2. Los paquetes de barras deberán estar encerrados por estribos o zunchos.

3. Cada una de las barras individuales de un paquete, que se interrumpe dentro de un tramo, deberá terminar en secciones diferentes, separadas, como mínimo, 40 diámetros de barra. Si las limitaciones de separación entre barras se basan en el tamaño de las barras, un paquete de barras se deberá tratar como una barra individual cuyo diámetro se obtiene a partir de la sección equivalente total.

Artículo 336. ESPACIAMIENTO MÁXIMO DE BARRAS DE REFUERZO. A menos que se especifique lo contrario, la separación del refuerzo en tabiques y losas no deberá ser mayor a 1.5 veces el espesor del elemento ó 450 mm. La máxima separación de los espirales, zunchos y del refuerzo de retracción y temperatura deberá ser como se especifica en las Secciones 6, 7 y 8 del Capítulo X del presente Título.

Artículo 337. ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE TORONES Y DUCTOS DE PREESFUERZO.

a) Torón de pretensado.

1. La distancia entre los cables de pretensado, incluyendo aquellos en ductos en cada extremo de un elemento dentro de las de anclaje como se especifica en el Artículo 376, no deberá ser menor que una distancia libre tomada como 1.33 veces el tamaño máximo de los agregados ni menor que las distancias entre centros especificadas en la TABLA 56.

**TABLA 56
ESPACIAMIENTOS CENTRO A CENTRO.**

Tamaño del cable, mm	Espaciamento, mm
15.24 14.29 Especial 14.29	51
12.7 11.11 12.7 Especial	44
9.53	38

2. Si el comportamiento observado en ensayos a escala real, realizados sobre prototipos del diseño, así lo justifica, se podrá disminuir la distancia libre entre cables en el extremo de un elemento.
3. La mínima distancia libre entre grupos de cables dispuestos en paquetes no deberá ser menor a 1.33 veces el tamaño máximo de los agregados ó 25 mm.
4. Los cables de pretensado de un elemento se podrán agrupar en paquetes de forma que se toquen entre sí en un plano esencialmente vertical en (y entre) las ubicaciones de amarre. El número de cables dispuestos en paquetes, cualquiera sea su disposición salvo en un plano vertical, estará limitado a cuatro cables por paquete.

b) Ductos de Postensado –Vigas Rectas en Planta.

1. A menos que en el presente documento se especifique lo contrario, la distancia libre entre ductos de postensado rectos deberá ser mayor o igual a 38 mm ó 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso. Para las construcciones prefabricadas por segmentos, en las cuales hay torones de postensado que se extienden a través de una junta entre elementos recubierta con epoxi, la separación libre entre ductos de postensado deberá ser mayor o igual al diámetro interno de la vaina o 100 mm,

cualquiera sea el valor que resulte mayor.

2. Los ductos se podrán empaquetar en grupos de no más de tres, siempre que la separación especificada para ductos individuales se mantenga entre cada ducto en la zona ubicada a 900 mm o menos de los anclajes.
 3. Excepto en las construcciones por segmentos, para los grupos de ductos dispuestos en paquetes, la mínima distancia libre horizontal entre paquetes adyacentes no deberá ser menor a 100 mm. Si los grupos de ductos están ubicados en dos o más planos horizontales, un paquete no deberá contener más de 2 ductos en un mismo plano horizontal.
 4. La mínima distancia libre vertical entre paquetes deberá ser mayor o igual a 38 mm ó 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.
 5. Para las construcciones prefabricadas, la mínima distancia libre horizontal entre grupos de ductos se podrá reducir a 75 mm.
- c) **Ductos de Postensado — Vigas Curvas en Planta.** La mínima distancia libre entre ductos curvos deberá ser igual a la requerida para el confinamiento de los torones especificada en el Artículo 342. La separación de los ductos curvos deberá ser mayor o igual a la requerida para ductos rectos.

Artículo 338. ESPACIAMIENTO MÁXIMO DE TORONES Y DUCTOS DE PREESFORZADO EN LOSAS.

- a) Los cables de pretensado para losas prefabricadas se deberán separar de forma simétrica y uniforme, y la distancia entre los mismos no deberá ser mayor que 1.5 veces la altura compuesta total de la losa ó 450 mm.
- b) La separación entre los centros de los torones de postensado de las losas no deberá ser mayor a 4.0 veces la mínima altura compuesta total de la losa.

Artículo 339. ACOPLÉS EN TORONES DE POSTENSADO. Los documentos contractuales deberán especificar que no más del 50 por ciento de los torones de postensado longitudinal podrán acoplarse en una misma sección, y que la separación entre las secciones que contienen dispositivos de acoplamiento adyacentes no deberá ser menor que la longitud del segmento ni que dos veces la altura del segmento. El cálculo de los esfuerzos sobre la sección transversal bruta durante el tensionamiento deberá llevarse a cabo con las propiedades geométricas de la sección, obtenidas al deducir las áreas vacías alrededor de los dispositivos de acoplamiento.

**SECCIÓN 4
CONFINAMIENTO DE TORONES**

Artículo 340. GENERALIDADES.

- a) En las almas los torones deberán ubicarse dentro de los estribos. Cuando corresponda, en las aletas y losas los torones deberán ubicarse entre capas de refuerzo transversal. Para los ductos ubicados en las aletas inferiores de segmentos de altura variable, deberá proporcionarse refuerzo de confinamiento nominal alrededor del ducto en cada cara del segmento. El refuerzo no deberá ser menor a dos filas de barras No. 4 a ambos lados de cada ducto, con dimensión vertical igual a la altura de la losa, menos las dimensiones del recubrimiento superior e inferior.

- b) Deberá considerarse los efectos de la presión de inyección del mortero en los ductos.

Artículo 341. DESVIACIÓN DE LOS DUCTOS DE PREESFORZADO EN LAS LOSAS.

- a) Para los fines del presente artículo, los ductos cuya separación entre centros sea menor a 300 mm, en cualquier dirección, deberán considerarse estrechamente separados.
- b) Si hay ductos transversales o longitudinales estrechamente separados en las aletas, y los documentos contractuales no incluyen requisitos para minimizar la desviación de los ductos, las mallas de refuerzo superior e inferior deberán atarse con horquillas No. 4. La separación entre horquillas no deberá ser mayor a 450 mm ó 1.5 veces la altura de la losa en cada dirección.

Artículo 342. EFECTOS DE TORONES CURVOS.

- a) Los torones curvos deberán confinarse mediante refuerzo de confinamiento. Este refuerzo deberá dimensionarse de manera tal que se garantice que el esfuerzo en el acero no preesforzado en estado límite de servicio no sea mayor que $0.6 f_y$, y el valor de f_y supuesto no deberá ser mayor que 420 MPa.
- b) La separación de la armadura de confinamiento no deberá ser mayor a 3.0 veces el diámetro exterior del ducto ó 600 mm.
- c) Los torones no deberán empaquetarse en grupos mayores de tres cuando las vigas son curvas en un plano horizontal.
- d) Diseño para fuerzas en el plano.**
- 1. Fuerzas en el plano.**
- I. Las fuerzas de desviación en el plano, debidas al cambio de dirección de los torones, deberán tomarse como:

Ec. 229

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R}$$

Donde:

F_{u-in} = fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud del torón (kN/m).

P_u = fuerza mayorada en el torón, como se especifica en la Sección 3 del Capítulo IV del Título III (kN).

R = Radio de curvatura del torón en la ubicación considerada (mm).

- II. La máxima fuerza de desviación deberá determinarse suponiendo que todos los torones se encuentran tensionados, incluyendo los torones provisionales. Las disposiciones de la Sección 9 del Capítulo X del presente Título deberán aplicarse al diseño para las fuerzas en el plano debidas a los torones curvos en los anclajes.

2. Resistencia de cortante contra el arrancamiento (desprendimiento).

- I. La resistencia al corte del recubrimiento de Hormigón contra el desprendimiento causado por las fuerzas de desviación, V_r , deberá tomarse como:

Ec. 230

$$V_r = \phi V_n$$

En la cual

Ec. 231

$$V_n = 0.15d_{eff}\sqrt{f'_{ci}}$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal de dos planos de corte por unidad de longitud (kN/m)

ϕ = Factor de resistencia para cortante, 0.75

d_{eff} = Mitad de la longitud efectiva del plano de Falla en cortante y tracción para un elemento curvo (mm).

- II. Para un solo grupo de ductos o pasa $s_{duct} < d_{duct}$, d_{eff} , mostrada en el detalle (a) en la FIGURA 61, deberá tomarse como:

Ec. 232

$$d_{eff} = d_c + \frac{d_{duct}}{4}$$

- III. Para un solo grupo de ductos o pasa $s_{duct} \geq d_{duct}$, d_{eff} , deberá tomarse como la menor de las siguientes, con base en las rutas 1 y 2 mostradas en el detalle (b) en la FIGURA 61:

Ec. 233

$$d_{eff} = t_w - \frac{d_{duct}}{2}$$

Ec. 234

$$d_{eff} = d_c + \frac{d_{duct}}{4} + \frac{\sum s_{duct}}{2}$$

Donde:

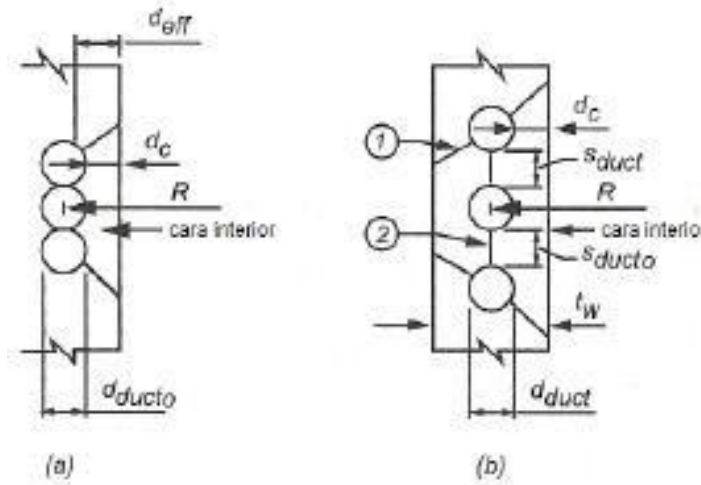
s_{duct} = Distancia libre entre ductos en dirección vertical (mm).

d_{duct} = Diámetro exterior del ducto de preesforzado (mm).

d_c = Recubrimiento sobre el ducto (mm).

t_w = Espesor del alma (mm).

FIGURA 61
DEFINICIÓN DE LA DISTANCIA, d_{eff}



- IV. Si la fuerza de desviación mayorada en el plano es mayor que la resistencia al cortante mayorada del recubrimiento del Hormigón, según se especifica en la Ec. 231, para resistir las fuerzas de desviación en el plano deberán proporcionarse barras de fijación totalmente ancladas, ya sea en forma de refuerzo no preesforzado o preesforzado.

3. Agrietamiento del recubrimiento de Hormigón.

- I. Cuando la distancia libre entre ductos orientada en una columna vertical es menor a 38 mm, deberá considerarse que los ductos están densamente agrupados. Deberá investigarse la resistencia al agrietamiento en los extremos y en la mitad de la altura del recubrimiento de Hormigón no reforzado.
- II. El momento local aplicado, por unidad de longitud, en los extremos del recubrimiento deberá tomarse así:

Ec. 235

$$M_{end} = \frac{\left(\sum F_{u-in} / h_{ds} \right) h_{ds}^2}{12}$$

- III. Y el momento local aplicado, por unidad de longitud, en la mitad de la altura del recubrimiento deberá tomarse así:

Ec. 236

$$M_{mid} = \frac{\left(\sum F_{u-in} / h_{ds} \right) h_{ds}^2}{24}$$

Donde:

h_{ds} = altura del grupo de ductos como se muestra en la FIGURA 61

- IV. Los esfuerzos de tracción en el recubrimiento de Hormigón no reforzado que resultan de la Ec. 235 y Ec. 236 deberán combinarse con los esfuerzos de tracción por flexión del alma como se define en el Artículo 342d)4 para evaluar el potencial de agrietamiento del recubrimiento de Hormigón. Si los esfuerzos combinados de tracción exceden los esfuerzos de agrietamiento dadas con la Ec. 238, los ductos deberán restringirse por medio de estribos y zunchos para ductos.

Ec. 237

$$f_{cr} = \phi f_{cr}$$

Donde:

Ec. 238

$$\Phi = 0.85$$

4. Flexión regional.

- I. Los efectos de flexión de las fuerzas en el plano deberán tomarse como:

Ec. 239

$$M_u = \frac{\phi \sum F_{u-in} h_c}{4}$$

Donde:

ϕ_{cont} = factor de continuidad de 0.6 para almas interiores; de 0.7 para almas exteriores.

h_c = luz del alma entre las losas superior e inferior, medida a lo largo del eje del alma.

- II. Para las vigas curvas deberá evaluarse los efectos de la flexión y cortantes locales debidas a las fuerzas fuera del plano, como se describe en el Artículo 342e).
- III. A excepción de aquellas que cruzan aproximadamente a 90°, si hay ductos curvos ubicados de manera que la fuerza radial de un torón se dirige hacia otro, los ductos deberán confinarse de una de las siguientes maneras:
- Separando los ductos para asegurar una adecuada resistencia nominal a cortante, como se especifica en la Ec. 230, o
 - Disponiendo armadura de confinamiento para resistir la fuerza radial.

e) Solicitaciones fuera del plano.

1. Las sollicitaciones fuera del plano debidas a la acción de las cuñas de los cables contra la pared del ducto podrán estimarse como:

Ec. 240

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R}$$

Donde:

F_{u-out} = fuerza fuera del plano, por unidad de longitud del torón (kN/m).

P_u = fuerza mayorada en el torón, como se especifica en la Sección 3 del Capítulo IV del Título III (kN).

R = Radio de curvatura del torón en la ubicación considerada (mm).

2. Si la resistencia al corte mayorada, dada por la Ec. 240 no es adecuada, deberá

proporcionarse refuerzo local de confinamiento localizado en todos los segmentos curvos del torón para resistir la totalidad de las fuerzas fuera del plano, preferentemente en forma de refuerzo en espiral.

SECCIÓN 5 APOYO DE LOS TORONES EXTERNOS

Artículo 343. APOYO DE LOS TORONES EXTERNOS. A menos que un análisis de vibraciones indique lo contrario, la longitud no apoyada de los torones externos no deberá ser mayor a 7.5 m. Los apoyos externos para torones en vigas curvas de cajón de Hormigón deberán ser localizados lo más lejos posible del alma para prevenir la luz libre del torón del apoyo del ama en lugares alejados de los soportes. Cuando para este propósito sean necesarias monturas de desviación, estas deberán ser diseñadas en concordancia con el Artículo 351.

SECCIÓN 6 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN

Artículo 344. GENERALIDADES.

- a) Los requisitos de la Sección 11 del Capítulo X del presente Título también deberán aplicarse al diseño y detallado en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4.
- b) El refuerzo transversal de los elementos comprimidos podrá consistir en zunchos o en estribos cerrados.

Artículo 345. ESPIRALES.

- a) El refuerzo transversal, para todos los elementos comprimidos a excepción de las pilas, deberá consistir en una o más espirales continuas, igualmente separadas, de barra o alambre liso o corrugado, de un diámetro mínimo de 9.5 mm. El refuerzo deberá disponerse de manera tal que toda la armadura longitudinal primaria esté contenida por (y en contacto con) la espiral.
- b) La separación libre entre las barras de la espiral no deberá ser menor a 25 mm ó 1.33 veces el tamaño máximo del agregado. La separación entre centros no deberá ser mayor a 6.0 veces el diámetro de las barras longitudinales ó 150 mm.
- c) A excepción de lo especificado en el Artículos 359 y Artículo 359a) para Zonas Sísmicas 3 y 4, el refuerzo en espiral deberá extenderse desde la zapata, u otro apoyo, hasta el nivel del refuerzo horizontal más bajo en los elementos soportados.
- d) El anclaje del refuerzo en espiral se deberá proporcionar mediante 1.5 vueltas adicionales de barra o alambre en cada uno de los extremos de la espiral. Para las Zonas Sísmicas 3 y 4 la prolongación del refuerzo transversal hacia los elementos con que se conecta deberá satisfacer los requisitos del Artículo 359c).
- e) Los empalmes en el refuerzo en espiral podrán ser uno de los siguientes:
 1. Empalmes traslapados con una longitud igual a 48.0 veces el diámetro de las barras no recubiertas; 72.0 veces el diámetro de las barras recubiertas ó 48.0 diámetros del alambre;

2. Conectores mecánicos aprobados; o
3. Empalmes soldados aprobados.

Artículo 346. ESTRIBOS CERRADOS.

- a) En los elementos sometidos a compresión, con estribos cerrados, todas las barras longitudinales deberán estar confinadas por estribos laterales equivalentes a:
 1. Barras No. 3 para barras No. 10 o menores.
 2. Barras No. 4 para barras No. 11 o mayores, y
 3. Barras No. 4 para paquetes de barras.
- b) La separación de los estribos cerrados no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó 300 mm. Si hay dos o más barras mayores que una barra No. 10, dispuestas de modo que forman un paquete, la separación no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión del elemento ó 150 mm.
- c) En lugar de barras podrá utilizarse alambre corrugado o malla de alambre soldada de área equivalente.
- d) Ninguna barra o paquete de barras longitudinal deberá estar más lejos de 600 mm, a lo largo del estribo, de una barra o paquete confinado. Una barra o paquete confinado es el que tiene apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135 grados. Si el diseño de la columna se basa en la capacidad de rotación plástica, ninguna barra longitudinal deberá estar a una distancia mayor a 150 mm de una de estas barras con apoyo lateral y el refuerzo de confinamiento deberá cumplir los requisitos del Artículo 359 si las barras longitudinales están ubicadas alrededor del perímetro de un círculo, si los empalmes de los estribos se alternan, se podrá utilizar un estribo circular cerrado.
- e) La distancia vertical entre el estribo cerrado inferior y la zapata u otro apoyo, y la distancia vertical entre el estribo cerrado superior y la armadura horizontal más baja del elemento soportado, no deberán ser menores que la mitad de la separación entre estribos.

**SECCIÓN 7
REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN**

Artículo 347. REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN. Excepto en las losas de del puente, el refuerzo de compresión de los elementos solicitados a flexión deberá estar encerrado por estribos o estribos cerrados que satisfagan los requisitos sobre tamaño y separación indicados en la Sección 6 Capítulo X Título V o por malla de alambre soldada de área equivalente.

**SECCIÓN 8
REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA**

Artículo 348. REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA.

- a) Deberá proporcionarse refuerzo para los esfuerzos causados por retracción y temperatura cerca de las superficies de Hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el Hormigón masivo estructural. Deberá agregarse refuerzo de retracción y temperatura para asegurar que el refuerzo total en las superficies expuestas no sea menor que el especificado aquí.
- b) El refuerzo de retracción y temperatura podrá ser en forma de barras, malla electrosoldada, o torones de preesforzado.
- c) Para barras o malla electrosoldada, el área de refuerzo por metro, en cada cara y en cada dirección deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)f_y}$$

Ec. 241

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

Ec. 242

Donde:

- A_s = área de refuerzo en cada dirección y en cada cara (mm²/m).
 - b = ancho menor de la sección del elemento estructural (mm).
 - h = menor espesor de la sección del elemento estructural (mm).
 - f_y = resistencia especificada a la fluencia de las barras de refuerzo ≤ 515 MPa.
- d) Cuando la dimensión menor varía a lo largo de la longitud del muro, zapata, u otro elemento estructural, deberán examinarse varias secciones para representar la condición promedio en cada sección. El espaciamiento no deberá exceder de:
 1. 3.0 veces el espesor del elemento estructural ó 450 mm.
 2. 300 mm para muros y zapatas con más de 450 mm de espesor.
 3. 300 mm para otros elementos estructurales con más de 900 mm de espesor.
 - e) Para elementos estructurales con 150 mm o menos de espesor el acero mínimo especificado podrá colocarse en una sóla capa. No se requiere acero de retracción y temperatura para:
 1. Cara final de muros 450mm o menos de espesor.
 2. Caras extremas de zapatas con alturas menores que 450 mm.
 3. Caras extremas de zapatas enterradas con alturas menores a 900 mm.
 4. Caras de todos los demás elementos estructurales, cuya dimensión más pequeña es menor o igual a 450 mm.

- f) Si se utilizan torones de preesforzado como refuerzo de retracción y temperatura, estos deberán proporcionar un esfuerzo medio de compresión mínimo igual a 0.75 MPa en la sección bruta de Hormigón, a través de la cual podrá extenderse un plano de agrietamiento, con base en el esfuerzo de preesfuerzo efectivo luego de las pérdidas. La separación de los torones no deberá ser mayor a 1.8 m o la distancia especificada en el Artículo 338. Si la separación es mayor a 1.4 m deberá proporcionarse refuerzo adherido entre torones en una distancia igual a la separación entre torones.

SECCIÓN 9 ZONAS DE ANCLAJE POSTENSADAS

Artículo 349. GENERALIDADES.

- a) Los anclajes deberán diseñarse en los estados límites de resistencia para las fuerzas mayoradas de tensionamiento, como se especifica en la Sección 3 del Capítulo IV del Título III.
- b) Para las zonas de anclaje ubicadas en el extremo de un elemento estructural o segmento, las dimensiones transversales se podrán tomar como la altura y el ancho de la sección, pero no mayores que la dimensión longitudinal del elemento o segmento. La extensión longitudinal de la zona de anclaje en la dirección del torón no deberá ser menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje y no se deberá tomar mayor que 1.5 veces dicha dimensión.
- c) Para los anclajes intermedios deberá considerarse que la zona de anclaje se extiende, en la dirección opuesta a la fuerza de anclaje, en una distancia no menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje.

Artículo 350. ZONA GENERAL Y ZONA LOCAL.

- a) **Generalidades.** Para fines del diseño, las zonas de anclaje deberán considerarse compuestas por dos regiones:
1. La zona general, para la cual se aplican las disposiciones del Artículo 350b) y
 2. La zona local, para la cual se aplican las disposiciones del Artículo 350c).
- b) **Zona general.**
1. La extensión de la zona general deberá tomarse idéntica a la de la totalidad de la zona de anclaje, incluyendo la zona local, definida en el Artículo 349.
 2. El diseño de las zonas generales deberá satisfacer los requisitos del Artículo 351.
- c) **Zona local.**
1. El diseño de las zonas locales deberá satisfacer los requisitos del Artículo 355 o deberá basarse en resultados de ensayos de aceptación, según lo especificado en el Artículo 355c) y lo descrito en el Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.
 2. Para el diseño de la zona local deberá considerarse los efectos de las elevadas

presiones en las zonas de apoyo y el uso de refuerzo de confinamiento.

3. Los dispositivos de anclaje basados en el ensayo de aceptación del Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* se denominan dispositivos de anclaje especiales.

d) Responsabilidades.

1. El diseñador deberá ser responsable por el diseño general y la aprobación de los planos de obra de la zona general, incluyendo la ubicación de los torones y dispositivos de anclaje, refuerzo de la zona general, secuencia de tensionamiento y diseño de la zona local para dispositivos de anclajes basados en las disposiciones del Artículo 355. Los documentos contractuales deberán especificar que todos los planos de obra correspondientes a la zona local deberán ser aprobados por el diseñador.
2. El proveedor de los dispositivos de anclaje es responsable de su entrega, de manera tal que se satisfagan los requisitos sobre la eficiencia de los anclajes especificados en el Artículo 10.3.2 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Si se utilizan dispositivos de anclaje especiales, el proveedor de los dispositivos de anclaje es responsable de entregarlos y de garantizar que también satisfagan los requisitos del ensayo de aceptación indicado en el Artículo 355c) y del Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Este ensayo de aceptación y el ensayo de eficiencia de los anclajes deberán ser realizados por un organismo independiente, aceptado por el diseñador. El proveedor de los dispositivos de anclaje deberá entregar al diseñador y al constructor registros del ensayo de aceptación realizado de acuerdo con el Artículo 10.3.2.3.12 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, y deberá especificar el refuerzo auxiliar y de confinamiento, distancia mínima a los bordes, separación mínima de los anclajes y resistencia mínima del Hormigón en el momento del tensionamiento, requeridos para el correcto comportamiento de la zona local.

Artículo 351. DISEÑO DE LA ZONA GENERAL.

a) Métodos de diseño.

1. Para el diseño de las zonas generales podrá utilizarse los siguientes métodos de diseño, conforme a los requisitos del Artículo 351b):
 - I. Modelos inelásticos basados en el equilibrio, generalmente denominados "modelos de puntales y tensores,"
 - II. Análisis refinados elásticos de esfuerzos como se especifica en la Sección 4, u
 - III. Otros métodos aproximados, cuando sean aplicables.
2. Deberán investigarse los efectos de la secuencia del tensionamiento y los efectos espaciales debidos a las cargas concentradas de tensionamiento. Los efectos espaciales podrán analizarse utilizando procedimientos de análisis tridimensionales o podrán aproximarse considerando submodelos independientes en dos o más planos, en cuyo caso deberá considerarse la interacción de los submodelos. Las cargas y los resultados del modelo deberán ser consistentes.
3. El esfuerzo de compresión mayorado del Hormigón de la zona general no deberá ser mayor que $0.7 f'_{ci}$. En áreas en las cuales, debido a otras solicitaciones, el Hormigón podrá estar muy agrietado en el estado último, o si se anticipan grandes rotaciones

inelásticas, el esfuerzo de compresión mayorada deberá limitarse a $0.6 f'_{ci}$.

4. En el diseño de la zona general deberá despreciarse la resistencia a la tracción del Hormigón.
5. El esfuerzo de tracción nominal del refuerzo adherido deberá limitarse a f_y , tanto para refuerzo adherido deberá limitarse a f_y , tanto para refuerzo no preesforzado, como para refuerzo preesforzado adherido. El esfuerzo de tracción nominal del refuerzo preesforzado no adherido se deberá limitar a $f_{pe} + 105$ MPa.
6. Podrá despreciarse la contribución a la resistencia de la zona general aportada por cualquier refuerzo de zona local, lo que resulta en un diseño conservador.

b) Principios de diseño.

1. Los esfuerzos de compresión en el Hormigón delante de los dispositivos básicos de anclaje deberán satisfacer los requisitos del Artículo 355b).
2. Deberá investigarse los esfuerzos de compresión en el Hormigón delante del dispositivo de anclaje a una distancia, medida a partir de la superficie de apoyo de Hormigón, no menor a:
 - I. La profundidad hasta el extremo de la armadura de confinamiento local, o
 - II. La menor dimensión lateral del dispositivo de anclaje.
3. Estos esfuerzos de compresión podrán determinarse utilizando los procedimientos con base en modelos de puntales y tensores del Artículo 352, un análisis elástico de esfuerzos de acuerdo con el Artículo 353 o el método aproximado indicado en el Artículo 354b).
4. La magnitud de la fuerza de desgarramiento por tracción, T_{burst} , y su correspondiente distancia a partir de la superficie cargada, d_{burst} , podrán determinarse usando los procedimientos con base en modelos de puntales y tensores del Artículo 352, un análisis elástico de esfuerzos de acuerdo con el Artículo 353 o el método aproximado indicado en el Artículo 354c). Al determinar los requisitos de refuerzo de desgarramiento deberá considerarse los efectos tridimensionales.
5. También deberán verificarse los esfuerzos de compresión donde haya discontinuidades geométricas o de carga dentro o delante de la zona de anclaje, que pudieran provocar concentraciones de esfuerzos.
6. La resistencia a las fuerzas de desgarramiento por tracción se proporciona con refuerzo no preesforzado o preesforzado o en forma de zunchos, estribos cerrados o estribos transversales anclados. Al determinar la disposición y el anclaje del refuerzo de desgarramiento deberá considerarse las siguientes directrices:
 - I. El refuerzo deberá extenderse en todo el ancho del elemento y anclarse tan cerca de las caras exteriores del elemento como lo permita el recubrimiento;
 - II. El refuerzo deberá distribuirse delante de la superficie cargada a lo largo de ambos lados del torón, en una distancia tomada igual al menor valor entre $2.5 d_{burst}$ para el plano considerado y 1.5 veces la correspondiente dimensión lateral de la sección, siendo d_{burst} , como se especifica en la Ec. 250;

- III. El centroide del refuerzo de desgarramiento deberá coincidir con la distancia d_{burst} usada para el diseño; y
- IV. La separación de la armadura no deberá ser mayor a 24.0 diámetros de barra o 300mm.
7. Las fuerzas de tracción en los bordes podrán determinarse utilizando los procedimientos con base en modelos de puntales y tensores del Artículo 352, un análisis elástico de esfuerzos de acuerdo con el Artículo 353, o con los métodos aproximados indicados en el Artículo 354d).
8. Para anclajes múltiples, con una separación entre centros menor a 0.4 veces la altura de la sección, la fuerza de astillamiento no deberá tomarse menor que 2 por ciento de la fuerza mayorada total del torón. Para separaciones mayores las fuerzas de astillamiento deberán determinarse mediante análisis.
9. La resistencia a las fuerzas de tracción en los bordes deberá proporcionarse mediante refuerzo ubicado cerca de los bordes transversales y longitudinales del Hormigón. El arreglo y el anclaje del refuerzo de tracción en los bordes deberá satisfacer los siguientes requisitos:
 10. Las fuerzas de tracción en los bordes podrán determinarse utilizando los procedimientos con base en modelos de puntales y tensores del Artículo 352, un análisis elástico de esfuerzos de acuerdo con el Artículo 353, o con los métodos aproximados indicados en el Artículo 354d).
 11. Para anclajes múltiples, con una separación entre centros menor a 0.4 veces la altura de la sección, la fuerza de astillamiento no deberá tomarse menor que 2 por ciento de la fuerza mayorada total del torón. Para separaciones mayores las fuerzas de astillamiento deberán determinarse mediante análisis.
 12. La resistencia a las fuerzas de tracción en los bordes deberá proporcionarse mediante refuerzo ubicado cerca de los bordes transversales y longitudinales del Hormigón. El arreglo y el anclaje del refuerzo de tracción en los bordes deberá satisfacer los siguientes requisitos:
 - I. El refuerzo especificado de astillamiento deberá extenderse en todo el ancho del elemento,
 - II. El refuerzo de astillamiento entre dispositivos múltiples de anclaje deberá atar efectivamente los dispositivos de anclaje entre sí, y
 - III. El refuerzo de tracción en los bordes longitudinales y el refuerzo de astillamiento para dispositivos de anclaje excéntricos deberán ser continuos; el refuerzo deberá extenderse a lo largo de la cara sometida a tracción en la totalidad de la longitud de la zona de anclaje y a lo largo de la cara cargada entre el borde longitudinal y el otro lado del dispositivo o grupo de dispositivos de anclaje excéntrico.
- c) **Dispositivos especiales de anclaje.** Si se utilizan dispositivos de anclaje especiales que, no satisfacen los requisitos del Artículo 355b), en las regiones correspondientes de la zona de anclaje deberá proporcionarse refuerzo con configuración similar y con una cuantía volumétrica, como mínimo, equivalente al refuerzo superficial suplementario permitido de acuerdo con los requisitos del Artículo 10.3.2.3.4 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.
- d) **Anclajes intermedios.**

1. **Generalidades.** No se deberán utilizar anclajes intermedios en regiones donde otras cargas generan tracción significativa detrás del anclaje. Siempre que sea posible, los tacos para anclaje deberán ubicarse en la esquina entre la aleta y las almas, o deberán extenderse en la totalidad del ancho de la aleta o la altura del alma, de tal manera que se forme un nervio continuo. Si es necesario utilizar tacos aislados en una aleta o alma, deberá considerarse en el diseño la flexión local y las solicitaciones directas.
2. **Control de agrietamiento detrás de los anclajes intermedios.**

- I. A menos que aquí se especifique otra cosa, deberá proporcionarse refuerzo adherido para retener en la sección de Hormigón detrás del anclaje, al menos, 25 por ciento de la fuerza de tensionamiento no mayorada del anclaje intermedio. Los esfuerzos en este refuerzo adherido no deberán ser mayores a $0.6 f_y$ o 240 MPa. Si otras cargas generan esfuerzos de compresión permanentes detrás del anclaje, la cantidad de refuerzo retenedor podrá reducirse la Ec. 243.

Ec. 243

$$T_{ia} = 0.25P_s - f_{cb}A_{cb}$$

Donde:

T_{ia} = fuerza de tracción en el refuerzo retenedor en el anclaje intermedio (N).

P_s = Fuerza(s) del torón en el anclaje (N).

f_{cb} = esfuerzo no mayorado de compresión debido a las cargas permanentes en la región detrás del anclaje, en los estados límites de servicio y en cualquier etapa de la construcción (MPa).

A_{cb} = área de la sección transversal que se continúa dentro de las prolongaciones de los lados de la placa de anclaje o taco para anclaje, es decir, el área del taco o nervio no deberá considerarse parte de la sección transversal (mm²).

- II. Este refuerzo retenedor deberá colocarse a una distancia no mayor que un ancho de placa a partir del eje del torón. Deberá estar totalmente anclado de manera que el esfuerzo de fluencia se pueda desarrollar a una distancia igual a un ancho de placa, o un medio de la longitud del taco o nervio delante del anclaje, así como a la misma distancia detrás del anclaje. Siempre que sea posible, el centroide de este refuerzo deberá coincidir con el eje del torón. En el caso de los tacos o nervios, la armadura deberá colocarse en la sección que continúa cerca de la cara de la aleta o del alma a partir de la cual se proyecta el taco o nervio.

3. Refuerzo del taco y del nervio.

- I. Deberá proporcionarse refuerzo en la totalidad de los tacos y nervios según se requiera para cortante por fricción, acción de ménsula, fuerzas de desgarramiento y fuerzas de desviación causadas por la curvatura de los torones.
- II. Este refuerzo deberá prolongarse tanto como sea posible hacia el interior de la aleta o del alma, y deberá anclarse mediante ganchos estándar doblados alrededor de las barras transversales o su equivalente. La separación no deberá ser mayor que el menor valor entre la altura del taco o nervio en el anclaje, el ancho del taco ó 150 mm.

- III. Deberá proporcionarse refuerzo para resistir la flexión local en los tacos y nervios debida a la excentricidad de la fuerza en los torones y para resistir la flexión lateral en los nervios debida a las fuerzas de desviación del torón.
- IV. Deberá proporcionarse refuerzo de acuerdo con lo especificado en el Artículo 351b) para resistir las fuerzas de tracción debidas a la transferencia de la fuerza de anclaje del taco o nervio a toda la estructura.

e) Diafragmas.

1. Para los torones anclados en diafragmas, los esfuerzos de compresión en el Hormigón, dentro del diafragma, deberán limitarse como se especifica en el Artículo 351b). También deberán investigarse los esfuerzos de compresión en la transición entre el diafragma y las almas y aletas del elemento.
2. Deberá proporcionarse refuerzo para asegurar la plena transferencia de las cargas de los anclajes en el diafragma hacia las aletas y almas de la viga. Deberá verificarse los requisitos para refuerzo de cortante por fricción entre el diafragma y el alma y entre el diafragma y las aletas.
3. También deberá proporcionarse refuerzo para retener las fuerzas de desviación causadas por la curvatura de los torones.

f) Anclajes múltiples en losas.

1. A menos que se realice un análisis más detallado, deberá proporcionarse refuerzo mínimo especificado aquí para resistir las fuerzas de desgarramiento y de tracción en los bordes.
2. Deberá proporcionarse refuerzo para resistir la fuerza de desgarramiento. Este refuerzo deberá anclarse cerca de las caras de la losa con ganchos estándar doblados alrededor de las barras horizontales o su equivalente. El refuerzo mínimo deberá consistir en dos barras No. 3 por anclaje, ubicadas a una distancia igual a un medio de la altura de la losa delante del anclaje.
3. Deberá proporcionarse refuerzo para resistir las fuerzas de tracción en los bordes, T_1 , entre los anclajes y las fuerzas de desgarramiento, T_2 , delante de los anclajes. Deberá colocarse refuerzo de tracción en los bordes inmediatamente delante de los anclajes, y este refuerzo deberá conectar los anclajes adyacentes de manera efectiva. El refuerzo de desgarramiento deberá distribuirse sobre la longitud de las zonas de anclaje.

Ec. 244

$$T_1 = 0.10P_u \left(1 - \frac{a}{s}\right)$$

Ec. 245

$$T_2 = 0.20P_u \left(1 - \frac{a}{s}\right)$$

Donde:

T_1 = fuerza de tracción en los bordes (N).

T_2 = fuerza de desgarramiento (N).

P_v = carga mayorada del torón en un anclaje individual (N).

a = ancho de la placa de anclaje (mm).

s = espaciamiento de los anclajes (mm).

4. Para anclajes en losas con una distancia al borde menor que dos anchos de placa o un espesor de losa, el refuerzo de tracción en los bordes deberá dimensionarse para resistir el 25% de la carga mayorada del torón. Este refuerzo deberá ser en forma de horquillas, y deberá distribuirse en una distancia igual a un ancho de placa delante del anclaje. Las ramas de las barras en horquilla deberán extenderse, a partir del borde de la losa, más allá del anclaje adyacente, pero una distancia no menor a cinco anchos de placa, más la longitud de anclaje.

- g) **Sillas de desviación.** Las sillas de desviación deberán diseñarse empleando un modelo de puntales y tensores o métodos basados en resultados de ensayos. Deberá emplearse un factor de 1.7 con la fuerza máxima de desviación. Si se usa un método basado en resultados de ensayos, deberá emplearse un factor de resistencia de 0.90 para tracción directa y 0.85 para cortante.

Artículo 352. APLICACIÓN DEL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES AL DISEÑO DE LA ZONA GENERAL.

a) Generalidades.

1. El flujo de fuerzas dentro de la zona de anclaje podrá aproximarse mediante un modelo de puntales y tensores como se especifica en la Sección 3 del Capítulo VI del presente Título.
2. Al seleccionar un modelo de puntales y tensores deberá considerarse todas las fuerzas que actúan en la zona de anclaje; el modelo deberá considerar la trayectoria de cargas desde los anclajes hasta el final de la zona de anclaje.

- b) **Nodos.** Las zonas locales que satisfacen los requisitos del Artículo 355 o del Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* podrán considerarse correctamente detallados y constituyen nodos adecuados. Los demás nodos en la zona de anclaje podrán considerarse adecuados si los esfuerzos efectivos en el Hormigón de los puntales satisfacen los requisitos del Artículo 352c) y los tensores sometidos a tracción se detallan para desarrollar la totalidad del esfuerzo de fluencia del refuerzo.

c) Puntales.

1. El esfuerzo mayorado de compresión no deberá ser mayor que los límites especificados en el Artículo 351a).
2. En las zonas de anclaje, la sección crítica para los puntales comprimidos, generalmente, podrá tomarse en la interfaz con el nodo de la zona local. Si se utilizan dispositivos de anclaje especiales, la sección crítica del puntal podrá tomarse como la sección cuya prolongación interseca el eje del torón, a una profundidad igual al menor valor entre la profundidad del refuerzo de confinamiento local y la dimensión lateral del dispositivo de anclaje.

3. Para los elementos delgados, la dimensión del puntal en la dirección del espesor del elemento podrá aproximarse suponiendo que el espesor del puntal comprimido varía linealmente entre la dimensión lateral transversal del anclaje en la superficie del Hormigón y el espesor total de la sección, a una profundidad igual al espesor de la sección.
 4. Deberá suponerse que los esfuerzos de compresión actúan paralelos al eje del puntal y que están uniformemente distribuidos en su sección transversal.
- d) **Tensores.**
1. La totalidad de la fuerza de tracción deberá ser resistida por tensores constituidos por refuerzo preesforzado o no preesforzado.
 2. Los tensores deberán prolongarse más allá de los nodos con el fin de desarrollar la totalidad de la fuerza de tracción en el nodo. La configuración del refuerzo deberá ajustarse tanto como sea posible a los recorridos de los tensores supuestos en el modelo de puntales y tensores.

Artículo 353. ANÁLISIS ELÁSTICO DE ESFUERZOS.

- a) Para el análisis y diseño de las zonas de anclaje podrán utilizarse procedimientos basados en las propiedades elásticas de los materiales, equilibrio de las fuerzas y cargas, y compatibilidad de las deformaciones.
- b) Si los esfuerzos de compresión en el Hormigón delante del dispositivo de anclaje se determinan a partir de un análisis elástico, los esfuerzos locales podrán promediarse en un área igual al área de apoyo del dispositivo de anclaje.

Artículo 354. ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y DISEÑO APROXIMADOS.

- a) **Limitaciones para aplicación.** Los esfuerzos de compresión del Hormigón delante del dispositivo de anclaje, la ubicación y magnitud de la fuerza de desgarramiento, y las fuerzas de tracción en los bordes podrán estimarse usando las ecuaciones Ec. 246 a Ec. 250, siempre que se satisfaga lo siguiente:
1. El elemento tiene sección transversal rectangular y su dimensión longitudinal no es menor que la mayor dimensión de la sección transversal;
 2. El elemento no tiene discontinuidades dentro ni delante de la zona de anclaje;
 3. La distancia mínima del anclaje al borde en el plano principal del elemento no es menor a 1.5 veces la correspondiente dimensión lateral, a , del dispositivo de anclaje;
 4. Dentro de la zona de anclaje hay solamente un dispositivo de anclaje o un grupo de dispositivos de anclaje estrechamente separados; y
 5. El Angulo de inclinación del torón, según lo especificado en la Ec. 249 y Ec. 250, está comprendido entre -5.0° y $+20.0^\circ$.
- b) **Esfuerzos de compresión.**
1. El esfuerzo de compresión en el Hormigón delante de los dispositivos de anclaje, f_{ca} , calculada utilizando la Ec. 246, no deberá ser mayor que el límite especificado en el Artículo 351a):

Ec. 246

$$f_{ca} = \frac{0.6P_u \kappa}{A_b \left(1 + \ell_c \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right) \right)}$$

En la cual:

Si $a \leq s < 2a_{eff}$, entonces:

Ec. 247

$$\kappa = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left(0.3 + \frac{n}{15} \right)$$

Si $s \geq 2a_{eff}$, entonces:

Ec. 248

$$K = 1$$

Donde:

K = factor de corrección para anclajes estrechamente separados.

a_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva paralela a la mayor dimensión de la sección transversal (mm).

b_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva paralela a la menor dimensión de la sección transversal (mm).

P_u = fuerza mayorada en el torón (kN).

t = espesor del elemento (mm).

s = separación entre centros de anclajes (mm).

n = número de anclajes en una fila.

ℓ_c = extensión longitudinal del refuerzo de confinamiento de la zona local; no deberá ser mayor que el mayor valor entre $1.15a_{eff}$ ó $1.15b_{eff}$ (mm).

A = área de apoyo efectiva (mm²).

2. El área de apoyo efectiva, A_b , en la Ec. 246 deberá tomarse como el mayor valor entre el área de la placa de apoyo del anclaje, A_{plate} , o el área de apoyo del Hormigón confinado en la zona local, A_{conf} , con las siguientes limitaciones:

I. Si controla el valor de A_{plate} , este no deberá tomarse mayor que $4/\pi A_{conf}$

II. Si controla el valor de A_{conf} , la máxima dimensión de A_{conf} no deberá ser mayor a dos veces la máxima dimensión de A_{plate} o tres veces la mínima dimensión de A_{plate} . Si se

viola alguno de estos límites, la superficie de apoyo efectiva, A_b , deberá basarse en A_{plate} .

III. Al determinar A_b deberá deducirse del área del ducto.

3. Si un grupo de anclajes está estrechamente separado en dos direcciones, deberá utilizarse el producto de los factores de corrección, K , correspondientes a cada dirección cómo se especifica en la Ec. 246.

c) Fuerzas de desgarramiento.

1. Las fuerzas de desgarramiento por tracción en las zonas de anclaje, T_{burst} , podrán tomarse como:

Ec. 249

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h} \right) + 0.5 \left| \sum (P_u \text{sen} \alpha) \right|$$

2. La ubicación de la fuerza de desgarramiento, d_{burst} , podrá tomarse como:

Ec. 250

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e) + 5e \text{sen} \alpha$$

Donde:

T_{burst} = fuerza de tracción en la zona de anclaje actuando delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del torón (kN).

P_u = fuerza mayorada en el torón (kN).

d_{burst} = distancia entre el dispositivo de anclaje y el centroide de la fuerza de desgarramiento, T_{burst} (mm).

a = dimensión lateral del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje en la dirección considerada (mm).

e = excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje con respecto al eje centroidal de la sección transversal; siempre positiva (mm).

h = dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada (mm).

α = ángulo de inclinación de la fuerza en un torón con respecto al eje del elemento; es positivo para torones concéntricos o si la fuerza de anclaje apunta hacia el centroide de la sección, y negativo si la fuerza de anclaje apunta en dirección contraria al centroide de la sección.

- d) **Fuerzas de tracción en los bordes.** La fuerza de tracción en los bordes longitudinales podrá determinarse a partir de un análisis de una sección ubicada a un medio de la altura de la sección a partir de la superficie cargada, considerada como una viga solicitada por una combinación de flexión y carga axial. La fuerza de astillamiento podrá tomarse igual a la fuerza de tracción en los bordes longitudinales, pero no menor que lo especificado en el Artículo 351b).

Artículo 355. DISEÑO DE LAS ZONAS LOCALES.

a) Dimensiones de la zona local.

1. En los casos en que:
 - I. El fabricante no haya suministrado recomendaciones sobre distancia mínima a los bordes, o
 - II. El fabricante haya recomendado una distancia mínima a los bordes, pero esta distancia no haya sido verificada independientemente,
2. las dimensiones transversales de la zona local en cada dirección deberán tomarse como el mayor valor entre:
 - I. El tamaño de la correspondiente placa de apoyo, más dos veces el recubrimiento mínimo de Hormigón requerido para la aplicación y ambiente particulares, y
 - II. La dimensión exterior de cualquier refuerzo de confinamiento requerido, más el recubrimiento de Hormigón requerido para el refuerzo de confinamiento para la aplicación y ambiente particulares.
3. El recubrimiento requerido para protección contra la corrosión deberá ser como se especifica en la Sección 3 del Capítulo XII del presente Título.
4. Si para un dispositivo de anclaje, en particular, el fabricante recomienda valores para el recubrimiento mínimo, separación y distancias a los bordes, y si estas dimensiones han sido verificadas independientemente, las dimensiones transversales de la zona nodal en cada dirección deberán tomarse como el menor valor entre:
 - I. Dos veces la distancia a los bordes especificada por el proveedor de los dispositivos de anclaje, y
 - II. La separación entre centros especificada por el proveedor de los dispositivos de anclaje.
5. Las recomendaciones sobre separación y distancia a los bordes proporcionadas por el fabricante de los anclajes deberán considerarse valores mínimos.
6. La longitud de la zona local a lo largo del eje del torón no se deberá tomar menor que:
 - I. El máximo ancho de la zona local;
 - II. La longitud del refuerzo de confinamiento del dispositivo de anclaje, o
 - III. Para dispositivos de anclaje con superficies múltiples de apoyo, la distancia entre la superficie de Hormigón cargada y la parte inferior de cada superficie de apoyo, más la máxima dimensión de dicha superficie de apoyo.

b) Resistencia al aplastamiento.

1. Los dispositivos de anclaje normales deberán satisfacer los requisitos especificados aquí. Los dispositivos de anclaje especiales deberán satisfacer los requisitos

especificados en el Artículo 355c).

2. Si se proporciona refuerzo de zona general que satisfaga el Artículo 351b), y si la extensión del Hormigón a lo largo del torón, delante del dispositivo de anclaje, es, por lo menos, dos veces la longitud de la zona local, como se define en el Artículo 355a), la resistencia al aplastamiento mayorada de los anclajes deberá tomarse como:

$$P_r = \phi f_n A_b$$

Ec. 251

En la cual f_n es el menor valor de:

$$f_n = 0.7 f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}}$$

Ec. 252

$$f_n = 2.25 f'_{ci}$$

Ec. 253

Donde:

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 255.

A = área máxima de la porción de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma, y que no se superpone con las áreas similares correspondientes a los dispositivos de anclaje adyacentes (mm²).

A_g = área bruta de la placa de apoyo calculada de acuerdo con los requisitos especificados aquí (mm²).

A_b = área neta efectiva de la placa de apoyo de los orificios de la placa de apoyo (mm²).

f'_{ci} = resistencia nominal del Hormigón en el momento de aplicar la fuerza en el torón (MPa).

3. Podrá utilizarse la totalidad del área de la placa para A_g y el cálculo de A_b si el material de la placa de apoyo no entra influencia bajo la fuerza mayor a del torón y la esbeltez de la placa de apoyo n/t deberá satisfacer:

Ec. 254

$$n/t \leq 0.08 \left(\frac{E_b}{f_b} \right)^{0.33}$$

Donde:

t = espesor promedio de la placa de apoyo (mm).

E_b = módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo (MPa).

f_b = esfuerzo en la placa de anclaje en una sección tomada en el borde del orificio u orificios de las cuñas (MPa).

n = proyección de la placa de base más allá del orificio o placa de acuíamiento, según corresponda (mm).

4. Para anclajes con placas de acuíamiento separadas, n podrá tomarse como la mayor distancia entre el borde exterior de la placa de acuíamiento y el borde exterior de la placa de apoyo. Para las placas de apoyo rectangulares esta distancia deberá medirse paralela a los bordes de la placa de apoyo. Si el anclaje no tiene una placa de acuíamiento separada, n podrá tomarse como la proyección más allá del perímetro exterior del grupo de orificios en la dirección considerada.
5. Para las placas de apoyo que no satisfagan el requisito de esbeltez especificado aquí, el área bruta de apoyo efectiva, A_g , deberá tomarse como:
 - I. Para anclajes con placas de acuíamiento separadas: El área geoméricamente similar a la placa de acuíamiento, con sus dimensiones incrementadas en dos veces el espesor de la placa de apoyo,
 - II. Para anclajes sin placas de acuíamiento separadas: El área geoméricamente similar al perímetro exterior de los orificios de acuíamiento, con sus dimensiones incrementadas en dos veces el espesor de la placa de apoyo.

c) Dispositivos especiales de anclaje (AASHTO 5.10.9.7.3).

1. Podrá utilizarse dispositivos de anclaje especiales que no satisfagan los requisitos especificados en el Artículo 355b), siempre que estos dispositivos hayan sido ensayados por una agencia independiente aceptable para el diseñador y que hayan satisfecho los criterios de aceptación especificados en los Artículos 10.3.2 y 10.3.2.3.10 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.
2. El refuerzo para la zona de anclaje local provisto como parte de un sistema de postensado patentado deberá mostrarse en los planos de fabricación. El ajuste del refuerzo de tracción de la zona de anclaje general debido al refuerzo provisto como parte de un sistema postensado patentado podrá considerarse parte del proceso de aprobación de los planos de fabricación. El diseñador seguirá siendo responsable por el diseño del refuerzo de la zona de anclaje general.
3. A menos que el diseñador exija que se ensaye la capacidad de cada uno de los dispositivos de anclaje, para una serie de dispositivos de anclaje especiales similares podrá requerirse solamente el ensayo de muestras representativas.

**SECCIÓN 10
ZONAS DE ANCLAJE PRETENSIONADAS**

Artículo 356. RESISTENCIA AL DESGARRAMIENTO.

- a) La resistencia al hendimiento por tracción de las zonas de anclaje pretensionadas, proporcionada por el refuerzo vertical en los extremos de las vigas pretensadas, en el estado límite de servicio, deberá tomarse como:

Ec. 255

$$P_r = f_s A_s$$

Donde:

f_s = esfuerzo en el acero, no mayor que 138 MPa.

A_s = área total del refuerzo vertical ubicado en una distancia $h/4$ a partir del extremo de la viga (mm^2).

h = altura total del elemento prefabricado (mm).

- b) Para vigas en I o vigas en T con aletas inferiores, A_s deberá tomarse como el área total del refuerzo vertical ubicado dentro de una distancia de $h/4$ del extremo del miembro, donde h es la altura total del miembro (mm).
- c) Para losas pretensionadas, sólidas o aligeradas, A_s deberá tomarse como el área total del refuerzo horizontal ubicado dentro de una distancia de $h/4$ del extremo del miembro, donde h es la anchura total del miembro (mm).
- d) Para vigas en cajón cerrado o abierto, A_s deberá tomarse como el área total del refuerzo vertical u horizontal ubicado dentro de una distancia de $h/4$ del extremo del miembro, donde h es la altura o el ancho total del miembro (mm).
- e) Para miembros pretensionados con tabiques múltiples, A_s deberá tomarse como el área total del refuerzo vertical, dividido uniformemente entre las almas, y ubicado dentro de una distancia de $h/4$ del extremo de cada alma.
- f) La resistencia no deberá ser menor al 4% de la fuerza de preesfuerzo en el instante de la transferencia.
- g) el refuerzo usado para satisfacer este requisito deberá estar tan cerca del extremo de la viga como sea posible.

Artículo 357. ARMADURA DE CONFINAMIENTO.

- a) Excepto en las vigas cajón, en las vigas deberá proporcionarse refuerzo para confinar el acero de preesforzado en la aleta inferior en una distancia igual a $1.5d$ a partir del extremo de las vigas. El refuerzo no deberá ser menor que barras corrugadas No. 3 con una separación no mayor a 150 mm y cuya geometría le permita encerrar los cables.
- b) En las vigas cajón deberá proporcionarse refuerzo transversal anclado, prolongando el ramal del estribo hacia el alma de la viga.

**SECCIÓN 11
DISPOSICIONES PARA DISEÑO SÍSMICO**

Artículo 358. DEFINICIONES.

- a) Las disposiciones de estos artículos sólo se aplican al estado límite de evento extremo.
- b) Además de los requisitos especificados en Capítulo X del presente Título, el refuerzo también deberá satisfacer las disposiciones sobre resistencia sísmica especificadas aquí.
- c) Deberán aplicarse los requisitos sobre desplazamiento especificados en el Artículo 222h) o los retenedores longitudinales especificados en el Artículo 113.

- d) Los puentes ubicados en las Zonas Sísmicas deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 359.

Artículo 359. PUENTES EN ZONAS SÍSMICAS.

a) Requisitos para columnas.

1. Para los propósitos del presente artículo, un apoyo vertical se considera como una columna si la relación entre la altura libre y la máxima dimensión en planta del apoyo es mayor o igual a 2.5. En el caso de las columnas acampanadas la máxima dimensión en planta deberá tomarse en la sección mínima de la campana. Para los apoyos en los cuales esta relación es menor a 2.5 deberá aplicarse los requisitos para pilares del Artículo 359b).
2. Un pilar se podrá diseñar como pilar en su dimensión resistente y como columna en su dirección débil.
3. **Refuerzo longitudinal.** El área del refuerzo longitudinal no deberá ser menor a 0.01 ni mayor a 0.06 veces el área transversal bruta, A_g .
4. **Resistencia a flexión.** La resistencia biaxial de las columnas no deberá ser menor que la requerida para flexión, según se especifica en el Artículo 112. Las columnas deberán investigarse para ambos casos de carga extrema, según se especifica en la Sección 8 del Capítulo X del Título III, en el estado límite de evento extremo. Para columnas con refuerzo en espiral y para columnas con estribos cerrados, los factores de resistencia del Artículo 255 deberán reemplazarse con el valor de 0.90.
5. **Cortante en columnas y refuerzo transversal.**
 - I. La fuerza de cortante mayorada V_u en cada eje principal de cada columna y cabezal de pilotes deberá ser como se especifica en el Artículo 112.
 - II. La cantidad de refuerzo transversal no deberá ser menor que lo especificado en la Sección 3 del Capítulo VIII del presente Título.
 - III. Las siguientes disposiciones se aplican para las regiones finales de los extremos superior e inferior de la columna y de los cabezales de pilotes:
 - En las regiones finales V_c deberá tomarse como se especifica en la Sección 3 del Capítulo VIII del presente Título, siempre que la fuerza mínima de compresión axial mayorada sea mayor que $0.10 f'_c A_g$. En el caso de fuerzas de compresión menores que $0.10 f'_c A_g$, V_c deberá disminuirse linealmente a partir del valor indicado la Sección 3 del Capítulo VIII del presente Título hasta llegar a 0.0 para fuerza de compresión nula.
 - Para las columnas, deberá suponerse que la región final se extiende a partir del intradós de las vigas en la parte superior de la columna, o a partir de la parte superior de las cimentaciones en el fondo de la columna, una distancia que se deberá tomar como el mayor valor entre:
 - La máxima dimensión de la sección transversal de la columna,
 - Un sexto de la altura libre de la columna, o
 - 450 mm.

- Para los cabezales de pilotes, la región extrema en la parte superior del cabezal deberá tomarse igual que se especifica para columnas. En la parte inferior del cabezal deberá considerarse que la región final se extiende entre tres diámetros de pilote debajo del punto de momento máximo calculado y un diámetro de pila, pero no deberá extenderse menos de 450 mm por encima de la línea de lodo.

6. Refuerzo transversal de confinamiento para las rótulas plásticas.

- I. Los núcleos de las columnas y cabezales de pilotes deberán confinarse por medio de refuerzo transversal en las regiones donde se anticipa la formación de rótulas plásticas. El refuerzo transversal de confinamiento deberá tener un esfuerzo de fluencia no mayor que la del refuerzo longitudinal, y la separación deberá tomarse como se especifica en el Artículo 359a)7.
- II. Para una columna circular, la cuantía volumétrica de refuerzo en espiral, ρ_s , deberá satisfacer la requerida por el Artículo 280 o:

Ec. 256

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde:

f'_c = resistencia a la compresión especificada del Hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa).

f_y = esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo (MPa).

- III. Dentro de las zonas de formación de rótulas plásticas, los empalmes del refuerzo en espiral deberán ser empalmes totalmente soldados o conexiones totalmente mecánicas.
- IV. Para una columna rectangular, el área bruta total, A_{sh} , de refuerzo en forma de estribos rectangulares deberá satisfacer:

Ec. 257

$$A_{sh} \geq 0.30sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$$

o

Ec. 258

$$A_{sh} \geq 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde:

s = separación vertical de los estribos, no mayor que 100 mm (mm).

A_c = área del núcleo de la columna (mm²).

A = área bruta de la columna (mm²).

A_{sh} = área total de los estribos, incluyendo los estribos adicionales o suplementarios, con separación vertical s y que atraviesan una sección, cuyo núcleo tiene la dimensión h_c (mm²).

f_y = esfuerzo de fluencia de los estribos o aros (MPa).

h_c = dimensión del núcleo de la columna en la dirección considerada (mm).

- V. Los estribos de columna podrán ser estribos simples o estribos traslapados. Podrá utilizarse estribos suplementarios del mismo diámetro de barra de los estribos principales. Ambos extremos de los estribos suplementarios deberán engancharse en una de las barras longitudinales periféricas. Todos los estribos suplementarios deberán tener ganchos sismorresistentes según se especifica en el Artículo 333.
- VI. El refuerzo transversal que cumpla los siguientes requisitos podrá considerarse como un estribo suplementario:
- La barra deberá ser una barra continua con un gancho de no menos de 135° y una prolongación mínima de seis diámetros, pero nunca menor que 75 mm en uno de sus extremos, además de un gancho de no menos de 90° y una prolongación mínima de seis diámetros en el otro extremo.
 - Los ganchos deberán sujetar las barras longitudinales periféricas.
 - Los ganchos de 90° de dos estribos suplementarios sucesivos, que abrazan las mismas barras longitudinales, deberán alternarse extremo con extremo.
- VII. El refuerzo transversal que cumpla los siguientes requisitos podrá considerarse como un estribo:
- La barra deberá ser un estribo cerrado o un aro continuo.
 - Un estribo cerrado podrá estar formado por varios elementos con ganchos de 135° y prolongaciones de seis diámetros en ambos extremos, pero estas prolongaciones nunca deberán ser menores que 75 mm.
 - Un aro continuo deberá tener, en cada uno de sus extremos, un gancho de 135° y una prolongación de seis diámetros, pero no menor que 75 mm, el cual deberá sujetar la armadura longitudinal.

7. Espaciamiento del refuerzo transversal de confinamiento.

- I. Para la armadura transversal de confinamiento se aplican los siguientes requisitos:
- Deberá proporcionarse refuerzo transversal de confinamiento en la parte superior e inferior de las columnas en una longitud no menor que: el mayor valor entre la máxima dimensión transversal de la columna, un sexto de la altura libre de la columna, ó 450 mm;
 - El refuerzo transversal de confinamiento deberá prolongarse hacia las conexiones superior e inferior, como se especifica en el Artículo 359c);

- Deberá proporcionarse refuerzo transversal de confinamiento en la parte superior de los cabezales de pilotes en la misma longitud especificada para columnas;
- Deberá proporcionarse refuerzo transversal de confinamiento dentro de los pilotes de una viga cabezal de pilotes en una longitud que se extiende entre 3.0 veces la máxima dimensión de la sección transversal, por debajo del punto calculado de fijación de momento, hasta una distancia no menor que la máxima dimensión de la sección transversal ó 450 mm por encima de la rasante.
- La separación entre centros del refuerzo transversal de confinamiento no deberá ser mayor que un cuarto de la mínima dimensión del elemento, ni 100 mm.

8. Empalmes.

- I. Deberá aplicarse las disposiciones de la Sección 5 del Capítulo XI del presente Título en el diseño de los empalmes.
- II. No deberán usarse traslapos en el refuerzo longitudinal.
- III. La separación de la armadura transversal en la longitud del empalme no deberá ser mayor que 100 mm ó un cuarto de la mínima dimensión del elemento.
- IV. Podrán utilizarse empalmes totalmente soldados o totalmente mecánicos que satisfagan la Sección 3 del Capítulo VIII del presente Título, siempre que en una misma sección no se empalmen más que barras alternadas en cada capa de refuerzo longitudinal, y que la distancia entre empalmes de barras adyacentes sea mayor a 600 mm medidos a lo largo del eje longitudinal de la columna.

b) Requisitos para pilas tipo muro.

1. Deberá aplicarse los requisitos especificados aquí al diseño en la dirección resistente de la pila. La dirección débil de la pila podrá diseñarse como una columna conforme a los requisitos del Artículo 359a), utilizando el factor de modificación de respuesta para columnas en la determinación de las fuerzas del diseño. Si en su dirección débil la pila no se diseña como una columna, deberá aplicarse las limitaciones para resistencia al cortante especificadas aquí.
2. La cuantía mínima de refuerzo, horizontal, ρ_h , o vertical, ρ_v , en cualquier pila, no deberá ser menor a 0.0025. La cuantía de refuerzo vertical no deberá ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal.
3. El espaciamiento del refuerzo, horizontal o vertical no deberá exceder 450 mm. El refuerzo requerido para cortante deberá ser continuo y estar distribuido uniformemente.
4. La resistencia de diseño al cortante, V_r , en la pila se deberá tomar como el menor valor entre:

$$V_r = 0.66\sqrt{f'_c}bd$$

Ec. 259

y

$$V_r = \phi V_n$$

Ec. 260

En la cual:

Ec. 261

$$V_n = \left[0.165\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y \right] bd$$

5. Deberá proporcionarse capas de refuerzo horizontal y vertical en cada cara de las pilas. Los empalmes en el refuerzo horizontal de una pila deberán estar alternados, y no deberá haber, en una misma sección, empalmes en las dos capas.

c) Conexiones de las columnas.

1. La fuerza de diseño para la conexión entre la columna y la superestructura, cabezal o zapata corrida se especifica en el Artículo 112c). La longitud de anclaje para todo el acero longitudinal deberá ser 1.25 veces la longitud requerida para la totalidad del esfuerzo de fluencia del refuerzo, como se especifica en el Capítulo XI del presente Título.
2. El refuerzo transversal de la columna, según se especifica en el Artículo 359a)6, deberá prolongarse una distancia no menor que la mitad de la máxima dimensión de la columna o 380 mm a partir de la cara de la columna hacia el interior del elemento adyacente.
3. La resistencia nominal al cortante, V_n , proporcionada por el Hormigón en la unión de un pórtico o caballete en la dirección considerada deberá satisfacer:

- I. Para Hormigón de agregados de densidad normal:

Ec. 262

$$V_n \leq 1.0bd\sqrt{f'_c}$$

- II. Para Hormigón de agregados de baja densidad:

Ec. 263

$$V_n \geq 0.75bd\sqrt{f'_c}$$

- d) Juntas de construcción en pilas y columnas.** Si en una junta de construcción la fuerza cortante es resistida exclusivamente por la acción de las barras y de la fricción sobre una superficie de Hormigón intencionalmente rugosa, la resistencia nominal a cortante a través de la junta, V_n , deberá tomarse como:

Ec. 264

$$V_n = \left(A_{vf} f_y + 0.75P_u \right)$$

Donde:

A_{vf} = área total del refuerzo, incluyendo el refuerzo de flexión (mm²).

P_u = mínima carga axial mayorada según lo especificado en el Artículo 112 para columnas y pilas (N).

SECCIÓN 12
REFUERZO PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN DE SECCIÓN RECTANGULAR HUECA

Artículo 360. GENERAL.

- a) El área del refuerzo longitudinal en la sección transversal no deberá ser menor a 0.01 veces el área bruta de Hormigón.
- b) En cada pared de la sección transversal deberán proporcionarse dos capas de refuerzo, cada una próxima a cada cara de la pared. Las áreas de refuerzo de las dos capas deberán ser aproximadamente iguales.

Artículo 361. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO.

- a) La separación lateral entre los centros de las barras del refuerzo longitudinal no deberá ser mayor al menor valor entre 1.5 veces el espesor de la pared ó 450 mm.
- b) La separación longitudinal entre los centros de las barras de refuerzo transversal no deberá ser mayor al menor valor entre 1.25 veces el espesor de la pared ó 300 mm.

Artículo 362. ESTRIBOS.

- a) Deberán proporcionarse tensores transversales entre las capas de refuerzo en cada pared. Los tensores transversales deberán tener un gancho estándar a 135° en uno de sus extremos y un gancho estándar a 90° en el otro. Los tensores transversales deberán ubicarse donde se intersecan las mallas de barras, y los ganchos de todos los tensores deberán encerrar las barras laterales y las longitudinales en las intersecciones. Cada barra de refuerzo longitudinal y cada barra de refuerzo lateral deberá estar encerrada por el gancho de un tensor transversal, a una separación no mayor que 600 mm.
- b) En los elementos contruidos segmentalmente, deberán proporcionarse tensores transversales adicionales a lo largo de los bordes superior e inferior de cada segmento. Los tensores transversales deberán ubicarse de manera tal que conecten los extremos de cada par de barras de refuerzo longitudinal interno y externo en las paredes de la sección transversal.

Artículo 363. EMPALMES.

- a) Las barras de refuerzo lateral podrán unirse en las esquinas de la sección transversal traslapando codos a 90°.
- b) No se permite unir las barras de refuerzo lateral por medio de empalmes traslapados rectos, a menos que en la longitud del empalme las barras traslapadas estén encerradas por los ganchos de, al menos, cuatro tensores transversales ubicados en las intersecciones de barras laterales y barras longitudinales.

Artículo 364. ESTRIBOS CERRADOS.

- a) Cuando el espacio disponible lo permita, las barras longitudinales ubicadas en las esquinas de la sección transversal deberán estar encerradas por estribos cerrados. Si no es posible colocar estribos cerrados, podrán utilizarse pares de barras en forma de U con ramas de longitud, como mínimo, igual al doble del espesor de la pared y orientadas a 90° una con respecto de la otra.
- b) Los ductos de preesforzado ubicados en las esquinas de la sección transversal deberán anclarse en las regiones de las esquinas mediante estribos cerrados o estribos con un codo a 90° en cada extremo, de manera tal que encierren, por lo menos, una barra longitudinal cerca de la cara externa de la sección transversal.

CAPÍTULO XI ANCLAJE Y EMPALME DEL REFUERZO

SECCIÓN 1 GENERAL

Artículo 365. REQUISITOS BÁSICOS. Las solicitaciones calculadas en el refuerzo en cada sección deberán desarrollarse a cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida, un gancho, un dispositivo mecánico, o una combinación de estos elementos. Los ganchos y anclajes mecánicos sólo se podrán utilizar para anclar barras en tracción.

Artículo 366. REFUERZO A FLEXIÓN.

a) General.

1. En los elementos a flexión, las secciones críticas para el anclaje del refuerzo deberán tomarse en los puntos de máximo esfuerzo y en los puntos del vano donde termina o está doblado el refuerzo adyacente.
2. Excepto en los apoyos de luces simplemente apoyadas y en los extremos libres de los voladizos, el refuerzo deberá prolongarse más allá del punto en el cual ya no se lo requiere para resistir flexión, en una distancia no menor que:
 - I. La altura efectiva del elemento,
 - II. 15 veces el diámetro nominal de la barra, o
 - III. 1/20 de la luz libre de la luz.
3. El refuerzo que continúa deberá prolongarse, por lo menos, una longitud igual a la longitud de anclaje, l_d , especificada en el Artículo 367, más allá del punto en el cual el refuerzo doblado o el refuerzo de tracción interrumpido ya no se requiere para resistir flexión.
4. En una misma sección no deberá terminar más del 50 por ciento del refuerzo, y en una misma sección no deberán terminar barras adyacentes.
5. El refuerzo de tracción también podrá desarrollarse doblándolo de manera que atravesase el alma dentro de la cual está ubicado y terminándolo en un área comprimida y proporcionando la longitud de anclaje l_d a la sección de diseño, o haciéndolo continuo con el refuerzo en la cara opuesta del elemento.
6. Deberán proporcionarse anclajes suplementarios para el refuerzo de tracción de los elementos a flexión, si la fuerza en el refuerzo no es directamente proporcional al momento mayorado, según se describe a continuación:
 - I. Zapatas inclinadas, escalonadas o acampanadas,

- II. Ménsulas,
 - III. Elementos de gran altura solicitados a flexión, o
 - IV. Elementos en los cuales la armadura de tracción no es paralela a la cara comprimida
- b) Refuerzo de Momento Positivo.** Como mínimo, un tercio del refuerzo de momento positivo en los elementos de un solo vano y un cuarto del refuerzo de momento positivo en los elementos continuos deberá prolongarse a lo largo de la misma cara del elemento más allá del eje del apoyo. En las vigas esta prolongación no deberá ser menor a 150 mm.
- c) Refuerzo de Momento Negativo.** Por lo menos un tercio del refuerzo total de tracción proporcionado en un apoyo para momento negativo deberá tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que:
- 1. La profundidad efectiva del elemento,
 - 2. 12.0 veces el diámetro nominal de la barra, y
 - 3. 0.0625 veces la luz libre del vano.
- d) Nudos Resistentes a Momento.**
- 1. El refuerzo de flexión en los elementos continuos, restringidos o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido, deberá detallarse de manera que haya continuidad del refuerzo en las intersecciones con otros elementos para desarrollar la resistencia nominal del nudo a momento.
 - 2. En las Zonas Sísmicas 3 y 4 los nudos deberán detallarse de manera que resistan los momentos y cortantes resultantes de las cargas horizontales que atraviesan el nudo.

SECCIÓN 2 DESARROLLO DEL REFUERZO

Artículo 367. DESARROLLO DEL REFUERZO. Para refuerzo que cumple con los requisitos de ASTM 1035/1035M, el valor empleado de f_y en este artículo deberá tomarse como 690 MPa.

Artículo 368. BARRAS Y ALAMBRES CORRUGADOS A TRACCIÓN.

- a) **Longitud de desarrollo a tracción.** La longitud de anclaje en tracción, ℓ_d , no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de desarrollo a tracción, ℓ_{db} , especificada aquí, por el factor o los factores de modificación especificados en el Artículo 368b) y c). La longitud de desarrollo a tracción no deberá ser menor a 300 mm, excepto para empalmes traslapados, como se especifica en el Artículo 381a) y el desarrollo del refuerzo de cortante especificado en el Artículo 373. La longitud básica de desarrollo a tracción, ℓ_{db} , en mm, deberá tomarse como:

Para barras No. 11 y menores

$$\frac{0.02A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Pero no menor que	$0.06d_b f_y$
Para barras No. 14	$\frac{25 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
Para barras No. 18	$\frac{34 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
Para alambre corrugado	$\frac{0.36d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

Donde:

A_b = sección de la barra o alambre (mm²).

f_y = esfuerzo de fluencia especificada de las barras de refuerzo (MPa).

f'_c = resistencia a la compresión especificada del Hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa).

d_b = diámetro de la barra o alambre (mm).

b) Factores de modificación que aumentan ℓ_{db} .

1. La longitud básica de desarrollo, ℓ_{db} deberá multiplicarse por los siguientes factores, según corresponda:

Para refuerzo superior horizontal, o casi horizontal, colocado de manera que haya más de 300 mm de Hormigón fresco vaciado debajo del refuerzo 1.4

Para Hormigón de agregados de baja densidad para el cual se especifica f_{ct} $\frac{0.58\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \left(\frac{0.22\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \right) \geq 1.0$

Para Hormigón de baja densidad para el cual no se especifica f_{ct} 1.3

Para Hormigón de agregados livianos y arena para el cual no se especifica f_{ct} 1.2

2. Si se utiliza arena para reemplazar sólo parte del agregado, podrá interpolarse linealmente entre las disposiciones para Hormigón de baja densidad y aquellas para Hormigón de agregados livianos y arena.

Para barras recubiertas con resina epoxi en las cuales el recubrimiento de Hormigón es menor que $3d_b$, o la separación libre entre barras es menor que $6d_b$. 1.5

Para barras recubiertas con resina epoxi no cubiertas por el ítem anterior. 1.2

3. No es necesario que el producto obtenido al combinar el factor correspondiente a refuerzo superior con el factor aplicable en el caso de barras recubiertas con resina epoxi sea mayor que 1.7.

c) Factores de modificación que disminuyen ℓ_d . La longitud básica de desarrollo, ℓ_{db} modificada aplicando los factores especificados en el Artículo 368b), podrá multiplicarse por los siguientes factores:

Si el refuerzo que se está desarrollando en la longitud considerada tiene una separación lateral entre centros de, por lo menos, 150 mm, y tiene un recubrimiento libre medido en la dirección de la separación no menor a 75 mm 0.8

Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad del esfuerzo de fluencia del refuerzo, o si en un elemento a flexión hay más armadura que la requerida por el análisis $\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}}$

Si el refuerzo está encerrado por una espiral formada por una barra de no menos de 6 mm de diámetro y con un paso de no más de 100 mm 0.75

Artículo 369. BARRAS CORRUGADAS A COMPRESIÓN.

a) Longitud de desarrollo a compresión.

1. La longitud de desarrollo, ℓ_d , para barras corrugadas en compresión no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de desarrollo especificada aquí por los factores de modificación aplicables especificados en el Artículo 369b).

2. La longitud básica de anclaje, ℓ_{db} , para las barras corrugadas en compresión deberá satisfacer:

$$\ell_{db} \geq \frac{0.24d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec. 265}$$

o

$$\ell_{db} \geq 0.044d_b f_y \quad \text{Ec. 266}$$

Donde:

f_y = esfuerzo de fluencia especificada de las barras de refuerzo (MPa)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del Hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

d_b = diámetro de la barra (mm)

- b) Factores de modificación.** La longitud básica de desarrollo, ℓ_{db} , podrá multiplicarse por los siguientes factores:

Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad del esfuerzo de fluencia del refuerzo, o si en un elemento a flexión hay más armadura que la requerida por el análisis

$$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}}$$

Si el refuerzo está encerrado por una espiral formada por una barra de no menos de 6 mm de diámetro y con un paso de no más de 100 mm

0.75

Artículo 370. PAQUETES DE BARRAS.

- a) La longitud de desarrollo de las barras individuales que forman parte de un paquete, en tracción o compresión, deberá ser la correspondiente a la barra individual aumentada un 20%, en el caso de paquetes de tres barras, o 33% en el caso de paquetes de cuatro barras.
- b) Para determinar los factores especificados en el Artículo 368b) y c), un paquete de barras se deberá tratar como una única barra cuyo diámetro deberá determinarse a partir del área total equivalente.

Artículo 371. GANCHOS ESTÁNDAR A TRACCIÓN.

a) Longitud básica de desarrollo de ganchos.

1. La longitud de desarrollo, ℓ_{db} , en mm, para las barras corrugadas en tracción que terminan en un gancho estándar, según lo especificado en el Artículo 332, no deberá ser menor que:
 - I. El producto entre la longitud básica de desarrollo ℓ_{db} , según se especifica en la Ec. 5.11.2.4.1-1, por los factores de modificación aplicables, según lo especificado en el Artículo 371b);
 - II. 8.0 diámetros de barra; o
 - III. 150 mm.
2. La longitud básica de desarrollo, ℓ_{hb} , para una barra terminada en gancho con un esfuerzo de fluencia, f_y , menor o igual a 420 MPa deberá tomarse como:

Ec. 267

$$\ell_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

Donde:

d_b = diámetro de la barra (mm)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del Hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

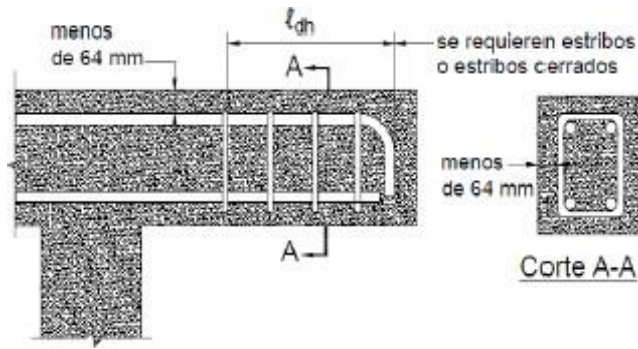
b) Factores de modificación. La longitud básica de desarrollo, ℓ_{hb} , deberá multiplicarse por los siguientes factores, según corresponda:

- | | |
|---|---|
| 1. Si el esfuerzo de fluencia del refuerzo es superior a 420 MPa | $\frac{f_y}{420}$ |
| 2. Si el recubrimiento lateral para barras No. 11 o menores, perpendicular al plano del gancho, es mayor o igual a 64 mm, y para ganchos a 90°, el recubrimiento sobre la prolongación de la barra más allá del gancho no es menor a 50 mm. | 0.7 |
| 3. Si los ganchos para barras No. 11 y menores están encerrados vertical u horizontalmente dentro de estribos o estribos cerrados en toda la longitud de desarrollo ℓ_{dh} , y la separación de estos estribos no es mayor a $3d_b$ | 0.8 |
| 4. Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad del esfuerzo de fluencia, o si hay más armadura que la requerida por el análisis. | $\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}}$ |
| 5. Si se utiliza Hormigón de agregados livianos | 1.3 |
| 6. Si se usa refuerzo recubierto - resina epoxi | 1.2 |

c) Requisitos para estribos de barras terminadas en gancho.

1. Para las barras que se desarrollan mediante un gancho normal en los extremos discontinuos de elementos, en los cuales el recubrimiento lateral y el recubrimiento superior o inferior es menor a 64 mm, la barra terminada en gancho deberá estar encerrada dentro de estribos o estribos cerrados con una separación, a lo largo de la totalidad de la longitud de anclaje, ℓ_{dh} , no mayor a $3d_b$.
2. Este requisito se ilustra en la FIGURA 62. No deberá aplicarse el factor para refuerzo transversal, especificado en el Artículo 371b).

FIGURA 62
REQUISITOS PARA ESTRIBOS DE BARRAS TERMINADAS EN GANCHO.



Artículo 372. MALLAS ELECTROSOLDADAS.

a) Malla de alambre corrugado.

1. Para todas las aplicaciones, exceptuando el refuerzo de cortante, la longitud de desarrollo, ℓ_{dh} , en mm, de la malla electrosoldada de alambre corrugado, medida entre la sección crítica y el extremo del alambre, no deberá ser menor que:
 - I. El producto entre la longitud básica de desarrollo por los factores de modificación aplicables, según se especifica en el Artículo 369b), ó
 - II. 200 mm, excepto para los empalmes traslapados, según se especifica en el Artículo 384a).
2. El anclaje del refuerzo de cortante deberá ser como se especifica en el Artículo 373.
3. La longitud básica de desarrollo, ℓ_{dh} , de una malla soldada de alambre corrugado, con no menos de un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo a, por lo menos, 50 mm de la sección crítica deberá satisfacer lo siguiente:

Ec. 268

$$\ell_{hd} \leq 0.36d_b \frac{f_y - 140}{\sqrt{f'_c}}$$

o

Ec. 269

$$\ell_{hd} \leq 2.4 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}}$$

Donde:

A_w = área de un alambre individual para desarrollar o empalmar (mm^2).

s_w = separación de los alambres a desarrollar o empalmar (mm).

4. La longitud básica de anclaje de una malla electrosoldada de alambre corrugado sin alambres transversales, dentro de la longitud de anclaje, deberá determinarse como para el caso de alambre corrugado, de acuerdo con el Artículo 368b).

b) Mallas de alambre liso.

1. El esfuerzo de fluencia de una malla electrosoldada de alambre liso se obtiene cuando dos alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de 50 mm de la sección crítica, se encuentran embebidos en el Hormigón. En caso contrario, la longitud de anclaje, ℓ_d , medida entre el punto de sección crítica y el alambre más externo, deberá tomarse como:

Ec. 270

$$\ell_d \leq 3.24 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}}$$

2. La longitud de anclaje deberá modificarse de acuerdo con lo especificado en el Artículo 368b) si hay más refuerzo que el requerido por el análisis, y aplicando el factor correspondiente a Hormigón de baja densidad especificado en el Artículo 368b), cuando corresponda.
3. Sin embargo, ℓ_d no deberá tomarse menor a 150 mm, excepto para empalmes traslapados, como se especifica en el Artículo 385.

Artículo 373. REFUERZO DE CORTANTE.

a) General.

1. Los estribos para tuberías de Hormigón deberán satisfacer los requisitos del Artículo 1020g), y no están sujetos a las disposiciones especificadas aquí.
2. El refuerzo de cortante deberá ubicarse tan cerca de las superficies de los elementos como lo permitan los requisitos sobre recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.
3. Entre extremos anclados, cada esquina de la parte continua de un estribo en U , simple o múltiple deberá encerrar una barra longitudinal.
4. Las barras longitudinales dobladas para que actúen como refuerzo transversal si se extienden dentro de una región a tracción, deberán ser continuas con el refuerzo longitudinal y, si se extienden dentro de la región a compresión, deberán anclarse más allá de la mitad de la altura, $2h$, como se especifica para la longitud de desarrollo de aquella parte del esfuerzo en el refuerzo requerida para satisfacer la Ec. 168.

b) Anclaje de refuerzo corrugado.

1. Los extremos de los estribos de una sola rama, en U simple o en U múltiple, deberán anclarse de la siguiente manera:
 - I. Para barras No. 5 y alambre D31 o menores, y para barras No. 6, No. 7 y No. 8 con f_y menor o igual a 275 MPa: Un gancho estándar alrededor del refuerzo longitudinal, y
 - II. Para estribos No.6, No. 7 y No. 8 con f_y mayor a 275 MPa.
2. Un gancho estándar alrededor de una barra longitudinal, más una longitud embebida entre la mitad de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho ℓ_e que deberá

satisfacer:

Ec. 271

$$\ell_e \geq \frac{0.17d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

c) Anclaje del refuerzo de malla electrosoldada.

1. Cada rama de una malla de alambre liso electrosoldada, que forma estribos en U simples deberá estar anclada por:
 - I. Dos alambres longitudinales separados 50 mm a lo largo del elemento en la parte superior de la U, o
 - II. Un alambre longitudinal ubicado a no más de $d/4$ de la cara comprimida y un segundo alambre más próximo a la cara comprimida y separado no menos de 50 mm del primer alambre. El segundo alambre podrá ubicarse sobre la rama del estribo más allá de un doblez, o sobre un doblez con un diámetro interior de doblado no menor a $8d_b$.
2. Para cada extremo de un estribo de una sola rama de malla electrosoldada de alambre liso, o alambre corrugado, deberá proporcionarse dos alambres longitudinales con una separación mínima de 50 mm y con el alambre interno a una distancia no menor que $d/4$ o 50 mm de la mitad de la altura del elemento. El alambre longitudinal externo en la cara sometida a tracción no deberá estar más alejado de la cara que las barras de refuerzo principal de flexión más próximas a dicha cara.

d) Estribos cerrados.

1. Un par de estribos en U, o estribos colocados para formar una unidad cerrada, se considera correctamente anclado y empalmado si la longitud de los traslapes no es menor a $1.7\ell_d$, siendo ℓ_d , en este caso, la longitud de anclaje para las barras en tracción.
2. En los elementos de no menos de 450 mm de altura, los empalmes de estribos cerrados para los cuales la fuerza de tracción resultante de las cargas mayoradas, $A_b f_y$, no es mayor que 60 kN por rama podrán considerarse adecuados si las ramas de los estribos se extienden en la totalidad de la altura disponible del elemento.
3. El refuerzo transversal de torsión deberá ser completamente continuo y deberá anclarse por medio de ganchos estándar de 135 grados alrededor del refuerzo longitudinal.

**SECCIÓN 3
DESARROLLO MEDIANTE ANCLAJES MECÁNICOS**

Artículo 374. DESARROLLO MEDIANTE ANCLAJES MECÁNICOS.

- a) Cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin dañar el Hormigón podrá utilizarse como anclaje. El comportamiento de los anclajes mecánicos deberá verificarse mediante ensayos en laboratorio.

- b) El anclaje del refuerzo podrá lograrse mediante la combinación de un anclaje mecánico y la longitud embebida adicional del refuerzo entre el punto de máximo esfuerzo en la barra y el anclaje mecánico.
- c) Si se utilizan anclajes mecánicos, los documentos contractuales deberán indicar todos los detalles de dichos anclajes.

SECCIÓN 4 DESARROLLO DE CABLES DE PREENFORZADO

Artículo 375. GENERAL.

- a) Al determinar la resistencia de los elementos de Hormigón preesforzado en sus extremos, deberá considerarse el aumento gradual de la fuerza en los cables, en las longitudes de transferencia y anclaje.
- b) Se podrá suponer que la fuerza de preesforzado varía linealmente entre 0.0 en el punto donde comienza la adherencia, hasta el esfuerzo efectivo después de pérdidas, f_{pe} , al final de la longitud de transferencia.
- c) Entre la longitud de transferencia y la longitud de desarrollo, se podrá suponer que la fuerza en el cable aumenta de forma parabólica, alcanzando el esfuerzo de resistencia nominal, f_{ps} , en la longitud de desarrollo.
- d) Para los propósitos del presente artículo, la longitud de transferencia podrá tomarse como 60 diámetros de cable, y la longitud de desarrollo deberá tomarse como se especifica en el Artículo 376.
- e) Deberá considerarse los efectos de la desadherencia como se especifica en el Artículo 377.

Artículo 376. CABLES ADHERIDOS.

- a) Los cables de preesforzado deberán adherirse más allá de la sección requerida para desarrollar f_{ps} , en una longitud de desarrollo, ℓ_d , en mm, donde ℓ_d deberá satisfacer:

Ec. 272

$$\ell_d \geq \kappa (0.15f_{ps} - 0.09f_{pe}) d_b$$

Donde:

d_b = diámetro nominal del cable (mm).

f_{ps} = esfuerzo promedio en el acero de preesforzado en el momento para el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (MPa).

f_{pe} = esfuerzo efectivo en el acero de preesforzado luego de las pérdidas (MPa).

K = 1.0 para paneles y pilotes pretensionados, y otros miembros pretensionados con una profundidad menor o igual a 600 mm.

K = 1.6 para miembros pretensionados con una profundidad mayor a 600 mm.

- b) La variación del esfuerzo de diseño en el cable pretensionado desde el extremo libre del cable podrá calcularse así:

1. Desde el punto donde comienza la adherencia al final de la longitud de transferencia:

Ec. 273

$$f_{px} = \frac{f_{pe} \ell_{px}}{60d_b}$$

2. Desde el final de la longitud de transferencia hasta el final de la longitud de desarrollo del cable:

Ec. 274

$$f_{px} = f_{pe} + \frac{\ell_{px} - 60d_b}{(\ell_d - 60d_b)} (f_{ps} - f_{pe})$$

Donde:

ℓ_{px} = distancia desde el extremo libre del cable pretensionado hasta la sección bajo consideración (mm).

f_{px} = esfuerzo de diseño en el cable pretensionado en la resistencia nominal a flexión en la sección bajo consideración (MPa).

Artículo 377. CABLES PARCIALMENTE DESADHERIDOS.

- Si uno o más tramos de un cable de preesforzado no están adheridos, y si existe tracción en la zona de tracción precomprimada, la longitud de desarrollo, medida desde el extremo de la zona sin adherencia, deberá determinarse utilizando la Ec. 272 con un valor de $K = 2.0$.
- El número de cables parcialmente desadheridos no deberá ser mayor al 25% del número total de cables.
- En ninguna fila horizontal el número de cables desadheridos deberá ser mayor al 40% de los cables en dicha fila.
- En todos los cables la longitud desadherida deberá ser tal que se satisfagan todos los estados límites con consideración de la resistencia total desarrollada en cualquier sección investigada. El número de cables desadheridos que se interrumpen en una misma sección no deberá ser mayor al 40% del número total de cables desadheridos, ni mayor a cuatro cables.
- Los cables desadheridos se deberán distribuirse simétricamente respecto del eje del elemento. Las longitudes desadheridas de pares de cables, ubicados simétricamente respecto del eje del elemento, deberán ser iguales.
- Los cables exteriores de cada fila horizontal deberán ser totalmente adheridos.

SECCIÓN 5 EMPALME DE BARRAS DE REFUERZO

Artículo 378. EMPALME DE BARRAS DE REFUERZO. Para refuerzo que cumple con los requisitos de ASTM 1035/1035M, el valor de f_y usado en este artículo deberá tomarse como 690 MPa.

Artículo 379. DETALLES CONSTRUCTIVOS. Los documentos contractuales deberán indicar los tipos, dimensiones y ubicaciones admisibles para los empalmes de las barras de refuerzo, incluyendo sus desfases.

Artículo 380. REQUISITOS GENERALES.

a) Traslapos.

1. Las longitudes de traslapo de barras individuales deberán ser las especificadas en el Artículo 384 (Artículo 381a) y Artículo 383a).
2. Dentro de un paquete de barras los traslapos deberán ser los especificados en el Artículo 370. Los empalmes de barras individuales dentro de un paquete no deberán superponerse. No deberán empalmarse paquetes enteros mediante traslapos.
3. Para el refuerzo solicitado a tracción, no deberá utilizarse traslapos si las barras son mayores que No. 11.
4. En los elementos solicitados a flexión, las barras empalmadas mediante traslapos sin contacto entre barras no deberán estar separadas transversalmente más de un quinto de la longitud de empalme requerida ó 150 mm.
5. Para columnas con refuerzo longitudinal que se ancla en pedestales sobredimensionados, donde las barras se empalman por medio de traslapos sin contacto entre barras, y el refuerzo longitudinal de columnas y pedestales se espacian transversalmente más allá de un quinto de la longitud de traslapo requerida de 150 mm, el espaciamiento del refuerzo transversal del pedestal en la zona de empalme deberá cumplir los requisitos de la siguiente ecuación:

Ec. 275

$$S_{\max} = \frac{2\pi A_{sh} f_{ytr} \ell_s}{k A_l f_{ul}}$$

Donde:

S_{\max} = Espaciamiento del refuerzo transversal del pedestal (mm)

A_{sh} = área del refuerzo espiral o transversal del pedestal (mm²).

f_{ytr} = Resistencia mínima especificada de fluencia del refuerzo transversal del pedestal (MPa).

ℓ_s = longitud de traslapo de tracción Clase C del refuerzo longitudinal de la columna (mm).

A_l = área del refuerzo longitudinal de la columna (mm²).

f_{ul} = resistencia mínima especificada de tracción del refuerzo longitudinal de la columna (MPa), 620 MPa para ASTM A615 y 550 MPa para ASTM A706.

k = factor que representa la relación entre el refuerzo a tracción de la columna y el refuerzo total de la columna en la resistencia nominal.

b) Conexiones mecánicas. La resistencia de una conexión totalmente mecánica no deberá ser menor al 125 por ciento del esfuerzo de fluencia especificado de la barra en tracción o compresión, según corresponda. El deslizamiento total de la barra dentro de la camisa de empalme del conector, luego de cargar en tracción hasta 207 MPa y relajar hasta 21 MPa, no deberá ser mayor que los siguientes desplazamientos obtenidos entre puntos de medición ubicados fuera de la camisa de empalme:

1. Para diámetros de barra hasta No. 14 = 0.25 mm
2. Para barras No. 18 = 0.75 mm

c) Empalmes soldados.

1. Las soldaduras de los empalmes soldados deberán satisfacer la edición vigente de la norma Structural Welding Code – Reinforcing Steel de la AWS (D1.4).
2. Los empalmes totalmente soldados deberán desarrollarse, en tracción, al menos 125 por ciento del esfuerzo de fluencia especificado de la barra.
3. No deberá usarse empalmes soldados en la losa del puente.

Artículo 381. EMPALME DE REFUERZO SOLICITADO A TRACCIÓN.

a) Empalmes a tracción traslapados.

1. La longitud de traslapo de los empalmes traslapados sometidos a tracción no deberá ser mayor a 300 mm o los siguientes valores, según se trate de empalmes Clase A, Clase B o Clase C:

Empalmes clase A	$1,0\ell_d$
Empalmes clase B	$1,3\ell_d$
Empalmes clase C	$1,7\ell_d$

2. La longitud de anclaje en tracción ℓ_d , para el esfuerzo de fluencia especificado deberá tomarse de acuerdo con la Sección 2 del Capítulo XI del presente Título (AASHTO 5.11.2).
3. La clase de traslapo requerido para las barras y el alambre a tracción corrugados es como se especifica en la TABLA 57.

**TABLA 57
CLASES DE TRASLAPOS A TRACCION.**

Relación <i>A_s provista</i> <i>A_s requerida</i>	Porcentaje de <i>A_s</i> empalmado con la longitud de traslapo requerida		
	50	75	100
≥ 2	A	A	B
≤ 2	A	A	B

b) Conexiones mecánicas o empalmes a tracción soldados.

1. Las conexiones mecánicas o empalmes a tracción soldados, que se utilizan donde el área proporcionada de refuerzo es menor que dos veces la requerida, deberán satisfacer los requisitos correspondientes a conexiones totalmente mecánicas o empalmes totalmente soldados.
2. Las conexiones mecánicas o empalmes soldados que se utilizan donde el área de refuerzo proporcionada es, por lo menos, dos veces la requerida por el análisis y cuando los empalmes están desfasados al menos 600 mm podrán diseñarse para que desarrollen como mínimo dos veces la sollicitación de tracción que se genera en la barra en la sección o, bien, un medio (1/2) del mínimo esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo.

Artículo 382. EMPALMES EN TENSORES A TRACCIÓN. El refuerzo de los tensores a tracción deberá empalmarse mediante empalmes totalmente soldados o conexiones totalmente mecánicas. Los empalmes en barras adyacentes deberán desfasarse por lo menos 750 mm.

Artículo 383. EMPALMES DE BARRAS A COMPRESIÓN.

a) Traslapos a compresión.

1. La longitud de traslapo, ℓ_c , para los traslapos a compresión no deberá ser menor a 300 mm o como se especifica a continuación:

- I. Si $f_y \leq 420$ MPa entonces:

$$\ell_c = 0.073mf_y d_b$$

Ec. 276

o

- II. Si $f_y \geq 420$ MPa entonces:

$$\ell_c = m(0.13f_y - 24,0)d_b$$

Ec. 277

en las cuales:

- III. Si la resistencia especificada del Hormigón, $f'c$ es menor que 21 MPa; $m = 1.33$
- IV. Si los estribos a lo largo del empalme tienen un área efectiva no menor a 0.15 por ciento del producto entre el espesor del elemento comprimido y la separación entre zunchos; $m = 0.83$.
- V. Con espirales; $m = 0.75$.
- VI. En todos los demás casos; $m = 1.00$.

Donde:

f_y = esfuerzo de fluencia especificada de las barras de refuerzo (MPa).

d_b = diámetro de la barra (mm).

2. Si se traslapan barras comprimidas de diferentes tamaños, mediante la longitud de traslazo, este no deberá ser menor que la longitud de desarrollo de la barra de mayor tamaño, ni que la longitud de empalme de la barra más pequeña. Las barras No. 14 y No. 18 podrán traslaparse con barras No. 11 y menores.
- b) **Conexiones mecánicas o empalmes a compresión soldados.** Las conexiones mecánicas o empalmes soldados que se utilizan en compresión deberán satisfacer los requisitos para conexiones totalmente mecánicas o empalmes totalmente soldados, según se especifica en el Artículo 380b) y c), respectivamente.
- c) **Empalmes a tope.**
1. En las barras que sólo se requieren para resistir compresiones, la fuerza de compresión podrá transmitirse manteniendo los extremos cortados a tope en contacto concéntrico mediante un dispositivo adecuado. Los empalmes a tope sólo deberán utilizarse en elementos confinados por medio de zunchos, estribos cerrados o espirales.
 2. Los empalmes a tope deberán desfasarse, o deberá proporcionarse barras continuas en las zonas de los empalmes. La resistencia a la tracción mayorada de las barras continuas en cada cara del elemento no deberá ser menor a $0.25 f_y$ por el área de refuerzo de dicha cara.

SECCIÓN 6 EMPALMES DE MALLAS ELECTROSOLDADAS

Artículo 384. EMPALMES DE MALLAS ELECTROSOLDADAS DE ALAMBRE CORRUGADO A TRACCIÓN.

- a) Si hay alambres transversales dentro de la longitud de traslazo, medida entre los extremos de cada malla, la longitud de empalme de los traslazos de las mallas electrosoldadas de alambre corrugado no deberá ser menor a $1,3\ell_{hd}$ o 200mm. el traslazo medido entre los alambres más externos de cada malla no deberá ser menor a 50mm.
- b) Si no hay alambres transversales dentro de la longitud de traslazo, los empalmes traslapados de las mallas electrosoldadas de alambre corrugado deberán determinarse como para el caso de alambre corrugado, de acuerdo con las disposiciones del Artículo 381a) (AASHTO 5.11.5.3.1).

Artículo 385. EMPALMES DE MALLAS ELECTROSOLDADAS DE ALAMBRE LISO A TRACCIÓN.

- a) Si el área de refuerzo proporcionada es menor que dos veces la requerida en la ubicación del empalme, la longitud de traslazo medida entre los alambres transversales más externos de cada malla no deberá ser menor que:
 1. La suma de una separación entre alambres transversales más 50mm.
 2. $1.5 \ell_d$.
 3. 150 mm.

Donde:

l_d = longitud de anclaje especificada en el Artículo 367 (mm)

- b) Si el área de refuerzo proporcionada es mayor o igual que dos veces la requerida en la zona del empalme, la longitud de traslapeo medida entre los alambres transversales más externos de cada malla no deberá ser menor a $1.5 l_d$ o 50 mm.

CAPÍTULO XII DURABILIDAD

SECCIÓN 1 DEFINICIONES

Artículo 386. DEFINICIONES.

- a) Las estructuras de Hormigón deberán diseñarse de manera que protejan el acero de refuerzo y de preesforzado contra la corrosión durante la vida útil de la estructura.
- b) Los documentos contractuales deberán indicar los requisitos especiales que son necesarios para garantizar la calidad y durabilidad de la estructura. Deberán identificarse las zonas de la estructura en las cuales:
1. Se requiere Hormigón con aire incorporado,
 2. Se requiere refuerzo galvanizado o recubierto con resina epoxi,
 3. Se requieren Hormigón con aditivos especiales,
 4. Se prevé que el Hormigón estará expuesto al agua de mar y/o a suelos o aguas sulfatadas, y
 5. Se requieren procedimientos de curado especiales.
- c) Las medidas de protección para lograr durabilidad deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 26.

SECCIÓN 2 AGREGADOS REACTIVOS ANTE REACCIÓN ALCALI SÍLICE

Artículo 387. AGREGADOS REACTIVOS ANTE REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICE. Deberán aplicarse las disposiciones del Artículo 8.3.4 de las *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

SECCIÓN 3 RECUBRIMIENTO DEL HORMIGÓN

Artículo 388. RECUBRIMIENTO DEL HORMIGÓN.

- a) A menos que aquí o en la Sección 4 del Capítulo XII del presente Título se especifique otra cosa, el recubrimiento para el acero de preesforzado y el refuerzo no protegido no deberá ser menor que el especificado en la TABLA 58, modificado para considerar la relación agua-cemento.
- b) Los documentos contractuales deberán indicar el recubrimiento de Hormigón y las tolerancias de colocación.
- c) Para los cables de pretensionado, los accesorios de anclaje y las conexiones mecánicas para barras de refuerzo o para cables de postensionado, el recubrimiento deberá ser igual que para el refuerzo no preesforzado.
- d) El recubrimiento de los ductos metálicos para torones de preesforzado no deberá ser menor que:
 - 1. El valor especificado para el acero de refuerzo principal,
 - 2. Un medio del diámetro del ducto, o
 - 3. El valor especificado en la TABLA 58.

Para las losas de puentes expuestas al tránsito de vehículos con neumáticos antideslizantes, con clavos o cadenas, deberá proporcionarse recubrimiento adicional para compensar la pérdida de profundidad que podrá causar la abrasión, como se especifica en el Artículo 29.
- e) Los factores de modificación según la relación A/C serán los siguientes:
 - 1. Para $A / C \leq 0.40 = 0.8$.
 - 2. Para $A / C \geq 0.40 = 1.2$.
- f) El recubrimiento mínimo sobre las barras principales, incluyendo las barras protegidas con un recubrimiento de resina epoxi, deberá ser de 25 mm.
- g) El recubrimiento sobre zunchos y estribos podrá ser 12 mm menor que los valores especificados para las barras principales en la TABLA 58, pero nunca deberá ser menor a 25 mm.

**TABLA 58
RECUBRIMIENTO PARA LAS ARMADURAS PRINCIPALES NO PROTEGIDAS (MM)**

Situación	Recubrimiento (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de losa del puente con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50

Otras situaciones interiores	
• Hasta Barras No. 11	40
• Barras No. 14 y No. 18	50
Fondo de losas vaciadas <i>in situ</i>	
• Hasta Barras No. 11	25
• Barras No. 14 y No. 18	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de Hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de Hormigón presforzado	50
Pilotes vaciados <i>in situ</i>	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
– En general	75
– Refuerzo protegido	75
• Cáscaras	50
• Hormigón vaciado con bentonita, Hormigón vaciado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

SECCIÓN 4 RECUBRIMIENTOS PROTECTORES

Artículo 389. RECUBRIMIENTOS PROTECTORES. Podrá proporcionarse protección contra la corrosión inducida por los cloruros utilizando un recubrimiento de resina epoxi o galvanizando el acero de refuerzo, los ductos de preesforzado y los accesorios de anclaje, y recubriendo con resina epoxi los cables de preesforzado. Para el acero con recubrimiento epoxi, el recubrimiento de Hormigón podrá ser como se indica en la TABLA 58 para situaciones interiores.

SECCIÓN 5 PROTECCIÓN DE LOS TORONES DE PREEFORZADO

Artículo 390. PROTECCIÓN DE LOS TORONES DE PREEFORZADO. Los ductos para los torones de postensado internos, diseñados para proveer resistencia por adherencia, deberán llenarse con mortero luego del tensionamiento. Los demás torones deberán protegerse permanentemente contra la corrosión, y los detalles de la protección deberán indicarse en los documentos contractuales.

CAPÍTULO XIII MIEMBROS ESPECÍFICOS

SECCIÓN 1

LOSAS DEL PUENTE

Artículo 391. LOSAS DEL PUENTE. Para las losas del puente los requisitos adicionales a los especificados en la Sección 5 serán como se especifica en la Sección 9.

SECCIÓN 2

DIAFRAGMAS, VIGAS DE GRAN ALTURA, MENSULAS, CARTELAS, VIGAS REPISA

Artículo 392. GENERAL. Los diafragmas, las vigas de gran altura, las ménsulas, las cartelas, las vigas repisas, y otros miembros de gran altura sometidos principalmente a fuerza cortante y a torsión, y cuya altura es grande en relación con su longitud, deberán diseñarse como se especifica aquí. Las vigas de gran altura deberán analizarse y diseñarse mediante el modelo de puntales y tensores, especificado en la Sección 3 Capítulo VI Título V, o aplicando otra teoría reconocida.

Artículo 393. DIAGRAMAS.

- a) A menos que se especifique otra cosa, deberán proporcionarse diafragmas en los estribos, pilas y nudos articulados para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo.
- b) Para las vigas cajón ensanchadas y para las vigas cajón curvas, con radio interior menor que 240 m, deberá utilizarse diafragmas intermedios.

Artículo 394. DETALLES DE ARMADO PARA VIGAS DE GRAN ALTURA.

- a) La resistencia a la tensión mayorada, N_R , en N, de un par transversal de barras deberá satisfacer:

$$N_R = \phi f_y A_s \geq 0.83 b_v s$$

Ec. 278

Donde:

- b_v ancho del alma (mm).
- f_y tensión de fluencia del acero de refuerzo (MPa).
- A_s área de acero en una distancia s (mm²).
- ϕ factor de resistencia especificado en la Sección 2 del Capítulo V del presente Título.
- s separación de las armaduras (mm).

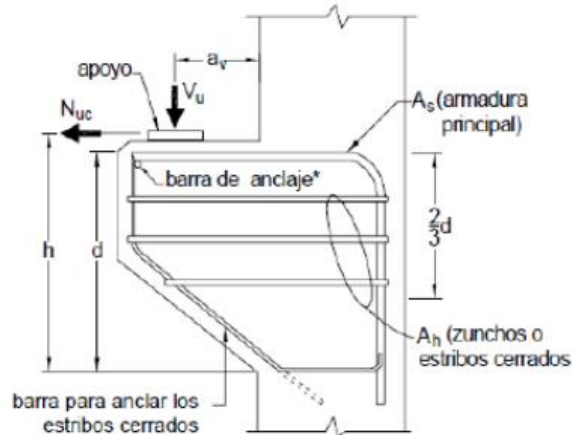
- b) La separación del refuerzo transversal, s , no $d/4$ ó 300 mm. deberá ser mayor a
- c) Deberá distribuirse las barras longitudinales adheridas uniformemente en cada cara de los elementos verticales, por pares. La resistencia a la tracción de un par de refuerzos adheridos no deberá ser menor que el valor especificado por la Ec. 5.13.2.3-1. La separación vertical entre cada par de refuerzos, s , no deberá ser mayor a $d/3$ ó 300 mm En los elementos cuyo ancho es menor a 250 mm, en lugar de un par de barras longitudinales, se podrá utilizar una única barra que posea la resistencia a la tracción requerida

Artículo 395. MENSULAS Y CARTELAS.

- a) General.

1. Los elementos en los cuales a_v , según se ilustra en la FIGURA 63, es menor que d deberán diseñarse como ménsulas o cartelas. Si a_v es mayor que d el elemento deberá diseñarse como una viga en voladizo.

FIGURA 63
NOMENCALTURA.



* Soldada a la armadura principal

2. La sección en la cara del apoyo deberá diseñarse para resistir simultáneamente una fuerza de corte mayorada V_u , un momento mayorado

Ec. 279

$$M_u = V_u a_v + N_{uc} (h - d)$$

3. y una fuerza de tracción horizontal mayorada concurrente N_{uc} . A menos que se tomen disposiciones especiales para impedir que se desarrolle la fuerza de tracción N_{uc} , esta fuerza no deberá tomarse menor a $0,2 V_u / N_{uc}$ deberá considerarse como una sobrecarga viva, aun cuando sea el resultado del flujo plástico, la retracción o el cambio de temperatura.

4. La cuantía de acero A_s bd , en la cara del apoyo no deberá ser menor que $0,04 f'_c / f_y$ donde d se mide en la cara del apoyo.

5. El área total A_h , de los zunchos o estribos cerrados no deberá ser menor al 50 por ciento de la sección A_s del refuerzo principal de tracción.

6. Deberá haber estribos o zunchos uniformemente distribuidos en los dos tercios de la altura efectiva adyacentes a la armadura principal de tracción. En la cara frontal de una ménsula o cartela, el refuerzo principal de tracción deberá anclarse para desarrollar el esfuerzo de fluencia especificada.

7. El área de apoyo en una ménsula o cartela no deberá proyectarse más allá de la porción recta de las barras de refuerzo principal de tracción, ni más allá de la cara interior de cualquier barra de anclaje transversal.

8. La profundidad en el borde exterior de la superficie de apoyo no deberá ser menor que la mitad de la profundidad en la cara del apoyo.

b) Alternativa Al Modelo De Puntales Y Tensores.

1. En las ménsulas y cartelas la sección correspondiente a la cara del apoyo se podrá diseñar de acuerdo con el modelo de puntales y tensores especificado en la Sección 3 del Capítulo VI del presente Título o utilizando los requisitos del Artículo 395a), con las siguientes excepciones:

I. El diseño del refuerzo de cortante por fricción, A_{vf} , para resistir la fuerza de corte mayorada, V_u , deberá ser como se especifica en la Sección 4 del Capítulo VIII del presente Título, salvo que, para el Hormigón de densidad normal, la resistencia nominal al cortante, deberá satisfacer:

II. El diseño del refuerzo de cortante por fricción, A_{vf} , para resistir la fuerza de cortante mayorada, V_u , deberá ser como se especifica en la Sección 4 del Capítulo VIII del presente Título, salvo que:

2. Para el Hormigón de densidad normal, la resistencia nominal al cortante, V_n , deberá satisfacer:

Ec. 280

$$V_n = 0.2f'_c b_w d_e, \text{ y}$$

Ec. 281

$$V_n = 5.5b_w d_e$$

3. Para todos los hormigones de baja densidad y hormigones de agregados livianos y arena, la resistencia nominal al cortante, satisfacer:

Ec. 282

$$V_n = (0.2 - 0.07a_v / d) f'_c b_w d_c$$

Ec. 283

$$V_n = (5.5 - 1.9a_v / d_c) b_w d$$

4. El refuerzo, A_s , para resistir las solicitaciones mayoradas deberá determinarse como para los elementos ordinarios solicitados a flexión y carga axial.

5. El área del refuerzo principal de tracción deberá satisfacer

Ec. 284

$$A_s \geq \frac{2A_{vf}}{3} + A_n$$

6. El área de los zunchos o estribos cerrados, colocados en una distancia igual a $2d_e$ a partir del refuerzo principal, deberá satisfacer:

Ec. 285

$$A_h \geq 0.5(A_s - A_n)$$

En la cual:

Ec. 286

$$A_n \geq N_{uc} / \phi f_y$$

Donde:

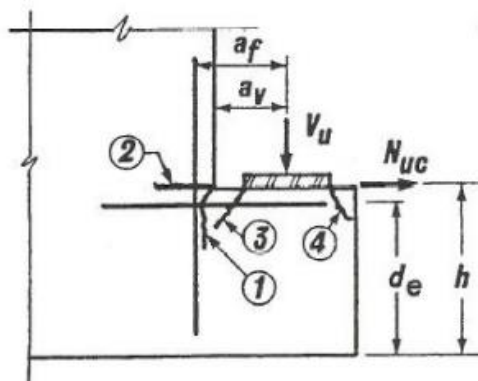
- b_w ancho de alma (mm).
- d_e profundidad del centro de gravedad del acero (mm).
- A_{vf} área del acero para cortante por fricción (mm²).

Artículo 396. VIGAS REPISA.

a) General.

1. Como se ilustra en la FIGURA 64, las vigas repisa deberán resistir:
 - I. Flexión, corte y fuerzas horizontales en la ubicación de la grieta 1;
 - II. Fuerza de tracción en el elemento de apoyo en la ubicación de la grieta 2;
 - III. Punzonado en los puntos de carga en la ubicación de la fisura 3; y
 - IV. Fuerza de apoyo en la ubicación de la grieta 4

**FIGURA 64
NOMENCLATURA Y UBICACIÓN DE LAS GRIETAS POTENCIALES PARA VIGAS REPISA.**



Las vigas repisa horizontales podrán diseñarse de acuerdo con el modelo de puntales y tensores o utilizando los requisitos del Artículo 396b) a e). Las barras ilustradas en la

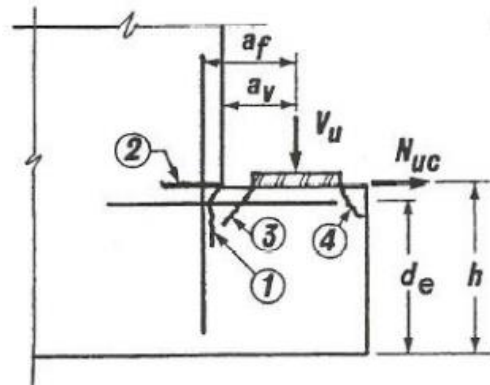
FIGURA 65 a FIGURA 69 deberán estar correctamente ancladas de acuerdo con el Artículo 365.

b) Diseño Para Cortante.

1. El diseño al cortante de las vigas repisa deberá realizarse de acuerdo con los requisitos para cortante por fricción especificados en la Sección 4 Capítulo VIII Título V.

El ancho de la cara de Hormigón que se supone participa en la resistencia al cortante no deberá ser mayor que S , $W+4av$ ó $2c$, como se ilustra en la FIGURA 65.

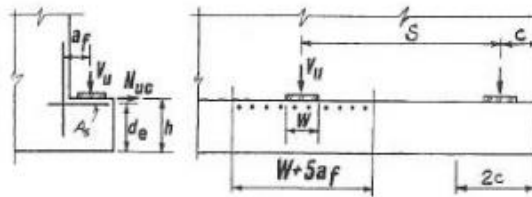
**FIGURA 65
DISEÑO A CORTANTE DE LAS REPISAS HORIZONTALES**



c) Diseño Para Flexión Y Fuerza Horizontal.

1. El área total del refuerzo principal de tracción A_s , deberá satisfacer los requisitos del Artículo 395b).
2. El refuerzo principal de tracción deberá estar uniformemente separado dentro de la región $(W + 5a_f)$ ó $2c$, como se ilustra en la FIGURA 66, excepto que los anchos de estas regiones no deberán traslaparse.

FIGURA 66
DISEÑO DE LAS REPISAS HORIZONTALES PARA FLEXION Y FUERZA HORIZONTAL.



d) DISEÑO PARA CORTANTE POR PUNZONAMIENTO.

1. Las pirámides truncadas supuestas como superficies de falla por punzonamiento, como se ilustra en la FIGURA 67, no deberán superponerse.
2. La resistencia nominal al punzonamiento, kN, deberá tomarse como:
 - I. En placas de apoyo interiores, o en placas de apoyo exteriores, cuando la distancia al extremo, c , es mayor que $2/S$:

Ec. 287

$$V_n = 0.328\sqrt{f'_c}(W + 2L + 2d_e)d_e$$

- II. En placas de apoyo exteriores cuando la distancia al extremo, c , es menor que $2/S$ y $(c - 0,5W)$ es menor que d_e

Ec. 288

$$V_n = 0.328\sqrt{f'_c}(W + L + d_e)d_e$$

- III. En placas de apoyo exteriores cuando la distancia al extremo, c , es menor que $S/2$ pero $(c - 0,5W)$ es mayor que d_e

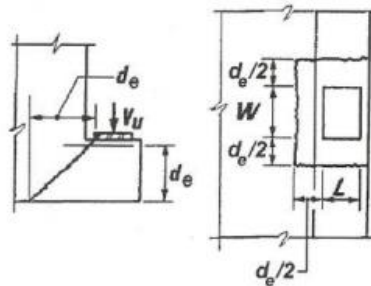
Ec. 289

$$V_n = 0.328\sqrt{f'_c}(0.5W + L + d_e + c)d_e$$

Donde:

- f'_c resistencia especificada del Hormigón a 28 días (MPa).
 W ancho de la placa de apoyo como se ilustra en la FIGURA 67 (mm).
 L longitud de la placa de apoyo como se ilustra en la FIGURA 67 (mm).
 d_e profundidad efectiva entre la fibra extrema comprimida y el centroide de la fuerza de tracción (mm).

FIGURA 67
 DISEÑO DE LAS REPISAS HORIZONTALES AL PUNZONAMIENTO



e) DISEÑO DEL REFUERZO DE SUSPENSION.

1. El refuerzo de suspensión especificado aquí deberá proporcionarse además del menor refuerzo de cortante requerido a cualquier lado de la reacción de la viga soportada.
2. En las vigas repisa solas, la configuración del refuerzo de suspensión A_{hr} , deberá ser como se indica en la FIGURA 68.
3. Utilizando la nomenclatura indicada en la FIGURA 68, la resistencia nominal al corte, V_n , en N, para las vigas repisa solas deberá tomarse como:

- I. Para el estado límite de servicio:

Ec. 290

$$V_n = \frac{A_{hr}(0.5f_y)}{s}(W + 3a_v)$$

- II. Para el estado límite de resistencia:

Ec. 291

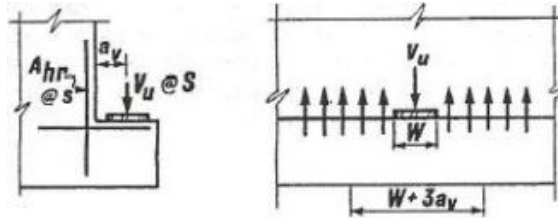
$$V_n = \frac{A_{hr}f_y}{s}S$$

Donde:

- A_{hr} Área de un ramal del refuerzo de suspensión como se ilustra en la FIGURA 68 (mm²).
 S separación de los lugares de apoyo (mm).
 s separación de los suspensores (mm).
 f_y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

- a_v distancia entre la cara del tabique y la carga, como se ilustra en la FIGURA 68 (mm).

FIGURA 68
REFUERZO DE SUSPENSIÓN DE VIGA CON UNA SOLA REPISA



4. Utilizando la nomenclatura de la FIGURA 69, la resistencia nominal al cortante de las repisas de las vigas en T invertidas deberá ser el menor valor de los especificados por la Ec. 291 y Ec. 292.

Ec. 292

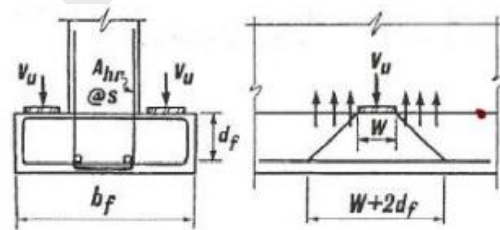
$$V_n = \left(0.165\sqrt{f'_c}b_f d_f\right) + \frac{A_{hr}f_y}{s}(W + 2d_f)$$

Donde:

- d_f distancia entre la parte superior de la repisa y el refuerzo de compresión, como se ilustra en la FIGURA 69 (mm)

5. La distancia al borde, entre la placa de apoyo exterior y el extremo de la viga en T invertida, no deberá ser menor a d_f .

FIGURA 69
REFUERZO DE SUSPENSIÓN DE LA VIGA T INVERTIDA



6. Las vigas en T invertidas deberán satisfacer los requisitos para momento torsor especificados en el Artículo 304 y Artículo 290.

SECCIÓN 3 ZAPATAS

Artículo 397. GENERAL.

- a) Las disposiciones especificadas aquí deberán aplicarse al diseño de zapatas aisladas, zapatas combinadas y losas de cimentación.
- b) En las zapatas inclinadas o escalonadas, el ángulo de inclinación y la altura y ubicación de los escalones deberá ser tal que en todas las secciones se satisfagan los requisitos de diseño.

- c) Para ubicar las secciones críticas para momento, cortante y anclaje del refuerzo en las zapatas, las columnas o pilares de Hormigón de sección circular o en forma de polígono regular se podrán tratar como elementos cuadrados de igual área.

Artículo 398. CARGAS Y REACCIONES.

- a) La resistencia del material de las cimentaciones mediante pilotes deberá ser como se especifica en la Sección 10, "Cimentaciones."
- b) Si una zapata aislada soporta una columna, pilar o muro, deberá suponerse que la zapata actúa como un voladizo. Si una zapata soporta más de una columna, pilar o muro, la zapata deberá diseñarse para las condiciones reales de continuidad y restricción.
- c) Para el diseño de las zapatas, a menos que se especifique el empleo de equipos especiales para asegurar la precisión del hincado de los pilotes, deberá suponerse que los pilotes hincados individualmente podrán desviarse 150 mm o un cuarto del diámetro del pilote respecto de la posición programada, y que el centro de un grupo de pilotes podrá distar 75 mm de su posición programada. En el caso de los caballetes de pilotes, los documentos contractuales podrán exigir una tolerancia de 50 mm para la posición de los pilotes, en cuyo caso este valor deberá considerarse en el diseño.

Artículo 399. FACTORES DE RESISTENCIA. Para determinar el tamaño de las zapatas y el número de pilotes, los factores de resistencia, ϕ , para la presión de contacto del suelo y la resistencia de los pilotes deberán ser como se especifica en la Sección 10.

Artículo 400. MOMENTO EN LAS ZAPATAS.

- a) La sección crítica para flexión deberá tomarse en la cara de la columna, pilar o muro. En el caso de columnas de sección no rectangular, la sección crítica deberá tomarse en el lado del rectángulo concéntrico de área equivalente.
- b) Para las zapatas ubicadas debajo de muros de mampostería, la sección crítica deberá tomarse a la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro. Para las zapatas ubicadas debajo de bases de columnas metálicas, la sección crítica deberá tomarse a la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la base metálica.

Artículo 401. DISTRIBUCION DEL REFUERZO PARA MOMENTO.

- a) En las zapatas armadas en una dirección y en las zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, el refuerzo deberá distribuirse uniformemente en todo el ancho de la zapata.
- b) Las siguientes directrices se aplican a la distribución del refuerzo en zapatas rectangulares armadas en dos direcciones:
1. En la dirección larga, el refuerzo deberá distribuirse uniformemente en todo el ancho de la zapata
 2. En la dirección corta, una parte del refuerzo total, según lo especificado por la Ec. 5.13.3.5- 1, deberá distribuirse uniformemente en un ancho de banda igual a la longitud del lado corto de la zapata y centrado con respecto al eje de la columna o pilar. El resto del refuerzo requerido en la dirección más corta deberá distribuirse uniformemente fuera del ancho de banda central de la zapata. El área de acero en el ancho de banda central deberá satisfacer la Ec. 293.

Ec. 293

$$A_{s-BW} = A_{s-SD} \left(\frac{2}{\beta+1} \right)$$

Donde:

B	relación entre el lado largo y el lado corto de la zapata.
A_{s-BW}	área de acero dentro del ancho de banda (mm ²).
A_{s-SD}	área total de acero en la dirección corta (mm ²).

Artículo 402. CORTANTE EN LOSAS Y ZAPATAS.

a) SECCIONES CRITICAS PARA CORTANTE.

1. Para determinar la resistencia al cortante de las losas y zapatas en la proximidad de cargas o reacciones concentradas, controla la más crítica de las siguientes condiciones:
 - I. Comportamiento en una dirección, con una sección crítica que se extiende en un plano que atraviesa todo el ancho y ubicado a una distancia tomada como se especifica en el Artículo 300.
 - II. Comportamiento en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y ubicada de manera que su perímetro b_o , es un mínimo pero no está a menos de $0.5d_v$ del perímetro del área con carga o reacción concentrada
 - III. Si la altura de la losa no es constante, las secciones críticas están a una distancia no menor que $0.5d_v$ de la cara de cualquier cambio en la altura de la losa y ubicadas de manera tal que el perímetro, b_o , es un mínimo
2. Si una parte de un pilote está dentro de la sección crítica, la carga del pilote deberá considerarse uniformemente distribuida en el ancho o diámetro del pilote, y la parte de la carga fuera de la sección crítica deberá incluirse en el cálculo del corte en la sección crítica.

b) ACCION EN UNA DIRECCION. Para acción en una dirección, la resistencia al corte de la zapata o losa deberá satisfacer los requisitos especificados en la Sección 3 Capítulo VIII del presente Título, excepto para las alcantarillas debajo de un relleno con una altura mayor o igual que 600 mm, para las cuales deberá aplicarse los requisitos del Artículo 429.

c) ACCION EN DOS DIRECCIONES.

1. Para acción en dos direcciones en secciones sin refuerzo transversal, la resistencia nominal al corte, V_n , en kN, del Hormigón deberá tomarse como:

Ec. 294

$$V_n = \left(0.17 + \frac{0.33}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d_v \leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d_v$$

Donde:

β_c	relación entre el lado largo y el lado corto del rectángulo a través del cual se transmite la carga o fuerza de reacción concentrada.
b_o	perímetro de la sección crítica (mm).

d_v profundidad de cortante efectiva (mm).

2. Si $V_u > V_n$, deberá agregarse refuerzo de cortante de acuerdo con el Artículo 301, tomando el ángulo β igual a 45° .
3. Para el comportamiento en dos direcciones, en secciones con refuerzo transversal, la resistencia nominal al cortante, en kN, deberá tomarse como:

Ec. 295

$$V_n = V_c + V_s \leq 0.504\sqrt{f'_c}b_o d_v$$

En la cual:

Ec. 296

$$V_c = 0.166\sqrt{f'_c}b_o d_v, \text{ y}$$

Ec. 297

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}$$

Artículo 403. DESARROLLO DEL REFUERZO. Para el anclaje del refuerzo de losas y zapatas deberá aplicarse las disposiciones del Capítulo XI del presente Título. Las secciones críticas para el anclaje del refuerzo deberán suponerse en las ubicaciones especificadas en el Artículo 400 y en todos los demás planos verticales donde haya un cambio de sección o de refuerzo.

Artículo 404. TRANSFERENCIA DE LA FUERZA EN LA BASE DE LAS COLUMNAS.

- a) Todas las fuerzas y momentos aplicados en la base de una columna o pilar deberán transferirse a la parte superior de la zapata, por apoyo sobre Hormigón y por refuerzo. El esfuerzo de apoyo en el Hormigón en la superficie de contacto entre el elemento portante y el elemento soportado no deberá ser mayor que la resistencia al aplastamiento del Hormigón, según se especifica en la Sección 5 del Capítulo VII del presente Título, de ninguna de las superficies.
- b) Las fuerzas laterales deberán transferirse del pilar a la zapata de acuerdo con los requisitos sobre transferencia de corte especificados en la Sección 4 del Capítulo VIII del presente Título.
- c) Deberá proporcionarse refuerzo que atraviese la interfaz entre el elemento portante y el elemento soportado, prolongando el refuerzo longitudinal principal de la columna o muro hacia el interior de las zapatas o utilizando barras corta (dovelas) o pernos de anclaje.
- d) El refuerzo que atraviesa la interfaz deberá satisfacer los siguientes requisitos:
 1. Todas las fuerzas que superan la resistencia al aplastamiento del Hormigón del elemento portante o del elemento soportado deberán transferirse mediante refuerzo;
 2. Si hay combinaciones de cargas que causan levantamiento, la fuerza total de tracción deberá resistida por refuerzo; y
 3. El área del refuerzo no deberá ser menor al 0.5 por ciento del área bruta del elemento soportado, y el número de barras no deberá ser menor que cuatro.

- e) Si se utilizan barras de anclaje (dovelas), su diámetro no deberá ser más de 3.8 mm mayor que el diámetro del refuerzo longitudinal.
- f) En las zapatas, las barras No. 14 y No. 18 utilizadas como refuerzo longitudinal principal de las columnas, y que están solicitadas a compresión, sólo podrán empalmarse por traslapeo con las barras de anclaje de la zapata para proporcionar el área requerida. Las barras de anclaje no deberán ser mayores que No. 11; estas barras deberán prolongarse hacia el interior de la columna una distancia no menor que la longitud de empalme de las barras No. 14 ó No. 18, y deberán prolongarse hacia el interior de la zapata una distancia no menor que la longitud de anclaje de las barras de anclaje.

SECCIÓN 4 PILOTES DE HORMIGÓN

Artículo 405. GENERAL.

- a) Deberá suponerse que todas las cargas resistidas por la zapata y el peso propio de la zapata se transmiten a los pilotes. Los pilotes hincados deberán diseñarse para resistir las fuerzas de manejo e hincado. Para considerar el transporte y montaje, un pilote prefabricado deberá diseñarse para una carga no menor que 1.5 veces su peso propio.
- b) Cualquier tramo de un pilote, en el cual sea posible que en algún momento no haya apoyo lateral adecuado para impedir el pandeo, deberá diseñarse como una columna.
- c) Los puntos o zonas de fijación para resistencia a las cargas laterales y momentos deberán determinarse mediante un análisis de las propiedades del suelo, como se especifica en la Sección 4 del Capítulo VII del Título X.
- d) Los pilotes de Hormigón deberán empotrarse en zapatas o cabezales, como se especifica en el Artículo 735. El refuerzo de anclaje deberá consistir en una prolongación del refuerzo del pilote o en barras de anclaje. Las fuerzas de levantamiento o los esfuerzos inducidos por flexión deberán resistirse con refuerzo. La cuantía de refuerzo de anclaje no deberá ser menor a 0.005 y el número de barras no deberá ser menor a cuatro. El refuerzo deberá desarrollarse lo suficiente para resistir una fuerza de 1, 25 fy As
- e) Además de los requisitos especificados en el Artículo 405 a Artículo 409, los pilotes utilizados en zonas sísmicas deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 410.

Artículo 406. EMPALMES. Los empalmes en los pilotes de Hormigón deberán desarrollar la resistencia axial, a la flexión, al cortante y torsional del pilote. Los detalles de los empalmes deberán indicarse en los documentos contractuales.

Artículo 407. PILOTES REFORZADOS PREFABRICADOS.

a) DIMENSIONES DE LOS PILOTES.

1. Los pilotes prefabricados de Hormigón reforzado podrán ser de sección uniforme o ahusados. No deberá utilizarse pilotes ahusados para la construcción de caballetes, excepto para el tramo del pilote que se encuentra por debajo de la rasante, ni en ninguna condición en la cual los pilotes han de actuar como columnas.
2. Si los pilotes de Hormigón no están expuestos a la acción del agua salada, el área de la sección transversal de los pilotes, medida encima del ahusamiento, no deberá ser

menor a 90.000 mm².

3. El área de la sección transversal de los pilotes de Hormigón utilizados en agua salada no deberá ser menor a 142.000 mm². Las esquinas de las secciones rectangulares deberán ser achaflanadas.
4. El diámetro de los pilotes ahusados, medido a 600 mm de la punta, no deberá ser menor a 200 mm; cualquiera sea la sección transversal de un pilote, el diámetro deberá considerarse como la menor dimensión que atraviesa el centro de la sección transversal.

b) ACERO DE REFUERZO.

1. El refuerzo longitudinal deberá consistir, por lo menos, en cuatro barras distribuidas uniformemente alrededor del perímetro del pilote. El área del refuerzo no deberá ser menor al 1.5 por ciento del área bruta de la sección transversal de hormigón, medida por encima del ahusamiento.
2. El refuerzo longitudinal deberá estar rodeado por refuerzo en espiral o estribos de columna equivalentes en toda su longitud. El refuerzo en espiral deberá ser como se especifica en el Artículo 408c).

Artículo 408. PILOTES PREFABRICADOS PREENFORZADOS.

a) DIMENSIONES DE LOS PILOTES.

1. Los pilotes de Hormigón preesforzado podrán ser de sección octogonal, cuadrada o circular, y deberán satisfacer las dimensiones mínimas especificadas en el Artículo 407a).
2. Los pilotes de Hormigón preesforzado podrán ser de sección maciza o hueca. Para los pilotes de sección hueca deberá implementarse medidas de precaución, tales como ventilaciones, para impedir su rotura por la presión hidrostática interna durante el hincado, la presión del hielo en los caballetes de pilotes, o la presión gaseosa debida a la descomposición del material utilizado para crear el vacío.
3. El espesor de pared de los pilotes cilíndricos no deberá ser menor a 125 mm.

- b) CALIDAD DEL HORMIGÓN.** La resistencia a la compresión del pilote en el momento de su hincado no deberá ser menor a 35 MPa. Para los pilotes sometidos a ciclos de congelamiento y deshielo, o humedecimiento y secado, deberá utilizarse Hormigón con aire incorporado.

c) REFUERZO.

1. A menos que el propietario especifique otra cosa, los cables de preesforzado deberán espaciarse y tensionarse para proporcionar un esfuerzo de compresión uniforme sobre la sección transversal del pilote, después de pérdidas, no menor a 5 MPa.
2. Toda la longitud de los cables de preesforzado deberá rodearse con refuerzo en espiral como sigue
3. Para pilotes no mayores a 600 mm de diámetro:
 - I. Alambre en espiral no menor que W3.9,

- II. Refuerzo en espiral en los extremos de los pilotes, con un paso de 75 mm, por aproximadamente 16 vueltas,
- III. Los 150 mm superior del pilote con cinco vueltas de espiral adicionales, con un paso de 25 mm, y
- IV. Para el resto del pilote, los cables encerrados con refuerzo en espiral, con no más de 150 mm de paso.
- V. Para pilotes mayores de 600 mm de diámetro:
- VI. Espirales con alambre no menor a W4.0,
- VII. Refuerzo en espiral en los extremos del pilote con un paso de 50 mm por, aproximadamente, 16 vueltas,
- VIII. Los primeros 150 mm con cuatro vueltas adicionales de espiral, con un paso de 38 mm, y
- IX. Para el resto del pilote, los cables encerrados con refuerzo en espiral, con no más de 100 mm de paso.

Artículo 409. PILOTES VACIADOS IN SITU.

- a) Sólo podrá utilizarse pilotes vaciados en orificios perforados cuando las condiciones del suelo lo permitan.
- b) Las camisas para los pilotes vaciados *in situ* deberán tener suficiente espesor y resistencia para mantener la forma y no presentar distorsiones perjudiciales durante o después del hincado de las camisas adyacentes y una vez retirado el núcleo de hincado, si lo hubiere. Los documentos contractuales deberán estipular que cualquier diseño alternativo de las camisas deberá ser aprobado por el ingeniero antes de proceder al hincado.
- c) **DIMENSIONADO DE LOS PILOTES.**
 1. Los pilotes vaciados *in situ* podrán ser de sección uniforme, o podrán ser ahusados en cualquiera de sus tramos si son colados dentro de camisas, o podrán ser de fondo acampanado si son colados en orificios o pozos perforados.
 2. El área en la cabeza del pilote deberá ser, por lo menos, de 64.500 mm². El área de la sección transversal en la punta del pilote deberá ser de, por lo menos, 32.300 mm². Para las prolongaciones del pilote por encima de la cabeza, el tamaño mínimo deberá ser como se especifica en el Artículo 407 para pilotes prefabricados.
- d) **ACERO DE REFUERZO.**
 1. El área del refuerzo longitudinal no deberá ser menor al 0.8 por ciento de A_g , con refuerzo en espiral no menor que MW3.9, con un paso de 150 mm. El refuerzo se deberá prolongar 3 m por debajo del plano en el cual el suelo provee una restricción lateral adecuada.
 2. Las camisas de más de 3 mm de espesor podrán considerarse parte del refuerzo. En los ambientes corrosivos, al determinar la resistencia, deberá restarse, por lo menos, 1.5 mm del espesor de la camisa.

3. Para pilotes vaciados *in situ*, la distancia libre entre barras de refuerzo paralelas longitudinales, y paralelas transversales no deberá ser menor a cinco veces el tamaño del agregado máximo, o 125 mm, excepto como se anota en el Artículo 410 para requisitos sísmicos.

Artículo 410. REQUISITOS SISMICOS.

- a) **ZONA 1.** No es necesario considerar requisitos de diseño adicionales para la Zona Sísmica 1.

- b) **ZONA 2.**

4. GENERAL.

- I. Los pilotes para estructuras ubicadas en Zona Sísmica 2 podrán utilizarse para resistir cargas axiales y cargas laterales. La profundidad mínima embebida y las resistencias axial y lateral del pilote requeridas para cargas sísmicas deberán determinarse por medio de criterios de diseño establecidos mediante investigaciones geológicas y geotécnicas específicas del sitio de emplazamiento.
 - II. Los pilotes de Hormigón deberán anclarse a la zapata o cabezal embebiendo la armadura o mediante anclajes para desarrollar las fuerzas de levantamiento. La longitud embebida no deberá ser menor que la longitud de anclaje requerida para el refuerzo especificada en la Sección 2 del Capítulo XI del presente Título.
 - III. Los pilotes de tubos llenos de Hormigón deberán anclarse mediante barras de anclaje como se especifica en el Artículo 405, con una cuantía mínima de 0.01. Las barras de anclaje deberán embeberse, tal como se requiere para los pilotes de Hormigón. Los pilotes de madera y acero, incluyendo los pilotes sin relleno de Hormigón, deberán tener dispositivos de anclaje para desarrollar cualquier fuerza de levantamiento. La fuerza de levantamiento no deberá tomarse menor al 10 por ciento de la resistencia a la compresión axial mayorada del pilote.
5. **PILOTES VACIADOS IN SITU.** Para los pilotes vaciados *in situ* deberá proporcionarse refuerzo longitudinal en el extremo superior del pilote en una longitud no menor a un tercio de la longitud del pilote, ó 2.4 m, con una cuantía mínima de 0.005 proporcionada de, por lo menos, cuatro barras. Deberá proporcionarse refuerzo en espiral o estribos equivalentes, por lo menos de barras No. 3, con un paso no mayor que 225 mm, excepto que el paso no deberá ser mayor a 75 mm, en una longitud no menor que 600 mm ó 1.5 diámetros de pilote por debajo del refuerzo del cabezal, la que sea mayor. Ver Artículos 359 y Artículo 359 (AASHTO 5.10.11.3 y 5.10.11.4).
 6. **PILOTES PREFABRICADOS REFORZADOS.** Para los pilotes prefabricados de Hormigón reforzado el refuerzo longitudinal no deberá ser menor al 1.0 por ciento del área de la sección transversal, proporcionado, por lo menos, por cuatro barras. Se deberá proporcionar refuerzo en espiral o en estribos equivalentes, por lo menos igual a barras No. 3, con un paso no mayor a 225 mm, excepto que el paso no deberá ser mayor a 75 mm en una longitud de confinamiento no menor a 600 mm ó 1.5 diámetros de pilote por debajo del refuerzo del cabezal.
 7. **PILOTES PREFABRICADOS PREENFORZADOS.** Para los pilotes prefabricados de Hormigón preesforzado los estribos deberán satisfacer los requisitos para pilotes prefabricados, según se especifica en el Artículo 410b)6.

c) **ZONAS 3 Y 4.**

1. **GENERAL.** Además de los requisitos especificados para Zona Sísmica 2, los pilotes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4 deberán satisfacer los requisitos especificados aquí.
2. **LONGITUD DE CONFINAMIENTO.** En todos los pilotes el extremo superior deberá reforzarse y confinarse como una región de potencial formación de rótula plástica, excepto cuando se pueda establecer que no existe ninguna posibilidad de deflexión lateral significativa en el pilote. La región de potencial formación de rótula plástica deberá extenderse a partir del fondo del cabezal de los pilotes en una longitud no menor a 2.0 diámetros del pilote ó 600 mm. Si un análisis del puente y del sistema de pilotes indica que es posible que se forme una rótula plástica en un nivel inferior, la longitud de confinamiento con la armadura transversal especificada y un paso o separación menor, según se especifica en el Artículo 410, deberá prolongarse hasta dicho nivel.

CUANTIA VOLUMETRICA PARA EL CONFINAMIENTO. La cuantía volumétrica de refuerzo transversal dentro de la longitud de confinamiento deberá ser la correspondiente a columnas, según se especifica en el Artículo 359a)6.

3. **PILOTES VACIADOS IN SITU.** Para los pilotes vaciados *in situ* deberá proporcionarse refuerzo longitudinal en la totalidad de la longitud del pilote. En los dos tercios superiores del pilote, la cuantía de refuerzo longitudinal, proporcionada con no menos de cuatro barras, no deberá ser menor al 0.75 por ciento. Se deberá proporcionar refuerzo en espiral o estribos equivalentes, por lo menos de barras No. 3 con un paso o separación de 225 mm, excepto en los 1200 mm o dos diámetros del pilote superiores, donde la separación deberá ser de 75 mm y la cuantía volumétrica y detalles de los empalmes deberán satisfacer el Artículo 359a)6.
4. **PILOTES PREFABRICADOS.** Para los pilotes prefabricados el refuerzo en espiral no deberá ser menor que barras No. 3 con un paso o separación no mayor que 225 mm, excepto en los 1200 mm superiores, donde la separación deberá ser de 75 mm y la cuantía volumétrica y detalles de los empalmes deberán satisfacer el Artículo 359a)6.

CAPÍTULO XIV DISPOSICIONES PARA VARIOS TIPOS DE ESTRUCTURA

SECCIÓN 1 VIGAS

Artículo 411. GENERAL.

- a) Las disposiciones que se especifican aquí deberán aplicarse al diseño de vigas vaciadas *in situ* y prefabricadas, así como a vigas de sección rectangular, en I, en T, en T con aletas inferiores, en doble T y en cajón abierto o cerrado.
- b) Las vigas prefabricadas podrán resistir cargas temporales con o sin un tablero superpuesto. Si se coloca un tablero de Hormigón estructuralmente independiente, éste deberá actuar de forma compuesta con las vigas prefabricadas.

- c) El ancho de aleta considerado efectivo para flexión deberá ser el especificado en el Artículo 193 o en el Artículo 272.

Artículo 412. VIGAS PREFABRICADAS.

- a) **CONDICIONES ANTERIORES A LA PUESTA EN SERVICIO.** Las condiciones anteriores a la puesta en servicio de las vigas preesforzadas, para su transporte y montaje, serán responsabilidad del contratista.
- b) **DIMENSIONES MÁXIMAS.**
1. Las máximas dimensiones y peso de los elementos prefabricados en una fábrica externa a la obra deberán satisfacer las limitaciones locales para el transporte de cargas por carretera.
 2. En ninguna parte de una viga de Hormigón prefabricado el espesor deberá ser menor a:

I. aleta superior:	50 mm.
II. alma, no postensada:	125 mm.
III. alma, postensada:	165 mm.
IV. aleta inferior:	125 mm.
 3. Si los elementos prefabricados superan las longitudes transportables podrán utilizarse empalmes realizados en obra. Estos empalmes deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 419b).
- c) **DISPOSITIVOS DE IZAJE.** Si se prevé que habrá anclajes para los dispositivos de izaje vaciados en una cara de un elemento, que una vez terminada la estructura quedará a la vista o expuesta a materiales corrosivos, en los documentos contractuales deberá indicarse cualquier restricción con respecto a la ubicación de los dispositivos de izaje embebidos, la profundidad de retiro y el método para llenar las cavidades después del retiro. La profundidad de retiro no deberá ser menor que la profundidad del recubrimiento requerido para el acero de refuerzo.
- d) **DISEÑO DETALLADO.** Todos los detalles del refuerzo, conexiones, asientos de apoyo, accesorios o anclajes para diafragmas, recubrimiento de Hormigón, aberturas y tolerancias de fabricación y montaje deberán indicarse en los documentos contractuales. Para cualquier detalle que quede a criterio del Contratista, tal como los materiales o métodos de preesforzado, deberá exigirse la presentación y revisión de los planos de obra.
- e) **RESISTENCIA DEL HORMIGÓN.**
1. Para los Hormigóns de curado lento, para todas las combinaciones de cargas que ocurren luego de 90 días, podrá utilizarse la resistencia a la compresión a 90 días, siempre que el incremento de resistencia de la mezcla de Hormigón utilizada sea verificado mediante ensayos previos.
 2. Si se trata de Hormigón de densidad normal, la resistencia a 90 días de los Hormigóns de curado lento podrá estimarse como 115 por ciento de la resistencia especificada en los documentos contractuales.

Artículo 413. VIGAS PREFABRICADAS EMPALMADAS.

- a) **GENERAL.**

1. Estas disposiciones se aplican a vigas prefabricadas en segmentos que se unen o empalman longitudinalmente para formar vigas en la estructura final.
2. Los requisitos especificados aquí deberán complementar los indicados en otras secciones de estas Especificaciones, y deberán aplicarse para las estructuras de Hormigón diferentes a los puentes construidas por segmentos. Por lo tanto, puentes de vigas prefabricadas empalmadas no deberán considerarse construcción segmental para propósitos de diseño. Para casos de diseño especial, podrá usarse las disposiciones adicionales para construcción segmental encontradas en la Sección 2 del Capítulo XIV del presente Título y en otros Artículos en estas Especificaciones, cuando sea apropiado.
3. El método de construcción supuesto para el diseño deberá mostrarse en los documentos contractuales. Todos los apoyos requeridos antes del empalme de la viga deberán mostrarse en los documentos contractuales, incluyendo elevaciones y reacciones. La etapa de construcción durante la cual se retiran los apoyos temporales también deberá mostrarse en los documentos contractuales.
4. Los documentos contractuales deberán indicar métodos alternativos de construcción permitidos y las responsabilidades del contratista si se escogen dichos métodos. Cualquier cambio realizado por el contratista al método constructivo o al diseño deberá cumplir con los requisitos del Artículo 420.
5. Deberá tenerse en cuenta los esfuerzos debidas a cambios en el sistema estático, en particular, los efectos de la aplicación de carga a un sistema estructural y su remoción de un sistema estructural diferente. La redistribución de estos esfuerzos por flujo plástico deberán tenerse en cuenta y deberá considerarse las posibles variaciones en la tasa y la magnitud del flujo plástico.
6. Las superestructuras de vigas empalmadas que satisfacen todos los requisitos del estado límite de servicio de este Artículo podrán diseñarse como completamente continuas, en todos los estados límite, para cargas aplicadas después de que los segmentos de viga se han unido.
7. Las pérdidas de preesfuerzo en puentes de vigas prefabricadas empalmadas podrán estimarse empleando las disposiciones de la Sección 5 del Capítulo IX del presente Título, exceptuando las de puentes construidos segmentalmente. Deberán considerarse los efectos de la combinación de pretensado y postensado y de postensado por etapas.
8. Cuando se requiera, podrán estimarse los efectos del flujo plástico y de la retracción en puentes de vigas prefabricadas empalmadas, usando las disposiciones del Artículo 234, exceptuando las de puentes construidos segmentalmente.
9. Los puentes de vigas tablero prefabricadas, para los cuales parte o todo el tablero se vacía integralmente con la viga, podrán ser empalmados. Las estructuras empalmadas de este tipo, que tienen juntas longitudinales en el tablero entre cada viga tablero, deberán cumplir con los requisitos adicionales del Artículo 426.
10. Las vigas prefabricadas empalmadas podrán ser continuas para algunas cargas permanentes usando detalles para vigas prefabricadas, simplemente apoyadas, hechas continuas. En dichos casos, el diseño deberá cumplir con los requisitos aplicables del Artículo 414.

b) JUNTAS ENTRE SEGMENTOS.

1. **GENERAL.** Las juntas entre segmentos de viga deberán ser juntas de cierre vaciadas *in situ* o juntas ajustadas. Las juntas ajustadas deberán cumplir con los requisitos del Artículo 419b). La secuencia de colocación del Hormigón para las juntas de cierre y para el tablero deberá especificarse en los documentos contractuales.
2. **DETALLES DE LAS JUNTAS DE CIERRE.**
 - I. Los segmentos de vigas prefabricadas de Hormigón, con o sin losa vaciada *in situ*, podrán hacerse longitudinalmente continuos para cargas permanentes y transitorias, por medio de combinaciones de postensado y/o refuerzo cruzando las juntas de cierre.
 - II. El ancho de una junta de cierre entre segmentos de Hormigón prefabricado deberá permitir el empalme de las armaduras para las cuales el diseño requiere continuidad, así como la colocación de los empalmes de los ductos de postensado. El ancho de una junta de cierre no deberá ser menor a 300 mm, excepto para juntas ubicadas dentro de un diafragma, para la cual el ancho no deberá ser menor a 100 mm.
 - III. Si el ancho de la junta de cierre excede 150 mm, su sección de cuerda a compresión deberá reforzarse para confinamiento.
 - IV. Si la junta está ubicada en la luz, el refuerzo de alma, A_s , deberá ser el mayor de los refuerzos de las vigas adyacentes.
 - V. La cara de los segmentos prefabricados en las juntas de cierre deberá especificarse como intencionalmente rugosa, para exponer el agregado grueso, o con llaves de cortante, de acuerdo con el Artículo 419b).
3. **DETALLES DE JUNTAS AJUSTADAS.** Las juntas ajustadas para puentes de vigas prefabricadas empalmadas deberán detallarse de acuerdo con el Artículo 419b).
4. **DISEÑO DE JUNTAS.**
 - I. Deberán aplicarse los límites de esfuerzos para esfuerzos temporales del Hormigón en las juntas antes de pérdidas, especificados en el Artículo 324 en los puentes construidos segmentalmente en cada etapa de preesforzado (de pretensado o postensado). La resistencia del Hormigón en el momento en que se aplica el preesforzado deberá sustituirse por f_{ci} en los límites de esfuerzo.
 - II. Deberá aplicarse los límites de esfuerzos para los esfuerzos en el Hormigón en juntas en el estado límite de servicio después de pérdidas, especificados en el Artículo 325 para puentes construidos segmentalmente; estos límites de esfuerzos también deberán aplicarse para etapas de carga intermedias, con la resistencia del Hormigón, en el instante de la aplicación de la carga sustituida por f_c en los límites de esfuerzo.
 - III. Deberá aplicarse los factores de resistencia para juntas especificados en el Artículo 255b) para construcción segmental.
 - IV. La resistencia a compresión del Hormigón de las juntas de cierre, a una edad específica, deberá ser compatible con las limitaciones del esfuerzo de diseño.

c) DISEÑO DE SEGMENTOS DE VIGA.

1. Deberá aplicarse los límites de esfuerzos para esfuerzos temporales en los segmentos de viga, antes de pérdidas, especificados en el Artículo 324, excepto para puentes contruidos segmentalmente, en cada etapa de preesforzado (de pretensado o postensado) con la debida consideración de todas las cargas aplicables durante construcción. La resistencia del Hormigón en el instante en que la etapa del preesforzado se aplica deberá sustituirse por f_{ct} en los límites de esfuerzo.
2. Deberá aplicarse los límites de esfuerzo para los esfuerzos en el Hormigón de segmentos de viga en el estado límite de servicio, después de pérdidas, especificados en el Artículo 325, excepto para puentes contruidos segmentalmente. Estos límites de esfuerzo deberán también aplicarse para etapas intermedias de carga, con la resistencia del Hormigón en el momento de la aplicación de la carga sustituida por f_c , en los límites de esfuerzo.
3. Cuando los segmentos de viga se prefabrican sin refuerzo de preesforzado, deberá aplicarse las disposiciones del Artículo hasta que se aplique el postensionamiento.
4. Cuando se usen segmentos de viga de profundidad variable, deberá considerarse los efectos de la compresión inclinada.
5. Deberá considerarse el potencial de pandeo en secciones altas y delgadas del alma.

d) PREDIMENSIONADO.

1. El postensionamiento podrá aplicarse antes y/o después de la colocación del Hormigón del tablero. Podrá aplicarse parte del postensionamiento para proporcionar continuidad a la viga antes de la colocación del concreto del tablero, aplicando el resto después de la colocación del Hormigón del tablero.
2. Los documentos contractuales deberán requerir que todos los torones de postensionamiento sean rellenos completamente con mortero después de tensionarse.
3. Antes del llenado de los ductos de postensionamiento, deberá reducirse las propiedades de la sección transversal bruta, deduciendo el área de los ductos y de las áreas vacías alrededor de los acoples del torón.
4. El postensionamiento deberá mostrarse en los documentos contractuales de acuerdo con los requisitos del Artículo 418h).
5. Cuando los torones terminen en la parte superior de un segmento de viga, los documentos contractuales deberán requerir que las aberturas del ducto se protejan durante construcción para evitar acumulación de desechos y que se proporcione drenajes en los puntos bajos del torón.
6. En el caso de postensionado de etapas múltiples, los ductos drapeados para torones que se tensionarán antes que se vacie el Hormigón de la losa y que alcance la resistencia mínima especificada, f'_{ci} , no deberán ubicarse en la losa.
7. Cuando algunos o todos los torones de postensionado se tensionen después de que el Hormigón se vacía, deberá mostrarse en los planos contractuales indicaciones que satisfagan las disposiciones del Artículo 28 acerca de la mantenibilidad del tablero.

Artículo 414. PUENTES COMPUESTOS DE VIGAS PREFABRICADAS DE UNA SOLA LUZ QUE SE HACEN CONTINUAS. Para el diseño se seguirán los siguientes lineamientos:

a) GENERAL.

1. Las disposiciones de este Artículo deberán aplicarse a los estados límite de servicio y de resistencia, como se requiera.
2. Cuando se satisfagan los requisitos del Artículo 414, los puentes de luces múltiples, compuestos de vigas prefabricadas de una sola luz con diafragmas de continuidad vaciados entre los extremos de las vigas en apoyos interiores, podrán considerarse continuos para cargas colocadas sobre el puente después que los diafragmas de continuidad se hayan instalado y curado.
3. La conexión entre vigas en el diafragma de continuidad deberá diseñarse para todos los efectos que causen momento en la conexión, incluyendo momentos de restricción debidos a los efectos dependientes del tiempo, excepto como se permite en el Artículo 414.
4. Los requisitos especificados en el Artículo 414 complementan los requisitos de otras secciones de estas especificaciones para elementos de Hormigón completamente preesforzados que no son construidos segmentalmente.
5. Los puentes de luces múltiples compuestos de vigas prefabricadas con diafragmas de continuidad en los apoyos interiores, diseñados como una serie de luces simples, no requieren satisfacer los requisitos del Artículo 414.

b) MOMENTOS DE RESTRICCIÓN.

1. El puente deberá diseñarse para momentos por restricción que puedan desarrollarse debido a deformaciones dependientes del tiempo, o a otras deformaciones, excepto como se permite en el Artículo 414d).
2. Los momentos por restricción no deberán incluirse en ninguna combinación cuando el efecto del momento de restricción reduce el momento total.

c) PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

1. Las propiedades de flujo plástico a de retracción del Hormigón de la viga y las propiedades de retracción del Hormigón de la losa del tablero deberán determinarse de:
2. Ensayos del Hormigón usando las mismas proporciones y materiales que se usarán en las vigas y en la losa del tablero. Las medidas deberán incluir la tasa de cambio en el tiempo de estas propiedades, o.
3. Las disposiciones del 235.
4. Podrá considerarse el efecto de restricción del refuerzo sobre la retracción del Hormigón.

d) EDAD DE LA VIGA CUANDO SE ESTABLECE LA CONTINUIDAD.

1. La edad mínima de la viga prefabricada cuando se establece la continuidad deberá especificarse en los documentos contractuales. Esta edad deberá usarse para calcular los momentos por restricción debidos al flujo plástico y a la retracción. Si no se

especifica ninguna edad, deberá usarse un estimado razonable, pero conservador, del tiempo de establecimiento de la continuidad para todos los cálculos de momentos por restricción.

2. La siguiente simplificación podrá aplicarse si es aceptada por el Propietario y si los documentos contractuales requieren una edad mínima de la viga de, por lo menos, 90 días cuando se establece la continuidad:
 - I. Los momentos por restricción causados por flujo plástico y retracción de la viga y por retracción de la losa del tablero podrán tomarse iguales a cero.
 - II. No deberá requerirse el cálculo de los momentos por restricción.
3. Deberá proporcionarse una conexión de momento positivo con una resistencia de, M_n , no menor a $1.2 M_{cr}$, como se especifica en el Artículo 414i).
4. Para otras edades de continuidad, los parámetros de diseño relacionados con la edad deberán determinarse de la literatura, aprobados por el Propietario, y documentados en los documentos contractuales.

e) GRADO DE CONTINUIDAD EN LOS DIVERSOS ESTADOS LIMITE.

1. Se requiere conexión a momento positivo y negativo, como se especifica en el Artículo 414h) y i), para todos los diafragmas de continuidad, independientemente del grado de continuidad definido en este Artículo.
2. La conexión entre las vigas prefabricadas en un diafragma de continuidad deberá considerarse completamente efectiva si se satisface cualquiera de las siguientes condiciones:
 - I. El esfuerzo calculado en el fondo de la junta para la combinación de cargas permanentes impuestas, asentamiento, flujo plástico, retracción, 50 por ciento de la sobrecarga y gradiente de temperatura, si es aplicable, es de compresión.
 - II. Los documentos contractuales requieren que la edad de las vigas prefabricadas deberá ser de por lo menos 90 días cuando se establece la continuidad y se usan las simplificaciones de diseño del Artículo 414d).
3. Si la conexión entre las vigas prefabricadas en el diafragma de continuidad no satisface estos requisitos, la junta deberá considerarse parcialmente efectiva.
4. Las superestructuras con conexiones completamente efectivas en los apoyos interiores podrán diseñarse como estructuras completamente continuas para las cargas aplicadas después de que se establece la continuidad.
5. Las superestructuras con conexiones parcialmente efectivas en los apoyos interiores deberán diseñarse como estructuras continuas para las cargas aplicadas después de que se establece la continuidad, sólo para el estado límite de resistencia.
6. Podrá usarse las propiedades de la sección bruta compuesta, ignorando cualquier grieta del tablero, para el análisis como se especifica en el Artículo 181.
7. Si la resistencia a momento negativo de la sección en los apoyos interiores es menor que la cantidad total requerida, los momentos positivos de diseño en las luces adyacentes deberán aumentarse apropiadamente para cada estado límite investigado.

f) ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

1. Las vigas prefabricadas simplemente apoyadas hechas continuas deberán diseñarse para satisfacer los límites de esfuerzo del estado límite de servicio dados en la Sección 4 del Capítulo IX del presente Título. Para las combinaciones de carga de servicio que involucran carga de tráfico, los esfuerzos de tracción en miembros preesforzados deberán investigarse usando la combinación de carga de Servicio III en la TABLA 2.
2. En el estado límite de servicio después de pérdidas, cuando se desarrollan esfuerzos de tracción en la parte superior de las vigas cerca de los apoyos interiores, deberá aplicarse los límites de esfuerzo de tracción especificados en la TABLA 51, excepto para los puentes construidos segmentalmente. La resistencia especificada de compresión del Hormigón de la viga, f_c , deberá sustituirse por f_{ct} en las ecuaciones del límite de esfuerzo. Las combinaciones de carga de Servicio III deberán usarse para calcular los esfuerzos de tracción para estos sitios.
3. Alternativamente, la parte superior de las vigas prefabricadas en los apoyos interiores podrá diseñarse como miembros de Hormigón reforzado en el estado límite de resistencia. En este caso, no deberá aplicarse los límites de esfuerzo para el estado límite de servicio para esta región de la viga prefabricada.
4. La losa de tablero compuesta vaciada *in situ* no deberá someterse a los límites de esfuerzos de tracción para el estado límite de servicio después de pérdidas especificados en la TABLA 53.

g) ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA.

1. Las conexiones entre las vigas prefabricadas y el diafragma de continuidad deberán diseñarse para el estado límite de resistencia.
2. El refuerzo en la losa del tablero deberá dimensionarse para resistir los momentos negativos de diseño en el estado límite de resistencia.

h) CONEXIONES DE MOMENTO NEGATIVO.

1. El refuerzo en losas de tablero compuestas vaciadas *in situ*, en un puente de vigas prefabricadas de luces múltiples hechas continuas, deberá dimensionarse para resistir el momento negativo de diseño en el estado límite de servicio.
2. El refuerzo longitudinal usado para la conexión de momento negativo sobre un pilar interior deberá anclarse en regiones de la losa que están en compresión en estados límite de resistencia y deberá satisfacer los requisitos del Artículo 366c). La interrupción de este refuerzo deberá desfasarse. Podrá usarse todo el refuerzo longitudinal de la losa de tablero para la conexión de momento negativo.
3. Las conexiones de momento negativo entre las vigas prefabricadas en el diafragma de continuidad, o a través de él, deberán satisfacer los requisitos de la Sección 5 del Capítulo XI del presente Título. Estas conexiones deberán permitirse cuando el puente se diseña con una losa compuesta y deberá requerirse cuando el puente se diseña sin una losa de tablero compuesta. Deberá permitirse detalles adicionales de conexión si la resistencia y el comportamiento de estas conexiones se verifican por medio de análisis y de ensayos.
4. Los requisitos de la Sección 3 del Capítulo VII del presente Título deberán aplicarse al refuerzo de la losa del tablero y en conexiones de momento negativo en diafragmas de continuidad.

i) CONEXIONES DE MOMENTO POSITIVO.

1. GENERAL. Las conexiones de momento positivo en diafragmas de continuidad deberán hacerse con refuerzo desarrollado dentro de la viga y del diafragma de continuidad. Deberá permitirse tres tipos de conexiones:
 - I. Refuerzo dulce embebido en las vigas prefabricadas y desarrollado dentro del diafragma de continuidad.
 - II. Cables de pretensionamiento extendidos más allá del extremo de la viga y anclados dentro del diafragma de continuidad. Estos cables no deberán deshacerse en el extremo de la viga.
 - III. Cualquier detalle de conexión que el análisis, ensayos o la aprobación del Propietario muestre que proporciona una resistencia adecuada al momento positivo.
2. En Artículos subsecuentes se dan requisitos adicionales para conexiones hechas usando cada tipo de refuerzo.
3. La sección crítica para el desarrollo del refuerzo de momento positivo dentro del diafragma de continuidad deberá tomarse en la cara de la viga. La sección crítica para el desarrollo del refuerzo de momento positivo dentro de la viga prefabricada deberá considerar las condiciones en la viga, como se especifica en este Artículo para el tipo de refuerzo usado.
4. Los requisitos de la Sección 3 de capítulo VII del presente Título, excepto los del Artículo 271b), deberán aplicarse al refuerzo en las conexiones de momento positivo en los diafragmas de continuidad. Este refuerzo deberá dimensionarse para resistir la mayor de las siguientes condiciones, excepto cuando se use las simplificaciones de diseño del Artículo 414d):
 - I. El momento positivo por restricción, o
 - II. $0.6M_{cr}$.
5. El momento de agrietamiento M_{cr} deberá calcularse usando la Ec. 134 con las propiedades de la sección bruta compuesta para la viga y la anchura efectiva de la losa compuesta de tablero, si la hay, y las propiedades del Hormigón en el diafragma de continuidad.
6. Las vigas prefabricadas deberán diseñarse para cualesquiera momentos de restricción que se usen en el diseño. Cerca de los extremos de las vigas, deberá considerarse el efecto reducido de preesfuerzo dentro de la longitud de transferencia.

j) CONEXIÓN DE MOMENTO POSITIVO USANDO REFUERZO DULCE.

1. El anclaje de refuerzo dulce usado para conexiones de momento positivo deberá satisfacer los requisitos del Capítulo XI del presente Título y los requisitos adicionales de este Artículo. Cuando se añade refuerzo de momento positivo entre cables pretensionados, deberá considerarse la compactación del Hormigón y el refuerzo adherido.
2. La sección crítica para el desarrollo del refuerzo de momento positivo dentro de la viga prefabricada deberá considerar las condiciones en la viga. El refuerzo deberá desarrollarse más allá del borde interior del área de apoyo. El refuerzo también deberá detallarse de manera tal que, para los cables considerados para resistir momentos

positivos dentro del extremo de la viga, la deshaderencia de los cables no termina dentro de la longitud de desarrollo.

3. Cuando se usan barras múltiples para la conexión de momento positivo, la terminación del refuerzo deberá desfasarse en pares simétricos alrededor del eje de la viga prefabricada.

k) CONEXIÓN DE MOMENTO POSITIVO USANDO CABLE DE PRESFUERZO.

1. Los cables de pretensionamiento que no están deshaderidos en los extremos de la viga podrán extenderse dentro del diafragma de continuidad como refuerzo de momento positivo. Los cables extendidos deberán anclarse dentro del diafragma doblando los cables con un gancho de 90 grados o proporcionando una longitud de desarrollo como se especifica en la Sección 4 del Capítulo XI del presente Título.
2. El esfuerzo en el cable usado en el diseño, como función de la longitud total de cable, no deberá exceder:

Ec. 298

$$f_{psl} = \frac{(\ell_{dsh} - 203)}{0.840}$$

Ec. 299

$$f_{pul} = \frac{(\ell_{dsh} - 203)}{0.600}$$

Donde:

- ℓ_{dsh} longitud total del cable extendido (mm).
 f_{psl} Esfuerzo en el cable en el estado límite de servicio. Deberá suponerse sección agrietada (MPa).
 f_{pul} esfuerzo en el cable en el estado límite de resistencia (MPa).

3. Los cables deberán proyectarse por lo menos 200 mm de la cara de la viga antes de doblarse.

l) MOMENTO DE LA CONEXIÓN DE MOMENTO POSITIVO.

1. El refuerzo de momento positivo deberá colocarse con un patrón simétrico, o tan simétrico como sea posible, alrededor del eje de la sección transversal.
2. Deberá considerarse los aspectos de fabricación e izaje en el detallado del refuerzo de momento positivo en el diafragma de continuidad. El refuerzo que viene de vigas opuestas deberá detallarse para que se introduzca durante el izaje sin conflictos significativos. El refuerzo deberá detallarse para permitir la colocación de barras de anclaje y otro refuerzo en el diafragma de continuidad.

m) DIAFRAGMAS DE CONTINUIDAD.

1. El diseño de los diafragmas de continuidad en los apoyos interiores podrá basarse en la resistencia del Hormigón en las vigas prefabricadas.
2. Las vigas prefabricadas podrán embeberse dentro de los diafragmas de continuidad.

3. Si se pasa el refuerzo horizontal del diafragma a través de los huecos en la viga prefabricada o si se ancla en el elemento prefabricado, usando conectores mecánicos, el elemento prefabricado del extremo deberá diseñarse para resistir momentos positivos causados por las cargas muertas, cargas vivas, flujo plástico y retracción de las vigas, retracción de la losa del tablero, y los efectos de temperatura. El diseño de la viga del extremo deberá tener en cuenta el efecto reducido del preesfuerzo dentro de la longitud de transferencia.
4. Cuando los extremos de las vigas no están directamente opuestos entre sí, a través de un diafragma de continuidad, el diafragma tiene que diseñarse para transferir fuerzas entre las vigas. Los diafragmas de continuidad también deberán diseñarse para situaciones donde ocurre un cambio de ángulo entre vigas opuestas.

Artículo 415. VIGAS EN CAJON Y EN T VACIADAS INSITU.

a) ESPESOR DE ALETAS Y DE ALMA.

1. **ALETA SUPERIOR.**
 - I. El espesor de las aletas superiores que sirven como losa de tablero deberá ser:
 - II. Como se determina en la Sección 9;
 - III. Como se requiere para anclaje y recubrimiento para el preesforzado transversal, si se usa; y
 - IV. No menor a la luz libre entre filetes, cartelas, o almas dividida entre 20, a menos que se usen nervios transversales con un espaciamiento igual a la luz libre o que se proporcione preesforzado transversal.
2. **ALETA INFERIOR.**
 - I. El espesor de la aleta inferior no deberá ser menor que:
 - a. 140 mm;
 - b. la distancia entre filetes o almas de vigas no preesforzadas dividida por 16; o
 - c. la luz libre entre filetes, cartelas, o almas para vigas preesforzadas, dividida por 30, a menos.
3. **ALMA.**
 - I. El espesor de las almas deberá determinarse con los requerimientos para cortante, torsión, recubrimiento de Hormigón y colocación del Hormigón.
 - II. Los cambios en el espesor del alma de la viga deberán hacerse gradualmente en una distancia mínima de 12.0 veces la diferencia en espesor del alma.

b) REFUERZO.

1. **REFUERZO EN LA LOSA DEL TABLERO VACIADAS IN SITU PARA VIGAS T Y VIGAS CAJON.**

- I. El refuerzo en la losa de tablero de las vigas en cajón y doble T vaciadas *in situ* podrá determinarse utilizando el método de diseño tradicional o el método de diseño empírico especificado en la Sección 9.
- II. Si la losa de tablero no se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo un tercio de la capa inferior del refuerzo transversal de la losa de tablero deberá prolongarse hacia la cara exterior del alma exterior, y deberá anclarse mediante un gancho estándar a 90°. Si la losa se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo un tercio de la capa inferior de la armadura transversal deberá prolongarse hacia el sobresaliente de la losa y deberá tener un anclaje más allá de la cara exterior del alma con una resistencia no menor que la proporcionada por un gancho estándar.

c) REFUERZO EN LA LOSA INFERIOR DE VIGAS EN CAJON VACIADAS IN SITU.

- I. En la losa inferior deberá colocarse una armadura uniformemente distribuida con un área igual al 0.4 por ciento del área del borde, de forma paralela al tramo de la viga, en una sola capa o en dos capas. La separación de este refuerzo no deberá ser mayor a 450 mm.
- II. En la losa inferior deberá colocarse un refuerzo uniformemente distribuido con un área igual al 0.5 por ciento de la sección transversal de la losa, con base en la menor altura de la losa, de forma transversal a la longitud de las vigas principales. Este refuerzo deberá distribuirse en ambas superficies con una separación máxima de 450 mm. Todo el refuerzo transversal en la losa inferior deberá prolongarse hasta la cara exterior del alma exterior en cada grupo, y deberá anclarse mediante un gancho estándar a 90°.

**SECCIÓN 2
CONSTRUCCION SEGMENTAL**

Artículo 416. GENERAL.

- a) Los requisitos especificados aquí deberán complementar los indicados en otras secciones de estas Especificaciones, y deberán aplicarse para las estructuras de Hormigón que se diseñan para ser construidas por segmentos.
- b) Estos requisitos deberán aplicarse exclusivamente a las construcciones por segmentos de Hormigón de densidad normal.
- c) El método constructivo supuesto para el diseño deberá constar en los documentos contractuales. Los documentos contractuales también deberán indicar los apoyos temporales requeridos antes del momento en que la estructura, o un elemento de la misma, sea capaz de soportar su peso propio y las cargas aplicadas.
- d) Los documentos contractuales deberán especificar los métodos constructivos alternativos permitidos y las responsabilidades del contratista si este opta por utilizar estos métodos. Cualquier variación del método constructivo o diseño, realizada por el contratista, deberá satisfacer los requisitos del Artículo 420.

Artículo 417. ANALISIS DE LOS PUENTES CONSTRUIDOS POR SEGMENTOS.

- a) **GENERAL.** El análisis de los puentes construidos por segmentos deberá satisfacer los requisitos de la Sección 4 y los requisitos especificados aquí.

- b) **ANÁLISIS DE LA CONSTRUCCION.** Para el análisis de la estructura durante la etapa constructiva, las combinaciones de cargas, esfuerzos y consideraciones de estabilidad deberán ser como se especifica en el Artículo 418.
- c) **ANÁLISIS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEFINITIVO.**
1. El sistema estructural definitivo deberá analizarse para determinar la redistribución de las solicitaciones de la etapa constructiva, debida a las deformaciones internas y a los cambios de las condiciones de apoyo y en las restricciones, incluyendo los esfuerzos residuales acumuladas durante el proceso constructivo.
 2. Deberá investigarse las juntas en las vigas por segmentos convertidas en continuas mediante acero de postensionamiento no adherido, para determinar el efecto conjunto de la fuerza axial, momento y cortante que podrán ocurrir simultáneamente en la junta. Estas solicitaciones, la abertura de la junta y la superficie de contacto restante entre los elementos deberán determinarse por consideración global de las deformaciones unitarias y totales. Deberá suponerse que la fuerza cortante se transmite exclusivamente a través del área de contacto.

Artículo 418. DISEÑO.

CARGAS. Además de las cargas especificadas en la Sección 3, deberá considerarse las cargas constructivas especificadas en el Artículo 418a) a c).

a) **CARGAS DURANTE LA CONSTRUCCION.**

1. Las cargas y condiciones constructivas supuestas en el diseño y que determinan las dimensiones de las secciones, deflexiones y requisitos de refuerzo y/o pretensado deberán indicarse en los documentos contractuales como máximos admisibles. Además de las cargas de montaje, cualquier apoyo o restricción temporal requeridos deberán definirse en términos de magnitud o incluir como parte del diseño.
2. Deberán especificarse las fuerzas de cierre admisibles causadas por la corrección de desviaciones. Deberá considerarse debidamente los efectos de cualquier variación del esquema estructural estático durante la construcción y la colocación, modificación o retiro de los apoyos temporales para equipos especiales, teniendo en cuenta las solicitaciones residuales, deformaciones y cualquier solicitación inducida por las deformaciones.
3. Deberá considerarse las siguientes cargas constructivas:
 - I. DC = peso de la estructura soportada (N).
 - II. $DIFF$ = carga diferencial: aplicable sólo a la construcción por voladizos equilibrados; tomar como 2 por ciento de la carga permanente aplicada a un voladizo (N).
 - III. DW = carga permanente sobrepuesta (N) o (N/mm).
 - IV. CLL = sobrecarga constructiva distribuida: una tolerancia que considera diversos elementos de la planta, maquinaria y otros equipos, además del equipo de montaje especializado principal; se toma como $4.8 \cdot 10^{-4}$ MPa multiplicado por el área de tablero; en la construcción por voladizos esta carga se toma como $4.8 \cdot 10^{-4}$ en un voladizo y como $2.4 \cdot 10^{-4}$ MPa en el otro en los puentes contruidos por el método de lanzamiento por tramos esta carga se podrá despreciar (MPa).

- V. CEQ = equipo de construcción especializado: carga de los camiones que entregan los segmentos y cualquier equipo especial, incluyendo los encofrados deslizantes, grúa pórtico para el lanzamiento de los tramos, viga y malacate, pórtico o cualquier estructura auxiliar similar y las cargas máximas aplicadas a la estructura por el equipo durante el izaje de los segmentos (N).
- VI. IE = carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción (N).
- VII. CLE = carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción (N).
- VIII. U = desequilibrio de los segmentos: efecto de cualquier segmento fuera de equilibrio u otra condición no habitual, según corresponda; se aplica fundamentalmente a la construcción por voladizos equilibrados, pero podrá abarcar cualquier secuencia de izaje poco habitual que normalmente no es una característica primaria del sistema constructivo genérico (N).
- IX. WS = carga de viento horizontal sobre las estructuras de acuerdo con los requisitos de la Sección 3 (MPa).
- X. WE = carga de viento horizontal sobre los equipos; tomar como $4.8 \cdot 10^{-3}$ MPa por la superficie expuesta (MPa).
- XI. WUP = fuerza de levantamiento del viento sobre un voladizo: $2.4 \cdot 10^{-4}$ MPa por el área del tablero para construcción por voladizos equilibrados aplicada solamente a uno de los lados, a menos que un análisis de las condiciones locales o la configuración de la estructura indiquen lo contrario (MPa).
- XII. A = peso estático del segmento prefabricado que se manipula (N).
- XIII. AI = respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado u otra aplicación brusca de una carga estática que se deberá sumar a la carga permanente; se toma como 100 por ciento de la carga A (kN).
- XIV. CR = efectos del flujo plástico de acuerdo con el Artículo 418e).
- XV. SH = retracción de acuerdo con el Artículo 418e).
- XVI. T = efectos térmicos: sumatoria de los efectos debidos a la variación uniforme de la temperatura TU y a los gradientes de temperatura TG (grados).

b) COMBINACIONES DE CARGAS DE CONSTRUCCION EN EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

1. Los esfuerzos en los estados límites de servicio deberán determinarse como se especifica en la TABLA 59, para la cual se aplican las siguientes notas:
 - I. Nota 1: equipos que no están funcionando,
 - II. Nota 2: montaje normal, y
 - III. Nota 3: equipos en movimiento.
2. Los límites de esfuerzos deberán satisfacer a Sección 4 del Capítulo IX del presente Título.

3. La distribución y aplicación de las cargas individuales de montaje correspondientes a una fase de la construcción deberán seleccionarse de manera que produzcan los efectos más desfavorables. El esfuerzo de compresión del hormigón debido a las cargas constructivas no deberá ser mayor que $0.50 f_c$, siendo f_c el esfuerzo de compresión en el instante de aplicación de las cargas.
4. Los esfuerzos de tracción en el Hormigón, debidos a las cargas constructivas, no deberán ser mayores que los valores especificados en la TABLA 59, excepto que para las estructuras con uniones Tipo A, en las cuales menos del 60 por ciento de su capacidad de torones es proporcionada por torones internos, los esfuerzos de tracción no deberán ser mayores a $0.25\sqrt{f'_c}$. Los requisitos de la TABLA 59 deberán aplicarse a las subestructuras postensionadas verticalmente. Los requisitos de la TABLA 59 no deberán aplicarse a la construcción de subestructuras vaciadas in situ que soportan superestructuras segmentales.

TABLA 59
FACTORES DE CARGA Y LIMITES PARA LA TENSION DE TRACCION PARA LAS COMBINACIONES DE CARGAS CONSTRUCTIVAS.

Combinación de carga	FACTORES DE CARGA														LIMITES DE TENSION				Ver Nota	
	Carga Muerta			Carga Viva			Carga de Viento			Otras Cargas				Cargas de suelo		Tensión a la flexión		Tensión Principal		
	DC	DIFF	U	CLL	IE	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	WA	EH EV ES	Excluyendo "Otras cargas"	Incluyendo "Otras cargas"	Excluyendo "Otras cargas"		Incluyendo "Otras cargas"
a	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{70}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	—
b	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{70}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	—
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{70}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	—
d	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	γ_{70}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	1
e	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{70}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	2
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{70}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	3

c) **COMBINACIONES DE CARGAS DE CONSTRUCCION EN LOS ESTADOS LIMITES DE RESISTENCIA.** La resistencia mayorada de un elemento deberá determinarse usando los factores de resistencia especificados en el Artículo 255b) y las combinaciones de carga especificadas en el Artículo 418c)1 y 2.

1. SUPERESTRUCTURAS.

Para solicitaciones máximas:

Ec. 300

$$\Sigma\gamma Q = 1.1(DC + DIFF) + 1.3(CEQ + CLL) + A + AI$$

Para solicitaciones mínimas:

Ec. 301

$$\Sigma\gamma Q = DC + CEQ + A + AI$$

2. SUBSTRUCTURAS.

- I. Deberán aplicarse las combinaciones de carga de Resistencia I, III, y V de la TABLA 2. Las cargas *CLL* y *WE* deberán incluirse y usarse en lugar de *LL* y *WL* , respectivamente.
- II. Las combinaciones de carga de construcción también deberán incluir las combinaciones de carga de la Ec. 300 y Ec. 301. La amplificación por respuesta dinámica deberá aplicarse a elementos de la subestructura por encima de la pila perforada o zapata, incluyendo la conexión entre la columna y la cimentación.

d) EFECTOS TERMICOS DURANTE CONSTRUCCION.

1. Deberá considerarse los efectos térmicos que puedan ocurrir durante la construcción del puente.
2. Los documentos contractuales deberán especificar las variaciones de la temperatura de colocación para los apoyos y juntas de expansión.

e) FLUJO PLASTICO Y RETRACCIÓN .

1. El coeficiente de flujo plástico C_t deberá determinarse de acuerdo con el Artículo 234 o mediante ensayos. Deberán calcularse los esfuerzos para la redistribución de los esfuerzos de restricción desarrollados por flujo plástico y retracción, basados en el cronograma constructivo supuesto, según lo indicado en los documentos contractuales.
2. Para determinar las fuerzas de postensados finales, deberán calcularse las pérdidas de preesfuerzo correspondientes al cronograma indicado en los documentos contractuales.

f) PERDIDAS DE FUERZA DE PREESFUERZO. Deberá aplicarse las disposiciones de la Sección 5 del Capítulo IX del presente Título.

g) DUCTOS Y ANCLAJES PROVISIONALES DE POSTENSADO.

1. **GENERAL.** Deberán considerarse disposiciones para ajustar la fuerza de preesforzado con el fin de compensar las pérdidas inesperadas que pudieran ocurrir durante la construcción o después de la misma, las cargas permanentes futuras, y la limitación del agrietamiento y las deformaciones. Si estos ajustes se estiman necesarios, deberán satisfacerse los requisitos especificados aquí.
2. **PUENTES CON DUCTOS INTERNOS.**
 - I. Para los puentes con ductos internos, deberá proporcionarse capacidad de anclaje y ductos provisionales para los torones de momento negativo y positivo, simétricamente alrededor del eje del puente, para considerar un aumento de la fuerza de postensionado durante la construcción original. La potencial fuerza provisional total de los anclajes y ductos de momento positivo y de momento negativo no deberá ser menor al 5 por ciento de las fuerzas totales de postensionado de momento positivo y negativo, respectivamente.
 - II. Los anclajes para la fuerza de preesforzado provisional deberán distribuirse uniformemente a intervalos de tres segmentos a lo largo del puente.
 - III. Deberá proporcionarse por lo menos un ducto vacío por alma. Para los puentes continuos no es necesario utilizar capacidad de anclaje y ductos provisionales para

momento positivo para 25 por ciento de la longitud del tramo a cada lado de los apoyos de las pilas.

- IV. Cualquier ducto provisional no utilizada para ajustar la fuerza de preesforzado deberá inyectarse en el mismo momento que los demás ductos del tramo.

3. **PREVISION DE AJUSTES PARA CARGAS PERMANENTES O FUTURAS DEFLEXIONES.** Deberá tomarse medidas para el acceso y la fijación de los anclajes, aberturas pasantes, y bloques de desviación a fin de permitir la futura adición de torones externos no adheridos, protegidos contra la corrosión, ubicados dentro de la sección en cajón, simétricamente con respecto al eje del puente, para una fuerza de postensionado por lo menos igual al 10 por ciento de la fuerza de postensionado de momento positivo y momento negativo

h) PRESENTACION DEL PROGRAMA Y LOS PLANOS.

1. Los documentos contractuales deberán incluir la descripción de un método de construcción con base en el cual se basa el diseño. Los planos de construcción deberán detallarse de acuerdo con las disposiciones de las *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, Sección 10, "Preesforzado".
2. La sección transversal del Hormigón deberá dimensionarse para acomodar un sistema supuesto de postensionamiento, de acero de refuerzo, y de todos los demás artículos embebidos. La sección transversal de Hormigón deberá también acomodar tamaños de anclajes comparables de sistemas de postensionamiento competitivos, a menos que se anote de otra forma en los planos.

i) DIMENSIONES Y DETALLES DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGA EN CAJON.

1. ESPESOR MINIMO DE ALETA.

- I. Los espesores de las aletas superior e inferior no deberán ser menores que ninguno de los siguientes valores:
 - a. $1/30$ de la longitud libre entre almas o acartelamientos. Una dimensión menor requeriría nervios transversales con una separación igual a la longitud libre entre almas o acartelamientos.
 - b. El espesor de la aleta superior no deberá ser menor a 225 mm en las zonas de anclaje si se utiliza postensado transversal, ni menor que 200 mm fuera de las zonas de anclaje o para las losas preesforzadas.
- II. Si la luz libre entre almas o acartelamientos es mayor o igual a 4.5 m deberá utilizarse postensado o pretensado transversal. El diámetro de los cables utilizados para el preesforzado transversal deberá ser menor o igual a 12.7 mm.

2. ESPESOR MINIMO DE ALMAS.

- I. Deberá aplicarse los siguientes valores mínimos, con las excepciones especificadas aquí:
 - a. Almas sin torones de postensionado longitudinal o vertical – 200 mm.

- b. Almas con torones de postensionado longitudinal (o vertical) solamente – 300 mm.
 - c. Almas con torones de postensionado longitudinal y vertical – 375 mm.
- II. El espesor mínimo de las almas nervuradas podrá tomarse como 175 mm.
3. **LONGITUD DEL VOLADIZO DE LA ALETA SUPERIOR.** La longitud en voladizo de la aleta superior, medida a partir del eje del alma, no deberá ser mayor a 0.45 veces la longitud interior de la aleta superior, medida entre los ejes de las almas.
 4. **DIMENSIONES TOTALES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.** Las dimensiones totales de la sección transversal de una viga en cajón no deberán ser menores que las requeridas para limitar la deflexión debida a la sobrecarga, más las cargas de impacto, calculada usando el momento centroidal de inercia de la sección bruta y el módulo de elasticidad secante, a 1/1000 del tramo. La sobrecarga deberá consistir en todos los carriles de circulación totalmente cargados y ajustada según el número de carriles cargados, como se especifica en el Artículo 67c). La sobrecarga deberá considerarse uniformemente distribuida entre todos los elementos longitudinales solicitados a flexión.
 5. **RECUBRIMIENTOS.** Deberá garantizarse recubrimientos mínimos en todos los tableros de puentes expuestos a ciclos de congelamiento y deshielo y a aplicación de compuestos químicos anticongelantes. La autoridad competente deberá considerar proporcionar protección adicional contra la penetración de cloruros. Para todos los tipos de puentes construidos por segmentos (prefabricados y vaciados in situ) se recomienda proporcionar esta protección adicional agregando, por lo menos, 38 mm de recubrimiento de Hormigón o, alternativamente, una membrana impermeable con recubrimiento bituminoso. La autoridad competente podrá exigir materiales y técnicas de colocación específicas estipuladas por la práctica local.
- j) DISEÑO SISMICO.**
1. El diseño de las superestructuras por segmentos con conexiones resistentes a momento entre las columnas y la superestructura deberá considerar las fuerzas de articulación inelástica de las columnas, de acuerdo con el Artículo 112c). Las superestructuras de puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4, con conexiones resistentes a momento entre las columnas y la superestructura, deberán reforzarse con detalles dúctiles para resistir las demandas de flexión longitudinal y transversal producidas por la articulación plástica de las columnas.
 2. Las uniones entre segmentos deberán proporcionar capacidad para transferir las demandas sísmicas.
 3. El acero de preesforzado de la superestructura deberá diseñarse para permanecer por debajo de la fluencia para la combinación de carga muerta y demanda sísmica. El esfuerzo en el acero de preesforzado podrá calcularse por medio de un análisis detallado de momento vs. curvatura, calculando el esfuerzo en el acero de preesforzado adherido por medio de compatibilidad de deformaciones, calculando la sección y el esfuerzo en el acero de preesforzado no adherido usando la compatibilidad global de desplazamientos entre las secciones adheridas de torones ubicados dentro de la luz.

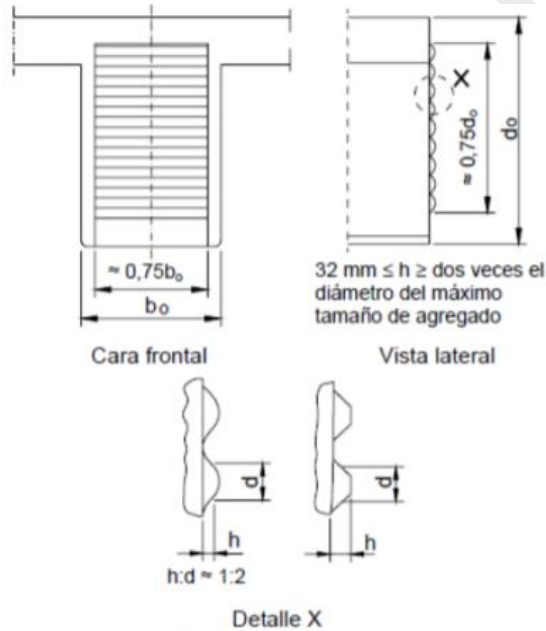
Artículo 419. TIPOS DE PUENTES SEGMENTALES.

- a) **GENERAL.** Los puentes diseñados para superestructuras colocadas por segmentos deberán satisfacer los requisitos especificados aquí, con base en el método de vaciado del Hormigón y en los métodos de montaje utilizados.

b) **DETALLES PARA LONSTRUCCION PREFABRICADA.**

1. La resistencia a la compresión del Hormigón de los segmentos prefabricados no deberá ser menor a 17 MPa antes de retirar los encofrados. Además, los segmentos deberán tener una madurez equivalente a 14 días a 21°C antes de colocarlos en la estructura.
2. En las almas de los puentes construidos con segmentos prefabricados deberá haber múltiples conectores de cortante de pequeña amplitud en uniones machimbradas; estos conectores deberán extenderse en la mayor parte posible del alma, manteniendo la compatibilidad con los otros detalles. Los detalles de los conectores de cortante en las almas deberán ser similares a los ilustrados en la FIGURA 70.
3. También deberá proporcionarse conectores de cortante en las losas superior e inferior. Los conectores en las losas superior e inferior podrán ser grandes conectores de un único elemento.

FIGURA 70
EJEMPLO DE CONECTORES DE CORTANTE DE PEQUEÑA AMPLITUD



4. Las juntas en los puentes construidos por segmentos prefabricados deberán ser cierres vaciados in situ o uniones ajustadas.
5. En los puentes construidos por segmentos prefabricados con torones de postensionado internos y en los puentes ubicados en áreas sujetas a temperaturas de congelamiento o productos químicos anticongelantes, se deberá utilizar juntas adheridas.
6. Un sistema de preesforzado temporal deberá proporcionar por lo menos un esfuerzo de compresión de 0.21 MPa y un esfuerzo promedio de 0.28 MPa a través de la junta, hasta que la resina epoxi haya curado.

c) **DETALLES PARA CONSTRUCCION VACIADA IN SITU.**

1. Deberá especificarse que las juntas entre segmentos vaciados *in situ* deberán tener

una rugosidad intencional que exponga los agregados gruesos, o que tengan conectores.

2. El ancho de las juntas de cierre deberá permitir el acoplamiento de los ductos de los torones.
3. Deberá proporcionarse diafragmas en los estribos, pilas, juntas articuladas y puntos de quiebre de la aleta inferior en las estructuras con acartelamientos rectos. Los diafragmas deberán ser macizos en las pilas y estribos, excepto por las aberturas de acceso y para colocación de tuberías para servicios. Los diafragmas deberán tener, por lo menos, la anchura requerida por el diseño, con un vuelo mínimo sobre los apoyos no menor a 150 mm.

d) CONSTRUCCION POR VOLADIZOS.

1. Los requisitos especificados aquí deberán aplicarse a la construcción por voladizos prefabricados y a la construcción por voladizos vaciados *in situ*.
2. Los torones longitudinales podrán anclarse en las almas, en la losa, o en tacos para anclajes que sobresalen del alma o de la losa. En cada segmento deberán anclarse por lo menos dos torones longitudinales.
3. En la porción en voladizo de la estructura deberá investigarse el vuelco durante el montaje. El factor de seguridad contra el vuelco no deberá ser menor a 1.5 bajo ninguna combinación de cargas, según se especifica en el Artículo 418b). La velocidad mínima del viento para los análisis de estabilidad durante el montaje deberá ser igual a 90 km/h, a menos que mediante análisis o registros meteorológicos se obtenga una mejor estimación de la velocidad del viento.
4. Deberá anclarse torones de continuidad, por lo menos, un segmento más allá del punto en el cual teóricamente son requeridos para los esfuerzos.
5. Las longitudes de los segmentos supuestas en el diseño deberán mostrarse en los planos. Cualquier cambio propuesto por el Contratista deberá ser soportado por medio de reanálisis de la construcción y el cálculo de los esfuerzos finales.
6. El peso de la formaleta deslizante supuesto en los cálculos de los esfuerzos y de las contraflechas deberá expresarse en los planos.

e) CONSTRUCCION POR TRAMOS.

1. En el diseño de puentes construidos tramo por tramo deberá considerarse los esfuerzos constructivos acumulados debido a los cambios del sistema estructural a medida que progresa la construcción.
2. Deberá considerarse los esfuerzos debidas a los cambios del sistema estructural, en particular, los efectos de la aplicación de una carga a un sistema y a su retiro de otro sistema diferente. Deberá tenerse en cuenta la redistribución de tales esfuerzos mediante flujo plástico, y las posibles variaciones de la velocidad y magnitud del flujo.

f) CONSTRUCCION POR LANZADOS INCREMENTALES.

1. **GENERAL.**

- I. En todas las etapas de lanzamiento los esfuerzos no deberán superar los límites especificados en la Sección 4 del Capítulo IX del presente Título para elementos con refuerzo adherido a través de la junta y de torones internos.
- II. Deberá tomarse medidas para resistir las fuerzas de fricción en la subestructura durante el lanzamiento, y para soportar la superestructura, si la estructura se lanza sobre una pendiente. Para determinar las fuerzas de fricción críticas deberá suponerse que la fricción sobre los apoyos de lanzamiento varía entre 0 y 4 por ciento, cualquiera sea el valor que resulte más crítico. El valor superior se podrá reducir a 3.5 por ciento si durante la construcción se monitorean las deformaciones de las pilas y las fuerzas del gato utilizado para el lanzamiento.

2. SOLICITACIONES DEBIDAS A LAS TOLERANCIAS CONSTRUCTIVAS.

- I. Las solicitaciones debidas a las siguientes tolerancias constructivas admisibles deberán superponerse a las solicitaciones resultantes de las cargas gravitacionales:
 - a. En la dirección longitudinal entre dos apoyos adyacentes 5 mm.
 - b. En la dirección transversal entre dos apoyos adyacentes 2.5 mm.
 - c. Entre el área de fabricación y los equipos de lanzamiento, en la dirección longitudinal y transversal 2.5 mm.
 - d. Desviación lateral en el exterior de las almas 2.5 mm.
- II. La fuerza horizontal que actúa en las guías laterales de los apoyos de lanzamiento no se deberá tomar menor al 1 por ciento de la reacción de apoyo vertical.
- III. Para los esfuerzos durante la construcción, la mitad de las solicitaciones debidas a las tolerancias constructivas y la mitad de las solicitaciones debidas a la temperatura, de acuerdo con el Artículo 418, deberán superponerse con las solicitaciones debidas a las cargas gravitatorias. Los esfuerzos de tracción en el Hormigón debidos a los momentos combinados no deberán ser mayor a $0.58\sqrt{f_c}$

3. DETALLES DE DISEÑO.

- I. Las pilas y los diafragmas de la superestructura en las pilas deberán diseñarse para permitir el tensionado de la superestructura durante todas las etapas de lanzamiento y la instalación de los apoyos permanentes. Deberá considerarse las fuerzas de fricción durante el lanzamiento.
- II. Deberá investigarse los esfuerzos locales que podrán desarrollarse en la parte inferior del alma durante el lanzamiento. Deberá satisfacerse los siguientes requisitos:
 - a. Las placas de lanzamiento deberán ubicarse a una distancia no menor que 75 mm a partir del exterior del alma,
 - b. El recubrimiento de Hormigón entre el intradós y los ductos de preesfrozado no deberá ser menor a 150 mm, y
 - c. Deberá investigarse las presiones de apoyo en la esquina alma/intradós y los efectos de los ductos no inyectadas y cualquier excentricidad entre el punto donde se intersecan los ejes del alma y la losa inferior y el eje del apoyo.

- III. Los torones rectos requeridos para el lanzamiento deberán ubicarse en las losas superior e inferior de las vigas cajón, y en el tercio inferior del alma de las vigas en T. En una junta de construcción no deberán acoplarse más del 50 por ciento de los torones. Los anclajes y ubicaciones para los torones rectos deberán diseñarse para la resistencia del Hormigón en el momento del tensionamiento.
- IV. Las caras de las juntas de construcción deberán tener conectores de corte o superficie con una rugosidad mínima de 6 mm. Deberá proporcionarse refuerzo no preesforzado adherido longitudinal y transversalmente en todas las superficies de Hormigón a través de la junta y en una distancia de 2.1 m a cada lado de la junta. El refuerzo mínimo deberá ser equivalente a barras No. 4 con una separación de 125 mm.

4. DISEÑO DE EQUIPOS DE CONSTRUCCION.

- I. Si los documentos contractuales indican los equipos por utilizar para el lanzamiento por tramos, el diseño de estos equipos deberá incluir, aunque no deberá limitarse a, las siguientes características:
 - a. Las tolerancias constructivas en la superficie de deslizamiento en la parte inferior de la nariz de lanzamiento deberán limitarse a las correspondientes a la superestructura, como se especifica en el Artículo 419f)2.
 - b. Deberá investigarse la introducción de las reacciones de apoyo en la nariz de lanzamiento con respecto a su resistencia, estabilidad deformación.
 - c. Los apoyos de lanzamiento deberán diseñarse de manera tal que puedan compensar desviaciones locales de la superficie de deslizamiento de hasta 2 mm, mediante deformación elástica.
 - d. El equipo de lanzamiento deberá dimensionarse considerando la fricción de acuerdo con el Artículo 419f)1 y el gradiente real de la superestructura.
 - e. El equipo de lanzamiento deberá diseñarse de manera que se garantice que una falla de la energía eléctrica no cause el deslizamiento no controlado de la superestructura.
 - f. El coeficiente de fricción entre el Hormigón y las superficies de acero perfilado endurecido del equipo de lanzamiento deberá tomar alrededor del 60 por ciento en el estado límite de servicio, y la fricción deberá ser el 30 por ciento mayor que las fuerzas generadas durante el lanzamiento.
- II. Los encofrados para las superficies de deslizamiento, por debajo y por fuera del alma, deberán ser resistentes al desgaste y suficientemente rígidos para asegurar que su deflexión durante el vaciado no sea mayor a 2 mm.

Artículo 420. USO DE METODOS ALTERNATIVOS DE CONSTRUCCION.

- a) Cuando los documentos contractuales así lo estipulen, podrá permitirse que el Contratista elija métodos constructivos alternativos y un esquema de postensado modificado apropiado para el método constructivo elegido.
- b) En este caso, el Contratista deberá presentar un análisis estructural que documente que las fuerzas de postensado y las excentricidades indicadas en los planos satisfacen todos los requisitos de las especificaciones de diseño. Si se requiere postensado adicional durante alguna etapa de la construcción o por algún otro motivo, deberá demostrarse que los

esfuerzos en las secciones críticas de la estructura definitiva satisfacen los requisitos sobre esfuerzos admisibles indicados en las especificaciones de diseño.

- c) Se permite retirar el postensado temporal para lograr dichas condiciones. Se permite utilizar armadura adicional no preesforzada para las diferentes etapas de la construcción. Todos los materiales adicionales requeridos durante las diferentes etapas de la construcción deberán ser proporcionados por el Contratista sin costo alguno para el Propietario.
- d) Podrá incluirse requisitos de ingeniería de valor agregado en los requisitos especiales del contrato, que permitan métodos constructivos alternativos que requieran un rediseño total de la estructura definitiva. Los costos de ingeniería del Contratista para la preparación del diseño de valor agregado y los costos de ingeniería del Propietario para la verificación del diseño se consideran parte del costo del rediseño de la estructura.
- e) Ninguna propuesta de ingeniería alternativa deberá modificar la separación de las pilas, su alineación, el aspecto exterior del Hormigón ni las dimensiones, excepto en aquellos casos en los cuales los documentos contractuales específicamente permitan tales cambios.
- f) Para la ingeniería alternativa o de valor agregado, el Contratista deberá proporcionar un conjunto completo de cálculos de diseño y documentación técnica revisada. El diseño alternativo deberá ser preparado por un Profesional de la Ingeniería con experiencia en el diseño de puentes por segmentos. Al aceptar el nuevo diseño alternativo, el Profesional de la Ingeniería responsable por el nuevo diseño se convierte en el nuevo Diseñador o Ingeniero Responsable.

Artículo 421. SUBESTRUCTURAS DE LOS PUENTES POR SEGMENTOS.

a) REQUISITOS GENERALES.

- 1. El diseño de las pilas y estribos deberá satisfacer los requisitos de la Sección 11 y los requisitos de la presente sección. Deberá considerarse las cargas, momentos y cortantes de montaje impuestos a las pilas y estribos por el método constructivo indicado en los documentos contractuales.
- 2. Deberá indicarse los apoyos y arriostramientos auxiliares requeridos. Sin embargo, las pilas construidas con segmentos rectangulares prefabricados deberán diseñarse de acuerdo con el Artículo 281. El área de refuerzo longitudinal no preesforzado, discontinuo, podrá ser como se especifica en el Artículo 421c).

b) COMBINACIONES DE CARGAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN. Para las subestructuras por segmentos deberá calcularse los esfuerzos de tracción durante la construcción para las combinaciones de cargas aplicables de la TABLA 59.

c) REFUERZO LONGITUDINAL DE LAS PILAS CONSTRUIDAS CON SEGMENTOS RECTANGULARES HUECOS PREFABRICADOS. El área mínima de refuerzo longitudinal no preesforzado discontinuo en las pilas construidas con segmentos rectangulares huecos prefabricados deberá satisfacer los requisitos de refuerzo de retracción y temperatura especificados en la Sección 8 del Capítulo X del presente Título.

**SECCIÓN 3
ARCOS**

Artículo 422. GENERAL DEFINICIONES. La forma de un arco deberá seleccionarse con el objetivo de minimizar la flexión bajo el efecto combinado de las cargas permanentes y temporales.

Artículo 423. NERVIOS DE LOS ARCOS.

- a) La estabilidad en el plano de la(s) nervadura(s) de los arcos deberá investigarse utilizando un módulo de elasticidad y un momento de inercia apropiado para la combinación de cargas y momento en dicha(s) nervadura(s).
- b) En lugar de un análisis más riguroso, la longitud efectiva de pandeo podrá estimarse como el producto entre la longitud de la mitad de la luz del arco y el factor especificado en la TABLA 28.
- c) Para el análisis de las nervaduras de los arcos podrá aplicarse los requisitos del Artículo 183b). Si se utiliza la corrección aproximada para momento de segundo orden especificada en el Artículo 183b)3, podrá calcularse un módulo secante a corto plazo estimado con base en una resistencia igual a $0.40 f_c$, como se especifica en el Artículo 235.
- d) Las nervaduras de los arcos deberán reforzarse como elementos solicitados a compresión. El refuerzo mínimo igual al 1 por ciento del área bruta de Hormigón deberá distribuirse uniformemente en la sección de la nervadura. Deberá proporcionarse refuerzo de confinamiento como el requerido para las columnas.
- e) Los muros de aleta [spanrel walls] sin relleno de más de 7.5 m de altura deberán arriostrarse mediante contrafuertes o diafragmas.
- f) Los muros de aleta deberán tener juntas de expansión. Deberá proporcionarse refuerzo de temperatura correspondiente a la separación de las juntas.
- g) El muro de aleta deberá unirse en el arranque.
- h) El relleno del muro de aleta deberá tener un drenaje efectivo. Deberán proporcionarse filtros para impedir que los drenes se taponen con material fino.

SECCIÓN 4 SUPERESTRUCTURAS DE LOSAS

Artículo 424. SUPERESTRUCTURAS DE LOSAS MACIZAS VACIADAS IN SITU.

- a) Las losas vaciadas in situ reforzadas longitudinalmente podrán tener refuerzo convencional o refuerzo preesforzado, y podrán utilizarse como puentes de losa o como losa superior de una alcantarilla.
- b) La distribución de la sobrecarga podrá determinarse mediante un análisis bidimensional o como se especifica en el Artículo 190. Las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el Artículo 190 podrán considerarse satisfactorios desde el punto de vista del cortante.
- c) Deberá proporcionarse vigas de borde como se especifica en el Artículo 647.
- d) Deberá colocarse refuerzo transversal de distribución en la parte inferior de todas las losas, excepto en las losas superiores de alcantarillas o losas de puente, si la altura del relleno sobre la losa es mayor a 600 mm. La cantidad de refuerzo transversal inferior podrá determinarse

mediante un análisis bidimensional, o la cantidad de refuerzo de distribución podrá tomarse como el porcentaje del esfuerzo principal requerido para momento positivo de la siguiente manera.

- e) Para construcciones de Hormigón armadas longitudinalmente:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

Ec. 302

- f) Para construcciones pretensadas longitudinalmente:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \frac{f_{pe}}{410} \leq 50\%$$

Ec. 303

donde:

- L Longitud del vano (m).
 f_{pe} Esfuerzo efectivo en el acero de preesforzado después de pérdidas (MPa).

- g) El refuerzo transversal de retracción y temperatura en la parte superior de las losas deberá satisfacer los requisitos de la Sección 8 del Capítulo X del presente Título.

Artículo 425. SUPERESTRUCTURAS DE LOSAS ALIGERADAS VACIADAS IN SITU.

a) DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.

1. Las superestructuras de losas aligeradas vaciadas *in situ* podrán postensarse longitudinal y transversalmente
2. Para el caso de vacíos circulares, la separación entre los centros de los vacíos no deberá ser menor que la altura total de la losa, y el mínimo espesor de Hormigón tomado en el eje del vacío perpendicular a la superficie exterior no deberá ser menor a 140 mm.
3. Para el caso de vacíos rectangulares, la anchura transversal del vacío no deberá ser mayor a 1.5 veces la altura del vacío, el espesor del alma entre los vacíos no deberá ser menor al 20 por ciento de la altura total del tablero, y el mínimo espesor de Hormigón sobre los vacíos no deberá ser menor a 175 mm.
4. La altura de la aleta inferior deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 413a).
5. Si los vacíos satisfacen estos requisitos dimensionales y si la relación de vacíos determinada con base en el área de la sección transversal no es mayor al 40 por ciento, la superestructura podrá analizarse como si fuera una losa, usando los requisitos del Artículo 190 o un análisis bidimensional para placas isotropas.
6. Si la relación de vacíos es mayor al 40 por ciento, la superestructura deberá tratarse como una construcción celular y deberá analizarse como:
 - I. Un cajón monolítico de múltiples celdas, como se especifica en la TABLA 30, Tipo d,
 - II. Una placa anisótropa, o

III. Un continuo tridimensional.

b) MINIMO NUMERO DE APOYOS.

1. Las columnas podrán enmarcarse en la superestructura, o podrán utilizarse apoyos simples para los apoyos internos de las estructuras continuas. En los extremos deberá utilizarse, por lo menos, dos apoyos.
2. La rotación transversal de la superestructura no deberá ser mayor al 0.5 por ciento, en los estados límites de servicio.

c) **SECCIONES MACIZAS EN LOS EXTREMOS.** En cada uno de los extremos de un tramo deberá proporcionarse una sección maciza de, por lo menos, 900 mm de longitud, pero esta longitud no deberá ser menor al 5 por ciento de la longitud del tramo. Las zonas de anclaje postensadas deberán satisfacer los requisitos especificados en la Sección 9 del Capítulo X del presente Título. En ausencia de un análisis más refinado, las secciones macizas del tablero podrán analizarse como una viga transversal que distribuye las fuerzas a los apoyos del puente y a los anclajes de postensionamiento.

d) REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO.

1. Para las losas aligeradas que satisfacen los requisitos del Artículo 425a), no es necesario combinar las solicitaciones globales y locales debidas a las cargas de rueda. La aleta superior de un tablero con vacíos rectangulares podrá analizarse y diseñarse como una losa con marco o se podrá diseñar usando los requisitos del procedimiento empírico especificado la Sección 2 del capítulo VII del Título VII.
2. La parte superior de la losa sobre vacíos circulares formados con moldes de acero deberá postensionarse transversalmente. En el mínimo espesor del Hormigón, la precompresión media, luego de todas las pérdidas, según lo especificado en la Sección 5 del Capítulo IX del presente Título, no deberá ser menor a 3.5 MPa. Si se aplica postensionamiento transversal no es necesario proporcionar refuerzo adicional en el Hormigón sobre los vacíos circulares.
3. El refuerzo transversal de retracción y temperatura en la parte inferior de la losa aligerada deberá satisfacer los requisitos de la Sección 8 del Capítulo X del presente Título

e) **ZONAS COMPRIMIDAS EN AREAS DE MOMENTO NEGATIVO.** En las pilas internas, la parte de la sección transversal solicitada a compresión podrá considerarse como una columna horizontal y podrá reforzarse como tal.

f) **DRENAJE DE LOS VACIOS.** Deberá proporcionarse un drenaje adecuado para los vacíos de acuerdo con los requisitos del Artículo 49.

Artículo 426. PUENTES CON TABLEROS PREFABRICADOS.

a) GENERAL.

1. Podrán proporcionarse unidades prefabricadas de Hormigón adyacentes entre sí en la dirección longitudinal y unir las transversalmente de manera que formen un sistema de tablero. Las unidades prefabricadas de Hormigón podrán ser continuas exclusivamente para cargas temporales o para cargas permanentes y temporales. La continuidad entre

vanos, si se proporciona, deberá satisfacer los requisitos del Artículo 414f).

2. Si no se proporciona un recubrimiento de Hormigón estructural, el espesor mínimo del Hormigón deberá ser de 90 mm en la parte superior de los elementos con vacíos circulares y 140 mm en todos los demás elementos.

b) JUNTAS CON TRANSFERENCIA DE CORTANTE.

1. Los elementos longitudinales prefabricados podrán unirse transversalmente mediante un conector de cortante de no menos de 175 mm de profundidad. Para fines de análisis, las juntas con transferencia de cortante podrán modelarse como articulaciones.
2. La junta deberá llenarse con mortero sin retracción que posea una resistencia a la compresión mínima de 35 MPa a las 24 horas.
3. **REQUISITOS GENERALES.** Los elementos longitudinales prefabricados podrán unirse entre sí mediante postensado transversal, capas de cierre vaciadas in situ, un recubrimiento estructural, o una combinación de estos elementos.
4. **DISEÑO.** Los tableros con juntas con transferencia de flexión y cortante deberán modelarse como placas continuas, excepto que no se deberá utilizar el procedimiento de diseño empírico de la Sección 2 del Capítulo VII del Título VII. Las uniones deberán diseñarse como elementos solicitados a flexión, satisfaciendo los requisitos del Artículo 414h).
5. **POSTENSADO.** El postensado transversal deberá distribuirse uniformemente en la dirección longitudinal. Podrá dejarse bloques para facilitar el empalme de los ductos de postensado. La altura comprimida de la junta no deberá ser menor a 175 mm, y el esfuerzo de preesforzado en la misma, luego de todas las pérdidas, no deberá ser menor a 1.7 MPa.
6. **JUNTAS DE CONSTRUCCION LONGITUDINAL.**
 - I. Las juntas longitudinales de construcción entre elementos de Hormigón a flexión deberán consistir en una llave llena con mortero sin retracción que alcance una resistencia a la compresión de 35 MPa en 24 horas. La profundidad de la llave no deberá ser menor a 120 mm.
 - II. Si los elementos se postensan entre sí transversalmente, podrá suponerse que las aletas superiores actúan como una losa monolítica. Sin embargo, no es aplicable el diseño empírico de losas especificado en la Sección 2 del Capítulo VII del Título VII.
 - III. La cantidad de preesfuerzo transversal podrá determinarse por medio del método de la franja o análisis bidimensional. El preesfuerzo transversal, después de pérdidas, no deberá ser menor a 1.7 MPa a través de la llave. En el último metro en el extremo libre, deberá duplicarse el preesfuerzo transversal requerido.
7. **JUNTA DE CIERRE VACIADA INSITU.**
 - I. El Hormigón de la capa de cierre deberá tener una resistencia comparable a la de los elementos prefabricados.
 - II. El ancho de la junta longitudinal deberá ser suficiente para permitir el desarrollo del refuerzo en la junta, pero en ningún caso la anchura de la unión deberá ser menor a 300 mm.

8. **RECUBRIMIENTO ESTRUCTURAL.** Si se utiliza recubrimiento estructural para cumplir una distribución de cargas mejorada, según lo especificado en el Artículo 189b) y 0, el espesor del recubrimiento de Hormigón estructural no deberá ser menor a 115 mm. Deberá proporcionarse una capa de refuerzo isótropa de acuerdo con los requisitos del Artículo 348. A la superficie superior de los elementos prefabricados se le deberá imprimir una rugosidad intencional.

SECCIÓN 5 REQUISITOS ADICIONALES PARA ALCANTARILLAS

Artículo 427. REQUISITOS GENERALES. Los aspectos del diseño de alcantarillas relacionados con el suelo se especifican en la Sección 12.

Artículo 428. DISEÑO A FLEXION. Deberá aplicarse los requisitos del Capítulo VII del presente Título.

Artículo 429. DISEÑO CORTANTE DE LAS LOSAS DE LAS ALCANTARILLAS EN CAJON.

- a) Deberá aplicarse los requisitos del Capítulo VIII del presente Título, a menos que este artículo los modifique. Para las losas de alcantarillas en cajón bajo 600 mm o más de relleno, la resistencia al corte V_c se podrá calcular como:

Ec. 304

$$V_c = \left(0.178\sqrt{f'_c} + 32 \frac{A_s V_u d_e}{bd_e M_u} \right) bd_e$$

- b) Pero V_c no deberá ser mayor que $0.332\sqrt{f'_c}bd_e$.

Donde:

- A_s área del acero de las armaduras en el ancho de diseño (mm²)
 D_e altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el centroide de la fuerza de tracción en el refuerzo traccionado (mm)
 V_u cortante debido a las cargas mayoradas (kN)
 M_u momento debido a las cargas mayoradas (kN m)
 B ancho de diseño, normalmente tomado igual a la unidad (mm)

- c) Solamente para las alcantarillas en cajón de una sola celda, para las losas que forman marcos monolíticos con las paredes no es necesario tomar V_c menor a y para $0.0948\sqrt{f'_c}bd_e$ ($0.25\sqrt{f'_c}bd_e$) las losas simplemente apoyadas no es necesario tomar V_c menor a $0.207\sqrt{f'_c}bd$.
- d) El valor $V_u d_e / M_u$ no deberá tomarse mayor a 1.0, siendo M_u el momento mayorado que actúa simultáneamente con V_u en la sección considerada.
- e) Para las losas de alcantarillas en cajón debajo de menos de 600 mm de relleno y para las paredes laterales deberá aplicarse los requisitos del Capítulo VIII y el Artículo 402.

TÍTULO VI ESTRUCTURAS DE ACERO

CAPÍTULO I ALCANCE

Artículo 430. ALCANCE.

- a) Esta sección abarca el diseño de componentes de acero, empalmes y conexiones para estructuras de vigas rectas o curvadas horizontalmente pórticos, armaduras y arcos, sistemas atirantados y colgantes, y sistemas de tablero metálico, según sea aplicable.
- b) Estas provisiones aplican para puentes con superestructuras formadas por vigas longitudinales curvas horizontalmente, formadas por perfiles tipo I o cajón de una celda con radios superiores a (30.5m). Las excepciones a este límite deberán basarse en una evaluación exhaustiva del puente bajo consideración, en concordancia con los fundamentos estructurales básicos.
- c) En el apéndice C6 se presenta un breve resumen para el diseño puentes vigas de acero.

CAPÍTULO II DEFINICIONES

1. **Acción de campo tensionado.** El comportamiento de un panel de viga sometido a cortante en el cual se desarrollan esfuerzos diagonales a tensión en el alma y fuerzas a compresión en los rigidizadores transversales de manera análoga a una armadura tipo Pratt.
2. **Acción de palanca.** Acción que se desarrolla en conexiones cuya línea de aplicación de la carga es excéntrica al eje del perno, causando deformación en los elementos de la conexión y una amplificación de la fuerza axial en el perno.
3. **Acción inelástica.** una condición en la que la deformación no se recupera totalmente después del retiro de la carga que la produce.
4. **Agarre de un perno.** Distancia entre la tuerca y la cabeza del perno.
5. **Aleta compacta.** Para una sección compuesta en flexión negativa o una sección no compuesta, una aleta sometida a compresión con arriostamiento discretizado con una esbeltez igual o menor de la cual la aleta podrá sostener suficientes deformaciones tal que se consiga la máxima resistencia potencial a la flexión, antes de que el pandeo local de la aleta tenga una influencia estadísticamente significativa sobre la respuesta, garantizando que los requisitos de arriostamiento lateral son suficientes para desarrollar la máxima resistencia potencial a la flexión.
6. **Aleta con arriostamiento continuo.** Una aleta embebida en concreto o anclada mediante conectores de cortante para la cual los efectos de pandeo lateral no necesitan ser considerados. Una aleta continuamente arriostrada sometida a compresión también se supone que no está sujeta a pandeo local o pandeo lateral torsional.
7. **Aleta con arriostamiento discreto.** Una aleta apoyada lateralmente por arriostamientos a

intervalos discretos suficientes para impedir la deformación lateral de la aleta y la torsión de la sección transversal completa en los puntos de arriostramiento.

8. **Aleta de una sección en cajón.** Una aleta que está conectada a dos almas. La aleta podrá ser una placa plana no rigidizada, una placa rigidizada o una placa plana con concreto reforzado unido a la placa por medio de conectores de corte.
9. **Aleta esbelta.** Para una sección compuesta en flexión negativa o una sección no compuesta, una aleta a compresión con arriostramiento discretizado con una esbeltez igual o mayor a aquella en la que la resistencia nominal a flexión gobierna el pandeo local elástico de la aleta, cumpliendo suficientemente los requisitos de arriostramiento lateral.
10. **Aleta no compacta.** Para una sección compuesta en flexión negativa o una sección no compuesta, una aleta a compresión con arriostramiento discretizado con una esbeltez igual o menor al límite al cual los esfuerzos residuales en la aleta a compresión tienen un efecto estadísticamente significativo sobre la resistencia nominal a la flexión al inicio de la fluencia en ambas aletas de la sección transversal.
11. **Aleta que controla.** La aleta superior o inferior para la menor sección de un empalme que tenga la máxima relación entre el esfuerzo elástico a flexión en la mitad de su espesor, debido a las cargas mayoradas, y su resistencia a flexión reducida por su correspondiente factor de resistencia.
12. **Aleta que no controla.** La aleta opuesta a la que controla en un punto de empalme.
13. **Alma compacta.** Para una sección compuesta en flexión negativa o una sección no compuesta, un alma con una esbeltez igual o menor que garantice que la sección podrá alcanzar una resistencia máxima a la flexión igual al momento plástico antes de que el pandeo por flexión del alma tenga una influencia estadísticamente significativa en la respuesta, garantizando que la resistencia del acero, su ductilidad, su esbeltez de aleta y/o los requisitos de arriostramiento lateral son suficientemente satisfechos.
14. **Alma esbelta.** Para una sección compuesta en flexión negativa o una sección no compuesta, un alma con una esbeltez igual o mayor que aquella en la que el esfuerzo teórico elástico de pandeo lateral a flexión se produce en el alma antes de alcanzarse la resistencia a la fluencia en la aleta en compresión.
15. **Alma no compacta.** Para una sección compuesta en flexión negativa o una sección no compuesta, un alma que satisface los requisitos de resistencia del acero con una esbeltez igual o menor al límite al cual no ocurre pandeo elástico local teórico para esfuerzos en el rango elástico, calculado de acuerdo a la teoría de vigas, y que es menor que el límite de la resistencia a flexión nominal.
16. **Análisis de bifurcación.** Un análisis utilizado para determinar la carga de pandeo o bifurcación
17. **Análisis de primer orden.** Análisis en el que las condiciones de equilibrio se formulan sobre la estructura no deformada, es decir, el efecto de las deflexiones no se considera en la definición de las ecuaciones de equilibrio.
18. **Análisis de segundo orden.** Análisis en el que las condiciones de equilibrio se determinan sobre la estructura deformada, es decir, en el que se utiliza la posición deformada de la estructura para formular las ecuaciones de equilibrio.
19. **Ancho efectivo.** El ancho reducido de una placa o losa de concreto el cual, suponiendo una distribución de esfuerzos uniforme, produce el mismo efecto en el comportamiento de un elemento estructural que el ancho real de la placa con su distribución de tensión no uniforme.
20. **Análisis elástico.** Es la determinación de los efectos de la carga en elementos y conexiones

suponiendo que la respuesta esfuerzo/deformación del material es lineal y la deformación del material desaparece una vez retirada la fuerza que la produjo.

21. **Análisis plástico.** Determinación de los efectos de carga en los elementos y conexiones basada en la suposición de que el comportamiento es rígido-plástico, es decir, que el equilibrio se cumpla en toda la estructura y la fluencia no se exceda en ningún lugar. Podrá ser necesario considerar los efectos de segundo orden.
22. **Ángulo de esviaje.** El ángulo entre el eje del apoyo y una línea perpendicular al eje longitudinal del puente, es decir, una inclinación de cero grados denota un puente rectangular.
23. **Arco atirantado.** Un arco en el que el empuje horizontal del arco es resistido por un tirante horizontal.
24. **Arco verdadero.** Un arco cuyo empuje horizontal es resistido por una fuerza externa provista por su cimentación.
25. **Área neta efectiva.** El área neta modificada para tener en cuenta el efecto de retraso por cortante.
26. **Arriostramiento lateral.** Una armadura colocada en un plano horizontal entre dos vigas en I o dos aletas de una viga tubular armada para mantener la geometría de la sección transversal, y proporcionar rigidez adicional y estabilidad al sistema del puente.
27. **Arriostramiento transversal.** Una armadura transversal que conecta componentes adyacentes longitudinales sometidos a flexión o dentro de una sección tubular o cajón cerrado utilizada para transferir y distribuir las cargas verticales y laterales y para proporcionar estabilidad a las aletas en compresión. A veces se utiliza también el término diafragma.
28. **Arriostramiento transversal.** Arriostramiento vertical entre elementos de celosía.
29. **Arrugamiento del alma.** La falla local de una placa de alma en la proximidad inmediata de una carga concentrada o reacción en un apoyo debida a la compresión transversal inducida por esta carga.
30. **Barra de ojo.** Un elemento de tensión con sección rectangular y extremo agrandado para realizar una conexión articulada.
31. **Bifurcación.** El fenómeno por el cual un miembro o componente idealmente recto o plano sometido a compresión podrá tomar una posición deformada o permanecer sin deformarse, o un miembro idealmente recto sometido a flexión podrá deformarse y torcerse fuera de su plano o permanecer en su posición deformada en su plano.
32. **Borde del filete.** Punto de terminación de una soldadura de filete o del filete de una sección laminada.
33. **Carga crítica.** La carga a la que se produce la bifurcación determinada por medio de un análisis teórico de estabilidad.
34. **Carga de colapso.** La carga que podrá soportar un elemento estructural o la estructura justo antes de que la falla se manifieste.
35. **Carga de pandeo.** La carga con la que un miembro o componente idealmente recto sometido a compresión toma una posición deformada.
36. **Carga mayorada.** El producto de la carga nominal y un factor de carga.
37. **Cargas de servicio.** Son las cargas esperadas que serán soportadas por la estructura bajo su uso normal.

38. **Categorías para diseño a fatiga.** Un grupo de componentes y detalles de unión que tienen esencialmente la misma resistencia a la fatiga.
39. **Columna compuesta.** Un miembro estructural sometido a compresión que podrá consistir en perfiles estructurales embebidos en concreto, o en un tubo de acero relleno de concreto, diseñado para responder a los efectos de una fuerza como una unidad.
40. **Componente.** Parte constitutiva de una estructura.
41. **Componente de arriostamiento lateral.** Un componente utilizado de forma individual o como parte de un sistema de arriostamiento lateral para evitar el pandeo de los componentes y/o de resistir cargas laterales.
42. **Conector de cortante.** Un dispositivo mecánico que evita movimientos relativos tanto normales como paralelos a una interfaz.
43. **Conexión.** Una soldadura o conjunto de pernos que transfiere esfuerzos normales y / o esfuerzos cortantes de un elemento a otro.
44. **Conjunto de un perno.** El perno, la tuerca(s), y la arandela(s).
45. **Criterio de fluencia de Von Mises.** Una teoría que establece que la acción inelástica en un punto bajo una combinación de esfuerzos comienza cuando la energía de deformación de distorsión por unidad de volumen es igual a la energía de deformación de distorsión por unidad de volumen en una barra simple sometida a tracción y esforzada hasta el límite elástico bajo un estado de esfuerzo uniaxial. Esta teoría también se llama teoría de máxima energía de deformación de distorsión. De acuerdo con esta, la fluencia por cortante se produce a 0.58 veces el esfuerzo de fluencia.
46. **Deformación de endurecimiento por deformación.** Para los aceros estructurales que tienen una región plástica plana o casi plana en la curva esfuerzo-deformación, es el valor de la deformación al inicio del endurecimiento por deformación.
47. **Deformación permanente.** Un tipo de acción inelástica en la cual la deformación permanece en un componente o sistema después de que la carga se retira.
48. **Deformación plástica.** La diferencia entre la deformación total y la deformación elástica.
49. **Diafragma.** Un elemento transversal sólido orientado verticalmente que conecta componentes adyacentes longitudinales sometidos a flexión o dentro de una sección cajón cerrada o sección tubular para transferir y distribuir las cargas verticales y laterales y para proporcionar estabilidad a las aletas en compresión.
50. **Distancia de los pernos al borde.** La distancia perpendicular a la línea de la fuerza entre el centro de una perforación y el borde del componente.
51. **Distancia de los pernos al extremo.** La distancia a lo largo de la línea de fuerza entre el centro de un agujero y el borde del componente.
52. **Distancia libre de los pernos al extremo.** Distancia entre el borde de una perforación de un perno y el borde del elemento.
53. **Distancia libre entre pernos.** La distancia entre bordes de perforaciones de pernos adyacentes.
54. **Distorsión de la sección transversal.** Modificación de la forma del perfil de la sección transversal debido a la carga torsional.

55. **Efecto de carga.** Momento, cortante, fuerza axial o torsión inducidos en un elemento por las cargas aplicadas a la estructura.
56. **Eje fuerte.** El eje centroidal respecto al cual el momento de inercia es máximo.
57. **Eje mayor.** El eje centroidal respecto al cual el momento de inercia es máximo; también llamado como el eje principal mayor.
58. **Elástico.** Es la respuesta estructural en la cual el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación por unidad de longitud y no hay deformación permanente una vez se retira la carga.
59. **Elasto-Plástico.** Es una curva esfuerzo-deformación idealizada del material que varía linealmente desde el punto de cero deformaciones y cero esfuerzos hasta el punto de fluencia del material, y luego aumenta en deformación al valor del esfuerzo de fluencia sin ningún nuevo incremento en el esfuerzo.
60. **Elemento no rigidizado.** Un elemento plano sometido a compresión con un elemento unido fuera de su plano a lo largo de uno de sus bordes y paralelo a la dirección de la carga.
61. **Elemento rigidizado.** Un elemento plano sometido a compresión con elementos unidos fuera de su plano a lo largo de ambos bordes y paralelos a la dirección de la carga.
62. **Elemento secundario.** Un elemento para el cual su esfuerzo no es evaluado en el análisis normalmente.
63. **Empalme.** Un grupo de conexiones pernadas, o una conexión soldada, suficiente para transferir el momento, la fuerza cortante, axial, o torsión entre dos elementos estructurales unidos en sus extremos para formar un solo elemento más largo.
64. **Empalme en una cuerda.** Una conexión entre dos miembros no continuos de una cuerda en una estructura tipo armadura, que podrá estar contenida por una placa de unión o darse donde no existe tal placa.
65. **Encofrado permanente.** Elementos de metal o de concreto prefabricado que permanecen en su sitio después de finalizada la construcción.
66. **Endurecimiento por deformación.** Fenómeno en el que el acero dúctil, después de someterse a una deformación considerable igual o mayor que el punto de fluencia, tiene la capacidad de resistir una carga sustancialmente mayor a la que causó la fluencia inicial.
67. **Entramado.** Las placas o barras para conectar componentes de un miembro.
68. **Esfuerzo a través del espesor.** Esfuerzo de flexión en un alma o aleta de un cajón inducida por la distorsión de la sección transversal.
69. **Esfuerzo cortante torsional.** Esfuerzo de cortante inducido por la torsión de St. Venant.
70. **Esfuerzo de alabeo.** Esfuerzo normal inducido en la sección transversal por la torsión de alabeo y/o por la distorsión de la sección transversal.
71. **Esfuerzo neto de tensión.** La suma algebraica de dos o más esfuerzos en los cuales la resultante es de tensión.
72. **Esfuerzos de flexión lateral.** El esfuerzo normal causado por flexión lateral de la aleta.

73. **Esfuerzo de redistribución.** El esfuerzo de flexión resultante del momento de redistribución.
74. **Esfuerzo residual.** Los esfuerzos que permanecen en un elemento o componente sin carga después de que se ha formado por doblado en frío, y/o enfriamiento después de la laminación o soldadura.
75. **Estado límite.** Una condición en la que un componente o estructura no es apto para cumplir su función o se considera inseguro. Los límites de funcionalidad estructural incluyen la rotura frágil, colapso plástico, deformación excesiva, durabilidad, fatiga, inestabilidad y capacidad de servicio.
76. **Estribo.** Un soporte del extremo de la superestructura para un puente.
77. **Factor de forma.** Es la relación entre el momento plástico y el momento de fluencia, o la relación entre el módulo plástico de la sección y el módulo elástico de la sección.
78. **Factor de longitud efectiva.** La relación entre la longitud efectiva y la longitud no arriostrada del elemento medida entre los centros de gravedad de los miembros de arriostramiento.
79. **Fatiga.** La iniciación y/o la propagación de grietas debidas a la variación repetitiva de un esfuerzo normal de tensión.
80. **Fatiga inducida por carga.** Efectos de la fatiga debidos a esfuerzos en el plano para los cuales se diseñan los componentes y sus detalles explícitamente.
81. **Fatiga inducida por distorsión.** Los efectos de fatiga debido a esfuerzos secundarios normalmente no cuantificados en el análisis típico y el diseño de un puente.
82. **Flexión biaxial.** Flexión Simultánea de un elemento o componente sobre dos ejes perpendiculares.
83. **Flexión con curvatura doble.** Una condición de deformación en la que los momentos extremos de un elemento provocan que el elemento tome una forma de S.
84. **Flexión con curvatura simple.** Una forma deformada de un elemento en el que el centro de curvatura está en el mismo lado del elemento a lo largo de la longitud no soportada.
85. **Flexión lateral de la aleta.** Flexión de una aleta sobre un eje perpendicular al de la placa de la aleta debida a cargas laterales aplicadas a la aleta y/o torsión no uniforme en el elemento.
86. **Flujo de cortante.** Fuerza cortante por unidad de ancho que actúa paralela al borde de un elemento de placa.
87. **Fuerza.** Resultante de la distribución de esfuerzos sobre un área determinada. Término genérico que significa cargas axiales, momentos flexionantes, torsiones y cortantes.
88. **Gramil.** La distancia entre líneas adyacentes de pernos. La distancia desde la parte posterior de un ángulo u otro perfil a la primera línea de pernos.
89. **Inestabilidad.** Una condición alcanzada en el proceso de carga de un componente o estructura en la que la deformación continuada resulta en una disminución de la capacidad de resistencia a la carga.
90. **Ingeniero.** Un ingeniero estructural con licencia, responsable del diseño del puente o la revisión de la construcción del puente.
91. **Lámina.** Un producto laminado plano, cuyo espesor está entre 0.15 y 6.35 mm.
92. **Longitud compacta no arriostrada.** Para una sección compuesta en flexión negativa o una sección

no compuesta, la longitud no arriostrada límite de una aleta sometida a compresión con arriostramiento discretizado igual o menor que aquella con la podrá conseguirse la máxima resistencia a la flexión potencial antes de que el pandeo lateral tenga una influencia estadísticamente significativa en la respuesta, garantizando que los requisitos de esbeltez de la aleta son suficientemente satisfechos para desarrollar la máxima resistencia potencial a la flexión.

93. **Longitud efectiva.** La longitud equivalente KL utilizada en las fórmulas de compresión y determinada por un análisis de bifurcación
94. **Longitud no arriostrada.** Distancia entre puntos de arriostramiento que impiden el modo de pandeo o distorsión considerado; generalmente, la distancia entre puntos de panel o ubicación de las riostras.
95. **Longitud no arriostrada esbelta.** Para una sección compuesta en flexión negativa o una sección no compuesta, la longitud límite no arriostrada de una aleta a compresión con arriostramiento discretizado igual o mayor que aquella en la que la resistencia nominal a flexión gobierna el pandeo lateral torsional elástico.
96. **Longitud no arriostrada no compacta.** Para una sección compuesta en flexión negativa o una sección no compuesta, la longitud límite no arriostrada de una aleta a compresión con arriostramiento discretizado igual o menor al límite al cual los esfuerzos residuales en la aleta a compresión tienen un efecto estadísticamente significativo sobre la resistencia nominal de flexión al inicio de la fluencia en ambas aletas de la sección transversal.
97. **Losa.** Un tablero compuesto de concreto y refuerzo.
98. **Marco de portal.** Arriostramiento en el extremo del puente con armadura transversal en celosía o tipo vieredel para proporcionar estabilidad y resistir cargas de viento o sísmicas.
99. **Miembros armados.** Un miembro fabricado a partir de elementos estructurales de acero que se sueldan, empernan o remachan entre sí.
100. **Miembro de arriostramiento.** Un miembro cuya función es arriostrar un miembro principal o parte del mismo, para evitar el desplazamiento lateral.
101. **Miembro de fractura crítica (MFC).** Componente en tensión cuya falla que se espera resulte en el colapso del puente o su incapacidad para cumplir su función.
102. **Miembro principal.** Un elemento diseñado para llevar las fuerzas internas determinadas a partir de un análisis.
103. **Miembro redundante.** Un elemento cuya falla no causa falla en el puente.
104. **Momento de fluencia.** En un elemento sometido a flexión, el momento en el que se alcanza la primera fluencia en la fibra más alejada.
105. **Momento de redistribución.** Un momento interno causado por fluencia en un componente que trabaja como viga continua a flexión y se mantiene en equilibrio por medio de reacciones externas.
106. **Momento Plástico.** El momento de resistencia de una sección transversal que ha fluido completamente.
107. **Nivel.** La parte de un pórtico rígido que incluye un miembro horizontal y todas las columnas entre ese elemento y la base del pórtico o el siguiente elemento horizontal inferior.
108. **Nivel del esfuerzo de fluencia.** El esfuerzo determinado en una prueba a tensión cuando la deformación unitaria llega a 0.005 mm por mm.

109. **Pandeo lateral torsional.** Pandeo de un componente que involucra deformación lateral y torsión.
110. **Pandeo local.** El pandeo de un elemento de placa en compresión.
111. **Pandeo por flexión.** Un modo de pandeo en el que un miembro a compresión se deforma lateralmente sin torsionarse o cambiar la forma de su sección transversal.
112. **Pandeo por flexo-torsión.** Un modo de pandeo en el que un miembro a compresión se pandea y torsiona simultáneamente sin un cambio en la forma de su sección transversal.
113. **Pandeo por torsión.** Un modo de pandeo en el que un elemento de compresión gira alrededor de su centro cortante.
114. **Panel extremo.** La sección final de una armadura o viga.
115. **Panel interior.** La sección interior de una armadura o viga.
116. **Paso.**— La distancia entre los centros de perforaciones de los pernos o conectores de cortante, a lo largo de la línea de fuerza.
117. **Perfil tubular estructural (PTE).** Una sección estructural hueca de acero cuadrada, rectangular o circular producida de acuerdo con una especificación de productos tubulares.
118. **Pila.** Una columna o un grupo de columnas conectadas u otra configuración diseñada para ser un soporte interior para una superestructura de puente.
119. **Placa.** Un producto laminado plano cuyo espesor es mayor a 6.3 mm.
120. **Placa de unión.** Material de placa utilizado para conectar entre sí elementos verticales, diagonales y horizontales de una armadura en un punto común, o para conectar entre sí miembros diagonales y horizontales de un arriostramiento transversal a ser conectado a placas transversales de conexión.
121. **Placas de unión.** Placas utilizadas para conectar componentes de un miembro.
122. **Plastificación.** El proceso de fluencia sucesiva de las fibras en la sección transversal de un elemento al incrementar el momento flexionante.
123. **Pórtico rígido.** Una estructura en la que las conexiones mantienen la relación angular entre la viga y los elementos de columna bajo carga.
124. **Prueba charpy de muesca en V.** Un ensayo de impacto que cumple con AASHTO T 243M/T 243 (ASTM A673/ A673M).
125. **Puente de armadura con tablero inferior.** Un sistema de armadura donde la calzada se encuentra cerca de la cuerda inferior y se provee un sistema de restricción lateral para la cuerda superior.
126. **Puente de armadura con tablero intermedio.** Un sistema de armadura con la calzada situada en algún lugar entre los cordones superior e inferior. Se excluye el uso de un sistema lateral superior.
127. **Puente de armadura con tablero superior.** Un sistema de armadura en la que la vía está en o por encima del nivel de la cuerda superior de la viga de la armadura.
128. **Puente de vigas con tablero intermedio.** Un sistema de viga donde la calzada está por debajo del ala superior.

129. **Rango de esfuerzos.** La diferencia algebraica entre los esfuerzos extremos resultantes del paso de una carga.
130. **Redistribución de momentos.** Un proceso que resulta de la formación de deformaciones inelásticas en estructuras continuas.
131. **Redistribución inelástica.** La redistribución de los efectos de fuerzas internas en un componente o estructura causada por deformaciones inelásticas en una o más secciones.
132. **Redundancia.** La característica que le permite a un puente seguir realizando su función aun estando dañado.
133. **Relación de aspecto.** En cualquier configuración rectangular, la relación entre las longitudes de los lados.
134. **Relación de esbeltez.** La relación entre la longitud efectiva de un elemento y el radio de giro de la sección transversal del elemento, ambos parámetros tomados respecto al mismo eje de flexión; o también podrá ser el ancho completo o parcial o la profundidad de un componente dividido por su espesor.
135. **Relación de esbeltez del alma.** La altura de un alma medida entre las aletas, dividida por el espesor del alma.
136. **Requisitos de impacto para la prueba charpy de muesca en V.** La energía mínima requerida que deberá ser absorbida en una prueba Charpy de muesca en V realizada a una temperatura específica.
137. **Resistencia a la fatiga.** El máximo rango de esfuerzos que podrá soportar un detalle de conexión sin fallar, para un número de ciclos determinado.
138. **Resistencia a la fluencia.** El esfuerzo al cual un material muestra una desviación límite especificada, de la proporcionalidad entre esfuerzo y deformación.
139. **Resistencia a la tensión.** El máximo esfuerzo a tensión que podrá resistir un material.
140. **Resistencia al pandeo por cortante.** La carga máxima que podrá soportar una placa de alma sin experimentar pandeo teórico debido a cortante.
141. **Resistencia al pandeo por flexión.** La carga máxima que podrá soportar una placa de alma sin presentar pandeo local elástico teórico debido a flexión.
142. **Resistencia postpandeo.** La carga que podrá soportar un elemento o componente después del pandeo.
143. **Retraso de cortante.** Distribución no lineal del esfuerzo normal a través de un componente debido a las distorsiones de cortante.
144. **Rigidez.** La resistencia a la deformación de un elemento o estructura medida por la relación entre la fuerza aplicada y el correspondiente desplazamiento.
145. **Rigidizador.** Elemento, por lo general un ángulo o placa, unido a una placa o alma de una viga o vigueta con el fin de distribuir la carga, transferir el cortante, o para evitar el pandeo del elemento al que está unido.
146. **Rótula plástica.** Una zona de fluencia que se forma en un miembro estructural cuando se alcanza el momento plástico. Se supone que la viga gira como si estuviera articulada, excepto que la capacidad a momento plástico se mantiene dentro de la articulación.

147. **Rotura por desgarramiento en bloque.** Es la falla de una conexión pernada en el alma de una viga desaletada o de cualquier otra conexión a tensión debido a la ruptura de una porción de la platina a lo largo del perímetro de los pernos de conexión.
148. **Sección abierta.** Un elemento a flexión que tiene una sección transversal que no tiene ninguna celda cerrada. Un miembro de sección abierta resiste la torsión principalmente por torsión no uniforme, lo que produce esfuerzos normales en los extremos de las aletas.
149. **Sección agrietada.** Una sección compuesta en la que se supone que el concreto no toma esfuerzos de tensión.
150. **Sección cajón en U.** Una sección en forma de **U** sin un ala superior continua.
151. **Sección compacta.** Una sección compuesta en flexión positiva que satisface la resistencia especificada del acero, su esbeltez del alma y los requisitos de ductilidad, de manera que sea capaz de desarrollar una resistencia nominal superior al momento de primera fluencia, pero sin exceder el momento plástico.
152. **Sección con elementos esbeltos.** Sección transversal de un miembro sometido a compresión compuesto por placas de esbeltez suficiente como para que se produzca pandeo local en el rango elástico.
153. **Sección en cajón.** Un miembro a flexión que tiene una sección transversal compuesta por dos almas verticales o inclinadas, y que tiene al menos una celda completamente cerrada. Un elemento de sección cerrada es eficiente para resistir la torsión aplicada debido a que se desarrolla flujo de cortante en las almas y las aletas.
154. **Sección híbrida.** Una sección de acero fabricada con un alma que tiene una resistencia a la fluencia mínima inferior a una o ambas aletas.
155. **Sección no compacta.** Una sección compuesta en flexión positiva a la cual no se permite que la resistencia nominal sobrepase el momento de la primera fluencia.
156. **Sección no compuesta.** Una viga de acero donde el tablero o losa no está conectado a la sección de acero por medio de conectores de cortante.
157. **Sección sin elementos esbeltos.** Sección transversal de un elemento a compresión compuesto de placas con una esbeltez suficiente para desarrollar su resistencia nominal completa a la fluencia antes de la aparición de pandeo local.
158. **Sección Whitmore.** Una porción de una placa de unión en una armadura, definida a partir de la disposición de los conectores en el extremo de un miembro tomando líneas de dispersión a 30 grados desde del conector extremo, sobre la cual podrá suponerse que la fuerza total del miembro se distribuye uniformemente para efectos de diseño.
159. **Sistema de tablero.** Una superestructura en la que la losa o tablero está integrada con sus componentes de apoyo, o en la cual el efecto de la deformación de los componentes de apoyo en el comportamiento del tablero es importante.
160. **Soldadura cargada longitudinalmente.** Soldadura con un esfuerzo aplicado paralelo al eje longitudinal de la soldadura.
161. **Soldadura cargada transversalmente.** Soldadura con esfuerzo aplicado perpendicular a su eje longitudinal.

162. **Subpanel.** Un panel de un alma rigidizada dividido por uno o más rigidizados longitudinales.
163. **Sujetador.** Término genérico para soldaduras, pernos, remaches u otro elemento de conexión.
164. **Tablero.** Un componente, con o sin superficie de desgaste, que soporta cargas de las ruedas directamente y es a su vez soportado por otros componentes.
165. **Tablero ortotrópico.** Un tablero hecho con una placa de acero rigidizado con nervaduras de acero abiertas o cerradas soldadas a la parte inferior de la placa de acero.
166. **Tenacidad a la fractura.** Una medida de la capacidad de un material estructural o elemento para absorber energía sin fractura. Se determina generalmente por la prueba Charpy con entalla en V.
167. **Torsión de alabeo.** La parte de la resistencia total a la torsión de un miembro en el que se producen esfuerzos cortantes y normales, y que es provista por la resistencia al alabeo fuera del plano de la sección transversal.
168. **Torsión de St. Venant.** La parte de la torsión interna resistente en un elemento que produce sólo esfuerzos de cortante puros en una sección transversal, también conocida como torsión pura o torsión uniforme.
169. **Torsión no uniforme.** Una torsión interna resistente en secciones de pared delgada, también conocida como torsión de alabeo, que produce esfuerzos de cortante y normales, bajo los cuales las secciones transversales no permanecen planas. Los miembros que desarrollan torsión no uniforme resisten la torsión aplicada externamente por medio de torsión de alabeo y torsión de St. Venant. Cada uno de estos componentes de resistencia a torsión interna varía a lo largo del elemento, aunque la torsión concentrada externamente aplicada sea uniforme a lo largo del elemento entre dos puntos adyacentes con restricción torsional. La torsión por alabeo domina sobre la torsión St. Venant en los elementos que tienen secciones transversales abiertas, mientras que la torsión St. Venant domina sobre la torsión por alabeo en los elementos que tienen secciones transversales cerradas.
170. **Trayectoria de las cargas.** Una sucesión de componentes y conexiones a través de las cuales una carga se transmite desde su origen hasta su destino.
171. **Umbral de fatiga para amplitud constante.** El intervalo nominal de esfuerzos por debajo del cual un detalle particular podrá soportar un número infinito de repeticiones de carga sin que se presente falla por fatiga.
172. **Unión.** Área donde dos o más extremos, superficies o bordes están unidos. Se clasifica de acuerdo al tipo de sujetador utilizado y al método de transferencia de la fuerza.
173. **Vida útil de diseño por fatiga.** El número de años que se espera que un detalle de conexión resista las cargas de tráfico supuestas, sin fisuración por fatiga. En estas especificaciones se ha tomado como 75 años.
174. **Vida útil por fatiga.** El número de ciclos repetitivos de tensión que produce una falla por fatiga de un detalle de conexión.
175. **Vida útil por fatiga finita.** El número de ciclos hasta la falla de un detalle de conexión cuando el rango máximo de esfuerzos excede el umbral de fatiga de amplitud constante.
176. **Vida útil requerida por fatiga.** El producto del tráfico de camiones promedio diario en un solo carril, el número de ciclos por el paso de camiones, y la vida de diseño en días.
177. **Viga.** Un miembro estructural cuya función principal es la de transmitir las cargas al apoyo principalmente por flexión y cortante. En general, este término se utiliza cuando el componente está

hecho de perfiles laminados.

178. **Viga.** Un componente estructural, cuya principal función es la de resistir las cargas de flexión y de cortante. En general, este término se utiliza para las secciones fabricadas o armadas.
179. **Viga-columna.** Un miembro estructural, cuya principal función es la de resistir tanto cargas axiales como momentos flectores.
180. **Viga compuesta.** Un miembro de acero sometido a flexión conectado a una losa de concreto de modo que el elemento de acero y la losa de concreto, o el refuerzo longitudinal dentro de la losa, respondan a los efectos de una fuerza como una unidad.
181. **Viga curva.** Una viga en I, un cajón cerrado, o una viga tubular que se curva en un plano horizontal.
182. **Viga tipo omega invertida.** Una viga de acero abierta por arriba que se compone de una placa para la aleta inferior, dos placas de alma verticales o inclinadas, y dos aletas superiores independientes unidas al extremo superior de cada alma. Las aletas superiores están conectadas por medio de elementos de arriostamiento lateral.
183. **Vigueta compuesta.** Una viga de acero conectada a una losa de manera que respondan a los efectos de una fuerza como una unidad.

CAPÍTULO III NOMENCLATURA

A	constante asociada a la categoría del detalle de conexión; área comprendida por la línea media de las paredes de un miembro en cajón (mm ²); área bruta total de la sección transversal del miembro (mm ²).
A_b	área proyectada de aplastamiento de un pasador sobre una placa (mm ²); área de la sección transversal de un perno (mm ²).
A_{bot}	área de la aleta inferior (mm ²).
A_c	área del concreto (mm ²); área del tablero de concreto (mm ²).
A_d	área mínima requerida para la sección transversal de un elemento diagonal del arriostamiento lateral superior en secciones tipo omega invertida (mm ²).
A_{eff}	suma de las áreas efectivas para la sección transversal, calculadas con base en el ancho efectivo para cada elemento esbelto atiesado de la sección transversal = (mm ²).
ADTT	tráfico promedio diario de camiones durante la vida de diseño
ADTT_{SL}	ADTT para una sola línea.
A_e	área neta efectiva (mm ²); área efectiva de la aleta (mm ²).
A_f	área de la aleta inferior (inclinada) en un miembro de profundidad variable (mm ²); área de una aleta en cajón incluyendo los rigidizadores longitudinales de la aleta (mm ²); suma de las áreas de los elementos de relleno en las partes superior e inferior de una placa de conexión (mm ²); área de la aleta a través de la cual se transmite una carga concentrada (mm ²).

- A_{fn} suma del área de la aleta y el área de las platabandas del lado del eje neutro correspondiente a en una sección híbrida (mm²).
- A_g área bruta de un miembro (mm²); área bruta de la sección transversal del miembro (mm²); área bruta de la aleta en tensión (mm²); área bruta de la sección con base en el espesor de pared de diseño (mm²); área bruta de la sección transversal Whitmore efectiva determinada con base en ángulos de dispersión a 30 grados (mm²); área bruta de todas las placas de la sección transversal que intersectan el plano que se empalma (mm²).
- A_n área neta de la sección transversal de un elemento en tensión (mm²); área neta de una aleta (mm²); área neta de una placa de unión.
- A_o área interior de una sección en cajón (mm²).
- A_p el menor valor entre el área de la placa conectada y la suma de las áreas de las placas de empalme por encima y por debajo de la placa conectada (mm²).
- A_{pn} área de los elementos salientes de un rigidizador que están por fuera de la soldadura alma-aleta pero no más allá del borde de la aleta (mm²).
- A_r área del refuerzo longitudinal (mm²).
- A_{rb} área de la capa inferior de refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo de la losa de concreto (mm²).
- A_{rs} área total del refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo de la losa de concreto (mm²).
- A_{rt} área de la capa superior de refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo de la losa de concreto (mm²).
- A_s área de un perfil de acero estructural (mm²); área total del refuerzo longitudinal comprendido dentro del ancho efectivo de la losa de concreto sobre un apoyo interior (mm²); área bruta de una placa de empalme (mm²); área de la losa de concreto (mm²).
- A_{sc} área de la sección transversal de un conector de cortante tipo espigo (mm²).
- A_t área de la aleta en tensión (mm²).
- A_m área neta a lo largo de la línea sometida a esfuerzos de tensión para el estado límite de desgarramiento en bloque (mm²).
- A_v área del refuerzo transversal que atraviesa una grieta diagonal de cortante en una sección compuesta tipo perfil revestido de concreto (mm²).
- A_{vg} área bruta a lo largo de la línea sometida a esfuerzos de cortante para el estado límite de desgarramiento en bloque (mm²); área bruta del elemento de conexión sujeto a cortante (mm²).

- A_{vn} área neta a lo largo de la línea sometida a esfuerzos de cortante para el estado límite de desgarramiento en bloque (mm²); área neta del elemento de conexión sometido a cortante (mm²).
- A_w área del alma de una sección de acero (mm²).
- a distancia entre los conectores (mm); distancia centro a centro entre las aletas de las secciones en cajón adyacentes en una sección de cajones múltiples (mm); espaciamiento longitudinal de los rigidizadores transversales de la aleta (mm); distancia desde el centro de un perno al borde de una placa sujeta a una fuerza de tensión debida a la acción de palanca (mm).
- a_{wc} relación entre dos veces el área del alma en compresión y el área de la aleta en compresión.
- B ancho exterior de un perfil tubular estructural (PTE) de sección rectangular, perpendicular al plano de la platina de conexión (mm).
- B ancho de un elemento de placa rectangular (mm); ancho del cuerpo de una barra de ojo (mm); ancho de la aleta más ancha (mm); distancia desde el borde de una placa o el borde de una perforación hasta el punto de apoyo o distancia entre apoyos (mm); distancia libre entre placas (mm); el menor entre y (mm); ancho de un tubo rectangular (mm); dimensión total de una sección transversal compuesta del tipo perfil de acero embebido en concreto, medida en el plano de pandeo (mm); distancia desde el centro de un perno al talón del filete de una parte conectada (mm); distancia entre el borde de la aleta y la línea media del alma (mm).
- b_1, b_2 anchos de aletas individuales (mm).
- b_c ancho total de la aleta en compresión (mm).
- b_f ancho total de la aleta (mm); para secciones en ω , ancho total de la aleta más ancha dentro de la sección bajo consideración (mm); para secciones tipo omega invertida, ancho total de la aleta superior más amplia dentro de la sección bajo consideración (mm); para secciones en cajón cerradas no aplica el límite de (mm).
- b_{fc} ancho total de la aleta en compresión; ancho de la aleta en compresión entre almas; ancho libre de la aleta en compresión entre las almas menos el radio interior de esquina a cada lado (mm).
- b_{ft} ancho total de la aleta en tensión (mm); ancho entre almas de una aleta en cajón en tensión (mm).
- b_l ancho sobresaliente de un rigidizador longitudinal (mm); ancho de la aleta mayor en un perfil angular de aletas desiguales (mm).
- b_s ancho efectivo de la losa de concreto (mm).
- b_t ancho sobresaliente de un rigidizador transversal o de apoyo (mm); ancho total de la aleta en tensión (mm).
- C relación entre la resistencia a pandeo por cortante y la resistencia mínima especificada a la fluencia por cortante.

- C_b factor de modificación por gradiente de momentos.
- C_w constante de alabeo torsional (mm⁶).
- C_1, C_2, C_3 constantes para columnas compuestas, especificadas en la TABLA 72.
- c distancia desde el centro del refuerzo longitudinal a la cara más próxima de un perfil embebido en concreto, medida en el plano de flexión (mm).
- c_{rb} distancia desde el nivel superior de la losa de concreto a la línea media de la capa inferior del refuerzo longitudinal de la losa de concreto (mm).
- c_{rt} distancia desde el nivel superior de la losa de concreto a la línea media de la capa superior del refuerzo longitudinal de la losa de concreto (mm).
- D diámetro de un pasador (mm); distancia libre entre aletas (mm); diámetro exterior de un perfil tubular estructural (PTE) de sección circular (mm); diámetro exterior de un tubo circular de acero (mm); diámetro exterior del tubo (mm); profundidad del alma (mm); profundidad de la placa del alma medida a lo largo de la pendiente (mm); distancia libre entre aletas menos el radio interior de esquina a cada lado (mm).
- D' profundidad para la cual una sección compuesta alcanza su capacidad teórica a momento plástico cuando la deformación máxima en la losa de concreto es la deformación unitaria teórica de aplastamiento (mm).
- D_c profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm).
- D_{c1} carga permanente que actúa sobre la sección no compuesta.
- D_{c2} carga permanente que actúa sobre la sección compuesta definitiva.
- D_{cp} profundidad del alma en compresión para el momento plástico (mm).
- D_n la distancia mayor desde el eje neutro elástico de la sección transversal a las caras interiores de las aletas en una sección híbrida, o la distancia desde el eje neutro a la cara interior de la aleta del lado del eje neutro en donde se produce primero la fluencia cuando el eje neutro se encuentra en la mitad de la profundidad del alma (mm).
- D_p distancia desde el nivel superior de la losa de concreto al eje neutro de la sección compuesta para el momento plástico (mm).
- D_t profundidad total de la sección compuesta (mm).
- DW carga de la superficie de rodamiento.

- d profundidad total de la sección de acero (mm); diámetro de un conector de cortante tipo espigo (mm); profundidad del miembro en el plano de flexión (mm); profundidad del miembro en el plano de corte (mm); diámetro nominal de un perno (mm); profundidad total de la sección (mm); profundidad de la barra rectangular (mm).
- d_b profundidad de una viga en un marco rígido (mm).
- d_c profundidad de una columna en un marco rígido (mm); distancia desde el eje neutro plástico a la línea media del espesor de la aleta en compresión, usada para calcular el momento plástico (mm).
- d_o espaciamiento entre rigidizadores transversales (mm); el menor entre los anchos de dos paneles adyacentes (mm).
- d_{rb} distancia desde el eje neutro plástico a la línea media de la capa inferior del refuerzo longitudinal de la losa de concreto, usada para calcular el momento plástico (mm).
- d_{rt} distancia desde el eje neutro plástico a la línea media de la capa superior del refuerzo longitudinal de la losa de concreto, usada para calcular el momento plástico (mm).
- d_s distancia desde la línea media del rigidizador longitudinal en lámina más cercano o desde la línea de gramil del rigidizador longitudinal en ángulo más cercano a la superficie interior del elemento de la aleta en compresión (mm); distancia desde el eje neutro plástico a la línea media del espesor de la losa de concreto, usada para calcular el momento plástico (mm).
- d_t distancia desde el eje neutro plástico a la línea media del espesor de la aleta en tensión, usada para calcular el momento plástico (mm).
- d_w distancia desde el eje neutro plástico a la mitad de la profundidad del alma, usada para calcular el momento plástico (mm).
- E módulo de elasticidad del acero (N/mm²).
- E_c módulo de elasticidad del concreto (N/mm²).
- E_e módulo modificado de elasticidad del acero para una columna compuesta (N/mm²).
- EXX** número de clasificación para el metal de soldadura.
- e_p distancia entre el centroide de la sección transversal y la fuerza resultante perpendicular al plano que se empalma en placas de unión (mm).
- F_{cf} esfuerzo de diseño para la aleta que controla en un punto de empalme (N/mm²).
- MFC** miembro de fractura crítica.
- F_{cb} resistencia nominal de la aleta al pandeo por compresión axial.

- F_{cr} esfuerzo crítico de pandeo para placas (N/mm²); esfuerzo de pandeo lateral torsional elástico (N/mm²), resistencia a pandeo por cortante (N/mm²); esfuerzo de pandeo elástico local (N/mm²); esfuerzo en la sección que se empalma al límite de la resistencia disponible (N/mm²).
- F_{crs} esfuerzo de pandeo local para el rigidizador (N/mm²).
- F_{crw} resistencia nominal del alma al pandeo por flexión (N/mm²).
- F_{cv} resistencia nominal de la aleta al pandeo por cortante.
- F_e resistencia nominal a la compresión de miembros de sección compuesta (N/mm²).
- F_{exx} clasificación de resistencia del metal de soldadura (N/mm²).
- F_{fat} rango de la fatiga a cortante radial por unidad de longitud, tomado como el mayor entre y (N/mm).
- F_{fat1} rango de fatiga a cortante radial por unidad de longitud por efecto de cualquier curvatura entre puntos de arriostamiento (N/mm).
- F_{fat2} rango de fatiga a cortante radial por unidad de longitud debida a la torsión causada por factores distintos de la curvatura, tales como el esviaje (N/mm).
- F_l fuerza lateral uniformemente distribuida, equivalente estáticamente a las cargas mayoradas de los voladizos en la losa de concreto (N/mm).
- PLA pandeo local de la aleta.
- F_{max} máxima resistencia potencial a la flexión de la aleta en compresión (N/mm²).
- F_n resistencia nominal a la flexión de una aleta (N/mm²).
- F_{nc} resistencia nominal a la flexión de una aleta en compresión (N/mm²).
- $F_{nc(PLA)}$ resistencia nominal a la flexión para el estado límite de pandeo local de la aleta en compresión (N/mm²).
- F_{nt} resistencia nominal a la flexión para la aleta en tensión (N/mm²).
- F_p fuerza radial total en la losa de concreto en el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto, a considerarse para el diseño de los conectores de cortante por el estado límite de resistencia, igual a cero para tramos o segmentos rectos (N).
- rango neto de la fuerza del arriostamiento transversal en la aleta superior (N).
- F_{rc} rango neto de la fuerza del arriostamiento transversal en la aleta superior (N).

- F_s fuerza vertical en la conexión entre un rigidizador longitudinal y un rigidizador transversal de la aleta (N); esfuerzo de diseño de Servicio II para la aleta en consideración en un punto de empalme (N/mm²).
- F_T fuerza radial total en la losa de concreto entre el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto y la línea central de un soporte interior adyacente, a considerarse para el diseño de los conectores de cortante por el estado límite de resistencia, igual a cero para tramos o segmentos rectos (N).
- F_u resistencia mínima especificada a la tensión del acero (MPa); resistencia mínima especificada a la tensión de los conectores de cortante tipo espigo (MPa); resistencia mínima especificada a la tensión de una parte conectada (MPa); resistencia a la tensión de un elemento conectado (MPa); resistencia mínima especificada a la tensión de una placa de conexión (MPa).
- F_{ub} resistencia mínima especificada a la tensión de un perno (MPa).
- F_{vr} esfuerzo resistente de diseño a cortante por torsión para una aleta en una sección en cajón (MPa)
- F_w fuerza vertical sobre la conexión entre un rigidizador transversal de la aleta y una de las almas de una sección en cajón (N).
- F_y resistencia mínima especificada a la fluencia del acero (MPa); resistencia mínima especificada a la fluencia de un pasador (MPa); resistencia mínima especificada a la fluencia de una platina de pasador (MPa); resistencia mínima especificada a la fluencia de una parte conectada (MPa); resistencia mínima especificada a la fluencia de una placa de unión (MPa).
- F_{yc} resistencia mínima especificada a la fluencia de una aleta en compresión (MPa).
- F_{yf} resistencia mínima especificada a la fluencia de una aleta (MPa).
- F_{yr} esfuerzo en la aleta en compresión al inicio de la fluencia nominal en la sección transversal, incluyendo los efectos de esfuerzos residuales pero sin incluir la flexión lateral de la aleta en compresión, tomada como el menor valor entre F_{yc} y F_{yf} , pero no menor que F_{yr} ; el menor valor entre el esfuerzo en la aleta en compresión al inicio de la fluencia nominal, teniendo en cuenta los esfuerzos residuales, y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma (MPa) $0.7 F_y$ y F_y .
- F_{yrb} resistencia mínima especificada a la fluencia de la capa inferior del refuerzo longitudinal de la losa de concreto (MPa).
- F_{yrs} resistencia mínima especificada a la fluencia del refuerzo longitudinal de la losa de concreto (MPa).
- F_{yrt} resistencia mínima especificada a la fluencia de la capa superior del refuerzo longitudinal de la losa de concreto (MPa) (D6.1) = resistencia mínima especificada a la fluencia de un rigidizador (MPa) y F_y .
- F_{yt} resistencia mínima especificada a la fluencia de una aleta en tensión (MPa).

- F_{yw} resistencia mínima especificada a la fluencia del alma (MPa) .
- f rango de esfuerzos axiales o de interacción en diversos componentes de un tablero ortotrópico (MPa); flujo de cortante en una sección en cajón (N/mm); (MPa) s y Q F
- f_0 esfuerzo debido a las cargas mayoradas, sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta, en un punto de arriostamiento opuesto al punto correspondiente a f , calculado a partir del valor de la envolvente de momentos que produce la mayor compresión (o la mínima tensión si no hay compresión) en este punto de la aleta en consideración; positivo para compresión y negativo para tensión (MPa) $2 f$
- f_1 rango de esfuerzos axiales en diferentes componentes de un tablero ortotrópico (MPa); esfuerzo en el extremo de una longitud arriostada opuesto al punto correspondiente a $2 f$, representa el intercepto de la distribución lineal de tensiones más crítica supuesta ya sea a través de $2 f$ y $mid f$, o a través de $2 f$ y $0 f$, tomada como $2 f_{mid} - f_2 \geq f_0$ (MPa).
- f_2 rango de esfuerzos locales de flexión causados en diferentes componentes de un tablero ortotrópico por la interacción entre los nervios y las vigas de tablero (MPa); máximo esfuerzo de compresión debido a las cargas mayoradas en cualquiera de los extremos de una longitud no arriostada, calculado a partir del valor crítico de la envolvente de momentos y sin tener en cuenta la flexión lateral; el valor de $2 f$ es siempre positivo, excepto cuando el esfuerzo es nulo o de tensión en ambos extremos de la longitud no arriostada, en cuyo caso $2 f$ se toma igual a cero (MPa).
- f_a esfuerzo axial debido a las cargas mayoradas en un arco de alma llena (MPa)
- f_b máximo esfuerzo debido a las cargas mayoradas, incluyendo el efecto de la amplificación de momentos, en un arco de alma llena (MPa).
- f_{bu} máximo valor del esfuerzo de compresión a lo largo de la longitud no arriostada para la aleta bajo consideración, calculado sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta (MPa).
- f_{by} esfuerzo en una aleta de una sección en cajón sobre una pila interior, asociado a la flexión respecto al eje mayor en el diafragma interior sobre la placa de asiento, con cargas mayoradas (MPa).
- f_c esfuerzo en la aleta en compresión debido a la combinación de cargas para el estado límite Servicio II, calculado sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta (MPa); sumatoria de los esfuerzos de flexión que en la aleta en compresión producen las distintas cargas actuando sobre las secciones correspondientes (MPa).
- f'_c resistencia mínima especificada a la compresión del concreto a los 28 días (MPa).
- f_{ef} máximo esfuerzo de flexión en un punto de empalme, calculado a la mitad del espesor de la aleta que controla, con cargas mayoradas (MPa).
- f_d esfuerzo cortante en una aleta de una sección en cajón sobre una pila interior, asociado a la fuerza cortante vertical en el diafragma interior, con cargas mayoradas (MPa).

- f_{DC1} esfuerzo en la aleta en compresión debido a la carga permanente mayorada aplicada antes que la losa de concreto se haya endurecido o se haya generado la acción compuesta, calculado sin considerar la flexión lateral de la aleta (MPa).
- f_{DC2} esfuerzo en la aleta en compresión debido a la carga permanente mayorada que actúa a largo plazo sobre la sección compuesta, calculado sin considerar la flexión lateral de la aleta (MPa)
- f_f esfuerzo en la aleta debido a la combinación de cargas para el estado límite Servicio II, sin considerar la flexión lateral de la aleta (MPa).
- f_l esfuerzo de flexión lateral de la aleta (MPa); esfuerzo de flexión lateral de segundo orden de la aleta en compresión (MPa); esfuerzo de flexión lateral de la aleta debido a la combinación de cargas para el estado límite Servicio II (MPa); esfuerzo de flexión lateral en la aleta en consideración en una sección sobre una pila interior (MPa).
- f_{lI} esfuerzo de flexión lateral de primer orden en la aleta en compresión para una sección determinada, o máximo esfuerzo de flexión lateral de primer orden en la aleta a compresión a lo largo de la longitud no arriostrada, según corresponda (MPa).
- f_{LL+IM} esfuerzo en la aleta a compresión debido a las cargas vivas vehiculares mayoradas más las cargas de impacto que actúan a corto plazo sobre la sección compuesta, calculado sin considerar la flexión lateral de la aleta (MPa).
- f_{mid} esfuerzo debido a las cargas mayoradas en el punto medio de la longitud no arriostrada para la aleta en consideración, calculado a partir del valor de la envolvente de momentos que produce en este punto la máxima compresión, o la menor tensión si nunca ocurre la compresión, y sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta; los esfuerzos se toman positivos para compresión y negativos para tensión (MPa).
- f_n esfuerzo normal en la aleta inferior (inclinada) de un miembro de profundidad variable (MPa); la mayor entre las resistencias mínimas especificadas a la fluencia para cada uno de los componentes incluidos en el cálculo de para una sección híbrida cuando la fluencia ocurre primero en uno de dichos componentes, o el mayor entre los esfuerzos elásticos en cada uno de los componentes del lado del eje neutro correspondiente a D_n cuando la primera fluencia ocurre del lado opuesto del eje neutro (MPa) $f_n A$
- f_{ncf} esfuerzo de flexión calculado en un punto de empalme concurrente con a la mitad del espesor de la aleta que no controla (MPa) $cf f$
- f_{osS} esfuerzo de flexión debido a las combinaciones de carga para el estado límite Servicio II, calculado a nivel medio del espesor de la otra aleta en un punto de empalme concurrente con para la aleta en consideración (MPa) $s f$
- f_r módulo de rotura del concreto (MPa).
- f_s esfuerzo de flexión debido a las cargas mayoradas en un rigidizador longitudinal del alma (MPa); el mayor entre los esfuerzos longitudinales debidos a las cargas mayoradas en los paneles de una aleta de una sección en cajón a lado y lado de un rigidizador transversal de la aleta (MPa); máximo esfuerzo de flexión debido a las cargas para el estado límite Servicio II a la mitad del espesor de la aleta en consideración en un punto de empalme (MPa).

- f_{sr} rango de esfuerzos de flexión en el refuerzo longitudinal sobre una pila interior (MPa).
- f_t esfuerzo sobre el área bruta de una aleta en tensión debido a las cargas mayoradas, calculado sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta (MPa); sumatoria de los esfuerzos de flexión que en la aleta en tensión producen las distintas cargas actuando sobre las secciones correspondientes (MPa) 1DC2 DCDSR LLIM □
- f_v esfuerzo cortante por torsión de Saint-Venant en la aleta de una sección en cajón, debido al efecto las cargas mayoradas en la sección bajo consideración (MPa)
- f_{xx} diversos esfuerzos de flexión que en la aleta a compresión producen las distintas cargas mayoradas ($DC1$, $DC2$, DSR y $LL+IM$) actuando sobre las secciones correspondientes (MPa)
- G módulo de elasticidad a cortante del acero = (MPa) $0.385E$ □
- g distancia entre líneas de pernos (mm); paso horizontal entre los pernos en un empalme del alma (mm)
- H garganta efectiva de una soldadura de filete (mm); ancho exterior de un perfil tubular estructural (PTE), medido paralelo al plano de una cartela de extremo (mm)
- H_{uw} fuerza resultante horizontal de diseño a la mitad de la profundidad del alma en un punto de empalme (N)
- h distancia entre los centroides de los perfiles individuales que conforman una sección armada, medida en dirección perpendicular al eje de pandeo del miembro (mm); profundidad medida entre las líneas medias de las aletas (mm); distancia entre los centroides de las aletas (mm)
- h_0 distancia entre los centroides de las aletas (mm)
- I momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo u, opcionalmente en zonas de flexión negativa en vigas rectas únicamente, el momento de inercia de la sección de acero más el refuerzo longitudinal siempre y cuando el concreto no se considere efectivo para resistir tensión al calcular el rango de esfuerzos longitudinales (mm⁴); momento de inercia del diafragma interior efectivo en una sección en cajón sobre una pila interior (mm⁴)
- I_l momento de inercia de un rigidizador longitudinal del alma, incluyendo un ancho efectivo del alma, tomado respecto al eje neutro de la sección combinada (mm⁴); momento de inercia requerido para un rigidizador longitudinal de una aleta de una sección en cajón, tomado respecto a un eje paralelo a la aleta por la base del rigidizador (mm⁴)
- I_p momento polar de inercia de un grupo de pernos en un empalme de alma (mm²)
- I_s momento de inercia real de un rigidizador longitudinal de la aleta de una sección en cajón, tomado respecto a un eje paralelo a la aleta por la base del rigidizador (mm⁴); momento de inercia de un rigidizador de nervadura en un arco (mm⁴)
- I_t momento de inercia de un rigidizador transversal del alma, tomado respecto al borde en contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto a la línea media del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores (mm⁴); momento de inercia de un rigidizador transversal de la aleta respecto a un eje que pasa por su centroide y es paralelo a su borde inferior (mm⁴)

- I_x momento de inercia de una sección transversal respecto a su eje principal mayor (mm⁴)
- I_y momento de inercia de una sección en cajón respecto a un eje perpendicular al eje de flexión (mm⁴); momento de inercia de una sección transversal respecto a su eje principal menor (mm⁴); momento de inercia de una sección transversal respecto a su eje y (mm⁴)
- I_{yc} momento de inercia de la aleta a compresión de una sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma (mm⁴)
- I_{yt} momento de inercia de la aleta en tensión de una sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma (mm⁴)
- IM incremento por carga dinámica de la Sección 2 Capítulo VI Título III.
- J constante de torsión de St. Venant (mm⁴); parámetro de rigidez flexional de un rigidizador.
- K factor de longitud efectiva; factor de longitud efectiva en el plano de pandeo, determinado como se especifica en el Artículo 192.
- K_h factor que considera el tamaño de perforación en las uniones pernadas.
- K_s factor que considera la condición de las superficies en las uniones pernadas.
- $K_x L_x$ longitud efectiva para pandeo flexional respecto al eje (mm) x
- $K_y L_y$ longitud efectiva para pandeo flexional respecto al eje (mm) y
- $K_z L_z$ longitud efectiva para pandeo torsional (mm)
- Kl/r relación de esbeltez
- k coeficiente de pandeo de placas especificado en la TABLA 71; coeficiente de pandeo flexional elástico del alma; coeficiente de pandeo por cortante del alma; coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo normal uniforme en las aletas de secciones en cajón; distancia entre la cara exterior de la aleta y el talón del filete del alma de un miembro a rigidizar que forma parte de un pórtico rígido (mm); coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo normal uniforme; distancia desde la cara exterior de una aleta que resiste una carga concentrada o una reacción de apoyo hasta el talón del filete del alma (mm)
- k_c coeficiente de pandeo local de la aleta Artículo 497.
- K_s coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo cortante.
- K_{sf} coeficiente de pandeo elástico del alma por flexión para bordes longitudinales totalmente restringidos.
- K_{ss} coeficiente de pandeo elástico del alma por flexión para bordes longitudinales simplemente apoyados.
- L longitud efectiva de la luz para determinar el incremento a proveer en la contraflecha con el objeto de compensar posibles pérdidas de la misma en una viga curvada con calor (mm); longitud máxima de las soldaduras longitudinales de conexión o distancia entre los pernos extremos en una conexión paralela a la línea de la fuerza (mm); longitud de cada tramo de viga para efectos de despacho (mm); distancia desde un perno hasta el borde libre del miembro, medida en dirección paralela a la línea de aplicación de la fuerza (mm).

- L_b** longitud no arriostrada (mm); longitud no arriostrada para desplazamiento lateral o torsión, según sea aplicable (mm).
- L_c** longitud de un conector de cortante tipo canal (mm); distancia libre entre perforaciones para pernos o entre la perforación para un perno y el extremo del miembro en la dirección de la fuerza de aplastamiento aplicada (mm).
- L_{cp}** longitud de una cubreplaca (mm).
- DFC** diseño por factores de carga .
- LL** carga viva de vehículos .
- L_{mid}** en una conexión con placa de unión, la distancia desde la última fila de conectores en el miembro a compresión bajo consideración hasta la primera fila de conectores en el miembro conectado adyacente más próximo, medida a lo largo de la línea de acción de la fuerza axial de compresión (mm).
- $L_{unión}$** en una placa de conexión, la distancia centro a centro entre las primeras líneas de conectores en los miembros adyacentes en un empalme en una cuerda (mm).
- L_n** longitud del arco entre el punto de momento positivo máximo por carga viva más impacto y la línea de eje de un apoyo interior adyacente (mm).
- L_p** longitud no arriostrada límite para alcanzar la resistencia nominal a flexión bajo flexión uniforme (mm); longitud de arco entre un extremo de la viga y un punto adyacente de máximo momento positivo por carga viva más impacto (mm); longitud no arriostrada límite para la cual se alcanza la resistencia nominal a momento cuando a lo largo de ella actúa un momento flector uniforme.
- L_r** longitud no arriostrada límite para la cual se alcanza el inicio de la fluencia nominal en cualquiera de las aletas cuando a lo largo de ella actúa un momento flector uniforme, considerando los efectos de los esfuerzos residuales en la aleta a compresión (mm).
- DFCR** diseño por factores de carga y de resistencia
- PLT** pandeo lateral torsional
- l** longitud no arriostrada de un miembro (mm); distancia entre los puntos de trabajo de los nudos medida a lo largo del perfil angular (mm); longitud no arriostrada en el plano de pandeo (mm).
- M** momento flector respecto al eje mayor de la sección transversal (N-mm).
- M_0** momento flector debido a las cargas mayoradas en un punto de arriostramiento opuesto al punto correspondiente a , calculado a partir del valor de la envolvente de momentos que para dicho punto produce la mayor compresión en la aleta en consideración, o la menor tensión si este punto nunca está solicitado por compresión; el momento se considera positivo o negativo según que genere compresión o tensión respectivamente en la aleta en consideración (N-mm).
- M_1** momento flector en el extremo de una longitud no arriostrada opuesto a $2M$, que representa el intercepto de la distribución lineal de esfuerzos más crítica supuesta , ya sea a través de M_2 y mid M , o a través de $2M$ y M_0 , tomado como $2M_{mid} - M_2 \geq M_0$ (N-mm); momento flector, respecto al eje mayor de la sección transversal, en el punto de arriostramiento adyacente a una sección de una pila interior a partir de la que se redistribuyen momentos para el cual el momento debido a las

cargas mayoradas sea menor, tomando entre los valores máximo y mínimo de la envolvente de momentos aquél que produzca el menor valor admisible para la longitud no arriostrada (N-mm).

- M_2 mayor momento flector respecto al eje principal, en cualquiera de los extremos de una longitud no arriostrada, que produce compresión en la aleta en consideración, calculado a partir del valor crítico de la envolvente de momentos con cargas mayoradas; el valor de $2 M$ se considera positivo en todos los casos, excepto cuando el momento sea nulo o produzca tensión en la aleta en consideración para ambos extremos de la longitud no arriostrada, en cuyo caso $2 M$ se toma igual a cero (N-mm); momento flector, respecto al eje mayor de la sección transversal, en el punto de arriostramiento adyacente a una sección de una pila interior a partir de la cual se redistribuyen momentos para el cual el momento debido a las cargas mayoradas sea mayor, tomado como el valor crítico de la envolvente de momentos (N-mm).
- M_{AD} momento flector adicional que se deberá aplicar a la sección compuesta a corto plazo para provocar la fluencia nominal en cualquiera de las aletas de acero (N-mm).
- M_c momento en la columna debido a las cargas mayoradas en un pórtico rígido (N-mm).
- M_{cr} momento de pandeo lateral torsional elástico (N-mm).
- M_{D1} momento flector debido a la carga permanente mayorada aplicada antes que la losa de concreto se haya endurecido o se haya desarrollado la acción compuesta (N-mm).
- M_{D2} momento flector debido a la carga permanente mayorada que se aplica a la sección compuesta a largo plazo (N-mm).
- M_e valor crítico de la envolvente de momentos elásticos producidos por las cargas mayoradas en una sección de una pila interior a partir de la cual se redistribuyen los momentos (N-mm).
- M_{fb} momento debido a las cargas mayoradas en una viga transversal que soporta un tablero ortotrópico (N-mm).
- M_{ft} momento transversal debido a las cargas mayoradas que actúan en la placa de un tablero ortotrópico como resultado del trabajo de la placa para transmitir las cargas de las ruedas a los nervios longitudinales adyacentes (N-mm).
- M_l momento de flexión lateral en las aletas debido a las cargas excéntricas de los voladizos de la losa de concreto (N-mm).
- M_{max} máxima resistencia potencial a la flexión con base en la aleta a compresión (N-mm).
- M_{mid} momento flector respecto al eje mayor debido a las cargas mayoradas en el punto medio de la longitud no arriostrada, calculado a partir del valor de la envolvente de momentos que produce la mayor compresión en la aleta en consideración para este punto, o la menor tensión si este punto no llega a estar solicitado por compresión; el momento se toma con signo positivo o negativo según que produzca compresión o tensión respectivamente en la aleta en consideración (N-mm).
- M_n resistencia nominal de una sección a la flexión (N-mm).
- M_{nc} resistencia nominal a la flexión con base en la aleta a compresión (N-mm).
- $M_{nc(PLA)}$ resistencia nominal a la flexión con base en el pandeo local de la aleta a compresión (N-mm).
- M_{nt} resistencia nominal a la flexión con base en la aleta en tensión (N-mm).

- M_p momento plástico (N-mm).
- M_{pe} momento plástico efectivo en flexión negativa para una sección sobre una pila interior a partir de la cual se redistribuyen los momentos (N-mm).
- M_{ps} resistencia al momento plástico de la sección de acero de un miembro de sección compuesta tipo perfil revestido de concreto (N-mm).
- M_r resistencia de diseño a la flexión (N-mm).
- M_{rb} resistencia de diseño a la flexión de una viga transversal que soporta un tablero ortotrópico (N-mm).
- M_{rd} momento de redistribución (N-mm).
- M_{rt} resistencia de diseño a la flexión de una placa de tablero ortotrópico que transmite las cargas de rueda a los nervios adyacentes (N-mm).
- M_{rx} resistencia de diseño a la flexión respecto al eje y , igual por la resistencia nominal a flexión respecto al eje x calculada como se indica en los Capítulos X, XI y XII, según sea aplicable (N-mm).
- M_{ry} resistencia de diseño a la flexión respecto al eje x , igual a $f \phi$ por la resistencia nominal a flexión respecto al eje y calculada como se indica en el Capítulo XII del Título VI, según sea aplicable (N-mm).
- M_{rx}, M_{ry} resistencia de diseño a la flexión respecto a los ejes x y y , respectivamente (N-mm).
- M_u momento debido a las cargas mayoradas (N-mm); máximo valor, sobre la longitud no arriostrada, del momento flector respecto al eje mayor que produce compresión en la aleta en consideración (N-mm).
- M_{uw} momento de diseño, debido a las cargas mayoradas, calculado a la mitad de la profundidad del alma en un punto de empalme (N-mm).
- M_{ux}, M_{uy} momentos flectores debidos a las cargas mayoradas respecto a los ejes x y y , respectivamente (N-mm).
- M_{ux} momento flector debidos a las cargas mayoradas respecto al eje x (N-mm).
- M_{uy} momentos flectores debidos a las cargas mayoradas respecto al eje y (N-mm).
- M_y momento de fluencia (N-mm); momento de fluencia basado en la distancia al extremo del alma para una sección en (N-mm) T
- M_{yc} momento de fluencia respecto a la aleta a compresión (N-mm); momento de fluencia de una sección compuesta tipo perfil revestido de concreto (N-mm).
- M_{yt} momento de fluencia respecto a la aleta en tensión (N-mm).
- m número de líneas verticales de pernos en un empalme del alma.
- N número de ciclos del rango de esfuerzos; longitud de apoyo, tomada mayor o igual a k en las zonas de los apoyos extremos (mm)

END ensayos no destructivos

- N_s número de planos de corte por perno; número de planos de deslizamiento por perno
- n número de ciclos por pasada de camión; relación de módulos; número de conectores de cortante en una sección transversal; número mínimo de conectores de cortante en la zona considerada; número de rigidizadores longitudinales igualmente espaciados de la aleta; número de pernos en una línea vertical de un empalme de alma.
- n_{ac} número de conectores de cortante adicionales que se requieren en las zonas donde hay puntos de contraflexión bajo carga permanente para secciones no compuestas en las zonas de flexión negativa.
- P fuerza cortante nominal total en la losa de concreto para el diseño de los conectores de cortante en el estado límite de resistencia (N).
- P_{1n} fuerza longitudinal en la viga sobre un apoyo interior para el diseño de los conectores de cortante en el estado límite de resistencia (N).
- P_{1p} fuerza longitudinal en la losa de concreto en el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto, usada para el diseño de los conectores de cortante en el estado límite de resistencia (N).
- P_{2n} fuerza longitudinal en la losa de concreto sobre un apoyo interior para el diseño de los conectores de cortante en el estado límite de resistencia (N).
- P_{2p} fuerza longitudinal en la viga en el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto, usada para el diseño de los conectores de cortante en el estado límite de resistencia (N).
- P_c fuerza plástica en la aleta a compresión, usada para calcular el momento plástico (N).
- P_e carga crítica de pandeo elástico, calculada como se especifica en el Artículo 496b) para pandeo por flexión, como se especifica en el artículo Artículo 496c) para pandeo por torsión o por flexo-torsión, según sea aplicable; y como se especifica en el Artículo 607d) para pandeo de placas de unión (N)
- P_h componente horizontal de la fuerza en la aleta inferior (inclinada) de un miembro de profundidad variable (N)
- P_l fuerza lateral concentrada estáticamente equivalente del voladizo de la losa de concreto, aplicada en la mitad de la longitud no arriostrada (N)
- P_n para pasadores, resistencia nominal al aplastamiento en las placas (N); resistencia nominal a la compresión axial (N); fuerza longitudinal total en la losa de concreto sobre un apoyo interior para el diseño de los conectores de cortante en el estado límite de resistencia, tomada como el menor valor entre y (N); resistencia nominal a la compresión de una sección Whitmore idealizada.
- P_{ny} resistencia nominal a la tensión axial para fluencia en la sección bruta (N).
- P_o resistencia equivalente a la fluencia nominal (N).
- P_p fuerza longitudinal total en la losa de concreto en el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto, usada para el diseño de los conectores de cortante en el estado límite de resistencia, tomada como el menor valor entre y (N).

- P_r resistencia de diseño a tensión o compresión axial (N); resistencia de diseño al aplastamiento en placas para pasadores (N); resistencia de diseño a carga axial de los rigidizadores de apoyo (N); resistencia de diseño a la compresión de placas de unión (N); resistencia de diseño a la compresión axial de una pila de acero (N).
- P_{rb} fuerza plástica en la capa inferior del refuerzo longitudinal del tablero, usada para calcular el momento plástico (N).
- P_{rt} fuerza plástica en la capa superior del refuerzo longitudinal del tablero usada para calcular el momento plástico (N).
- P_s fuerza plástica de compresión en la losa de concreto, usada para calcular el momento plástico (N).
- P_T fuerza longitudinal total en la losa de concreto entre el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto y la línea de eje de un soporte interior adyacente, usada para el diseño de los conectores de cortante en el estado límite de resistencia, tomada como la suma de y (N).
- P_t mínima tensión requerida en el perno (N); fuerza plástica en la aleta en tensión, usada para calcular el momento plástico (N).
- P_u fuerza axial debida a las cargas mayoradas (N); tensión directa o esfuerzo cortante que actúa sobre un perno por efecto de las cargas mayoradas (N); tensión global debida a las cargas mayoradas que actúan sobre un tablero ortotrópico (N); fuerza axial de compresión debida a las cargas mayoradas (N).
- P_v componente vertical de la fuerza en la aleta inferior (inclinada) de un miembro de profundidad variable (N).
- P_w fuerza plástica en el alma, usada para calcular el momento plástico (N).
- p separación de los conectores de cortante a lo largo del eje longitudinal (mm); paso alternado entre dos líneas adyacentes de perforaciones para pernos en zig-zag (mm).
- Q primer momento del área transformada de la losa de concreto a corto plazo respecto al eje neutro de la sección compuesta a corto plazo u , opcionalmente en zonas de flexión negativa para vigas rectas únicamente, primer momento del refuerzo longitudinal respecto al eje neutro de la sección compuesta siempre y cuando el concreto no se considere efectivo en tensión al calcular el rango de esfuerzos longitudinales (mm³); primer momento de la mitad del área efectiva de la aleta de una sección en cajón sobre una pila interior respecto al eje neutro de la sección efectiva del diafragma interior (mm³); factor de reducción para secciones con elementos esbeltos, calculado como se especifica en el Artículo 497. Q se tomará igual a 1.0 para rigidizadores de apoyo.
- Q_n resistencia nominal al corte de un conector de cortante (N).
- Q_r resistencia de diseño al corte de un conector de cortante (N).
- Q_u tensión en cada perno debida a la acción de palanca con cargas mayoradas (N).
- R radio de transición de los accesorios soldados como se ilustra en la TABLA 62 (mm); radio mínimo de una viga dentro de un panel (mm); radio de curvatura (mm); factor de reducción que se aplica a la resistencia de diseño al corte de los pernos que atraviesan placas de relleno.

- R_1 para una aleta de una sección en cajón, constante que multiplicada por es igual a 0.6 veces la esbeltez de dicha aleta para la cual el esfuerzo de pandeo elástico equivale a la resistencia a fluencia de este elemento bajo una combinación de esfuerzo normal y esfuerzo cortante.
- R_2 para una aleta de una sección en cajón, constante que multiplicada por $y_c k E F$ es igual a la esbeltez de dicha aleta para la cual el esfuerzo de pandeo elástico de este elemento equivale a $y_r F$.
- R_b factor de redistribución de esfuerzos en el alma.
- R_{cf} valor absoluto de la relación entre y y en un punto de empalme $c_f F$
- R_g factor de modificación de la resistencia de la aleta
- R_h factor de hibridez
- R_n resistencia nominal de un perno, conexión o material conectado (N o MPa); resistencia nominal a una carga concentrada (N)
- $(R_{pB})_n$ resistencia nominal al aplastamiento sobre pasadores (N)
- $(R_{pB})_r$ resistencia de diseño al aplastamiento sobre pasadores (N)
- R_{pc} factor de plastificación del alma para la aleta a compresión.
- R_{pt} factor de plastificación del alma para la aleta en tensión.
- R_r resistencia de diseño de un perno, conexión o material conectado (N o MPa); resistencia de diseño a tensión de elementos de conexión (N); resistencia de diseño a tensión de placas de unión (N).
- $(R_{sb})_n$ resistencia nominal al aplastamiento para el extremo ajustado de los rigidizadores de apoyo (N).
- $(R_{sb})_r$ resistencia de diseño al aplastamiento para el extremo ajustado de los rigidizadores de apoyo (N)
- R_u carga concentrada o reacción de apoyo mayorada (N)
- r mínimo radio de giro de un miembro solicitado por tensión o compresión (mm); radio de giro de un miembro armado respecto a un eje perpendicular a una placa perforada (mm); radio de giro de un rigidizador longitudinal del alma, incluyendo un ancho efectivo de alma, tomado respecto al eje neutro de la sección combinada (mm)
- r_i radio mínimo de giro de un perfil individual (mm)
- r_{ib} radio de giro de un perfil individual, respecto a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro (mm)
- r_n esfuerzo nominal de aplastamiento en las perforaciones de los pernos (MPa)
- r_s radio de giro de un perfil o tubo de acero estructural respecto al eje perpendicular al plano de pandeo (mm)
- r_t radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional (mm)
- r_{ts} radio de giro usado para calcular (mm) r L

- r_x radio de giro de un perfil angular respecto al eje geométrico paralelo a la aleta conectada (mm); radio de giro respecto al eje (mm) x
- r_y radio de giro de una sección de acero respecto a un eje vertical en el plano del alma (mm); radio de giro alrededor del eje (mm)
- r_{yc} radio de giro de la aleta a compresión respecto a un eje vertical en el plano del alma (mm)
- r_z radio de giro de un perfil angular respecto a su eje principal menor (mm)
- r_σ relación objetivo de esfuerzos de flexión en una viga de sección en con curvatura horizontal.
- r_o radio de giro polar respecto al centro de cortante (mm)
- S módulo elástico de la sección (mm³); módulo elástico de la sección respecto al eje de flexión (mm³)
- S_{eff} módulo elástico efectivo de la sección respecto al eje de flexión, determinado usando para la aleta a compresión un ancho efectivo (mm³)
- S_g módulo elástico de la sección bruta de placas de unión (mm³)
- S_n módulo elástico de la sección neta de placas de unión (mm³)
- S_{LT} módulo elástico de la sección compuesta a largo plazo (mm³)
- S_{NC} módulo elástico de la sección no compuesta (mm³)
- S_s módulo elástico de un rigidizador transversal de la aleta (mm³)
- S_{ST} módulo elástico de la sección compuesta a corto plazo (mm³)
- S_x módulo elástico de la sección para la aleta inferior (inclinada) de un miembro de profundidad variable (mm³); módulo elástico de la sección respecto al eje (mm³); módulo de la sección respecto al eje geométrico mayor (mm³)
- S_{xc} módulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para la aleta a compresión, tomado como (mm³); módulo elástico de la sección para la aleta a compresión
- S_{xt} módulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para la aleta en tensión, tomado como (mm³)
- S_y módulo elástico de la sección respecto al eje paralelo al alma (mm³)
- S distancia longitudinal entre dos pernos consecutivos en una cadena en zig-zag (mm); separación longitudinal del refuerzo transversal en un miembro revestido de concreto (mm); separación de los pernos sobre una línea individual o en un patrón en zig-zag adyacente a un borde libre de una placa o perfil exterior (mm); distancia vertical entre pernos en un empalme de alma (mm)
- S_t máxima separación transversal entre conectores de cortante en la aleta de una sección en cajón compuesta (mm)

- T par torsor interno en una sección en cajón debido a las cargas mayoradas (N-mm); par torsor interno debido a las cargas mayoradas (N-mm); espesor del metal base de la parte de mayor espesor en una conexión con soldaduras de filete (mm) (TABLA 79)
- T_n resistencia nominal de un perno solicitado por tensión axial o a una combinación de tensión axial y corte (N)
- T_r resistencia de diseño de un perno solicitado por tensión axial o a una combinación de tensión axial y corte (N)
- T_u fuerza de tensión en cada perno debida a la combinación de cargas para el estado límite Servicio II (N)
- t espesor de la placa o placas (mm); espesor del tubo o pared (mm); espesor del perfil o la placa exterior más delgada (mm); espesor del material conectado (mm); espesor de la parte conectada más delgada (mm)
- t_b espesor de la aleta que transmite la fuerza concentrada en una conexión de un pórtico rígido (mm)
- t_c espesor de la aleta del miembro a rigidizar en una conexión de un pórtico rígido (mm)
- t_f espesor de la aleta (mm); espesor de la aleta de un conector de cortante tipo canal (mm); espesor de la aleta que resiste una carga concentrada o reacción de apoyo (mm)
- t_{fc} espesor de la aleta a compresión (mm); espesor de pared de diseño de la aleta a compresión, tomada igual a 0.93 veces el espesor nominal de la pared para fabricados por soldadura de resistencia eléctrica e igual al espesor nominal de la pared para otros procesos de fabricación (mm)
- t_{ft} espesor de la aleta en tensión (mm)
- t_p espesor de una placa cargada transversalmente (mm); espesor de un elemento rigidizador saliente (mm)
- t_s espesor de una losa de concreto (mm); espesor de un rigidizador longitudinal de alma o de aleta (mm); espesor de un rigidizador de nervadura de arco (mm)
- t_w espesor del alma (mm); espesor del alma o tubo (mm); espesor del alma de un conector de cortante tipo canal (mm); espesor del alma a rigidizar en una conexión de un pórtico rígido (mm); espesor del alma de una nervadura de arco (mm); espesor de pared de diseño del alma, igual a 0.93 veces el espesor nominal de la pared para fabricados por soldadura de resistencia eléctrica e igual al espesor nominal de la pared para otros procesos de fabricación (mm)
- U factor de reducción que tiene en cuenta el retraso de cortante en conexiones solicitadas por tensión
- U_{bs} factor de reducción para el estado límite de desgarramiento en bloque, igual a 1.0 cuando el esfuerzo de tensión es uniforme e igual a 0.50 cuando no lo es
- V fuerza cortante adicional para miembros armados con placas perforadas (N); fuerza cortante vertical mayorada en el diafragma interno de una sección en cajón sobre una pila interior, debida a la flexión más la torsión de Saint Venant (N)
- V_{cr} resistencia al pandeo por cortante (N)

- V_f rango de la fuerza cortante vertical bajo la combinación de cargas para estado límite de fatiga (N)
- V_{fat} rango de la fuerza cortante longitudinal de fatiga por unidad de longitud (N/mm)
- V_n resistencia nominal a cortante (N)
- V_p fuerza cortante plástica (N)
- V_r resistencia de diseño a cortante (N); resistencia de diseño a cortante de placas de unión
- V_{sr} rango de la fuerza cortante horizontal de fatiga por unidad de longitud (N/mm); suma vectorial del rango de la fuerza cortante horizontal de fatiga más el rango de la fuerza cortante por torsión de fatiga en la losa de concreto para la aleta de una sección en cajón compuesta (N/mm)
- V_u fuerza cortante debida a las cargas mayoradas (N); fuerza cortante vertical debida a las cargas mayoradas en un alma inclinada de una sección en cajón (N)
- V_{ui} fuerza cortante debida a las cargas mayoradas a lo largo de un alma inclinada de una sección en cajón (N)
- V_{uw} fuerza cortante de diseño para el alma en un punto de empalme (N)
- w distancia entre centros de las aletas superiores de una sección tipo omega invertida (mm); ancho de una placa (mm); longitud efectiva del tablero que se supone actuando en dirección radial a la viga (mm); el mayor valor entre el ancho entre rigidizadores longitudinales de la aleta de una sección en cajón y la distancia entre un alma y el rigidizador longitudinal de la aleta más próximo (mm)
- x_o distancia sobre el eje entre el centro de cortante y el centroide de una sección transversal (mm)
- X distancia entre el centroide del miembro y la superficie de la cartela o platina de conexión (mm); distancia perpendicular desde el plano de la conexión hasta el centroide de la sección transversal del miembro en tensión o de la porción de dicha sección transversal que tributa a la conexión (mm); parámetro dimensional usado en el cálculo del factor de reducción por retraso de cortante (mm) U
- Y_o distancia del eje neutro a la fibra extrema de la sección transversal (mm)
- y_o distancia sobre el eje entre el centro de cortante y el centroide de la sección transversal (mm) y
- y distancia del eje neutro plástico al nivel superior del elemento sobre el que se encuentra dicho eje neutro (mm)
- Z parámetro de curvatura para determinar la rigidez que deberá tener el rigidizador longitudinal del alma; módulo plástico de la sección (mm³); módulo plástico de la sección respecto al eje de flexión (mm³)
- Z_r resistencia a la fatiga por cortante de un conector de cortante individual (N)
- Z_x módulo plástico de la sección respecto al eje (mm³)
- Z_y módulo plástico de la sección respecto al eje paralelo al alma (mm³)

- α relación de separación ; factor que define la línea recta inclinada que representa la porción de vida finita de la resistencia a corte por fatiga de un conector de cortante tipo espigo; factor para el diseño de empalmes de aletas generalmente igual a 1.0, excepto que para aletas con menor que se podrá utilizar un valor igual a
- β factor igual a dos veces el área del alma (calculada con base en) dividida entre , usado para calcular el factor de hibridez; factor que define la relación aproximada entre y para la cual una sección compuesta en flexión positiva alcanza el momento plástico
- η modificador de las cargas relacionado con la ductilidad, la redundancia y la importancia operativa
- Υ factor de carga especificado en la TABLA 2; relación entre y para el diseño de placas de relleno
- Δ contraflecha total en cualquier sección a lo largo del vano efectivo para una viga curvada por calor, incluyendo cualquier contraflecha adicional aplicada para compensar posibles pérdidas de dicha contraflecha (mm); factor de reducción para el esfuerzo máximo en la aleta de una sección en cajón
- Δ_{DL} contraflecha usada para compensar la deflexión por carga muerta u otras cargas especificadas en cualquier sección a lo largo del vano efectivo para una viga curvada por calor (mm)
- (Δf) rango de esfuerzos de la carga viva debida al paso de la carga de fatiga (MPa)
- $(\Delta F)^c_n$ resistencia nominal a la fatiga para la Categoría C de diseño a fatiga (MPa)
- $(\Delta F)_n$ resistencia nominal a la fatiga (MPa)
- (ΔF_{TH}) umbral de fatiga para amplitud constante (MPa)
- Δ_M máximo valor de a lo largo del vano efectivo para una viga curvada por calor (mm)
- Δ_R contraflecha adicional aplicada para compensar posibles pérdidas de dicha contraflecha en una viga curvada por calor (mm)
- λ factor de esbeltez de columna normalizado
- λ_f relación de esbeltez para la aleta a compresión; relación de esbeltez para la aleta
- λ_{pf} relación de esbeltez límite para una aleta compacta
- λ_{pw} relación de esbeltez límite para un alma compacta
- $\lambda_{pw(Dc)}$ relación de esbeltez límite para un alma compacta correspondiente a (A6.2.2)
- $\lambda_{pw(Dcp)}$ relación de esbeltez límite para un alma compacta correspondiente a (A6.2.1)
- λ_{rf} relación de esbeltez límite para una aleta no compacta
- λ_{rw} relación de esbeltez límite para un alma no compacta
- λ_w relación de esbeltez para el alma con base en el momento elástico
- ψ relación entre el área total de la sección transversal y el área de la sección transversal de ambas aletas; constante usada para determinar el momento de inercia que deberán tener los rigidizadores longitudinales para las aletas de las secciones tipo cajón

- ρ factor igual al menor valor entre y 1.0, usado para calcular el factor de hibridez
- ρ_t factor igual al mayor valor entre y 1.0
- θ ángulo de inclinación de la aleta inferior de un miembro de profundidad variable (grados); ángulo de inclinación de la placa del alma de una sección en cajón respecto a la vertical (grados); ángulo de ensamble entre un miembro a compresión y un miembro adyacente en una conexión con placa de unión
- θ_p rotación plástica en una sección sobre una pila interior (radianes)
- θ_{RL} rotación plástica para la cual el momento en una sección sobre una pila interior comienza nominalmente a disminuir a medida que aumenta $p \theta$ (radianes)
- σ_{flg} rango de los esfuerzos longitudinales por fatiga en la aleta inferior, sin considerar la flexión lateral de la aleta (MPa)
- Φ factor de resistencia; factor de resistencia durante el hincado de pilotes; factor de resistencia para concreto en tensión especificado en el Artículo 255a)
- Φ_b factor de resistencia para aplastamiento
- Φ_{bb} factor de resistencia para aplastamiento de pernos sobre el material conectado
- Φ_{bs} factor de resistencia para desgarramiento en bloque
- Φ_c factor de resistencia para compresión axial
- Φ_{cg} factor de resistencia para placas de unión en compresión en armaduras
- Φ_{cs} factor de resistencia para placas de unión en cuerdas de armaduras
- Φ_{e1} factor de resistencia para cortante sobre el área efectiva del metal de soldadura en soldaduras de penetración completa; factor de resistencia para tensión normal al área efectiva del metal de soldadura en las soldaduras de penetración parcial
- Φ_{e2} factor de resistencia para cortante paralelo al eje del metal de soldadura en soldaduras de penetración parcial; factor de resistencia para cortante en la garganta del metal de soldadura en soldaduras de filete
- Φ_f factor de resistencia para flexión
- Φ_s factor de resistencia para cortante en pernos
- Φ_{SC} factor de resistencia para conectores de cortante
- Φ_{sd} factor de resistencia para adaptación plástica
- Φ_{st} factor de resistencia para conectores de cortante en tensión
- Φ_t factor de resistencia para tensión en pernos
- Φ_u factor de resistencia para fractura en la sección neta de miembros solicitados por tensión

- Φ_v factor de resistencia para cortante
- Φ_{vu} factor de resistencia para rotura a cortante de elementos de conexión, especificado en el Artículo 453
- Φ_{vy} factor de resistencia para fluencia a cortante de placas de unión en armaduras
- Φ_w factor de resistencia al arrugamiento del alma
- Φ_y factor de resistencia para fluencia en la sección bruta de miembros solicitados por tensión
- Ω factor de reducción para fluencia a cortante de placas de unión

CAPÍTULO IV MATERIALES

SECCIÓN 1 ACEROS ESTRUCTURALES

Artículo 431. ACEROS ESTRUCTURALES. Los aceros estructurales deberán satisfacer los requisitos especificados en la TABLA 60, y el diseño se deberá realizar con base en las propiedades mínimas indicadas.

Artículo 432. MÓDULO DE ELASTICIDAD.

- a) El módulo de elasticidad y el coeficiente de expansión térmica se supondrán iguales a 200 000 MPa y 11.7×10^{-6} mm/mm/°C respectivamente para todos los aceros estructurales.
- b) Podrán utilizarse aceros AASHTO M 270M/M 270, Grado 36 (ASTM A 709 / A 709M, Grado 36) en espesores por encima de los 100 mm para aplicaciones no estructurales o componentes de los apoyos.
- c) Se permite utilizar perfiles estructurales de acero aleado templado y revenido y tubos sin costura con una resistencia especificada a la tracción no mayor que 965 MPa en el caso de los perfiles estructurales ni mayor que 1000 MPa en el caso de los tubos sin costura, siempre y cuando:
 1. El material satisfaga todos los demás requisitos mecánicos y químicos del acero AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A 709M), Grado HPS 100W, y
 2. El diseño esté basado en las propiedades mínimas especificadas para el acero AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A 709/A709M), Grado HPS 100W.
- d) Los tubos estructurales deberán ser tubos conformados en frío y soldados o tubos sin costura de acuerdo con la norma ASTM A 500, Grado B o Grado C, o con la norma ASTM A847, o tubos soldados conformados en caliente o tubos sin costura de acuerdo con las normas ASTM A 501 o ASTM 618.

- e) Las limitaciones del espesor relativas a los perfiles y grupos laminados deberán satisfacer lo establecido en la norma AASHTO M 160/M 160 (ASTM A6/A6M). (ASTM A 6M).

TABLA 60
PROPIEDADES MECANICAS MINIMAS DEL ACERO ESTRUCTURAL POR FORMA, RESISTENCIA Y ESPESOR

Designación AASHTO	M270M/ M270	M270M/ M 270	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	M270M/ M270	M 270M/ M 270	
	Grado 36	Grado 50	Grado 50S	Grado 50W	Grado HPS 50W	Grado HPS 70W	Grado HPS 100W	
Designación Equivalente ASTM	A709/ A709M	A709/ A709M	A709/ A709M	A709/ A709M	A709/ A709M	A709/ A709M	A709/ A709M	
	Grado 36	Grado 50	Grado 50S	Grado 50W	Grado HPS 50W	Grado HPS 70W	Grado HPS 100W	
Espesor de placas	hasta 102 mm	hasta 102 mm	No aplica	hasta 102 mm	hasta 102 mm	hasta 102 mm	hasta 64 mm	Mayor que 64 mm a 102 mm
Perfiles	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Resistencia mínima a la tracción, F_u , MPa	400	450	450	485	485	585	760	690
Punto de fluencia mínimo especificado o Resistencia mínima especificada a la fluencia, F_y , MPa	250	345	345	345	345	485	690	620

SECCIÓN 2
PASADORES, RODILLOS Y BALANCINES

Artículo 433. PASADORES, RODILLOS Y BALANCINES. El acero para los pasadores, rodillos y balancines de expansión deberá satisfacer los requisitos de la TABLA 61, la TABLA 60 o la sección 7 del capítulo IV del presente título. Los rodillos de expansión no deberán tener menos de 100 mm de diámetro.

TABLA 61
PROPIEDADES MECANICAS MINIMAS DE LOS PASADORES, RODILLOS Y BALANCINES POR TAMAÑO Y RESISTENCIA

Designación AASHTO con limitaciones de tamaño	M 169 diámetro ≤ 102 mm	M 102M/ M 102 diámetro ≤ 508 mm	M 102M/ M 102 diámetro ≤ 508 mm	M 102M/ M 102 diámetro ≤ 254 mm	M 102M/ M 102 diámetro ≤ 508 mm
Designación ASTM - Grado o Clase	≤ 102 mm Grados 1016 a 1030 incl.	A668/ A668M Clase C	A668/ A668M Clase D	A668/ A668M Clase F	A668/ A668M Clase G
Punto de fluencia mínimo especificado, F_y , MPa	250	228	258	345	345

SECCIÓN 3
PERNOS, TUERCAS Y ARANDELAS

Artículo 434. PERNOS.

- a) Los pernos usados como sujetadores estructurales deberán cumplir con una de las siguientes especificaciones:
1. Especificación Estándar para Pernos y Espigos de Acero al Carbono, con Resistencia a la Tensión de 420 MPa, ASTM A307 Grado A o B.
 2. Especificación Estándar para Pernos Estructurales de Acero, Tratados Térmicamente, con 830/725 MPa de Resistencia Mínima a la Tensión, con una resistencia mínima requerida a la tensión de 830 MPa para diámetros de 12.7 mm a 25.4 mm y de 725 MPa para diámetros de 28.6 mm a 38.1 mm, AASHTO M 164 (ASTM A325)
 3. Especificación Estándar para Pernos Estructurales de Acero Tratados Térmicamente, con 1035 MPa de Resistencia Mínima a la tracción, AASHTO M 253 (ASTM A490).
- b) Los pernos Tipo 1 deberán utilizarse con aceros distintos de los aceros intemperizables. Con los aceros intemperizables deberán usarse pernos Tipo 3 conformes ya sea con la norma AASHTO M 164 (ASTM A325) o con la norma AASHTO M 253 (ASTM A490). Los pernos Tipo 1 conformes con la norma AASHTO M 164 (ASTM A325) podrán ser galvanizados por inmersión en caliente de acuerdo con la norma AASHTO M 232M /M 232 (ASTM A153/A153M), Clase C, o galvanizados mecánicamente de acuerdo con AASHTO M 298 (ASTM B695), Clase 50, cuando así lo apruebe el Ingeniero. Los pernos galvanizados deberán ser sometidos a ensayos adicionales después del galvanizado, según lo requerido por AASHTO M 164 (ASTM A325).
- c) Los pernos AASHTO M 253 (ASTM A490) no deberán ser galvanizados.
- d) Las arandelas, tuercas y pernos de cualquier conjunto deberán ser galvanizados por el mismo proceso. Las tuercas deberán tener una rosca profunda, lo mínimo necesario para permitir el ensamble, y se deberán lubricar con un lubricante que contenga un colorante visible.
- e) Los pernos de anclaje se ajustarán a una de las siguientes normas:
1. ASTM A307 Grado C.

2. ASTM F1554.

Artículo 435. TUERCAS.

a) Tuercas para sujetadores estructurales.

1. Las tuercas utilizadas con sujetadores estructurales deberán satisfacer las siguientes disposiciones, según sea apropiado.
2. Excepto según se indica a continuación, las tuercas para pernos AASHTO M 164 (ASTM A325) deberán cumplir con la Especificación Estándar para Tuercas de Acero al Carbono y de Aleación, AASHTO M 291 (ASTM A563), Grados DH, DH3, C, C3 y D.
3. Las tuercas para pernos AASHTO M 253 (ASTM A490) deberán ajustarse a los requisitos de AASHTO M 291 (ASTM A563), Grados DH y DH3.
4. Las tuercas a ser galvanizadas deberán ser tratadas térmicamente como Grado DH. Se aplicarán las disposiciones del Artículo 434. Todas las tuercas galvanizadas deberán ser lubricadas con un lubricante que contenga un colorante visible.
5. Las tuercas normales deberán tener una dureza mínima de 89 HRB.
6. Las tuercas a ser usadas con pernos AASHTO M 164 (ASTM A325) Tipo 3 deberán ser de Grado C3 o DH3. Las tuercas a ser usadas con pernos AASHTO M 253 (ASTM A490) Tipo 3 deberán ser de Grado DH3.

b) Tuercas usadas con pernos de anclaje. Las tuercas usadas con pernos de anclaje deberán satisfacer las siguientes disposiciones, según corresponda.

1. Las tuercas para pernos de anclaje ASTM A307 Grado C y ASTM F1554 deberán ajustarse a la norma AASHTO M 291 (ASTM A563) para el grado y tamaño correspondientes del perno de anclaje.
2. Las tuercas a ser galvanizadas deberán ser tratadas térmicamente, Grado DH o DH3. Se aplican las disposiciones del Artículo 434. Todas las tuercas galvanizadas deberán lubricarse con un lubricante que contenga un colorante visible.

Artículo 436. ARANDELAS. Las arandelas deberán ajustarse a la Especificaciones Estándar para Arandelas de Acero Endurecidas, AASHTO M 293 (ASTM F436). Para las arandelas galvanizadas se aplican las disposiciones del Artículo 434.

Artículo 437. SUJETADORES ALTERNATIVOS.

- a) Otros sujetadores o conjuntos de sujeción no especificados en los artículos precedentes, tales como los que se ajustan a los requisitos de la norma ASTM F1852, podrán utilizarse con la aprobación del Ingeniero, siempre y cuando:
- b) Se cumplan los requisitos de materiales, fabricación y composición química de la norma AASHTO M 164 (ASTM A325) o la norma AASHTO M 253 (ASTM A490),
- c) Se cumplan los requisitos de propiedades mecánicas de la misma norma en pruebas a escala real, y

El diámetro del cuerpo y las áreas de apoyo debajo de la cabeza y la tuerca, o su equivalente, no sean menores que los proporcionados por un perno y una tuerca de las mismas dimensiones nominales prescritas en el Artículo 434 y Artículo 435.

- d) Otras dimensiones de dichos sujetadores alternativos podrán diferir de las correspondientes para los pernos, tuercas y arandelas especificados en el Artículo 434 a Artículo 436.

Artículo 438. DISPOSITIVOS INDICADORES DE CARGA. Se podrán utilizar dispositivos indicadores de carga que se ajusten a los requisitos de la norma ASTM F959 conjuntamente con pernos, tuercas y arandelas. Se permite el uso de dispositivos indicadores de carga como parte de ensambles de sujeción con tuercas hexagonales pesadas endurecidas AASHTO M 291 (ASTM A563) Grado DH, siempre y cuando tanto el dispositivo indicador de carga como la tuerca hexagonal pesada cumplan los requisitos de propiedades mecánicas de las normas ASTM correspondientes. Cuando lo apruebe el ingeniero, se podrán utilizar dispositivos indicadores directos de tensión alternativos.

SECCIÓN 4 CONECTORES DE CORTANTE TIPO ESPIGO

Artículo 439. CONECTORES DE CORTANTE TIPO ESPIGO. Los conectores de cortante tipo espigo deberán fabricarse a partir de barras estiradas en frío, Grados 1015, 1018 o 1020, ya sean de acero calmado o semicalmado, de conformidad con la norma AASHTO M 169 (ASTM A108), con una resistencia mínima especificada a la fluencia de 345 MPa y una resistencia mínima especificada a la tensión de 415 MPa. Cuando se usen topes para contener el fundente, éstos deberán ser de un acero de bajo carbono apto para soldadura y deberán ajustarse a la norma ASTM A109.

SECCIÓN 5 METAL DE SOLDADURA

Artículo 440. METAL DE SOLDADURA. El metal de soldadura se deberá ajustar a los requisitos de la norma *AASHTO/AWS D1.5M/D1.5 Código de Soldadura de Puentes*.

SECCIÓN 6 METALES DE FUNDICIÓN

Artículo 441. FUNDICIÓN DE ACERO Y HIERRO DÚCTIL.

- a) El acero de fundición se deberá ajustar a una de las siguientes especificaciones:
1. AASHTO M 103M/M 103 (ASTM A27/A27M), Grado 70-36 (485 MPa – 250 MPa), a menos que se especifique lo contrario;
 2. AASHTO M 163M/M 163 (ASTM A743/A743M) Grado CA 15, a menos que se especifique lo contrario.
- b) Las fundiciones de hierro dúctil deberán cumplir con la norma ASTM A536, Grado 60-40-18 (415 MPa – 275 MPa-18), a menos que se especifique lo contrario.

Artículo 442. FUNDICIONES MALEABLES. Las fundiciones maleables deberán cumplir con la norma ASTM A47, Grado 35018. El esfuerzo mínimo especificado de fluencia no deberá ser inferior a 242 MPa.

Artículo 443. FUNDICIÓN DE HIERRO. Las piezas de fundición de hierro se deberán ajustar a la norma AASHTO M 105 (ASTM A48), Clase 30.

SECCIÓN 7 ACERO INOXIDABLE

Artículo 444. ACERO INOXIDABLE.

- a) El acero inoxidable podrá ajustarse a una de las siguientes especificaciones:
1. ASTMA176,
 2. ASTM A240,
 3. ASTM A276, o
 4. ASTMA666.
- b) Podrá usarse un acero inoxidable que no se ajuste a una de las especificaciones arriba mencionadas siempre que cumpla con los requisitos químicos y mecánicos de una de ellas o de otras especificaciones publicadas que establezcan sus propiedades y aptitud y que estén sujetas a análisis, pruebas y otros controles con la extensión y métodos prescritos por una de las especificaciones indicadas.

SECCIÓN 8 CABLES

Artículo 445. ALAMBRE BRILLANTE. El alambre brillante se deberá ajustar a la norma ASTM A510.

Artículo 446. ALAMBRE GALVANIZADO. El alambre galvanizado se deberá ajustar a la norma ASTM A641.

Artículo 447. ALAMBRE CON RECUBRIMIENTO EPÓXICO. El alambre con recubrimiento epóxico se deberá ajustar a la norma ASTM A99.

Artículo 448. CABLES PARA PUENTES. Los cables para puentes deberán cumplir la norma ASTM A586 o la ASTM A603.

CAPÍTULO V ESTADOS LÍMITES

SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 449. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) Se deberá investigar el comportamiento estructural de los componentes de acero, o de acero en combinación con otros materiales, para cada etapa que pueda resultar crítica durante la construcción, manipulación, transporte y montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura de la cual forman parte.
- b) Los componentes de la estructura se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos correspondientes a los estados límites de resistencia, eventos extremos, servicio y fatiga.

SECCIÓN 2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 450. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. Se aplicarán los requisitos del Artículo 31 según corresponda. Los miembros solicitados por flexión deberán ser evaluados para el estado límite de servicio como se especifica en los capítulos X y XI del presente título.

SECCIÓN 3 ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA

Artículo 451. ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA.

- a) Los componentes y los detalles deberán ser investigados para el estado límite de fatiga como se especifica en el capítulo VI del presente título.
- b) Se deberán aplicar las combinaciones de cargas de fatiga especificadas en la TABLA 2 y la carga viva de fatiga especificada en el Artículo 70.
- c) Los elementos solicitados por flexión deberán ser investigados para el estado límite de fatiga y fractura como se especifica en los capítulos X y XI del presente título.
- d) Los pernos sujetos a fatiga por tensión deberán satisfacer los requisitos del Artículo 581c).
- e) Los requisitos de tenacidad a la fractura deberán estar de acuerdo con lo especificado en la sección 2 del capítulo VI del presente título.

SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Artículo 452. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) La resistencia y la estabilidad se deberán considerar usando las combinaciones de cargas de la TABLA 2 que sean aplicables.
- b) Se deberá considerar una combinación especial de cargas para investigar las condiciones de construcción de los componentes de la superestructura primaria de acero bajo las cargas aplicadas a la estructura de acero completamente montada, como se especifica en el Artículo 58.

Artículo 453. FACTORES DE RESISTENCIA. Los factores de resistencia, ϕ , se deberán tomar como sigue para el estado límite de resistencia:

- a) Para flexión $\phi_f = 1.00$.
- b) Para corte $\phi_v = 1.00$.
- c) Para compresión axial, elementos solamente de acero $\phi_c = 0.95$.
- d) Para compresión axial, elementos compuestos $\phi_c = 0.90$.
- e) Para tensión, fractura en la sección neta $\phi_u = 0.80$.
- f) Para tensión, fluencia en la sección bruta $\phi_y = 0.95$.
- g) Para aplastamiento sobre pasadores en orificios escariados o perforados o sobre superficies cepilladas $\phi_b = 1.00$.
- h) Para pernos en aplastamiento sobre el material $\phi_{bb} = 0.80$.
- i) Para conectores de cortante $\phi_{sc} = 0.85$.
- j) Para pernos A 325 y A 490 a tensión $\phi_t = 0.80$.
- k) Para pernos A 307 a tensión $\phi_t = 0.80$.
- l) Para pernos F 1554 a tensión $\phi_t = 0.80$.
- m) Para pernos A 307 a cortante $\phi_s = 0.75$.
- n) Para pernos F 1554 a cortante $\phi_s = 0.75$.
- o) Para pernos A 325 y A 490 a cortante $\phi_s = 0.80$.
- p) Para desgarramiento en bloque $\phi_{bs} = 0.80$.
- q) Para rotura a cortante en un elemento de conexión $\phi_{vu} = 0.80$.
- r) Para compresión en una placa de unión de una armadura $\phi_{cg} = 0.75$.
- s) Para placas de unión en empalmes de cuerdas de una armadura $\phi = 0.65$.
- t) Para fluencia a cortante en una placa de unión de una armadura $\phi = 0.80$.
- u) Para arrugamiento del alma $\phi_w = 0.80$.
- v) Para el metal de soldadura en soldaduras de penetración completa:
 1. corte sobre el área efectiva.
 2. tensión o compresión normal al área $\phi_{e1} = 0.85$ efectiva igual que el metal base.

3. tensión o compresión paralela al eje de la soldadura igual que el metal base.
- w) Para el metal de soldadura en soldaduras de penetración parcial:
1. corte paralelo al eje de la soldadura.
 2. tensión o compresión paralela al eje de la $\phi_{e2} = 0.80$ soldadura igual que el metal base.
 3. compresión normal al área efectiva igual que el metal base.
 4. tensión normal al área efectiva $\phi_{e1} = 0.80$.
- x) Para el metal de soldadura en soldaduras de filete:
1. tensión o compresión paralela al eje de la soldadura igual que el metal base.
 2. cortante en la garganta del metal de soldadura $\phi_{e2} = 0.80$.
 3. Para la resistencia durante el hincado de pilotes para la resistencia axial de pilotes en compresión y sujetos a daño por condiciones de hincado severas que hacen necesario utilizar una punta de $\phi = 1.00$ perforación: $\phi_c = 0.50$ pilotes de sección en H.
 4. pilotes de sección tubular.
 - I. $\phi_c = 0.50$.
 - II. $\phi_c = 0.60$.
 5. Para la resistencia axial de pilotes en compresión cuando las condiciones de hincado son buenas y no es necesario utilizar una punta de perforación: Pilotes de sección en H.
 6. pilotes de tubería circular.
 - III. $\phi_c = 0.60$.
 - IV. $\phi_c = 0.70$.
- y) Para resistencia a carga axial y de flexión combinadas en pilotes no dañados:
1. resistencia axial para pilotes de sección en H.
 2. resistencia axial para pilotes de tubería circular.
 - V. $\phi_c = 0.70$.
 - VI. $\phi_c = 0.80$.
 3. resistencia a flexión.
 4. Para conectores de cortante $\phi_f = 1.00$ en tensión $\phi_{st} = 0.75$.

SECCIÓN 5
ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

Artículo 454. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.

- a) Se deberán investigar todas las combinaciones de cargas correspondientes especificadas en la TABLA 2 para un evento extremo. Para el evento extremo I, γ_p se tomará igual a 1.0 para las cargas *DC* y *DW*.
- b) Con excepción de los factores de resistencia para los pernos y los conectores de cortante, todos los factores de resistencia para el estado límite de evento extremo se tomarán iguales a 1.0.
- c) Todos los factores de resistencia para pernos de anclaje ASTM A307 Grado C y ASTM F1554 se tomarán iguales a 1.0 para el estado límite de evento extremo.
- d) Las conexiones pernadas de deslizamiento crítico que se encuentren dentro de una trayectoria de cargas de sismo se diseñarán de acuerdo con los requerimientos del Artículo 573a). Igualmente, las conexiones se diseñarán para suministrar resistencia a fuerzas cortantes, de aplastamiento y de tensión de acuerdo con el Artículo 578g), Artículo 580 y Artículo 581, según sea aplicable, bajo el estado límite de evento extremo. En tales conexiones se usarán perforaciones estándar o perforaciones de ranura corta perpendicular a la línea de la fuerza.

**CAPÍTULO VI
CONSIDERACIONES SOBRE EL ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA**

**SECCIÓN 1
FATIGA**

Artículo 455. DISPOSICIONES GENERALES. La fatiga se deberá clasificar como fatiga inducida por las cargas o fatiga inducida por las distorsiones.

Artículo 456. FATIGA INDUCIDA POR LAS CARGAS.

a) APLICACIÓN.

1. La sollicitación a considerar para el diseño a fatiga de los detalles de un puente de acero será el rango de esfuerzos debido a la carga viva. Para los miembros a flexión que están provistos de conectores de cortante en toda su longitud y cuyo tablero de concreto está reforzado de acuerdo con los requisitos del Artículo 503g), los esfuerzos y rangos de esfuerzos debidos a carga viva para diseño por fatiga se podrán calcular usando la sección compuesta a corto plazo suponiendo que el tablero de concreto es efectivo tanto para flexión positiva como para flexión negativa.
2. Al investigar la fatiga no se deberán considerar los esfuerzos residuales.
3. Estos requisitos serán aplicables únicamente a los detalles sujetos a un esfuerzo aplicado neto de tensión. En zonas donde las cargas permanentes no mayoradas produzcan compresión, se deberá considerar la fatiga solamente cuando dicho esfuerzo de compresión sea menor que el máximo esfuerzo de tensión por carga viva que resulte de la combinación de cargas Fatiga I de la TABLA 2.

- b) **CRITERIOS DE DISEÑO.** En lo relativo a la fatiga inducida por las cargas, cada detalle deberá satisfacer la siguiente relación:

Ec. 305

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

Donde:

γ = factor de carga especificado en la TABLA 2 para la combinación de cargas correspondiente a fatiga.

(Δf) = sollicitación, rango de esfuerzos por carga viva debido al paso de la carga de fatiga como se especifica en el Artículo 70 (MPa).

$(\Delta F)_n$ = resistencia nominal a la fatiga como se especifica en el Artículo 456e) (MPa).

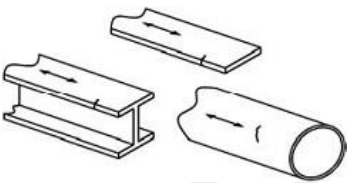

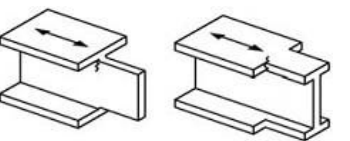
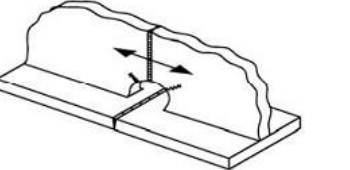
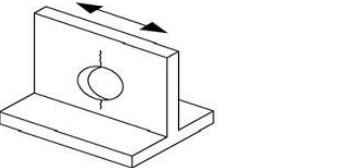
c) CATEGORÍAS PARA DISEÑO A FATIGA.

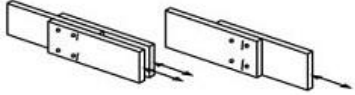
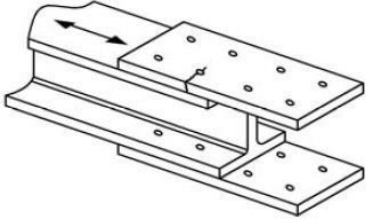
1. Los componentes y detalles se deberán diseñar de manera que satisfagan los requisitos de sus respectivas categorías para diseño a fatiga, las cuales se resumen en la TABLA 62. Cuando en esta tabla se representan perforaciones para pernos, su fabricación deberá ajustarse a las provisiones del artículo 11.4.8.5 de las Especificaciones AASHTO LRFD para Construcción de Puentes. Excepto cuando se especifique lo contrario, las perforaciones para pernos en arriostramientos transversales, diafragmas y miembros de arriostramiento lateral y en sus platinas de conexión se supondrán punzonadas a tamaño completo para efectos de diseño.
2. Excepto lo que aquí se indica para componentes y detalles en miembros de fractura crítica, cuando el Tráfico Promedio Diario de Camiones para un solo carril durante 75 años ($TPDC_{SL}$) es menor o igual que el valor aplicable especificado en la TABLA 63 para la Categoría del Detalle bajo consideración, se podrá usar la combinación de cargas Fatiga II especificada en la TABLA 2 conjuntamente con la resistencia nominal a fatiga para vida finita especificada en el Artículo 456e). En caso contrario, se deberá usar la combinación de cargas Fatiga I conjuntamente con la resistencia nominal a fatiga para vida infinita. El Tráfico Promedio Diario de Camiones para un solo carril ($TPDC_{SL}$) se calculará como se indica en el Artículo 70b).
3. Para componentes y detalles en miembros de fractura crítica se recomienda usar la combinación de carga Fatiga I especificada en la TABLA 2 conjuntamente con la resistencia nominal a la fatiga para vida infinita especificada en el Artículo 456e).
4. Los componentes y detalles de tableros ortotrópicos deberán ser diseñados para satisfacer los requerimientos de sus respectivas categorías para diseño a fatiga, resumidas en la TABLA 62, para el nivel de diseño que se haya seleccionado en la tabla y de acuerdo con lo especificado en el Artículo 672.

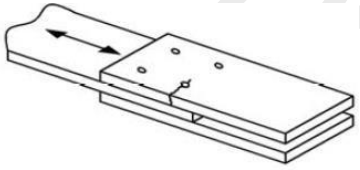
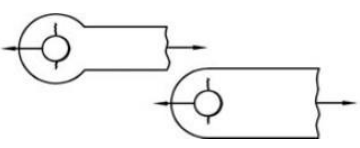
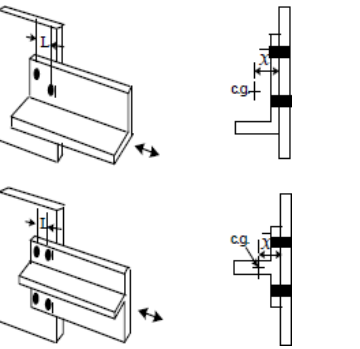
TABLA 62
CATEGORIAS PARA DISEÑO A FATIGA INDUCIDA POR CARGA.

Descripción	Categorías del detalle	Constante A	Umbral $(\Delta F)_{TH}$ MPa	Punto de inicio de grieta potencial	Ejemplos ilustrativos
Sección 1 – Material en zonas alejadas de soldaduras					

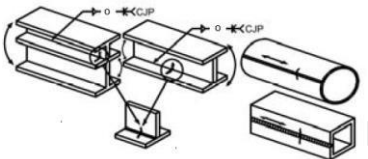
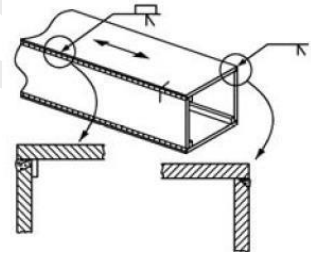
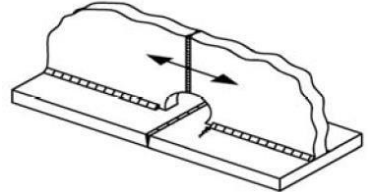
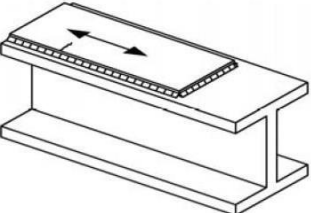
REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

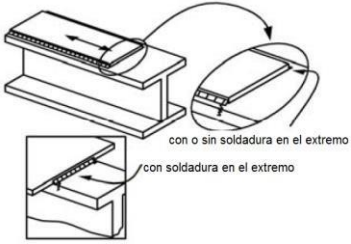
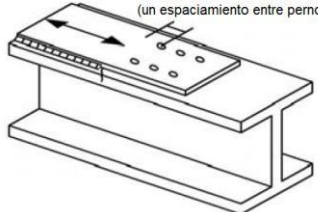

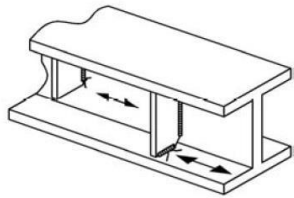
<p>1.1 — Metal base, excepto acero autoprottegido sin pintar, con acabado de laminación o limpieza superficial. Bordes cortados con llama con un valor de rugosidad superficial de 25 micras o menos, pero sin esquinas entrantes.</p>	<p>A</p>	<p>250 x 10⁸</p>	<p>165.4</p>	<p>Alejado de cualquier soldadura o conexión estructural</p>	
<p>1.2 — Metal base de acero autoprottegido sin pintar, con acabado de laminación o limpieza superficial, diseñada y detallada de acuerdo con la norma FHWA (1989). Bordes cortados con llama con un valor de rugosidad superficial de 25 micras o menos, pero sin esquinas entrantes.</p>	<p>B</p>	<p>120 x 10⁸</p>	<p>110.2</p>	<p>Alejado de cualquier soldadura o conexión estructural</p>	
<p>1.3 — Miembros con esquinas entrantes en destijeres, cortes, desaletes y otras discontinuidades geométricas ejecutadas de acuerdo con AASHTO/AWS D1.5, sin incluir agujeros de acceso de soldadura.</p>	<p>C</p>	<p>44 x 10⁸</p>	<p>68.9</p>	<p>En cualquier borde externo</p>	
<p>1.4 — Perfiles laminados con agujeros de acceso de soldadura que cumplan con los requisitos de AASHTO/AWS D1.5, artículo 3.2.4</p>	<p>C</p>	<p>44 X 10⁸</p>	<p>68.9</p>	<p>En el metal base, en la esquina reentrante del agujero de acceso de soldadura</p>	
<p>1.5 — Agujeros abiertos en miembros (Brown et al., 2007)</p>	<p>D</p>	<p>22 X 10⁸</p>	<p>48.2</p>	<p>En la sección neta con inicio al lado del agujero</p>	

Sección 2- Material conectado en juntas unidas mecánicamente					
<p>2.1 — Metal base en la sección bruta de juntas con pernos de alta resistencia pretensionados, diseñadas como conexiones de deslizamiento crítico, con los pernos instalados en perforaciones taladradas al tamaño completo o subpunzonadas y rimadas a la medida - por ejemplo, empalmes pernados en la aleta o el alma y rigidizadores pernados. (Nota: véase la condición 2.3 para perforaciones punzonadas al tamaño completo; véase la condición 2.5 para conexiones pernadas de ángulos o secciones en Te a cartelas o platinas de conexión.)</p>	<p>B</p>	<p>120 x 10⁸</p>	<p>110.2</p>	<p>A través de la sección bruta cercana a la perforación</p>	
<p>2.2 — Metal base en la sección neta de juntas con pernos de alta resistencia pretensionados, diseñadas como conexiones a aplastamiento pero fabricadas e instaladas cumpliendo con todos los requisitos aplicables a juntas</p>	<p>B</p>	<p>120 x 10⁸</p>	<p>110.2</p>	<p>A través de la sección neta con inicio al lado de la perforación</p>	
<p>de deslizamiento crítico, con los pernos instalados en perforaciones taladradas al tamaño completo o subpunzonadas y rimadas a la medida. (Nota: véase la condición 2.3 para perforaciones punzonadas al tamaño completo; véase la condición 2.5 para conexiones pernadas de ángulos o secciones en Te a cartelas o platinas de conexión.)</p>					
<p>2.3 — Metal base en la</p>					

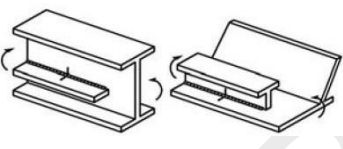
<p>sección neta o bruta de juntas con pernos de alta resistencia pretensionados e instalados en perforaciones punzonadas al tamaño completo (Brown et al., 2007); y metal base en la sección neta de otras juntas conectadas mecánicamente, con excepción de las barras de ojo y las platinas de pasadores, por ejemplo juntas con pernos ASTM A307 o pernos de alta resistencia no pretensionados. (Nota: véase la condición 2.5 para conexiones pernadas de ángulos o secciones en T a cartelas o placas de conexión.)</p>	<p>D</p>	<p>22×10^8</p>	<p>48.2</p>	<p>En la sección neta con inicio al lado de la perforación o a través de la sección bruta cercana a la perforación, según sea aplicable</p>	
<p>2.4 — Metal base en la sección neta de las cabezas de las barras de ojo y las platinas de pasadores. (Nota: para el metal base en el cuerpo de las barras de ojo o a través de la sección bruta de las platinas de pasadores, véase la condición 1.1 o 1.2 según sea aplicable.)</p>	<p>E</p>	<p>11×10^8</p>	<p>31.0</p>	<p>En la sección neta con inicio al lado de la perforación</p>	
<p>2.5 — Metal base en miembros en perfiles angulares o secciones en T conectados a una cartela o platina de conexión con pernos de alta resistencia en condición de deslizamiento crítico. El rango de esfuerzos de fatiga se deberá calcular sobre el área neta efectiva del miembro, $A_e = UA_g$, donde $U = (1 - xL)$ y donde A_g</p>	<p>Ver arriba la categoría aplicable</p>	<p>Ver arriba la constante aplicable</p>	<p>Ver arriba el umbral aplicable</p>	<p>A través de la sección bruta cercana a la perforación, o en la sección neta con origen al lado de la perforación, según sea aplicable</p>	

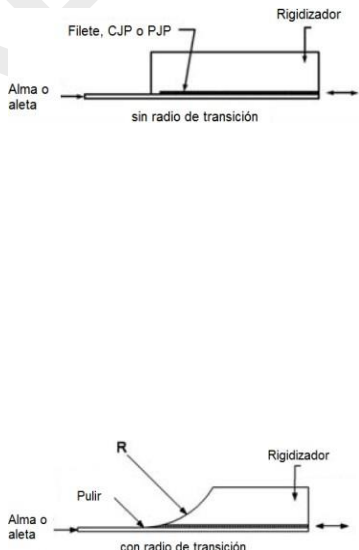
<p>es la sección bruta del miembro x es la distancia</p> <p>del centroide del miembro a la superficie de la cartela o platina de conexión y L es la distancia entre los pernos extremos de la conexión en dirección paralela a la línea de la fuerza. El efecto del momento debido a las excentricidades en la conexión no se tiene en cuenta al calcular el rango de esfuerzos (McDonald y Frank, 2009). La categoría de fatiga se tomará como la especificada para la condición 2.1. Para todos los demás tipos de conexiones pernadas, reemplazar A_g por el área neta del miembro, A_n, al calcular el área neta efectiva de acuerdo con la ecuación anterior y usar la categoría de fatiga adecuada para el tipo de conexión según la Condición 2.2 o 2.3, según sea aplicable.</p>					
<p>Sección 3 – Juntas soldadas entre componentes de perfiles armados</p>					

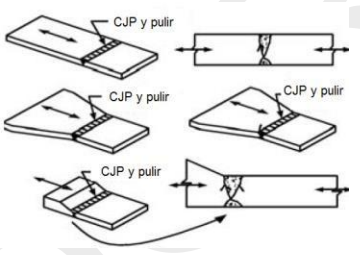
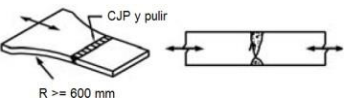
<p>3.1 — Metal base y metal de soldadura en miembros sin accesorios, armados a partir de láminas o perfiles unidos por soldaduras continuas. Estas podrán ser soldaduras longitudinales acanaladas de penetración completa, buscando la raíz y soldando desde el otro lado, o soldaduras de filete paralelas a la dirección del esfuerzo aplicado.</p>	<p>B</p>	<p>120 x 10⁸</p>	<p>110.2</p>	<p>Desde discontinuada des superficiales o internas en la soldadura, lejos del extremo de la soldadura</p>	
<p>3.2 — Metal base y metal de soldadura en miembros sin accesorios, armados a partir de láminas o perfiles unidos por soldaduras continuas. Estas podrán ser soldaduras longitudinales acanaladas de penetración completa con platina de respaldo que no se remueve o soldaduras acanaladas de penetración parcial paralelas a la dirección del esfuerzo aplicado.</p>	<p>B'</p>	<p>61 x 10⁸</p>	<p>82.7</p>	<p>Desde discontinuada des superficiales o internas en la soldadura, incluyendo las soldaduras de fijación de las platinas de respaldo</p>	
<p>3.3 — Metal base y metal de soldadura en el extremo de una soldadura longitudinal próximo a un agujero de acceso de soldadura ejecutado de acuerdo con la norma AASHTO/AWS D1.5, artículo 3.2.4, en miembros armados (Nota: no se incluye el empalme a tope en la aleta)</p>	<p>D</p>	<p>22 x 10⁸</p>	<p>48.2</p>	<p>Desde la terminación de la soldadura entrando en el alma o la aleta</p>	
<p>3.4 — Metal base y metal de soldadura en cubreplacas soldadas sobre parte de su longitud con soldaduras de filete continuas, paralelas a la dirección del esfuerzo aplicado.</p>	<p>B</p>	<p>120 x 10⁸</p>	<p>110.2</p>	<p>Desde discontinuada des superficiales o internas en la soldadura, lejos del extremo de la soldadura</p>	

<p>3.5 — Metal base en el extremo de cubreplacas de ancho menor que el de la aleta, que tienen extremos rectangulares o con reducción del ancho, con o sin soldaduras transversales en los extremos, o cubreplacas de ancho mayor que el de la aleta con soldaduras transversales en los extremos:</p> <p>Espesor de aleta ≤ 20 mm Espesor de aleta > 20 mm</p>	<p>E E'</p>	<p>11×10^8 3.9×10^8</p>	<p>31.0 17.9</p>	<p>En la aleta sobre el borde de la soldadura del extremo, o en la aleta donde termina la soldadura longitudinal, o en el borde de la aleta en el caso de cubreplacas anchas</p>	 <p>con o sin soldadura en el extremo con soldadura en el extremo</p>
<p>3.6 — Metal base en donde terminan cubreplacas soldadas sobre parte de su longitud, con conexiones de extremo Pernadas de deslizamiento crítico que satisfacen los requisitos del Artículo 537c)</p>	<p>B</p>	<p>120×10^8</p>	<p>110.2</p>	<p>En la aleta, al final de la soldadura longitudinal</p>	 <p>extremo de la soldadura (un espaciamiento entre pernos)</p>
<p>3.7 — Metal base en donde terminan cubreplacas más anchas que la aleta, soldadas sobre parte de su longitud y sin soldaduras transversales en los extremos.</p>	<p>E'</p>	<p>3.9×10^8</p>	<p>17.9</p>	<p>En el borde de la aleta, al final de la soldadura de la cubreplaca</p>	 <p>sin soldadura en el extremo tip</p>
<p>Sección 4 – Uniones de rigidizadores soldados</p>					
<p>4.1 — Metal base en el borde de la soldadura de filete entre un rigidizador transversal y la aleta o el alma. (Nota: incluye soldaduras similares en rigidizadores de apoyo y placas de conexión).</p>	<p>C'</p>	<p>44×10^8</p>	<p>82.7</p>	<p>Se inicia en la discontinuidad geométrica en el borde de la soldadura de filete y se extiende en el metal base</p>	

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE Puentes

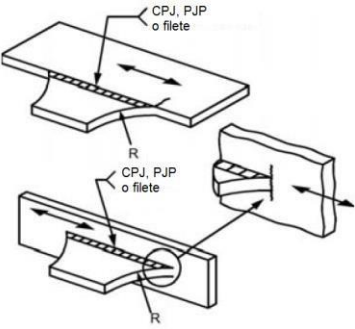
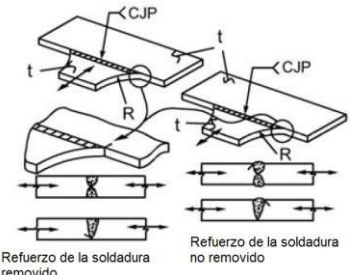
<p>4.2 — Metal base y metal de soldadura en un rigidizador longitudinal del alma o de la aleta de una sección en cajón, conectado por soldaduras de filete continuas y paralelas a la dirección del esfuerzo.</p>	<p>B</p>	<p>120 X 10⁸</p>	<p>110.2</p>	<p>Desde discontinuada des superficiales o internas en la soldadura, lejos del extremo de la soldadura</p>	
<p>4.3 — Metal base en donde termina la soldadura de un</p>					

<p>rigidizador longitudinal al alma o a la aleta de una sección en cajón:</p> <p>Con el rigidizador unido por soldaduras de filete y sin proveer un radio de transición en la terminación :</p> <p>Espesor del rigidizador < 25 mm</p> <p>Espesor del rigidizador ≥ 25 mm</p> <p>Con el rigidizador unido por soldaduras de filete usando un radio de transición <i>R</i> donde termina la soldadura, puliendo este tramo final de la soldadura:</p> <p><i>R</i> ≥ 600 mm</p> <p>600 mm > <i>R</i> ≥ 150 mm</p> <p>150 mm > <i>R</i> ≥ 50 mm</p> <p>50 mm > <i>R</i></p>	<p>E</p> <p>E'</p> <p>B C D E</p>	<p>11 X10⁸</p> <p>3.9X10⁸</p> <p>120X10⁸</p> <p>44X10⁸</p> <p>22X10⁸</p> <p>11X10⁸</p>	<p>31.0</p> <p>17.9</p> <p>110.2</p> <p>68.9</p> <p>48.2</p> <p>31.0</p>	<p>En el miembro principal donde termina la soldadura, sobre el borde de la soldadura</p> <p>En el miembro principal, cerca al punto de tangencia del radio</p>	
<p>Sección 5 – Juntas soldadas transversales a la dirección de los esfuerzos primarios</p>					

<p>5.1 — Metal base y metal de soldadura en, o adyacente a, empalmes a tope con soldaduras acanaladas de penetración completa, con la calidad de la soldadura verificada mediante ensayos no destructivos (END) y con las soldaduras pulidas a ras en dirección paralela a la dirección del esfuerzo. Las transiciones en el espesor se harán con una pendiente no mayor que 1:2.5 (ver también la FIGURA 73).</p> <p>$F_y < 690 \text{ MPa}$ $F_y \geq 690 \text{ MPa}$</p>	<p>B B'</p>	<p>120×10^8 61×10^8</p>	<p>110.2 82.7</p>	<p>Desde discontinuidades internas en el metal de la soldadura o a lo largo del límite de la fusión o al principio de la transición</p>	
<p>5.2 — Metal base y metal de soldadura en, o adyacente a, empalmes a tope con soldaduras acanaladas de penetración completa, con la calidad de la soldadura verificada</p>	<p>B</p>	<p>120×10^8</p>	<p>110.2</p>	<p>Desde discontinuidades internas en el metal de la soldadura o discontinuidades a lo largo del límite de la fusión</p>	
<p>mediante ensayos no destructivos (END) y con las soldaduras pulidas en dirección paralela a la dirección del esfuerzo en transiciones en el ancho hechas con un radio no menor que 600 mm, con el punto de tangencia en el extremo de la soldadura acanalada (ver también la FIGURA 73).</p>					

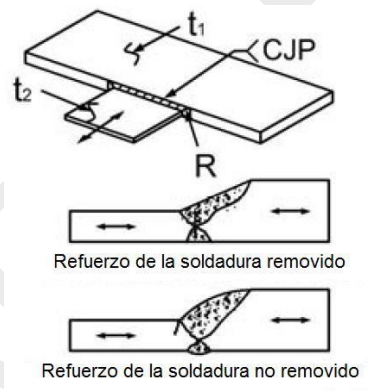
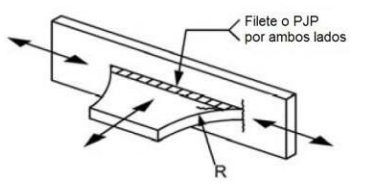
<p>5.3 — Metal base y metal de soldadura en, o adyacente a, el borde de juntas en T o de esquina con soldaduras acanaladas de penetración completa, o en empalmes a tope con soldaduras acanaladas de penetración completa, con o sin transiciones en espesor, teniendo la transición una pendiente no mayor de 1:2.5 cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura (Nota: se podrá presentar agrietamiento en la aleta de la Te debido a los esfuerzos de flexión fuera del plano inducidos por el alma).</p>	<p>C</p>	<p>44X10⁸</p>	<p>68.9</p>	<p>Desde la discontinuidad superficial en el borde de la soldadura, extendiéndose en el metal base o a lo largo del límite de la fusión</p>	
<p>5.4 — Metal base y metal de soldadura en detalles donde elementos en lámina discontinuos sometidos a carga están conectados con un par de soldaduras de filete o soldaduras acanaladas de penetración parcial sobre lados opuestos de la lámina perpendicular a la dirección del esfuerzo primario.</p>	<p>C</p>	<p>44X10⁸</p>	<p>68.9</p>	<p>Se inicia en la discontinuidad geométrica en el borde de la soldadura y se extiende en el metal base, o se inicia en la raíz de la soldadura sometida a tensión y se extiende primero hacia arriba y luego hacia afuera en la soldadura</p>	

Sección 6 – Aditamentos soldados con carga transversal

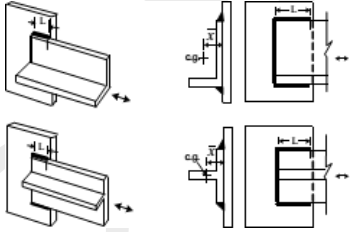
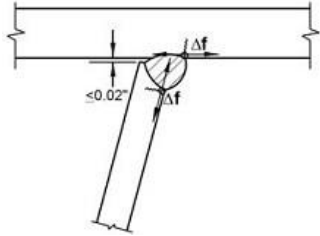
<p>6.1 — Metal base en un componente cargado longitudinalmente al cual se conecta un aditamento con carga transversal (por ejemplo, una placa de conexión lateral) unido por una soldadura paralela a la dirección del esfuerzo primario, incorporando un radio de transición R: Cuando se pule la terminación de la soldadura: $R \geq 600$ mm $600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm $150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm $50 \text{ mm} > R$ Cuando no se pule la terminación de la soldadura, para cualquier radio de transición (Nota: se verificará también la condición 6.2, 6.3 o 6.4 según aplique)</p>	<p>B C D E E</p>	<p>120×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8 11×10^8</p>	<p>110.2 68.9 48.2 31.0 31.0</p>	<p>Cerca del punto de tangencia del radio en el borde del componente cargado longitudinalmente o en el borde de la terminación de la soldadura cuando ésta no ha sido pulida.</p>	
<p>6.2 — Metal base en un aditamento cargado transversalmente (por ejemplo, una placa de conexión lateral) unido a un componente del mismo espesor cargado longitudinalmente por una soldadura acanalada de penetración completa paralela a la dirección del esfuerzo principal e incorporando un radio de transición R, con la calidad de la soldadura verificada mediante END y con acabado pulido en la terminación de la soldadura.</p>	<p>B C D E</p>			<p>Cerca de los puntos de tangencia del radio o en la soldadura o en el límite de fusión del</p>	

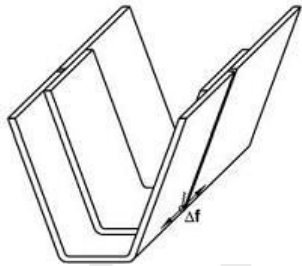
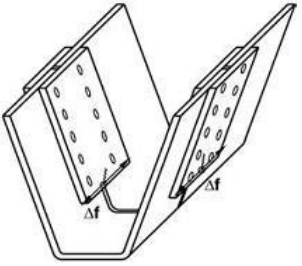
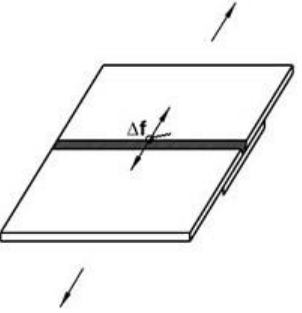
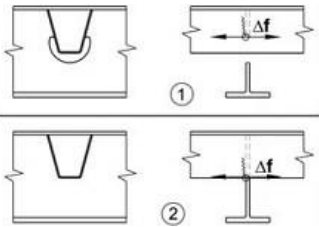
REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

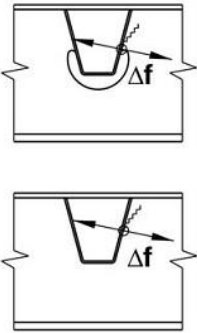
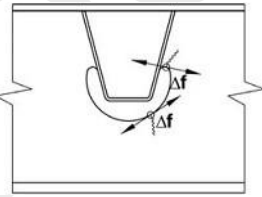
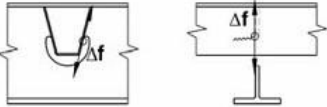
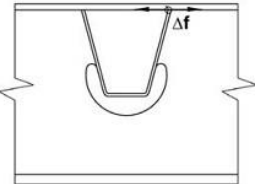
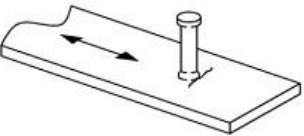
<p>Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura: $R \geq 600$ mm $600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm $150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm $50 \text{ mm} > R$</p>		<p>120×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8</p>	<p>110.2 68.9 48.2 31.0</p>	<p>componente cargado longitudinalmente o del aditamento cargado transversalmente</p>	
<p>Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura: $R \geq 600$ mm $600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm $150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm $50 \text{ mm} > R$ (Nota: deberá verificarse también la condición 6.1)</p>	<p>C C D E</p>	<p>44×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8</p>	<p>68.9 68.9 48.2 31.0</p>	<p>En el borde de la soldadura, ya sea a lo largo del borde del componente cargado longitudinalmente o a lo largo del borde del aditamento cargado transversalmente</p>	

<p>6.3 — Metal base en un aditamento cargado transversalmente (por ejemplo, una placa de conexión lateral) unido a un componente de diferente espesor cargado longitudinalmente por una soldadura acanalada de penetración completa paralela a la dirección del esfuerzo principal e incorporando un radio de transición R, con la calidad de la soldadura verificada mediante END y con acabado pulido en la terminación de la soldadura:</p> <p>Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura:</p> <p>$R \geq 50$ mm $R < 50$ mm</p> <p>Para cualquier radio de transición de la soldadura cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura (Nota: deberá verificarse también la condición 6.1)</p>	<p>D E</p>	<p>$22X 10^8$ $11 X 10^8$</p>	<p>48.2 31.0</p>	<p>En la punta de la soldadura a lo largo del borde de la placa más delgada</p> <p>En la terminación de soldaduras con radio de transición pequeño</p>	
<p>6.4 — Metal base en un aditamento cargado transversalmente (por ejemplo, una placa de conexión lateral) unido a un componente cargado longitudinalmente por una soldadura de filete o una soldadura acanalada de penetración parcial paralela a la dirección del esfuerzo principal</p> <p>(Nota: deberá verificarse</p>	<p>Ver la condición 5.4</p>				

también la condición 6.1)					
Sección 7 – Aditamentos soldados con carga longitudinal					
<p>7.1 — Metal base en un componente cargado longitudinalmente al cual se conecta un aditamento de espesor t y longitud L en la dirección del esfuerzo primario con soldaduras acanaladas o de filete paralelas o transversales a la dirección del esfuerzo primario, donde el detalle no incorpora un radio de transición:</p> <p>$L < 50$ mm</p> <p>$50 \text{ mm} \leq L \leq 12t$ o 100 mm</p> <p>$L > 12t$ o 100 mm: $t < 25$ mm</p> <p>$t \geq 25$ mm</p> <p>(Nota. Ver la condición 7.2 para conexiones soldadas de miembros en perfil angular o en Te a cartelas o platinas de conexión)</p>	<p>C D</p> <p>E</p> <p>E'</p>	<p>44×10^8</p> <p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p> <p>3.9×10^8</p>	<p>68.9</p> <p>48.2</p> <p>31.0</p> <p>17.9</p>	<p>En el miembro primario en el extremo de la soldadura de la punta</p>	

<p>7.2 — Metal base en miembros en perfil angular o en T conectados a cartelas o platinas de conexión por soldaduras longitudinales de filete a lo largo de ambos bordes del elemento conectado de la sección transversal del miembro. El rango de los esfuerzos de fatiga se calculará sobre el área neta efectiva del miembro, A_e</p> $= UA_g,$ <p>donde $U = (1 - x/L)$ y donde A_g es la sección bruta del miembro. x es la distancia del centroide del miembro a la superficie de la cartela o platina de conexión y L es la máxima longitud de las soldaduras longitudinales. Al calcular el rango de esfuerzos no se tendrá en cuenta el efecto del momento debido a las excentricidades en la conexión (McDonald y Frank, 2009).</p>	<p>E</p>	<p>11 X 10⁸</p>	<p>31.0</p>	<p>Bordes de las soldaduras de filete en el elemento conectado</p>	
<p>Sección 8 – Misceláneos</p>					
<p>8.1 — Soldadura de nervaduras al tablero, desde un lado, con penetración del 80% (mínimo 70%) y abertura en la raíz ≤ 0.5 mm antes soldar:</p> <p>Nivel de diseño admisible 1, 2 o 3</p>	<p>C</p>	<p>44X 10⁸</p>	<p>68.9</p>	<p>Ver figura</p>	

<p>8.2 — Empalme de nervadura soldado, con soldadura acanalada a tope desde un solo lado, cuando no se remueve la platina de respaldo, con la abertura de la soldadura mayor que el espesor de la pared de la nervadura.</p> <p>Nivel de diseño admisible 1, 2 o 3</p>	<p>D</p>	<p>22 X 10⁸</p>	<p>48.2</p>	<p>Ver figura</p>	
<p>8.3 — Empalme de nervadura pernado - Metal base en la sección bruta de una conexión de deslizamiento crítico de alta resistencia.</p> <p>Nivel de diseño admisible 1, 2 o 3</p>	<p>B</p>	<p>120 X 10⁸</p>	<p>110.2</p>	<p>Ver figura</p>	
<p>8.4 — Platina de empalme del tablero (en el plano del tablero) – Empalme longitudinal o transversal a tope con soldadura acanalada, cuando no se remueve la platina de respaldo</p> <p>Nivel de diseño admisible 1, 2 o 3</p>	<p>D</p>	<p>22 X 10⁸</p>	<p>48.2</p>	<p>Ver figura</p>	
<p>8.5 — Soldadura de la nervadura a la vigueta de piso (en la nervadura) – Pared de la nervadura en la soldadura (de filete o penetración completa) de la nervadura a la vigueta de piso.</p> <p>Nivel de diseño admisible 1, 2 o 3</p>	<p>C</p>	<p>44X 10⁸</p>	<p>68.9</p>	<p>Ver figura</p>	

<p>8.6 — Soldadura de la nervadura a la vigueta de piso (en el alma de la vigueta de piso) – Alma de la viga de piso en la soldadura (de filete, penetración parcial o penetración completa) de la nervadura a la vigueta de piso.</p> <p>Nivel de diseño admisible 1, 2 o 3</p>	<p>C (ver nota 1)</p>	<p>44X 10⁸</p>	<p>68.9</p>	<p>Ver figura</p>	
<p>8.7 — Muesca en la vigueta de piso – Metal base en el borde con corte por flama alisado de acuerdo a AWS D1.5</p> <p>Nivel de diseño admisible 1, 2 o 3</p>	<p>A</p>	<p>250X 10⁸</p>	<p>165.4</p>	<p>Ver figura</p>	
<p>8.8 — Pared de la nervadura en la muesca – Pared de la nervadura en la soldadura (de filete, penetración parcial o penetración completa) de la nervadura a la vigueta de piso.</p> <p>Nivel de diseño admisible 1, 2 o 3</p>	<p>C</p>	<p>44 X 10⁸</p>	<p>68.9</p>	<p>Ver figura</p>	
<p>8.9 — Nervadura a placa de piso en la vigueta de piso.</p> <p>diseño admisible 1, 2 o 3</p>	<p>C</p>	<p>44 X 10⁸</p>	<p>68.9</p>	<p>Ver figura</p>	
<p>Nota 1: donde los esfuerzos están controlados por las componentes en el plano en soldaduras de filete o de penetración parcial, se tendrá en cuenta la Ec. 309. En este caso, se recomienda calcular Δf sobre la línea media del espesor y no se requiere aplicar el procedimiento de extrapolación especificado en el Artículo 672c)</p>					
<p>Sección 9 – Misceláneos</p>					
<p>9.1 — Metal base donde se instalan conectores de cortante tipo espigo usando soldaduras de filete o soldadura automática.</p>		<p>44 X 10⁸</p>	<p>68.9</p>	<p>En el borde de la soldadura sobre el metal base</p>	

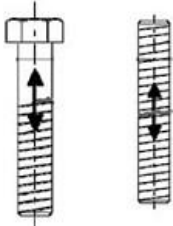
<p>9.2 — Pernos de alta resistencia</p> <p>no pretensionados, pernos comunes, pernos de anclaje roscados y barras de pendolones con roscas fabricadas por corte, pulido o laminado. Se deberá tomar el rango de esfuerzos sobre el área a tensión con base en la carga viva más la acción de palanca cuando sea aplicable.</p> <p>(Fatiga II) Vida finita</p> <p>(Fatiga I) Vida infinita</p>	E'	3.9 X 10 ⁸	N/A	<p>En la raíz de las roscas, extendiéndose hacia el área a tensión</p> 
	D	N/A	48.2	

TABLA 63
(TPDC)_{SL} PARA 75 AÑOS EQUIVALENTE A VIDA INFINITA

Categoría del detalle para diseño a fatiga	(TPDC) _{SL} para 75 años equivalente a vida infinita (camiones por día)
A	530
B	860
B'	1035
C	1290
C'	745
D	1875
E	3530
E'	6485

- d) **DETALLADO PARA REDUCIR LAS RESTRICCIONES.** Hasta donde sea posible, las estructuras soldadas se detallarán de manera que se eviten condiciones que generen juntas altamente restringidas y discontinuidades que se asimilen a grietas susceptibles de fractura inducida por restricción. Las soldaduras que sean paralelas al esfuerzo primario, pero sean interrumpidas por miembros que las intercepten se detallarán dejando una separación mínima de 25 mm entre los bordes de las soldaduras.
- e) **RESISTENCIA A LA FATIGA.** A excepción de lo especificado a continuación, la resistencia nominal a la fatiga se deberá tomar como sigue:
1. Para la combinación de cargas Fatiga I y vida infinita:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH}$$

2. Para la combinación de cargas Fatiga II y vida finita:

Ec. 307

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{227.4A}{N} \right)^{\frac{1}{3}}$$

3. con N calculado como sigue:

Ec. 308

$$N = (365)(75)n(TPDC)_{SL}$$

Donde:

A = constante tomada de la TABLA 64.

n = número de ciclos del rango de esfuerzos por pasada de camión, tomado de la TABLA 65.

$(TPDC)_{SL} = TPDC$ en un solo carril como se especifica en el Artículo 70.

$(\Delta F)_{TH}$ = umbral de fatiga para amplitud constante (MPa) tomado de la TABLA 66 (MPa).

4. La resistencia nominal a la fatiga para el metal base y el metal de la soldadura en detalles donde elementos discontinuos tipo placa se conectan con un par de soldaduras de filete o de soldaduras acanaladas de penetración parcial, aplicadas sobre una y otra cara de la placa y en dirección perpendicular a la dirección de los esfuerzos principales, se deberá tomar como:

Ec. 309

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_n^c \left[\frac{1.12 - 1.01 \left(\frac{2a}{t_p} \right)}{t_p^{0.167}} \right] \leq (\Delta F)_n^c$$

Donde:

$(\Delta F)_n^c$ = resistencia nominal a la fatiga correspondiente a la categoría C para diseño a fatiga (MPa).

$2a$ = longitud de la cara del fondo no soldada en dirección del espesor de la placa cargada (mm). Para conexiones con soldaduras de filete, el valor $(2a t_p)$ se deberá tomar igual a 1.0.

t_p = espesor de la placa cargada (mm).

w = tamaño (cateto) del filete de refuerzo o de contorno, de existir, en dirección del espesor de la placa cargada (mm).

5. La Ec. 309 considera la posibilidad de una grieta que se inicie en la raíz de la soldadura e incluye los efectos de la penetración de la soldadura. Por consiguiente, la Ec. 309 es aplicable también a soldaduras acanaladas de penetración parcial.

TABLA 64
CONSTANTE A SEGÚN LA CATEGORÍA DEL DETALLE PARA DISEÑO A FATIGA

Categoría del Detalle	Constante A
A	250.0×10^8
B	120.0×10^8
B'	61.0×10^8
C	44.0×10^8
C'	44.0×10^8
D	22.0×10^8
E	11.0×10^8
E'	3.9×10^8
Pernos M 164 (A325) en tensión axial	17.1×10^8
Pernos M 253 (A490) en tensión axial	31.5×10^8

TABLA 65
CICLOS POR PASADA DE CAMION, n

Miembros longitudinales	Longitud del vano	
	>12.2 m	≤12.2 m
Vigas de luz simple	1.0	2.0
Vigas continuas		
1) Cerca de un apoyo interior	1.5	2.0
2) en otras ubicaciones	1.0	2.0
Vigas en voladizo	5.0	
Conexiones de placas sujetas a ciclos de carga de rueda en tableros ortotrópicos	5.0	
Cerchas	1.0	
Miembros transversales	Espaciamiento	
	> 6.1 m	≤ 6.1 m
	1.0	2.0

TABLA 66
UMBRALES DE FATIGA PARA AMPLITUD CONSTANTE

Categoría de detalle	Umbral (MPa)
A	165.4
B	110.2
B'	82.7

C	68.9
C'	82.7
D	48.2
E	31.0
E'	17.9
Pernos M 164 (A 325) en tensión axial	213.6
Pernos M 253 (A 490) en tensión axial	261.8

6. De manera conservadora, al calcular $(\Delta F)_n$ con la Ec. 309 podrá ignorarse el efecto de cualquier penetración de la soldadura tomando el valor $(2a t_p)$ igual a 1.0. La resistencia nominal a la fatiga con base en el inicio de la grieta desde la raíz de la soldadura según la Ec. 309 está limitada a la resistencia nominal a la fatiga para la Categoría C, la cual supone el inicio de la grieta desde el borde de la soldadura. El desarrollo de la Ec. 309 fue estudiado por Frank y Fisher (1979).
7. En las Especificaciones AASHTO 2002 se especifican rangos de esfuerzos admisibles tanto para miembros redundantes como para miembros no redundantes. Debido a la mayor gravedad de las potenciales consecuencias de la falla de un elemento no redundante, los valores admisibles para miembros no redundantes se reducen allí arbitrariamente a un 80 por ciento de los valores correspondientes a miembros redundantes. No obstante, para dichos elementos no redundantes se especifica adicionalmente una mayor tenacidad a la fractura. Consideradas conjuntamente, la reducción del rango de esfuerzos admisibles y la exigencia de una mayor tenacidad a la fractura constituyen una doble penalización innecesaria para los miembros no redundantes. En la presente versión de las Especificaciones se ha conservado el requisito de mayor tenacidad a la fractura. Por lo tanto, los rangos de esfuerzos admisibles representados por la Ec. 306 y Ec. 307 son aplicables tanto para elementos redundantes como para elementos no redundantes.
8. Para efectos de determinar los ciclos de esfuerzo por pasada de camión en tramos continuos, se recomienda considerar como zona cercana a cada lado de un apoyo interior una distancia igual a la décima parte de la longitud del tramo correspondiente.
9. Para las vigas en voladizo, el número de ciclos de esfuerzos por pasada de camión se toma igual a 5.0 teniendo en cuenta que un puente de este tipo tiende a experimentar grandes vibraciones que provocan ciclos adicionales después de que el camión lo ha abandonado (Moses et al. 1987; Schilling 1990).
10. En un tablero ortotrópico, los detalles que se conectan a la lámina del tablero (por ejemplo, la soldadura de una nervadura a la lámina del tablero) están sujetos a cargas cíclicas directas de las ruedas. Así, el paso de un camión de diseño resulta en cinco ciclos de carga de fatiga dado que cada eje produce un ciclo de carga. El máximo efecto (Δf) podrá tomarse conservadoramente como el caso más desfavorable entre las cinco ruedas o aplicando la regla de Miner para determinar el rango efectivo de esfuerzos de un grupo de ruedas.

Artículo 457. FATIGA INDUCIDA POR DISTORSIÓN. Se deberá proveer trayectorias de cargas suficientes para transmitir todas las fuerzas intencionales y no intencionales, conectando todos los miembros transversales a los componentes apropiados incluyendo entre éstos la sección transversal de los miembros longitudinales. Las trayectorias de carga se deberán proveer conectando los diferentes

componentes ya sea mediante soldaduras o pernos. Para controlar el pandeo del alma y la flexión elástica del alma se deberán cumplir los requisitos del Artículo 514.

a) PLACAS TRANSVERSALES DE CONEXIÓN.

1. Excepto lo especificado en esta sección, las placas de conexión se deberán soldar o pernar tanto a la aleta de compresión como a la aleta de tensión de la sección transversal cuando haya:

I. Diafragmas o arriostramientos transversales de unión entre miembros longitudinales, conectados a placas de unión transversales o a rigidizadores transversales que funcionen como placas de unión,

II. Diafragmas o arriostramientos transversales internos o externos propios de los miembros longitudinales, conectados a placas de unión transversales o a rigidizadores transversales que funcionen como placas de unión, y

III. Vigas de tablero conectadas a placas de unión transversales o a rigidizadores transversales que funcionen como placas de unión.

IV. En el caso de puentes rectos no esviados, la conexión soldada o pernada se deberá diseñar para resistir una carga lateral de 90 kN cuando no se disponga de información más precisa.

2. Cuando se usen diafragmas intermedios de conexión:

V. Para vigas laminadas en puentes rectos con tableros de sección compuesta reforzados cuyos apoyos sean perpendiculares o esviados en no más de 10° desde la perpendicular, y

VI. Donde los diafragmas intermedios estén ubicados en líneas contiguas paralelas a los apoyos se podrán usar ángulos o placas de conexión que no cubran la profundidad total, pernados o soldados al alma de la viga, para conectar los diafragmas. Los ángulos o placas extremos deberán tener al menos dos tercios de la profundidad de la viga. Para ángulos pernados, se dejará una separación de 75 mm como mínimo entre las perforaciones superior e inferior y la respectiva aleta. Se deberán cumplir las separaciones entre pernos especificadas en el Artículo 578. Para ángulos o placas soldadas, se dejará una separación de 75 mm como mínimo entre los extremos superior e inferior de las soldaduras del ángulo o soldaduras de placa y la respectiva aleta; el vértice y el borde de los ángulos extremos o ambos lados de la placa de conexión, según sea aplicable, se deberán soldar al alma de la viga. No se deberá soldar a lo largo de los extremos superior e inferior de los ángulos o platinas de conexión extremos.

b) PLACAS DE UNIÓN LATERALES.

1. Si no es posible conectar las placas de unión laterales a las aletas, las placas de unión laterales sobre las almas rigidizadas deberán ubicarse por encima o por debajo de la aleta a una distancia vertical no menor que la mitad del ancho de la aleta. Las placas de unión laterales conectadas a almas no rigidizadas se deberán ubicar como mínimo 150 mm por encima o por debajo de la aleta, sin que esta distancia sea menor que la mitad del ancho de la aleta, tal como se especificó anteriormente.

2. Los extremos de los miembros de arriostramiento lateral sobre la placa de unión lateral se deberán mantener como mínimo a 100 mm del alma y de cualquier rigidizador transversal.
 3. Si se utilizan rigidizadores, las placas de unión laterales se deberán centrar sobre el rigidizador, ya sea que la placa esté o no del mismo lado del alma que el rigidizador. Si la placa de unión lateral está del mismo lado del alma que el rigidizador, éste deberá ser discontinuo y conectarse a ambas aletas y a la placa de unión. El detallado de las placas de unión laterales soldadas deberá cumplir igualmente con los requisitos del Artículo 456d).
- c) **TABLEROS ORTOTRÓPICOS.** Los detalles deberán satisfacer todos los requisitos del Artículo 675.

SECCIÓN 2 FRACTURA

Artículo 458. FRACTURA

- a) Excepto lo especificado en este artículo, se exigirá de manera obligatoria la ejecución de pruebas Charpy con muesca en V para todos los componentes y conexiones primarios de la superestructura longitudinal sometidos a esfuerzos de tensión bajo la acción de las cargas de la combinación Resistencia I, de acuerdo con la TABLA 2, y para las vigas transversales de piso sujetas a tales esfuerzos. A discreción del propietario, se podrán exigir pruebas Charpy con muesca en V para otros componentes y conexiones primarios sometidos a esfuerzos de tensión bajo la acción de las cargas de la combinación Resistencia I. Los planos deberán señalar de manera clara todos los componentes y conexiones que requieran la ejecución de pruebas Charpy con muesca en V.
- b) Excepto otra indicación en los documentos del contrato, no se considerarán obligatorios los requerimientos de pruebas Charpy con muesca en V en los siguientes elementos:
 1. Platinas de empalme y platinas de relleno en empalmes pernados a doble cizalladura;
 2. Rigidizadores transversales intermedios del alma que no actúen como platinas de conexión;
 3. Rodamientos, placas de apoyo de rodamientos y placas de apoyo de elastómeros;
 4. Juntas de expansión; y
 5. Elementos para drenaje
- c) La zona de temperatura apropiada se deberá determinar a partir de la mínima temperatura de servicio aplicable especificada en la TABLA 67 y deberá estar indicada en la documentación técnica.
- d) Los requisitos de tenacidad a la fractura por la prueba Charpy con muesca en V deberán definirse de acuerdo con lo que se indica en la TABLA 68 para la zona de temperatura apropiada. La resistencia a la fluencia se deberá tomar como el valor indicado en el certificado de la siderúrgica.

- e) El ingeniero diseñador tendrá la responsabilidad de determinar cuál componente, si lo hay, es un miembro de fractura crítica (MFC). Excepto cuando un análisis riguroso que suponga el agrietamiento hipotético de algunos componentes confirme la resistencia y estabilidad de la estructura hipotéticamente dañada, la localización de todos los MFCs se deberá mostrar claramente en los planos del contrato. Los documentos del contrato deberán exigir que los MFCs sean fabricados de acuerdo con la Sección 12 del Código de Soldadura de Puentes AASHTO/AWS D1.5M/D1.5.
- f) Cualquier accesorio cuya longitud en la dirección del esfuerzo de tensión sea mayor que 100 mm y que esté soldado a una zona en tensión de un componente de un MFC deberá ser considerado parte del componente solicitado por tensión y como tal también como un elemento de fractura crítica.

TABLA 67
ZONAS DE TEMPERATURA PARA LOS REQUISITOS DE LA PRUEBA CHARPY

a temperatura de servicio	Zona de temperatura
Mayor o igual que -18°C	1
Entre -19°C y -34°C	2
Entre -35°C y -51°C	3

TABLA 68
REQUISITOS PARA LA TENACIDAD A LA FRACTURA POR LA PRUEBA DE CHARPY CON MUESCA EN V

Grado	Espesor (mm)	Componentes de fractura crítica				Componentes de fractura no crítica		
		Mínimo valor del ensayo Energía (Joules)	ZONA 1 Joules @ $^{\circ}\text{C}$	ZONA 2 Joules @ $^{\circ}\text{C}$	ZONA 3 Joules @ $^{\circ}\text{C}$	ZONA 1 Joules @ $^{\circ}\text{C}$	ZONA 2 Joules @ $^{\circ}\text{C}$	ZONA 3 Joules @ $^{\circ}\text{C}$
36	$t \leq 100$	27	34 @ 21	34 @ 4	34 @ -12	20 @ 21	20 @ 4	20 @ -12
50/50S/ 50W	$t \leq 50$	27	34 @ 21	34 @ 4	34 @ -12	20 @ 21	20 @ 4	20 @ -12
	$50 < t \leq 100$	33	41 @ 21	41 @ 4	41 @ -12	27 @ 21	27 @ 4	27 @ -12
HPS 50W	$t \leq 100$	33	41 @ -12	41 @ -12	41 @ -12	27 @ -12	27 @ -12	27 @ -12
HPS 70W	$t \leq 100$	38	48 @ -23	48 @ -23	48 @ -23	34 @ -23	34 @ -23	34 @ -23
HPS 100W	$t \leq 65$	38	48 @ -34	48 @ -34	48 @ -34	34 @ -34	34 @ -34	34 @ -34
	$65 < t \leq 100$	49	no permitido	no permitido	no permitido	48 @ -34	48 @ -34	48 @ -34

CAPÍTULO VII

REQUISITOS GENERALES DE DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO

SECCIÓN 1

LONGITUS EFECTIVA DE LUZ

Artículo 459. LONGITUD EFECTIVA DE LA LUZ. Las longitudes efectivas de las luces se deberán tomar como la distancia entre los centros de los apoyos u otros puntos de soporte.

SECCIÓN 2 CONTRAFLECHA PARA CARGA MUERTA

Artículo 460. CONTRAFLECHA PARA CARGA MUERTA.

- a) Desde la fabricación se deberá generar en las estructuras de acero las contraflechas adecuadas para compensar las deflexiones debidas a la carga muerta y las desviaciones del alineamiento vertical.
- b) Se deberán reportar separadamente las deflexiones debidas al peso del acero y al peso del concreto. Las deflexiones debidas a las superficies de rodadura u otras cargas que no se apliquen en la etapa de construcción deberán igualmente reportarse separadamente.
- c) Se deberá especificar la contraflecha vertical requerida para tener en cuenta la deflexión calculada para la carga muerta.
- d) Cuando se especifique un sistema de construcción por etapas, las contraflechas se deberán determinar considerando la secuencia de aplicación de las cargas.
- e) En los sistemas de armadura, en arco y atirantados las longitudes de los componentes se podrán modificar de manera selectiva, según sea apropiado, para:
 1. Ajustar la deflexión debida a la carga muerta para lograr la posición geométrica final requerida,
 2. Reducir o eliminar el acortamiento de los nervios, y
 3. Ajustar el diagrama de momentos por cargas muertas en estructuras estáticamente indeterminadas.
- f) Para puentes rectos esviados con vigas en I y puentes con curvatura horizontal con vigas en I, con o sin soportes esviados, los documentos del contrato deberán especificar claramente la posición en que deberán quedar las vigas después de montadas y la condición bajo la cual se deberá llegar teóricamente a dicha posición. Se deberán aplicar también las provisiones del Artículo 31a) relativas a las rotaciones de los apoyos.

SECCIÓN 3 ESPESOR MÍNIMO DEL ACERO

Artículo 461. ESPESOR MÍNIMO DEL ACERO.

- a) El acero estructural, incluyendo el utilizado para las riostras, arriostramientos transversales y todo tipo de placas de unión, y exceptuando las placas de unión usadas en armaduras, las almas de los perfiles laminados, las nervaduras cerradas en los tableros ortotrópicos, las placas de relleno y las barandas, no deberá tener menos de 7.9 mm de espesor. El espesor de las placas de conexión usadas en armaduras no deberá ser menor que 9.5 mm.

- b) Para tableros ortotrópicos, el espesor del alma de las vigas laminadas, perfiles en canal laminados y nervaduras cerradas del tablero no deberá ser menor que 6.4 mm, el espesor de la lámina del tablero no deberá ser menor que 15.9 mm ni menor que el cuatro por ciento del mayor espaciamiento entre nervaduras, y el espesor de las nervaduras cerradas no deberá ser menor que 4.8 mm.
- c) Donde el metal vaya a estar expuesto a un ambiente corrosivo severo, se deberá proporcionar protección especial contra la corrosión o especificar un espesor adicional como metal de sacrificio.

SECCIÓN 4 DIAFRAGMAS Y ARRIOSTRAMIENTOS TRANSVERSALES

Artículo 462. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) Los diafragmas o arriostramientos transversales se podrán colocar en los extremos de la estructura, sobre los soportes interiores y de manera intermitente a lo largo de la luz. La necesidad del uso de diafragmas o arriostramientos transversales se deberá investigar para todas las etapas del proceso de construcción previsto y para la condición final.
- b) Se deberá investigar la necesidad de utilizar diafragmas o arriostramientos transversales para todas las etapas de los procedimientos constructivos supuestos y también para la condición final.
- c) La investigación deberá incluir, pero no limitarse a, lo siguiente:
 1. Transferencia de cargas de viento laterales de la parte inferior de la viga al tablero y del tablero a los apoyos,
 2. Estabilidad de la aleta inferior para todas las cargas cuando se encuentra en compresión,
 3. Estabilidad de la aleta superior en compresión antes del curado del tablero,
 4. Consideración de cualquier efecto de la flexión lateral de las aletas y
 5. Distribución de las cargas verticales muertas y vivas aplicadas a la estructura.
- d) No se podrá contar con que las formaletas metálicas perdidas usadas para el tablero suministren la estabilidad requerida a la aleta superior en compresión antes del curado del tablero.
- e) Si el modelo estructural usado para determinar las solicitaciones incluye arriostramientos transversales o diafragmas permanentes, éstos se deberán diseñar para todos los estados límites aplicables para las solicitaciones calculadas. Como mínimo, los diafragmas y arriostramientos transversales se deberán diseñar para transmitir las cargas de viento de acuerdo con los requisitos del Artículo 194 y deberán satisfacer todos los requisitos de esbeltez aplicables establecidos en las secciones 4 del capítulo VIII y 3 del capítulo IX del presente título. Los miembros de los diafragmas y arriostramientos transversales se considerarán como miembros principales.
- f) Las platinas de conexión para los diafragmas y arriostramientos transversales deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 457a). Cuando las aletas del diafragma o

las cuerdas del arriostramiento transversal no estén conectadas directamente a las aletas de la viga, se tomarán las medidas para transferir la fuerza horizontal calculada en estos diafragmas o arriostramientos transversales a dichas aletas a través de platinas de conexión, excepto en aquellos casos donde para conectar diafragmas intermedios se usen ángulos o platinas de conexión extremos que no cubran la profundidad total, según se permite en el Artículo 457a).

- g) En los extremos del puente y en los puntos intermedios donde se interrumpa la continuidad de la losa, los bordes de la losa deberán estar soportados mediante diafragmas u otros medios adecuados como se especifica en la sección 4 del capítulo IV del título IX.

Artículo 463. SECCIONES EN I.

- a) Los diafragmas o arriostramientos transversales para vigas laminadas y vigas armadas deberán ser tan profundos como sea práctico, como mínimo 0.5 veces la profundidad de la viga para vigas laminadas y 0.75 veces la profundidad de la viga para vigas armadas. Los arriostramientos transversales en puentes con curvatura horizontal deberán incluir diagonales y cuerdas superior e inferior.
- b) Los diafragmas de los extremos se deberán diseñar para las fuerzas y la distorsión transmitidas por el tablero y la junta del tablero. Al diseñar la conexión entre el componente longitudinal y los diafragmas se deberán considerar los momentos en los extremos de los diafragmas. Los diafragmas que tengan una relación longitud a profundidad mayor o igual que 4.0 podrán ser diseñados como vigas.
- c) Donde los soportes no sean esviados, se deberán colocar diafragmas o arriostramientos transversales intermedios en líneas continuas perpendiculares a las vigas.
- d) Donde los alineamientos de los soportes no tengan un ángulo de desviación mayor de 20°, se podrán colocar diafragmas o arriostramientos transversales intermedios en líneas oblicuas continuas paralelas a los alineamientos de los soportes esviados.
- e) Si el esviaje de los soportes es mayor que 20° los diafragmas o arriostramientos transversales intermedios deberán ser perpendiculares a las vigas y podrán localizarse en líneas continuas o discontinuas.
- f) Cuando el alineamiento del soporte sobre una pila interior está esviado más de 20° desde la perpendicular se podrá, a discreción del propietario, considerar la eliminación de los diafragmas o arriostramientos transversales a lo largo de dicho soporte esviado. Donde se empleen líneas discontinuas de diafragmas o arriostramientos transversales intermedios orientados perpendicularmente a las vigas en la zona próxima de ese alineamiento del soporte, se deberá hacer corresponder un diafragma o arriostramiento transversal, ya sea oblicuo o perpendicular, con cada apoyo que resista fuerza lateral.
- g) Cuando el diafragma o arriostramiento transversal extremo sea oblicuo, se deberá considerar el efecto de la componente tangencial de la fuerza transmitida por el elemento oblicuo a la viga.
- h) Los diafragmas o arriostramientos transversales en los soportes se deberán dimensionar para transmitir todas las fuerzas laterales de la superestructura a los apoyos que provean la restricción lateral.
- i) El espaciamiento, L_b , entre diafragmas o arriostramientos transversales intermedios en puentes con vigas en I con curvatura horizontal no deberá exceder el límite siguiente después de montados:

$$L_b \leq L_r \leq R 10$$

Donde:

L_r = límite de la longitud no soportada calculado de la Ec. 427 (mm).

R = radio mínimo de la viga en el panel (mm).

En ningún caso L_b deberá ser superior a 9150 mm.

Artículo 464. MIEMBROS CON SECCIÓN EN CAJÓN.

- a) En las secciones tipo cajón se deberán proveer diafragmas internos sobre cada apoyo para resistir la distorsión de la sección transversal del cajón. Estos diafragmas se deberán diseñar para resistir los momentos torsionales en el cajón y para transmitir las fuerzas verticales y laterales del cajón a los apoyos.
- b) Para las secciones transversales compuestas por dos o más cajones, se deberán utilizar diafragmas o arriostramientos transversales externos entre los cajones sobre los soportes extremos. En los soportes interiores se deberán igualmente utilizar diafragmas o arriostramientos transversales externos entre las líneas de vigas, excepto cuando el análisis indique que los cajones son torsionalmente estables sin estos componentes, particularmente durante el montaje. En los puntos donde se usen diafragmas o arriostramientos transversales externos deberán suministrarse adicionalmente diafragmas o arriostramientos transversales internos.
- c) Si por razones de continuidad o para resistir las fuerzas de torsión generadas por los miembros estructurales se usa un diafragma interno tipo placa, éste se deberá conectar a las almas y aletas de la sección tipo cajón. En los diafragmas internos intermedios se deberán proveer aberturas de acceso con dimensiones de 450 mm de ancho y 600 mm de altura como mínimo. El diseño del diafragma deberá considerar el efecto de la abertura de acceso en los esfuerzos. Podrá requerirse el uso de refuerzo alrededor de la abertura.
- d) Se deberán proveer diafragmas o arriostramientos transversales internos intermedios. Para todas las vigas de cajón simple, las vigas con curvatura horizontal y las secciones transversales compuestas por dos o más cajones que no satisfagan los requisitos del Artículo 544 o tengan aletas de la sección en cajón que no sean plenamente efectivas de acuerdo con las provisiones del Artículo 539, el espaciamiento entre los diafragmas o arriostramientos transversales internos no deberá ser mayor de 12.20 m.
- e) Las almas de los diafragmas internos y externos deberán satisfacer la Ec. 382. La resistencia nominal a cortante de los diafragmas internos y externos deberá calcularse con la Ec. 446.

Artículo 465. ARMADURAS Y ARCOS.

- a) Se deberán proveer diafragmas en las uniones a las vigas del tablero y en otras uniones o puntos de aplicación de cargas concentradas. También se podrán proveer diafragmas internos para mantener la alineación de los miembros.
- b) Las cartelas que soporten un pasador de pedestal en el extremo de una armadura se deberán conectar mediante un diafragma. Siempre que sea posible las almas del pedestal se deberán conectar entre sí mediante un diafragma.
- c) Cuando el extremo de la placa de alma o el cubreplacas se encuentre a una distancia mayor o igual que 1.20 m del punto de intersección de los miembros se deberá proveer un diafragma entre las cartelas donde se conectan los miembros principales.

SECCIÓN 5 ARRIOSTRAMIENTO LATERAL

Artículo 466. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) Se deberá investigar la necesidad de utilizar arriostramiento lateral para todas las etapas de los procedimientos constructivos supuestos así como para la condición final.
- b) Cuando se requiera, el arriostramiento lateral se deberá colocar en, o en la proximidad de, el plano de la aleta o cuerda que se esté arriostrando. La investigación para determinar si se requiere arriostramiento lateral deberá incluir pero no limitarse a lo siguiente:
 1. Transferencia de cargas laterales de viento a los apoyos como se especifica en el Artículo 194,
 2. Transferencia de cargas laterales como se especifica en el Artículo 195, y
 3. Control de las deformaciones y la geometría de la sección transversal durante la fabricación, el montaje y la colocación del tablero.
- c) Los componentes del arriostramiento que no se requieran para la condición final no deberán considerarse como miembros principales y podrán ser retirados a discreción del propietario.
- d) Si el modelo estructural usado para determinar las solicitaciones debidas a la carga viva incluye miembros de arriostramiento lateral permanente, éstos se deberán diseñar para todos los estados límites aplicables y se deberán considerar como miembros principales. Se deberán satisfacer los requisitos de las secciones 4 del capítulo VIII y 3 del capítulo IX del presente título.

Las placas de unión para los arriostramientos laterales deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 457b).
- e) Cuando el arriostramiento lateral se diseñe para cargas de sismo, se deberán aplicar las provisiones del Artículo 195.

Artículo 467. MIEMBROS DE SECCIÓN EN I. Para las aletas que tengan arriostramiento continuo no deberá requerirse arriostramiento lateral. Para puentes con vigas en *I* se deberá investigar la necesidad de utilizar arriostramiento lateral en las zonas adyacentes a los soportes para dar rigidez durante la construcción.

Artículo 468. SECCIONES TIPO OMEGA INVERTIDA.

- a) Se deberá proveer arriostramiento lateral superior entre las dos aletas de las secciones tipo omega invertida individuales. Para vigas rectas, se deberá investigar la necesidad de utilizar un sistema de arriostramiento lateral sobre toda la longitud para asegurar la estabilidad y el adecuado control, de las deformaciones de la sección tanto durante el montaje como durante la colocación del tablero de hormigón. Se deberá investigar la estabilidad de las aletas a compresión entre puntos de panel del sistema de arriostramiento lateral durante el vaciado del tablero. Si no se provee un sistema de arriostramiento lateral sobre toda la longitud, se deberá investigar la estabilidad local de las aletas superiores y la estabilidad global de los tramos individuales en sección tipo omega invertida para la secuencia constructiva supuesta por el Ingeniero. Para vigas con curvatura horizontal, se proveerá un sistema de arriostramiento lateral sobre toda la longitud y se investigará la estabilidad de las aletas a

compresión entre puntos de panel del sistema de arriostramiento lateral durante el vaciado del tablero.

- b) El arriostramiento lateral superior se deberá diseñar para resistir el flujo de cortante en la sección seudo-cerrada bajo las cargas mayoradas antes de que el concreto haya fraguado o la acción compuesta sea efectiva. También se deberán considerar las fuerzas en el arriostramiento debidas a la flexión de la omega invertida para la secuencia constructiva supuesta por el Ingeniero.
- c) Si el arriostramiento está unido a las almas, el área para flujo de cortante de la sección transversal de la omega invertida se deberá reducir de manera que refleje la ubicación real del arriostramiento, y se deberán proveer medios para transmitir las fuerzas del arriostramiento a la aleta superior.

Artículo 469. ARMADURAS.

- a) Los puentes de armadura con tablero inferior o superior deberán tener arriostramiento lateral superior e inferior. Si se utiliza un sistema de arriostramiento en X, los dos miembros en un panel se podrán considerar efectivos simultáneamente si satisfacen los requisitos de esbeltez tanto para elementos en tensión como para elementos en compresión. Estos miembros deberán estar conectados en su intersección.
- b) Un miembro que provea arriostramiento lateral a la cuerda en compresión deberá ser tan profundo como sea posible y estar conectado a ambas aletas.
- c) Las uniones a las vigas del tablero deberán estar ubicadas de manera que el sistema de arriostramiento lateral abarque tanto la viga de tablero como los miembros principales de soporte. En puntos donde el sistema de arriostramiento lateral se cruce con una unión formada por una viga de tablero y un miembro longitudinal principal, el miembro del arriostramiento lateral se deberá conectar a ambos elementos.

**SECCIÓN 6
PASADORES**

Artículo 470. UBICACIÓN. Los pasadores se deberán ubicar de manera que se minimicen las solicitaciones debidas a la excentricidad.

Artículo 471. RESISTENCIA.

- a) **COMBINACIÓN DE FLEXIÓN Y CORTANTE.** Los pasadores sujetos a una combinación de flexión y cortante se deberán dimensionar de manera que satisfagan:

Ec. 311

$$\frac{6.0M_u}{\phi_f D^3 F_y} + \left(\frac{2.2V_u}{\phi_v D^2 F_y} \right)^3 \leq 0.95$$

Donde:

D = diámetro del pasador (mm).

M_u = momento debido a las cargas mayoradas (N- mm).

V_u = fuerza cortante debida a las cargas mayoradas (N).

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia del pasador (MPa).

ϕ_f = factor de resistencia para flexión como se especifica en el Artículo 453.

ϕ_v = factor de resistencia para cortante como se especifica en el Artículo 453.

El momento, M_u , y el cortante, V_u , se deberán tomar en la misma sección de diseño sobre el pasador.

- b) **APLASTAMIENTO.** La resistencia de diseño al aplastamiento sobre pasadores se deberá tomar como:

Ec. 312

$$(R_{pB})_r = \phi_b (R_{pB})_n$$

En la cual:

Ec. 313

$$(R_{pB})_n = 1.5tDF_y$$

Donde:

t = espesor de la placa (mm).

D = diámetro del pasador (mm).

ϕ_b = factor de resistencia para aplastamiento como se especifica en el Artículo 453.

Artículo 472. TAMAÑO MÍNIMO DEL PASADOR PARA BARRAS DE OJO. El diámetro del pasador, D (mm), deberá satisfacer:

Ec. 314

$$(R_{pB})_r = \phi_b (R_{pB})_n$$

Donde:

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia de la barra de ojo (MPa).

b = ancho del cuerpo de la barra de ojo (mm).

Artículo 473. PASADORES Y TUERCAS PARA PASADORES.

- a) Los pasadores deberán tener una longitud suficiente para asegurar que todas las partes conectadas se apoyen completamente sobre el cuerpo del pasador. El pasador se deberá asegurar en su sitio mediante:
1. Tuercas hexagonales rebajadas,
 2. Tuercas macizas hexagonales con arandelas, o
 3. Si los pasadores tienen orificios pasantes, un elemento de remate con un sistema de retención.
- b) Las tuercas para los pasadores o varillas deberán ser de fundición maleable o acero y se deberán asegurar correctamente en su posición por retenedores o dañando la rosca. Esto se podrá lograr usando chavetas, arandelas especiales o contratuercas disponibles comercialmente.

SECCIÓN 7

VIGAS LAMINADAS Y VIGAS ARMADAS SOLDADAS CURVADAS POR CALENTAMIENTO

Artículo 474. ALCANCE. Esta sección se refiere a vigas laminadas y vigas armadas de sección en I con profundidad constante curvadas por calentamiento para obtener una curvatura horizontal. Se podrán curvar por calentamiento los aceros estructurales según las normas AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grados 36, 50, 50S, 50W, HPS 50W, HPS 70W o HPS 100W (Grados 250, 345, 345S, 345W, HPS 345W, HPS 485 W o HPS 690W).

Artículo 475. LIMITACIONES GEOMÉTRICAS. Se aplicarán las provisiones del artículo 11.4.12.2.2 de las Especificaciones AASHTO LRFD para Construcción de Puentes (LRFD Bridge Construction Specifications, AASHTO).

Artículo 476. CONTRAFLECHA. Cuando para vigas curvadas por calentamiento los documentos del contrato especifiquen una contraflecha adicional que compense la posible pérdida de contraflecha que podrá ocurrir bajo condiciones de servicio a medida que los esfuerzos residuales se disipan, la magnitud de dicha contraflecha en milímetros, Δ , en cualquier sección a lo largo de la longitud L de la viga deberá ser igual a:

Ec. 315

$$\Delta = \frac{\Delta_{DL}}{\Delta_M} (\Delta_M + \Delta_R)$$

Siendo:

Ec. 316

$$\Delta_R = \frac{0.02L^2 F_{yf}}{EY_o} \left(\frac{305 - R}{260} \right)$$

Donde:

Δ_{DL} = contraflecha en cualquier punto sobre la longitud L , calculada mediante procedimientos usuales, para compensar la deflexión debida a las cargas muertas o a cualquier otra carga especificada (mm).

Δ_M = máximo valor de Δ_{DL} sobre la longitud L (mm).

F_{yf} = resistencia mínima especificada a la fluencia de una aleta (MPa).

Y_o = distancia del eje neutro a la fibra exterior extrema de la sección transversal (mm).

R = radio de curvatura (m).

L = la longitud de la luz para luces simples o continuas, la distancia entre un soporte extremo simple y el punto de contraflexión bajo carga permanente, o la distancia entre los puntos de contraflexión bajo carga permanente (mm).

La pérdida de contraflecha entre los puntos de contraflexión adyacentes a las pilas bajo carga permanente es pequeña y podrá despreciarse.

CAPÍTULO VIII MIEMBROS EN TENSIÓN

SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 477. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) Los miembros y empalmes sujetos a tensión axial deberán ser investigados para:
 1. Fluencia en la sección bruta usando la Ec. 317 y
 2. Fractura en la sección neta usando la Ec. 318.
- b) Al determinar la sección bruta se deberán deducir los orificios mayores que los típicamente utilizados para sujetadores tales como los pernos.
- c) Para determinar la sección neta se deberán considerar:
 1. El área bruta a partir de la cual se harán las deducciones o a la cual se aplicarán los factores de reducción, según corresponda;
 2. Las deducciones por todos los orificios en la sección transversal de diseño;
 3. La corrección de la deducción por perforaciones para pernos en zig-zag, especificada en la sección 3 del capítulo VIII del presente título;
 4. La aplicación del factor de reducción U para considerar el retraso del cortante, especificado en el Artículo 479 para los miembros y en el Artículo 593 para los cubreplacas y otros elementos de empalme; y
 5. La aplicación de un 85% como máximo factor de eficiencia del área para los cubreplacas y otros elementos de empalme, según lo especificado en el Artículo 593.
- d) Los miembros en tensión deberán satisfacer los requisitos de esbeltez especificados en la sección 4 del capítulo VIII del presente título y los requisitos para fatiga de la sección 1 del capítulo VI del presente título. En las conexiones de los extremos se deberá investigar la resistencia a la rotura por desgarramiento en bloque como se especifica en la sección 4 del capítulo XIII del presente título.

SECCIÓN 2 RESISTENCIA A LA TENSIÓN

Artículo 478. DISPOSICIONES GENERALES. La resistencia de diseño a la tensión, P_r , se deberá tomar igual al menor de los valores obtenidos de las Ec. 317 y Ec. 318.

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g$$

Ec. 317

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n R_p U$$

Ec. 318

Donde:

P_{ny} = resistencia nominal a la tensión para fluencia en la sección bruta (N).

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia (MPa).

A_g = área bruta de la sección transversal del miembro (mm²).

P_{nu} = resistencia nominal a la tensión para rotura en la sección neta (N).

F_u = resistencia mínima especificada a la tensión (MPa).

A_n = área neta del elemento como se especifica en la sección 3 del capítulo VIII del presente título

(mm²).

R_p = factor de reducción para perforaciones, igual a 0.90 para perforaciones punzonadas al tamaño final e igual a 1.0 para perforaciones taladradas al tamaño final o punzonadas a un tamaño menor y rimadas al tamaño final.

U = factor de reducción que considera el retraso de cortante; igual a 1.0 para componentes en los cuales las fuerzas se transmiten a todos los elementos y según lo especificado en el Artículo 479 para todos los demás casos.

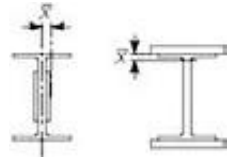
ϕ_y = factor de resistencia para fluencia de los miembros en tensión como se especifica en el Artículo 453.

ϕ_u = factor de resistencia para fractura de los miembros en tensión como se especifica en el Artículo 453.

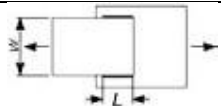
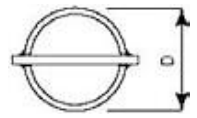
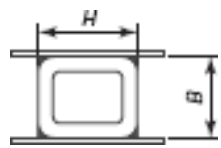
Artículo 479. FACTOR DE REDUCCIÓN, U.

- a) Al verificar la resistencia para el estado límite de rotura en tensión especificado en la sección 1 del capítulo VIII del presente título se deberá usar el factor de reducción por retraso de cortante, U .
- b) Para tener en cuenta el retraso de cortante en las conexiones, y en ausencia de un análisis más refinado o de ensayos, se podrán utilizar los factores de reducción aquí especificados.
- c) El factor de reducción por retraso de cortante, U , se podrá calcular como se especifica en la TABLA 69. Para miembros compuestos por más de un elemento, el valor calculado de U no deberá tomarse menor que la relación entre el área bruta del elemento o los elementos conectados y el área bruta del miembro.

**TABLA 69
FACTORES POR RETRASO DE CORTANTE PARA CONEXIONES EN MIEMBROS A TENSION.**

Caso	Descripción del elemento	Factor por rezago de cortante U	Ejemplos
1	Todos los miembros en tensión donde la carga se transmita directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal mediante pernos o soldaduras (excepto para los casos 4, 5 y 6)	$U = 1.0$	—
2	Todos los miembros en tensión, excepto platinas y perfiles tubulares estructurales (PTE), donde la carga de tensión se transmita a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal mediante pernos o soldaduras longitudinales, o por una combinación de soldaduras longitudinales y transversales (para perfiles W, M, S, HP y	$U = 1 - \frac{x}{L}$	

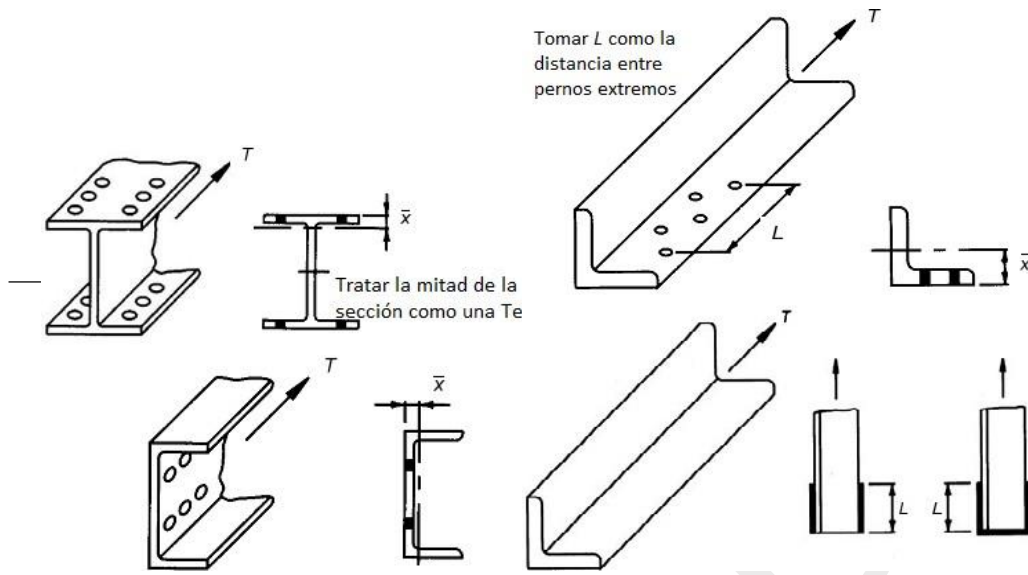
REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

	perfiles laminados similares se podrá aplicar alternativamente el caso 7. Para ángulos se podrá aplicar el caso 8).			
3	Todos los miembros en tensión donde la fuerza se transmita mediante soldaduras transversales a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal		$U = 1.0$ y $A = \text{área de los elementos conectados directamente}$	—
4	Platinas donde la fuerza de tensión se transmita mediante soldaduras longitudinales únicamente.		$L \geq 2w$ $U = 1.0$ $2w > L \geq 1.5w$ $U = 0.87$ $1.5w > L \geq w$ $U = 0.75$	
5	PTE circulares con platina de conexión única y concéntrica		$L \geq 1.3D$ $U = 1.0$ $1.3D > L \geq 1.3D$ $U = 1 - \frac{x}{L}$ $x = \frac{D}{\pi}$	
6	PTE rectangulares	con platina de conexión única y concéntrica	$L \geq H$ $U = 1 - \frac{x}{L}$ $\frac{x}{L} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
		con dos platinas de conexión laterales	$L \geq H$ $U = 1 - \frac{x}{L}$ $x = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	Perfiles W, M, S, HP o perfiles laminados similares, y perfiles Te derivados	conexión por las aletas, con 3 ó más pernos por línea en dirección de la carga	$b_f \geq (2 \text{ ó } 3)d$ $U = 0.90$ $U = 0.85$	

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

	de ellos (se permite calcular U según el caso 2 y tomar el mayor valor)		$< (2/3)d$	
		conexión por el alma, con 4 o más pernos por línea en dirección de la carga	$U = 0.70$	—
8	Ángulos sencillos (se permite calcular U según el caso 2 y tomar el mayor valor)	Con 4 ó más pernos por línea en dirección de la carga	$U = 0.80$	—
		Con 3 pernos por línea en dirección de la carga (para menos de 3 pernos por línea en dirección de la carga usar el caso 2)	$U = 0.60$	—
<p> L = longitud de la conexión (mm) w = ancho de la platina (mm) x = excentricidad de la conexión (mm) B = ancho total de un miembro en PTE rectangular, medido perpendicularmente al plano de la conexión (mm) H = altura de un miembro en PTE rectangular, medido en el plano de la conexión (mm) d = profundidad nominal total de la sección (mm) b_f = ancho de la aleta (mm) </p>				

FIGURA 71
VALORES DE x Y L PARA EL CALCULO DEL FACTOR DE REDUCCION POR RETRASO DE CORTANTE, U .



Artículo 480. COMBINACIÓN DE TENSIÓN Y FLEXIÓN. Un componente solicitado por tensión y flexión deberá satisfacer la Ec. 319 o la Ec. 320.

Ec. 319

- Si $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$, entonces

$$\frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

Ec. 320

- Si $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$, entonces

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

P_r = resistencia de diseño a la tensión como se especifica en el Artículo 478 (N).

M_{rx} = resistencia de diseño a la flexión respecto al eje x, tomada como ϕ_f por la resistencia nominal a la flexión respecto al eje x determinada como se especifica en los capítulos X, XI ó XII del presente título, según corresponda (N-mm).

M_{ry} = Resistencia de diseño a la flexión respecto al eje y, tomada como ϕ_f por la resistencia nominal a la flexión respecto al eje y determinada como se especifica en el capítulo XI del presente título según corresponda (N-mm).

M_{ux} , M_{uy} = momentos flectores debidos a las cargas mayoradas respecto a los ejes x e y, respectivamente (N-mm).

P_u = fuerza axial debida a las cargas mayores (N).

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

Cuando la combinación de tensión y flexión produzca un esfuerzo neto de compresión en una aleta, se deberá investigar su estabilidad para determinar si hay pandeo local.

SECCIÓN 3 ÁREA NETA

Artículo 481. ÁREA NETA.

- a) El área neta, A_n , de un elemento es igual al producto del espesor del elemento por su menor ancho neto. Para las perforaciones estándar, se deducirá el diámetro nominal de la perforación. Para las perforaciones agrandadas y las alargadas, cuando su uso esté permitido por el Artículo 576a), se deducirá el diámetro o la longitud nominal de la perforación, según sea aplicable. Se deberá determinar el ancho neto para cada cadena de perforaciones que se extienda a través del miembro o elemento a lo largo de cualquier línea transversal, diagonal o en zigzag.
- b) El ancho neto de cada cadena se deberá determinar restando del ancho del elemento la sumatoria de los anchos de todas las perforaciones que haya en la cadena y sumando la cantidad $s^2 4g$ por cada espacio entre perforaciones consecutivas de la cadena, siendo:
 1. s = separación entre dos perforaciones consecutivas en la dirección de la carga (mm).
 2. g = gramil, separación de las mismas dos perforaciones en dirección perpendicular a la de la carga (mm).
- c) Para perfiles angulares, el valor de g entre dos perforaciones en una y otra aleta se deberá tomar como la sumatoria de los respectivos gramiles desde la arista común del perfil menos el espesor.

SECCIÓN 4 LÍMITES DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ

Artículo 482. LÍMITES DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ. A excepción de las varillas, barras de ojo, cables y placas, los miembros solicitados por tensión deberán satisfacer los requisitos de esbeltez especificados a continuación:

- a) Para miembros principales sujetos a inversiones de esfuerzos: $l \leq 140$
- b) Para miembros principales no sujetos a

1. inversiones de esfuerzos: $\frac{l}{r} \leq 200$
2. Para miembros secundarios: $\frac{l}{r} \leq 240$

Donde:

l = longitud no arriostrada (mm).

r = radio de giro (mm).

SECCIÓN 5 MIEMBROS ARMADOS

Artículo 483. DISPOSICIONES GENERALES. Los elementos principales de los miembros en tensión armados a partir de perfiles laminados o soldados se deberán conectar mediante placas continuas con o sin perforaciones o bien mediante placas de unión con o sin entramado. Las soldaduras entre los perfiles y las placas deberán ser continuas. Las uniones pernadas entre los perfiles y las placas deberán satisfacer los requisitos de la sección 2 del capítulo XIII del presente título.

Artículo 484. PLACAS PERFORADAS.

- a) La relación entre la longitud de los orificios en la dirección del esfuerzo y su ancho no deberá ser mayor que 2.0.
- b) La distancia libre entre orificios en la dirección del esfuerzo no deberá ser menor que la distancia transversal entre las líneas más próximas de pernos o soldaduras de unión. La distancia libre entre el extremo de la placa y el primer orificio no deberá ser menor que 1.25 veces la distancia transversal entre pernos o soldaduras.
- c) La periferia de los orificios deberá tener un radio mínimo de 38 mm.
- d) Se podrá suponer que los anchos no soportados en los bordes de los orificios contribuyen al área neta del miembro. Cuando los orificios estén alternados sobre placas perforadas opuestas, el área neta del miembro se deberá considerar igual que para una sección con orificios en el mismo plano transversal.

SECCIÓN 6 BARRAS DE OJO

Artículo 485. RESISTENCIA DE DISEÑO. La resistencia de diseño del cuerpo de la barra de ojo se deberá tomar como se especifica en la Ec. 317.

Artículo 486. DIMENSIONES.

- a) Las barras de ojo deberán tener un espesor uniforme no menor que 12 mm y ni mayor que 51 mm.
- b) El radio de transición entre la cabeza y el cuerpo de una barra de ojo no deberá ser menor que el ancho de la cabeza en el eje del orificio para el pasador.
- c) El ancho neto de la cabeza en el eje del orificio para el pasador no deberá ser menor que 1.35 veces el ancho requerido para el cuerpo.
- d) La dimensión neta de la cabeza más allá del orificio para el pasador, tomada en dirección longitudinal, no deberá ser menor que 0.75 veces el ancho del cuerpo.
- e) El ancho del cuerpo no deberá ser mayor que ocho veces su espesor.

- f) El centro del orificio para el pasador deberá estar ubicado sobre el eje longitudinal del cuerpo de la barra. El diámetro del orificio para el pasador no deberá exceder en más de 0.8 mm al diámetro del pasador.
- g) Para los aceros cuya resistencia mínima especificada a la fluencia sea mayor que 485 MPa, el diámetro del orificio no deberá ser mayor que cinco veces el espesor de la barra.

Artículo 487. PAQUETES DE BARRAS DE OJO.

- a) Las barras de ojo que forman un paquete deberán ser simétricas respecto del plano central del miembro y tan paralelas como sea posible. Deberán estar restringidas para evitar su desplazamiento lateral sobre los pasadores y su deformación lateral por efecto del esvía del puente.
- b) Las barras de ojo deberán estar dispuestas de tal manera que las barras adyacentes en un mismo panel tengan una separación de 12 mm como mínimo. Se deberán proveer anillos separadores para llenar cualquier luz entre barras adyacentes sobre un mismo pasador. Las barras diagonales que se intersequen y que no estén lo suficientemente separadas como para evitar que en algún momento entren en contacto se deberán agarrar mediante grapas en dicha intersección.

**SECCIÓN 7
PLACAS CONECTADAS MEDIANTE PASADORES**

Artículo 488. DISPOSICIONES GENERALES. Siempre que sea posible se deberá evitar el uso de placas conectadas mediante pasadores. Se deberán satisfacer los requisitos del Artículo 478.

Artículo 489. PLACAS PARA PASADORES.

- a) La resistencia de diseño al aplastamiento en las placas para pasadores, P_r , se deberá tomar como:

$$P_r = \phi_b P_n = \phi_b A_b F_y$$

Ec. 321

Donde:

P_n = resistencia nominal al aplastamiento (N).

A = área de apoyo proyectada sobre la placa (mm²).

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia de la placa (MPa).

ϕ_b = factor de resistencia para aplastamiento como se especifica en el Artículo 453.

- b) La placa principal se podrá reforzar en la zona del orificio usando placas para pasadores para aumentar el espesor de la placa principal.
- c) Si se utilizan placas para pasadores, éstas se deberán disponer de tal manera que se minimice la excentricidad de la carga y se deberán unir a la placa principal mediante soldaduras o pernos suficientes para transmitir las fuerzas de aplastamiento de las placas para pasadores a la placa principal.

Artículo 490. DIMENSIONES.

- a) El área neta combinada de la placa principal y las placas para pasadores en una sección a través del eje del orificio para el pasador no deberá ser menor que 1.4 veces el área neta requerida para la placa principal lejos del orificio.
- b) El área neta combinada de la placa principal y las placas para pasadores tomada en dirección longitudinal más allá del orificio para el pasador no deberá ser menor que el área neta requerida para la placa principal lejos del orificio.
- c) El centro del orificio para el pasador deberá estar ubicado sobre el eje longitudinal de la placa principal. El diámetro del orificio para el pasador no deberá exceder en más de 0.8 mm al diámetro del pasador.
- d) Para los aceros cuya resistencia a la fluencia mínima especificada sea mayor que 485 MPa, el diámetro del orificio no deberá ser mayor que cinco veces el espesor combinado de la placa principal más las placas para pasadores.
- e) El espesor combinado de la placa principal más las placas para pasadores no deberá ser menor que 0.12 veces el ancho neto desde el borde del orificio hasta el borde de la placa o las placas. El espesor de la placa principal no deberá ser menor 0.12 veces el ancho requerido lejos del orificio.

Artículo 491. PAQUETES. Los miembros conectados mediante pasadores deberán estar restringidos para evitar su desplazamiento lateral sobre el pasador y su deformación lateral debida al esviaje del puente.

CAPÍTULO IX MIEMBROS EN COMPRESIÓN

SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 492. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) Los requisitos de este artículo se deberán aplicar a los miembros de acero prismáticos de sección compuesta y no compuesta solicitados ya sea por compresión axial o por una combinación de compresión axial y flexión respecto a un eje de simetría.
- b) Los arcos también deberán satisfacer los requisitos de la sección 4 del capítulo XIV del presente título.
- c) Las cuerdas en compresión de los puentes de armadura con tablero intermedio también deberán satisfacer los requisitos del Artículo 608.

SECCIÓN 2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Artículo 493. COMPRESIÓN AXIAL. La resistencia de diseño de los componentes en compresión, P_r , se deberá tomar como:

Ec. 322

$$P_r = \phi_c P_n$$

Donde:

P_n = resistencia nominal a la compresión como se especifica en las secciones 4 y 5 del capítulo IX del presente título, según corresponda (N).

ϕ_c = factor de resistencia para compresión como se especifica en el Artículo 453.

Artículo 494. COMBINACIÓN DE COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN.

- a) Con excepción de lo permitido en el Artículo 499, la carga de compresión axial, P_u , y los momentos concurrentes, M_{ux} y M_{uy} , calculados para las cargas mayoradas de acuerdo con métodos analíticos elásticos, deberán satisfacer las siguientes relaciones:

Ec. 323

- Si $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$, entonces

$$\frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

Ec. 324

- Si $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$, entonces

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

P_r = resistencia de diseño a la compresión como se especifica en el Artículo 493 (N).

M_{rx} = resistencia de diseño a la flexión respecto al eje x, tomada como ϕ_f por la resistencia nominal a la flexión respecto al eje x determinada como se especifica en los capítulos X, XI ó XII del presente título, según corresponda (N-mm).

M_{ry} = resistencia de diseño a la flexión respecto al eje y, tomada como ϕ_f por la resistencia nominal a la flexión respecto al eje y determinada como se especifica en el capítulo XII del presente título según corresponda (N-mm).

M_{ux} = momento flector respecto al eje x, debido a las cargas mayoradas, calculado como se especifica más adelante (N-mm).

M_{uy} = momento flector respecto al eje y, debido a las cargas mayoradas, calculado como se especifica más adelante (N-mm).

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

- b) Los momentos respecto a los ejes de simetría, M_{ux} y M_{uy} , se podrán determinar mediante:
1. Un análisis elástico de segundo orden que tome en cuenta la amplificación de momentos debida a la carga axial mayorada, o El método aproximado especificado en el Artículo 183b)2.

SECCIÓN 3 LÍMITES DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ

Artículo 495. LÍMITES DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ.

- a) Los elementos solicitados por compresión deberán satisfacer los requisitos de esbeltez especificados a continuación:

- Para elementos principales $\frac{K_\ell}{r} \leq 120$
- Para elementos secundarios $\frac{K_\ell}{r} \leq 140$

Donde:

- K = factor de longitud efectiva especificado en el Artículo 192.
 ℓ = longitud no arriostrada (mm).
 r = radio de giro (mm).

- b) Exclusivamente para los efectos del presente artículo, el radio de giro se podrá calcular sobre una sección ficticia que desprece una parte del área de un componente, siempre que:
1. La capacidad del componente, calculada con base en el área y radio de giro reales, sea mayor que la sollicitación bajo cargas mayoradas, y
- c) La capacidad del componente con la sección ficticia, calculada con base en el área reducida y el radio de giro correspondiente, sea también mayor que la sollicitación bajo cargas mayoradas.

SECCIÓN 4 MIEMBROS DE SECCIÓN NO COMPUESTA

Artículo 496. RESISTENCIA NOMINAL A LA COMPRESIÓN.

a) DISPOSICIONES GENERALES.

1. La resistencia nominal a la compresión, P_n , se deberá tomar como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites aplicables de pandeo por flexión, pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión, como sigue:
2. Modos de pandeo aplicables a miembros de simetría doble:
 - I. Se deberá aplicar el pandeo por flexión. El pandeo por torsión se deberá aplicar también a miembros de sección abierta en los cuales la longitud efectiva no

arriostrada para torsión sea mayor que la longitud efectiva sin soporte lateral.

3. Modos de pandeo aplicables a miembros de simetría simple:
 - I. Se deberá aplicar el pandeo por flexión.
 - II. El pandeo por flexo-torsión se deberá aplicar también a miembros de sección abierta.
4. Modos de pandeo aplicables a miembros asimétricos:
 - I. Para miembros de sección abierta se deberá aplicar únicamente el pandeo por flexo-torsión, excepto que para miembros en perfil angular sencillo diseñados de acuerdo con las provisiones del Artículo 499 se aplicará únicamente el pandeo por flexión.
 - II. Para miembros de sección cerrada se deberá aplicar únicamente el pandeo por flexión.
5. Los estados límites de pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión no serán aplicables a los rigidizadores de apoyo.
6. P_n se determinará como sigue:

Ec. 325

- Si $\frac{P_e}{P_o} \geq 0.44$, entonces:

$$P_n = \left[0.658 \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right] P_o$$

Ec. 326

- Si $\frac{P_e}{P_o} < 0.44$, entonces:

$$P_n = 0.877 P_e$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección transversal del miembro (mm^2).

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia (MPa).

P_e = carga crítica de pandeo elástico, determinada como se especifica en el Artículo 496b) para pandeo por flexión, y como se especifica en el Artículo 496c) para pandeo por torsión o pandeo por flexo-torsión, según sea aplicable (N).

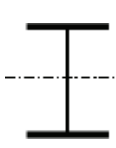

P_o = resistencia nominal equivalente a la fluencia = $Q F_y A_g$ (N).

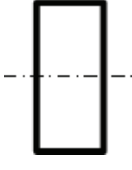
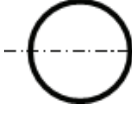


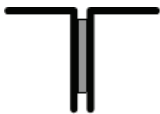
Q = factor de reducción para secciones con elementos esbeltos, determinado como se especifica en el Artículo 497. Q se deberá tomar igual a 1.0 para


rigidizadores de apoyo.

7. La TABLA 70 podrá usarse como guía para seleccionar los modos potenciales de pandeo apropiados para determinar P_n y las ecuaciones que deberán usarse para calcular P_e y Q , según sea aplicable.

TABLA 70
CONDICIONES PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA NOMINAL A LA COMPRESION, P_n

Sección transversal	Sin elementos esbeltos ($Q = 1.0$)		Con elementos esbeltos ($Q = 1.0$)	
	Modo potencial de pandeo	Ecuación aplicable para P_e	Modo potencial de pandeo	Ecuaciones aplicables para P_e y Q
	PF	(6.9.4.1.2-1)	PF	(6.9.4.1.2-1)
	además PT si: $K_z I_z > K_y I_y$	Nota: véase también el artículo C.6.9.4.1.3	además PT si: $K_z I_z > K_y I_y$	Nota: véase también el artículo C.6.9.4.1.3
			y: PLA	(6.9.4.2.2-1) o (6.9.4.2.2-2) o (6.9.4.2.2-7) o (6.9.4.2.2-8)
			y/o: PLA	(6.9.4.2.2-11)
	PF	(6.9.4.1.2-1)	PF	(6.9.4.1.2-1)
	y: PFT	Nota: véase también el artículo C.6.9.4.1.3	y: PFT	Nota: véase también el artículo C.6.9.4.1.3
			y: PLA	(6.9.4.2.2-1) o (6.9.4.2.2-2) o (6.9.4.2.2-7) o (6.9.4.2.2-8)
			y/o: PLa	(6.9.4.2.2-11)
	PF	(6.9.4.1.2-1) Nota: para secciones armadas véase también el	PF	(6.9.4.1.2-1) Nota: para secciones armadas véase también el

	artículo 6.9.4.3		artículo 6.9.4.3	
			y: <i>PLA</i>	(6.9.4.2.2-10) o (6.9.4.2.2-11)
	<i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1)	<i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1)
			y: <i>PL</i>	(6.9.4.2.2-12)
	<i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1)	<i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1)
	y: <i>PFT</i>	(6.9.4.1.3-2) Nota: véase también el artículo C.6.9.4.1.3	y: <i>PFT</i>	(6.9.4.1.3-2) Nota: véase también el artículo C.6.9.4.1.3
			Además para Tes: <i>PLA</i>	(6.9.4.2.2-1) o (6.9.4.2.2-2) o (6.9.4.2.2-7) o (6.9.4.2.2-8)
			y/o: <i>PLaT</i>	(6.9.4.2.2-3) o (6.9.4.2.2-4)
			Además para ángulos dobles en contacto continuo: <i>PLAL</i>	(6.9.4.2.2-1) o (6.9.4.2.2-2)
	<i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1) Nota: ver también los artículos 6.9.4.4 y C6.9.4.4	<i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1) Nota: ver también los artículos 6.9.4.4 y C6.9.4.4
			y: <i>PLAL</i>	(6.9.4.2.2-5) o (6.9.4.2.2-6)
	<i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1) Nota: véase también el artículo 6.9.4.3	Ángulos dobles con separadores: <i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1) Nota: véase también el artículo 6.9.4.3
	y: <i>PFT</i>	(6.9.4.1.3-2) Nota: véase también el artículo C.6.9.4.1.3	y: <i>PFT</i>	(6.9.4.1.3-2) Nota: véase también el artículo C.6.9.4.1.3

			y: <i>PLAL</i>	(6.9.4.2.2-5) o (6.9.4.2.2-6)
	<i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1)	N.A.	N.A.
Secciones asimétricas abiertas	<i>PFT</i>	(6.9.4.1.3-3) Nota: véase también el artículo C.6.9.4.1.3	<i>PFT</i>	(6.9.4.1.3-3) Nota: véase también el artículo C.6.9.4.1.3
			y: <i>PL</i>	Véase el Artículo o 497b)
Secciones asimétricas cerradas	<i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1)	<i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1)
			y: <i>PL</i>	Véase el Artículo 497b)
Rigidizadores de apoyo	<i>PF</i>	(6.9.4.1.2-1) Nota: véase también el artículo 6.10.11.2.4	N.A.	N.A.
<p>donde:</p> <p><i>PF</i> = Pandeo por Flexión <i>PT</i> = Pandeo por Torsión <i>PFT</i> = Pandeo por Flexo-Torsión <i>PLA</i> = Pandeo Local de la Aleta <i>PLa</i> = Pandeo Local del alma <i>PLaT</i> = Pandeo Local del alma de una sección en Te <i>PLAL</i> = Pandeo Local de la Aleta de un perfil angular <i>PL</i> = Pandeo Local N.A. = No aplica</p>				

b) **RESISTENCIA AL PANDEO ELÁSTICO POR FLEXIÓN.** La carga crítica de pandeo elástico por flexión se deberá tomar como:

Ec. 327

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_\ell}{r_s}\right)^2} A_g$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección transversal del miembro (mm²).

K = factor de longitud efectiva en el plano de pandeo, determinado como se especifica en el Artículo 192.

ℓ = longitud no arriostrada en el plano de pandeo (mm).

r_s = radio de giro respecto al eje perpendicular al plano de pandeo (mm).

c) RESISTENCIA AL PANDEO ELÁSTICO POR TORSIÓN Y AL PANDEO ELÁSTICO POR FLEJO-TORSIÓN.

1. Para miembros de sección abierta con simetría doble, la carga crítica de pandeo elástico con base en el pandeo por torsión, P_e , se deberá tomar igual a:

Ec. 328

$$P_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z \ell_z)^2} + GJ \right] \frac{A_g}{I_x + I_y}$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección transversal del miembro (mm²).

C_w = constante torsional de alabeo (mm⁶).

G = módulo de elasticidad a cortante del acero = 0.385E (N/mm²).

I_x, I_y = momentos de inercia respecto a los ejes principales mayor y menor de la sección transversal, respectivamente (mm⁴).

J = constante torsional de St. Venant (mm⁴).

$K_z \ell_z$ = longitud efectiva para pandeo por torsión (mm).

2. Para miembros de sección abierta con simetría simple donde el eje y es el eje de simetría de la sección transversal, la carga crítica de pandeo elástico con base en el pandeo por flexo-torsión, P_e , se deberá tomar igual a:

Ec. 329

$$P_e = \left(\frac{P_{ey} + P_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4P_{ey}P_{ez}H}{(P_{ey} + P_{ez})^2}} \right]$$

En la cual:

Ec. 330

$$H = 1 - \frac{y_o^2}{\bar{r}_o^2}$$

Ec. 331

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y \ell_y}{r_y} \right)^2} A_g$$

Ec. 332

$$P_{ez} = \left(\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z \ell_z)^2} + GJ \right) \frac{1}{\bar{r}_o^2}$$

Ec. 333

$$\bar{r}_o^2 = y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

Donde:

K_y = longitud efectiva para pandeo por flexión respecto al eje y (mm).

r_o = radio polar de giro respecto al centro de cortante (mm).

r_y = radio de giro respecto al eje y (mm).

y_o = distancia a lo largo del eje y entre el centro de cortante y el centroide de la sección transversal (mm).

3. Para miembros de sección abierta asimétricos, la carga crítica de pandeo elástico con base en el pandeo por flexo-torsión, P_e , se deberá tomar como la menor raíz de la siguiente ecuación cúbica:

Ec. 334

$$(P_e - P_{ex})(P_e - P_{ey})(P_e - P_{ez}) - P_e^2(P_e - P_{ey})\left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 - P_e^2(P_e - P_{ex})\left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 = 0$$

En la cual:

Ec. 335

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x \ell_x}{r_x}\right)^2} A_g$$

Ec. 336

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

Donde:

$K_{x,x}$ = longitud efectiva para pandeo por flexión respecto al eje x (mm).

r_x = radio de giro respecto al eje x (mm).

x_o = distancia a lo largo del eje x entre el centro de cortante y el centroide de la sección transversal (mm).

Artículo 497. ELEMENTOS NO ESBELTOS Y ESBELTOS.

a) ELEMENTOS NO ESBELTOS.

1. Los elementos no esbeltos deberán satisfacer los límites de esbeltez que aquí se especifican. El factor de reducción por elementos esbeltos, Q , especificado en el Artículo 496a), deberá tomarse como 1.0 para miembros a compresión cuya sección transversal esté compuesta únicamente por elementos no esbeltos. Excepto cuando aquí se indique lo contrario, la esbeltez de las placas deberá satisfacer:

Ec. 337

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

k = coeficiente de pandeo de placa, especificado en la TABLA 71.

b = ancho de la placa como se especifica en la TABLA 71 (mm).

t = espesor de la aleta (mm). Para aletas de perfiles en canal laminados en caliente úsese el espesor promedio.

2. Las aletas de secciones en I armadas, y las placas o aletas de ángulos salientes en secciones en I armadas, deberán satisfacer:

Ec. 338

$$\frac{b}{t} \leq 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$$

Y:

Ec. 339

$$0.35 \leq k_c \leq 0.76$$

En las cuales:

Ec. 340

$$k = \frac{4}{\sqrt{\frac{D}{t_w}}}$$

Donde:

b = un medio del ancho de la aleta (mm).

D = profundidad del alma (mm).

3. El espesor de la pared de tubos circulares, incluyendo perfiles tubulares estructurales (PTE) circulares, deberá satisfacer:

Ec. 341

$$\frac{D}{t} \leq 0.11 \frac{E}{F_y}$$

Donde:

D = diámetro exterior del tubo (mm).

t = espesor del tubo (mm).

4. Para miembros diseñados para compresión axial y flexión combinadas, F_y , en el sentido en que aquí se lo utiliza, podrá reemplazarse por el máximo esfuerzo calculado de compresión debido a la fuerza axial y el momento concurrente producidos por las cargas mayoradas siempre y cuando las relaciones de interacción del Artículo 494 se reemplacen por la siguiente relación lineal:

Ec. 342

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0$$

Donde:

P_r = resistencia de diseño a la compresión como se especifica en el Artículo 493 (N).

P_u = fuerza de compresión axial debida a las cargas mayoradas (N).

M_{rx} = resistencia de diseño a la flexión respecto al eje x , tomada como ϕ_f por la resistencia nominal a la flexión respecto al eje x determinada como se especifica en los capítulos X, XI ó XII del presente título, según corresponda (N-mm).

M_{ry} = resistencia de diseño a la flexión respecto al eje y , tomada como ϕ_f por la resistencia nominal a la flexión respecto del eje y determinada como se especifica en el capítulo XII del presente título según corresponda (N-mm).

M_{ux} = momento flector respecto al eje x , debido a las cargas mayoradas (N-mm).

M_{uy} = momento flector respecto al eje y , debido a las cargas mayoradas (N-mm).

TABLA 71
COEFICIENTES DE PANDEO DE PLACA Y ANCHOS DE PLACA A CONSIDERAR PARA COMPRESION AXIAL

Placas soportadas a lo largo de un borde (Elementos no atiesados)	k	b
Aletas de secciones laminadas en I , en Te y en canal; placas salientes de secciones laminadas en I ; aletas salientes de ángulos dobles en contacto continuo	0.56	Para secciones en I y en Te laminadas, la mitad del ancho de la aleta
		Para secciones en canal, el ancho de la aleta
		Para placas, la distancia entre el borde libre y la primera línea de pernos o soldaduras
		Para ángulos dobles en contacto continuo, el ancho total de la aleta saliente
Almas de Tes laminadas	0.75	Profundidad total de la Te
Aletas salientes de ángulos simples; Aletas salientes de ángulos dobles con separadores; y todos los demás elementos no atiesados	0.45	Para ángulos simples o ángulos dobles con separadores, el ancho total de la aleta saliente
		Para todos los demás casos, el ancho total del elemento que se proyecta
Placas soportadas a lo largo de sus dos bordes (elementos atiesados)	k	b
		Para aletas de secciones en cajón armadas, la distancia entre líneas adyacentes de pernos o soldaduras
		Para almas de secciones en cajón armadas, la distancia entre líneas adyacentes de pernos o la distancia libre entre aletas cuando se utilicen juntas soldadas

Aletas y almas de secciones en cajón armadas y perfiles tubulares estructurales (HSS), cuadrados o rectangulares, y cubreplacas de aleta no perforadas	1.40	Para perfiles tubulares estructurales (PTE), la distancia libre entre las almas o las aletas menos el radio interior de la esquina a cada lado. Cuando no se conozca el radio de la esquina, úsese la dimensión exterior menos tres veces el espesor de pared de diseño apropiado según el Artículo 568b)
		Para cubreplacas de aletas, la distancia entre las líneas de soldaduras o pernos
Almas de secciones en I y en canal, y todos los demás elementos atiesados	1.49	<p>Para almas de secciones laminadas en I y en canal, la distancia libre entre las aletas menos el filete o el radio de esquina contra cada aleta</p> <p>Para almas de secciones armadas en I y en canal, la distancia entre líneas adyacentes de pernos o la distancia libre entre las aletas cuando se utilizan soldaduras</p> <p>Para todos los demás casos, la distancia libre entre los soportes de los bordes</p>
Cubreplacas perforadas	1.86	La distancia libre entre los soportes de los bordes; véase también el párrafo al final del Artículo 498b)

b) ELEMENTOS ESBELTOS .

1. Los elementos que no satisfagan los límites de esbeltez especificados en el Artículo 497a) se deberán clasificar como elementos esbeltos y deberán cumplir los requisitos que aquí se especifican.
2. Para secciones transversales de miembros en compresión que incluyan únicamente elementos esbeltos no atiesados, el factor de reducción por elementos esbeltos, Q , especificado en el Artículo 496a), se deberá tomar igual a Q_s , el factor para elementos no atiesados. Q_s se deberá tomar como el menor entre los valores calculados para los diferentes elementos no atiesados de la sección transversal. Para secciones transversales de miembros en compresión que incluyan únicamente elementos esbeltos atiesados, Q se deberá tomar igual al factor para elementos atiesados, Q_a . Para secciones transversales de miembros en compresión que incluyan elementos esbeltos tanto no atiesados como atiesados, Q se deberá tomar como el producto de Q_s por Q_a .
3. Para elementos esbeltos no atiesados, Q_s se deberá tomar como sigue:
 - I. Para aletas de secciones laminadas en I, en Te y canales; placas salientes de secciones laminadas en I; y aletas salientes de ángulos dobles en contacto continuo:

Ec. 343

o Si:

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

entonces:

$$Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Ec. 344

o Si:

$$\frac{b}{t} > 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

entonces:

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2}$$

II. Para almas de secciones en Te laminadas:

Ec. 345

Si:

$$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

entonces:

$$Q_s = 1.908 - 1.22 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Ec. 346

o Si:

$$\frac{b}{t} > 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

entonces:

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2}$$

III. Para aletas salientes de ángulos simples; aletas salientes de ángulos dobles con separadores; y todos los otros casos de elementos no atiesados:

Ec. 347

- o Si:

$$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

entonces:

$$Q_s = 1.34 - 0.76 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Ec. 348

- o Si:

$$\frac{b}{t} > 0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

entonces:

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2}$$

IV. Para aletas de secciones armadas en / ; y placas o aletas de ángulos salientes de secciones armadas en / :

Ec. 349

- o Si:

$$0.45 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.17 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$$

entonces:

Ec. 350

$$Q_s = 1.415 - 0.65 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{k_c E}}$$

Ec. 351

- o Si:

$$\frac{b}{t} > 1.17 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$$

entonces:

$$Q_s = \frac{0.90 k_c E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2}$$

- V. Para elementos esbeltos atiesados, con excepción de tubos circulares y perfiles tubulares estructurales (PTE) redondos, Q_a se deberá tomar como:

Ec. 352

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A}$$

donde:

A = área bruta total de la sección transversal del miembro (mm^2).

A_{eff} = suma de las áreas efectivas de cada uno de los elementos de la sección transversal, con base en un ancho efectivo reducido para cada elemento
esbelto atiesado = $A - \sum (b - b_e) t$ (mm^2)

El ancho efectivo, b_e , se deberá calcular como sigue:

- VI. Para aletas de secciones en cajón y perfiles tubulares estructurales (PTE), cuadrados o rectangulares, y cubreplacas no perforadas.

Ec. 353

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b$$

- VII. Pata almas; cubreplacas perforadas; y todos los otros casos de elementos atiesados:

Ec. 354

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b$$

ℓ/

donde:

$$f = Q_s F_y \text{ (MPa)}$$

- VIII. Cuando todos los elementos no atiesados de la sección transversal, donde los haya, se clasifiquen como no esbeltos, $Q_s = 1.0$.

- IX. Para tubos circulares, incluyendo PTE redondos, con D/t no superior a $0.45 E/F_y$, Q_a deberá tomarse como:

Ec. 355

$$Q_s = \frac{0.038E}{F_y (D/t)} + \frac{2}{3}$$

En esta expresión, b , D , t y k_c deberán tomarse como se definió en el Artículo 497a) para el elemento en consideración.

a) DISPOSICIONES GENERALES.

1. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 497. Para miembros armados compuestos por dos o más perfiles, la relación de esbeltez de cada perfil entre pernos de conexión o soldaduras no deberá ser mayor que el 75 por ciento de la relación de esbeltez que controla el diseño del miembro armado. Al calcular la relación de esbeltez de cada perfil entre sujetadores se utilizará el radio de giro mínimo.
2. Los elementos de entramado, incluyendo las barras planas, ángulos, canales u otros perfiles utilizados, así como las presillas, se deberán espaciar de manera que la relación de esbeltez de cada perfil no sea mayor que el 75 por ciento de la relación de esbeltez que controla el diseño del miembro armado.
3. La resistencia nominal a la compresión de los miembros armados compuestos por dos o más perfiles se deberá determinar según lo especificado en el Artículo 496 con sujeción a la siguiente modificación. Si el modo de pandeo involucra deformaciones relativas que producen fuerzas cortantes en los sujetadores que conectan los perfiles individuales, $K r$ se deberá reemplazar por $(KL r)_m$ calculado como sigue cuando los sujetadores sean soldaduras o pernos completamente tensionados:

Ec. 356

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{K\ell}{r}\right)_o^2 + 0.82\left(\frac{\alpha^2}{1+\alpha^2}\right)\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2}$$

Donde:

$(KL r)_m$ = relación de esbeltez modificada para un miembro armado.

$(KL r)_o$ = relación de esbeltez del miembro armado actuando como una unidad en la dirección de pandeo considerada.

α = relación de separación = $h / 2r_{ib}$.

a = distancia entre conectores (mm).

r_{ib} = radio de giro de un perfil individual respecto a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro (mm).

h = distancia entre los centroides de los perfiles individuales, medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro (mm).

b) PLACAS PERFORADAS.

1. Las placas perforadas deberán satisfacer los requisitos de los Artículo 497 y Artículo 484, y se deberán diseñar para la sumatoria del esfuerzo cortante debido a las cargas mayoradas más un esfuerzo cortante adicional igual a:

Ec. 357

$$V = \frac{P_r}{100} \left(\frac{100}{(\ell/r) + 10} + \frac{8.8(\ell/r)F_y}{E} \right)$$

Donde:

V = esfuerzo cortante adicional (N).

P_r = resistencia de diseño a la compresión especificada en el Artículo 493 ó Artículo 494 (N).
 ℓ = longitud del elemento (mm).
 r = radio de giro respecto a un eje perpendicular a la placa perforada (mm).
 F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia (MPa).

2. En adición a la verificación de los requisitos del Artículo 497a) para la distancia libre entre los dos soportes de borde de la cubreplaca perforada, utilizando un coeficiente de pandeo de placa k de 1.86, se deberán verificar también separadamente los requisitos del Artículo 497a) para el ancho que se proyecta desde el borde de la perforación hasta un soporte simple del borde, utilizando un coeficiente de pandeo de placa k de 0.45.

Artículo 499. MIEMBROS EN PERFIL ANGULAR SENCILLO. Un perfil angular sencillo sujeto a una combinación de compresión axial y flexión respecto a uno o ambos ejes principales que satisfaga todas las condiciones siguientes, según sean aplicables:

- a) Las conexiones en los extremos son por una sola aleta del ángulo, y son soldadas o tienen dos pernos como mínimo;
- b) El perfil angular está cargado a compresión a través de la misma aleta en ambos extremos;
- c) El perfil angular no está sujeto a ninguna carga transversal intermedia; y
- d) Cuando se lo usa como un miembro del alma en una armadura, todos los miembros adyacentes del alma se conectan por el mismo lado de la cuerda o platina de conexión; podrá diseñarse como un miembro cargado axialmente a compresión para pandeo por flexión únicamente, de acuerdo con las provisiones de el Artículo 493, Artículo 496a) y b) siempre y cuando se utilice la siguiente relación de esbeltez efectiva, $(k r)_{eff}$, para determinar la resistencia nominal a la compresión, P_n :

Ec. 358

- Si $\frac{\ell}{r_x} \leq 80$, entonces:

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_{eff} = 72 + 0.75 \frac{\ell}{r_x}$$

Ec. 359

- Si $\frac{\ell}{r_x} > 80$, entonces:

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_{eff} = 32 + 1.25 \frac{\ell}{r_x}$$

3. Para ángulos de aletas desiguales, con una relación entre las longitudes de las aletas menor que 1.7, conectados a través de la aleta más corta:

Ec. 360

- Si $\frac{\ell}{r_z} \leq 80$, entonces:

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_{\text{eff}} = 72 + 0.75 \frac{\ell}{r_x} + 4 \left[\left(\frac{b_f}{b_s}\right)^2 - 1 \right] \geq 0.95 \frac{\ell}{r_z}$$

Ec. 361

- Si $\frac{\ell}{r_z} > 80$, entonces:

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_{\text{eff}} = 32 + 1.25 \frac{\ell}{r_x} + 4 \left[\left(\frac{b_f}{b_s}\right)^2 - 1 \right] \geq 0.95 \frac{\ell}{r_z}$$

Donde:

b = ancho de la aleta mayor en un perfil angular de aletas desiguales (mm).

b_s = ancho de la aleta menor en un perfil angular de aletas desiguales (mm).

ℓ = distancia entre los puntos de trabajo de los nudos, medida sobre la longitud del ángulo (mm).

r_x = radio de giro respecto al eje geométrico del perfil angular paralelo a la aleta conectada (mm).

r_z = radio de giro respecto al eje principal menor del perfil angular (mm).

4. La relación de esbeltez máxima real del perfil angular no deberá exceder el límite de la relación de esbeltez especificado en la sección 3 del capítulo IX del presente título. Los ángulos sencillos diseñados usando $(k r)_{\text{eff}}$ no deberán verificarse para pandeo por flexo-torsión.

SECCIÓN 5 MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA

Artículo 500. RESISTENCIA NOMINAL A LA COMPRESIÓN.

- a) Los requisitos de este artículo se deberán aplicar a las columnas de sección compuesta no solicitadas por flexión. Para las columnas de sección compuesta solicitadas por flexión se deberán aplicar los requisitos del Artículo 569.
- b) La resistencia nominal a la compresión de una columna de sección compuesta que satisfaga los requisitos del Artículo 501 se deberá tomar como:

Ec. 362

- Si $\lambda \leq 2.25$, entonces:

$$P_n = 0.66^3 F_c A_g$$

Ec. 363

- Si $\lambda > 2.25$, entonces:

$$P_n = \frac{0.88F_c A_s}{\lambda}$$

En las cuales:

Ec. 364

$$\lambda = \left(\frac{K\ell}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_c}{E_c}$$

Ec. 365

$$F_c = F_y + C_1 F_{yr} \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + C_2 f'_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

Ec. 366

$$E_c = E \left[1 + \left(\frac{C_3}{n} \right) \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \right]$$

Donde:

A_s = área de la sección transversal del perfil de acero (mm²).

A_c = área de la sección transversal del concreto (mm²).

$A_{r,r}$ = área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal (mm²).

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia de la sección de acero (MPa).

F_{yr} = resistencia mínima especificada a la fluencia del refuerzo longitudinal (MPa).

f'_c = resistencia mínima especificada a la compresión del concreto a los 28 días (MPa).

E = módulo de elasticidad del acero (MPa).

ℓ = longitud no arriostrada de la columna (mm).

K = factor de longitud efectiva como se especifica en el Artículo 192.

n = relación modular del concreto como se especifica en el Artículo 503a)2.

r_s = radio de giro de la sección de acero en el plano de flexión, pero no menor que 0.3 veces el ancho del miembro de sección compuesta en el plano de flexión para secciones compuestas tipo perfil revestido (mm).

C_1, C_2, C_3 = constantes para columnas de sección compuesta, especificadas en la TABLA 72.

**TABLA 72
CONSTANTES PARA COLUMNAS DE SECCIÓN COMPUESTA.**

	Tubos Rellenos	Perfiles revestidos
C_1	1.00	0.70
C_2	0.85	0.60

C_3	0.40	0.20
-------	------	------

- c) Al determinar la amplificación de momentos para miembros de sección compuesta sujetos a compresión axial y flexión combinadas de acuerdo con el método aproximado especificado en el Artículo 183b)2, se deberá aplicar la siguiente relación:

Ec. 367

$$P_e = \frac{A_s F_e}{\lambda}$$

Artículo 501. LIMITACIONES.

a) DISPOSICIONES GENERALES.

1. Si el área de la sección transversal del perfil de acero representa al menos un 4 por ciento del área total de la sección transversal del miembro, la resistencia a la compresión se deberá calcular de acuerdo con el Artículo 500.
2. Si el área de la sección transversal del perfil o tubo de acero representa menos del 4 por ciento del área total de la sección transversal, la resistencia a la compresión se deberá calcular como para una columna de concreto reforzado de acuerdo con la Sección 5 de las presentes especificaciones.
3. La resistencia a la compresión del concreto deberá estar entre 21 MPa y 55 MPa.
4. El valor de la resistencia mínima especificada a la fluencia del perfil de acero y de la armadura longitudinal utilizado para calcular la resistencia nominal a la compresión no deberá ser mayor que 420 MPa.
5. Al diseñar los componentes de apoyo se deberá considerar la transferencia de la totalidad de la carga de la columna de sección compuesta.
6. La sección transversal deberá tener como mínimo un eje de simetría.

- b) **TUBOS RELLENOS DE CONCRETO.** Los requisitos sobre el espesor de pared para tubos sin relleno especificados en el Artículo 497 también se aplicarán a los tubos rellenos de concreto.

c) PERFILES REVESTIDOS DE CONCRETO.

1. Los perfiles de acero revestidos de concreto se deberán reforzar con refuerzo longitudinal y lateral. El refuerzo deberá satisfacer los requisitos del Artículo 280, excepto que la separación vertical de los estribos laterales no deberá ser mayor que el menor valor entre:
 - I. 16 diámetros de las barras longitudinales,
 - II. 48 diámetros de las barras de los estribos, o
 - III. 0.5 veces la menor dimensión lateral del miembro compuesto.

2. Cuando se tengan múltiples perfiles de acero en una misma sección transversal de una columna de sección compuesta, tales perfiles deberán estar conectados entre sí mediante entramado y presillas para evitar el pandeo de los perfiles individuales antes que el concreto haya fraguado.

CAPÍTULO X ELEMENTOS DE SECCIÓN 1 SOLICITADOS A FLEXIÓN

SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 502. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) Los requisitos de este artículo se aplican a la flexión de los miembros de acero con sección en I laminados o fabricados rectos, continuos con quiebres (puentes curvos, pero en tramos rectos) o con curvatura horizontal, simétricos respecto al eje vertical en el plano del alma. Estos requisitos cubren el diseño de secciones compuestas y no compuestas, híbridas y no híbridas, de profundidad de alma constante y variable tal como se define en el Artículo 503 a Artículo 503h) y sujetos a los requisitos de dichos artículos. Estos requisitos también abarcan los efectos combinados de la flexión respecto al eje mayor y la flexión lateral de las aletas, cualquiera sea su origen.
- b) Todos los miembros de sección en I solicitados a flexión se deberán diseñar de manera que satisfagan, como mínimo:
 1. Los límites aplicables a las dimensiones de la sección transversal especificadas en la sección 2 del capítulo X del presente título;
 2. Los requisitos sobre constructibilidad especificados en la sección 3 del capítulo X del presente título;
 3. Los requisitos sobre estados límites de servicio especificados en la sección 4 del capítulo X del presente título;
 4. Los requisitos sobre estados límites de fatiga y fractura especificados en la sección 5 del capítulo X del presente título;
 5. Los requisitos sobre estados límite de resistencia especificados en la sección 6 del capítulo X del presente título.
- c) En los elementos de alma esbelta, la resistencia de pandeo por flexión del alma se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo 503i). Los factores de reducción de la resistencia para las aletas de los elementos de alma esbelta y/o de los elementos híbridos se deberán determinar como se especifica en el Artículo 503j).
- d) Los arriostramientos transversales y diafragmas para secciones en I deberán satisfacer los requisitos de la sección 4 del capítulo VII del presente título. Cuando se requiera, el arriostramiento lateral para las secciones en I deberá satisfacer los requisitos de la sección 5 del capítulo VII de presente título.

Artículo 503. SECCIONES COMPUESTAS. Las secciones que consisten en una losa de concreto que provee acción compuesta comprobada y soporte lateral conectada a una sección de acero mediante conectores de cortante diseñados de acuerdo con los requisitos de la sección 10 del capítulo X del presente título se deberán considerar secciones compuestas.

a) ESFUERZOS.

1. SECUENCIA DE CARGA.

I. En cualquier localización de la sección compuesta, el esfuerzo elástico debido a las cargas aplicadas deberá ser igual a la sumatoria de los esfuerzos provocados por las cargas aplicadas separadamente a:

- La sección de acero,
- La sección compuesta a corto plazo, y
- La sección compuesta a largo plazo.

II. En el caso de las construcciones no apuntaladas, se deberá suponer que la carga muerta aplicada antes que la losa de concreto haya fraguado o se haya vuelto compuesta es soportada exclusivamente por la sección de acero; también se deberá suponer que la carga muerta y carga viva aplicadas después de esta etapa serán soportadas por la sección compuesta. En el caso de las construcciones apuntaladas, se deberá suponer que toda la carga muerta se aplica después que la losa de concreto ha fraguado o se ha vuelto compuesta y la documentación técnica así lo deberá especificar.

2. ESFUERZOS PARA SECCIONES EN FLEXIÓN POSITIVA.

I. Para calcular los esfuerzos de flexión en las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta deberá consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo de la losa de concreto. La parte de concreto que se encuentre en el lado de tensión del eje neutro no se deberá considerar efectiva para el estado límite de resistencia.

II. Para las cargas transitorias que se suponen aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área de la losa de concreto se deberá transformar utilizando la relación de módulos a corto plazo, n . Para las cargas permanentes que se suponen aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área de la losa de concreto se deberá transformar usando la relación de módulos a largo plazo, $3n$. Cuando en el estado límite de resistencia los momentos debidos a las cargas transitorias y permanentes sean de signo opuesto, la sección compuesta asociada se podrá utilizar con cada uno de estos momentos si el esfuerzo neto resultante en la losa de concreto debido a la sumatoria de los momentos mayorados es de compresión. Caso contrario, para determinar los esfuerzos en la sección de acero se deberán utilizar los requisitos del Artículo 503a)3. Los esfuerzos en la losa de concreto se deberán determinar como se especifica en el Artículo 503a)4.

III. La relación de módulos se deberá tomar como:

$$n = \frac{E}{E_c}$$

Ec. 368

Donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto determinado como se especifica en el Artículo 235 (MPa).

3. **ESFUERZOS PARA SECCIONES EN FLEXIÓN NEGATIVA.** Para calcular los esfuerzos de flexión en las secciones sujetas a flexión negativa, la sección compuesta tanto para los momentos a corto plazo como para los momentos a largo plazo deberá consistir en la sección de acero más el refuerzo longitudinal que se encuentra dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, a menos que en el Artículo 456a)e), Artículo 503a)4 ó Artículo 512a) se especifique lo contrario.
 4. **ESFUERZOS EN LA LOSA DE CONCRETO.** Para calcular los esfuerzos de flexión longitudinales en la losa debidos a todas las cargas muertas y transitorias, se deberá utilizar la relación de módulos a corto plazo, n .
 5. **ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA DE CONCRETO.** El ancho efectivo de la losa de concreto se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo 193.
- b) **SECCIONES NO COMPUESTAS.** Las secciones en las cuales la losa de concreto no esté conectada a la sección de acero mediante conectores de cortante diseñados de acuerdo con los requisitos de la sección 10 del capítulo X del presente título se deberán considerar secciones no compuestas.
- c) **SECCIONES HÍBRIDAS.**
1. La resistencia mínima especificada a la fluencia del alma no deberá ser menor que el mayor valor entre el 70 por ciento de la resistencia mínima especificada a la fluencia de la aleta de mayor resistencia y 250 MPa.
 2. Para los elementos en los cuales el acero del alma es de mayor resistencia que el acero de una o ambas aletas, el esfuerzo de fluencia del alma utilizado para determinar la resistencia a la flexión y al cortante no se deberá tomar mayor que 120 por ciento de la resistencia mínima especificada a la fluencia de la aleta de menor resistencia. Para vigas compuestas en flexión positiva para las cuales el acero del alma es de mayor resistencia que el acero de la aleta en compresión, se podrá usar la resistencia total a la fluencia del alma para determinar la resistencia a la flexión y al cortante.
- d) **SECCIONES DE PROFUNDIDAD DE ALMA VARIABLE.** Al determinar el esfuerzo en la aleta inferior provocada por la flexión respecto al eje mayor de la sección transversal, se deberá considerar el efecto de la inclinación de la aleta inferior. Donde las condiciones de equilibrio estático así lo permitan, el cortante en el alma debido a las cargas muertas se podrá reducir en un valor igual a la componente vertical de la fuerza en la aleta inferior. En los puntos en los cuales la aleta inferior se vuelve horizontal se deberá considerar nuevamente la transferencia de la componente vertical de la fuerza en la aleta al alma.
- e) **RIGIDEZ.**
1. Para el análisis de los elementos a flexión se deberán utilizar las siguientes propiedades de rigidez:
 - I. Para cargas aplicadas a secciones no compuestas: propiedades de rigidez de la sección de acero solamente.

II. Para cargas permanentes aplicadas en secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a largo plazo, suponiendo que la losa de concreto es efectiva sobre la totalidad de la longitud de la luz.

III. Para cargas transitorias aplicadas a secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a corto plazo, suponiendo que la losa de concreto es efectiva sobre la totalidad de la longitud de la luz.

2. El requisito para modelar la rigidez torsional de vigas en I en puentes esviados y/o curvados que se especifica en el Artículo 200b) tiene que ser satisfecho por la grilla usada en el análisis o por el análisis de placa y viga excéntrica de puentes de acero con vigas en I.

f) ESFUERZOS EN LAS ALETAS Y MOMENTOS FLECTORES EN LOS MIEMBROS.

1. Para las verificaciones de diseño en que las que la resistencia a la flexión se basa en el pandeo lateral torsional:

I. El esfuerzo f_{bu} se deberá determinar como el máximo valor del esfuerzo de compresión a lo largo de la longitud no arriostrada para la aleta considerada, calculado sin considerar el pandeo lateral de las aletas.

II. El momento M_u se deberá determinar como el máximo valor, sobre la longitud no arriostrada, del momento flector respecto al eje mayor que produce compresión en la aleta considerada.

III. El esfuerzo f_l se deberá determinar como el máximo valor, sobre la longitud no arriostrada, del esfuerzo debido a flexión lateral en la aleta considerada.

2. Para las verificaciones de diseño en que la resistencia a la flexión se basa en la fluencia, el pandeo local de las aletas o el pandeo flexional del alma, f_{bu} , M_u y f_l se podrán determinar como los correspondientes valores en la sección considerada.

3. Los valores de f_{bu} , M_u y f_l se deberán determinar con base en las cargas mayoradas y se deberán tomar con signo positivo en todas las ecuaciones de resistencia.

4. Los esfuerzos de flexión lateral en las aletas con arriostramiento continuo se deberán tomar igual a cero. Los esfuerzos de flexión lateral en las aletas con arriostramiento discreto se deberán determinar mediante un análisis estructural. Todas las aletas con arriostramiento discreto deberán satisfacer:

Ec. 369

$$f_f \leq 0.6F_y$$

5. En las aletas en compresión con arriostramiento discreto el esfuerzo de flexión lateral de las aletas, f_l , se podrá determinar directamente a partir de un análisis elástico de primer orden para lo cual:

Ec. 370

$$L_b \leq 1.2L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{f_{bu} / F_{yc}}}$$

O de forma equivalente:

Ec. 371

$$L_b \leq 1.2L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_u / M_{yc}}}$$

Donde:

C_b = factor de modificación por gradiente de momentos especificado en el Artículo 523c).

f_{bu} = máximo valor del esfuerzo de compresión a lo largo de la longitud no arriostrada para la aleta considerada, calculado sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta (MPa).

L_b = longitud no arriostrada (mm).

L_p = longitud no arriostrada límite especificada en el Artículo 523c) (mm).

M_u = máximo valor, sobre la longitud no arriostrada, del momento flector respecto al eje mayor que produce compresión en la aleta considerada (N-mm).

M_{yc} = momento de fluencia respecto a la aleta en compresión (N-mm).

R_b = factor de redistribución de esfuerzos en el alma determinado como se especifica en el Artículo 503j)2 (N-mm).

6. Si no se satisfacen la Ec. 370 ó Ec. 371, según corresponda, se deberán determinar los esfuerzos de flexión lateral de segundo orden en la aleta en compresión.
7. Los esfuerzos de flexión lateral de segundo orden en la aleta en compresión se podrán determinar amplificando los valores de primer orden de la siguiente manera:

Ec. 372

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1 - \frac{f_{bu}}{F_\sigma}} \right) f_n \geq f_n$$

o de manera equivalente:

Ec. 373

$$f_l = \left(\frac{0.85}{1 - \frac{M_u}{F_\sigma S_{xc}}} \right) f_n \geq f_n$$

Donde:

f_{bu} = máximo valor del esfuerzo de compresión a lo largo de la longitud no arriostrada para la aleta considerada, calculado sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta (MPa).

f_{l1} = esfuerzo de flexión lateral de primer orden en la aleta en compresión en la sección considerada, o máximo esfuerzo de flexión lateral de primer orden en la aleta en compresión a lo largo de la longitud no arriostrada, según corresponda (MPa).

F_{cr} = esfuerzo de pandeo lateral torsional elástico para la aleta considerada determinado a partir de las Ec. 430 o A6.3.3-8. La ecuación A6.3.3-8 sólo se podrá aplicar para longitudes no arriostradas de puentes rectos de vigas en I, en las cuales el alma es compacta o no compacta.

M_u = máximo valor, sobre la longitud no arriostrada, del momento flector respecto al eje mayor que produce compresión en la aleta considerada (N- mm).

S_{xc} = módulo elástico de la sección respecto al eje mayor para la aleta en compresión, tomado como M_{yc}/F_{yc} (mm³).

g) REFUERZO MÍNIMO PARA FLEXIÓN NEGATIVA EN LA LOSA DE CONCRETO.

1. Dónde el esfuerzo de tensión longitudinal en la losa de concreto debido ya sea a las cargas constructivas mayoradas o a la combinación de cargas para el Estado Límite de Servicio II de la TABLA 2 sea mayor que ϕf_r , la sección total del refuerzo longitudinal no deberá ser menor que uno por ciento del área total de la sección transversal de la losa de concreto. ϕ se deberá tomar como 0.9 y f_r se deberá tomar como el módulo de rotura del concreto, determinado como se especifica a continuación:

I. Para concreto de peso normal: $f_r = 0.63\sqrt{f'_c}$.

II. En el caso concreto liviano: f_r se calcula según lo especificado en el Artículo 237.

2. Los esfuerzos longitudinales en la losa de concreto se deberán determinar cómo se especifica en el Artículo 503a)4. El refuerzo utilizado para satisfacer este requisito deberá tener una resistencia mínima especificada a la fluencia mayor o igual que 420 MPa y su tamaño no deberá ser mayor que el de las barras No. 20.
3. El refuerzo requerido se deberá colocar en dos capas uniformemente distribuidas en el ancho del tablero, colocando dos tercios del refuerzo en la capa superior. La separación entre barras individuales no deberá ser mayor que 300 mm.
4. Si en la zona de momento negativo no se utilizan conectores de cortante, todo el refuerzo longitudinal se deberá prolongar hacia la zona de momento positivo, más allá de los conectores de cortante adicionales especificados en el Artículo 530, a una distancia no menor que la longitud de anclaje especificada en la Sección 5.

- h) FRACTURA DE LA SECCIÓN NETA.** Al verificar los miembros a flexión para El Estado Límite de Resistencia o para determinar su constructibilidad, en todas las secciones transversales que contengan perforaciones en la aleta en tensión se deberán satisfacer los siguientes requisitos adicionales:

Ec. 374

$$f_t \leq 0.84 \left(\frac{A_n}{A_g} \right) F_u \leq F_{yt}$$

Dónde:

A_n = área neta de la aleta en tensión determinada como se especifica en la sección 3 del capítulo VIII del presente título (mm²).

A_g = área bruta de la aleta en tensión (mm²).

f_t = esfuerzo sobre el área bruta de la aleta en tensión debido a las cargas mayoradas, calculado sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta (MPa).

F_u = esfuerzo de rotura a tensión mínimo especificado de la aleta en tensión determinado como se especifica en la TABLA 60 (MPa).

i) RESISTENCIA AL PANDEO POR FLEXIÓN DEL ALMA.

- 1. ALMAS SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.** La resistencia nominal al pandeo por flexión se deberá tomar como:

Ec. 375

$$F_{crw} = \frac{0.9Ek}{\left(\frac{D}{t_w} \right)^2}$$

pero no deberá ser mayor que el menor valor entre $R_h F_{yc}$ y $F_{yw}/0.7$

Donde:

Ec. 376

k = coeficiente de pandeo por flexión

$$k = \frac{9}{(D_c / D)^2}$$

Donde:

D_c = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm).

R_h = factor de hibridez especificado en el Artículo 503j)1

Si ambos bordes del alma están solicitados por compresión k se deberá tomar igual a 7.2.

- 2. ALMAS CON RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.** En ausencia de un análisis racional alternativo, la resistencia nominal al pandeo por flexión se podrá determinar cómo se especifica en la Ec. 375, tomando el coeficiente de pandeo por flexión de la siguiente manera:

Ec. 377

- Si $\frac{d_s}{D_c} \geq 0.4$, entonces:

$$k = \frac{5.17}{(d_s / D)^2} \geq \frac{9}{(D_c / D)^2}$$

Ec. 378

- Si $\frac{d_s}{D_c} < 0.4$, entonces:

$$k = \frac{11.64}{\left(\frac{D_c - d_s}{D}\right)^2}$$

Dónde:

d_s = distancia desde la línea media del rigidizador longitudinal en lámina más cercano o desde la línea de gramil del rigidizador longitudinal en ángulo más cercano a la superficie interior de la aleta en compresión (mm).

Si ambos bordes del alma están solicitados por compresión k se deberá tomar igual a 7.2.

j) FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS ALETAS.

1. **FACTOR DE HIBRIDEZ, R_h .** Para los perfiles laminados, las secciones armadas homogéneas y las secciones armadas con acero de mayor resistencia en el alma que en ambas aletas, R_h se deberá tomar igual a 1.0. En caso contrario, en ausencia de un análisis racional alternativo, el factor de hibridez se deberá tomar como:

Ec. 379

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta}$$

En donde:

Ec. 380

$$\beta = \frac{2D_n t_w}{A_{fn}}$$

ρ = menor valor entre F_{yw} / f_n y 1.0

Donde

A_{fn} = suma del área de la aleta y el área de las cubreplacas del lado del eje neutro correspondiente a D_n (mm²). Para las secciones compuestas en flexión negativa, el área del refuerzo longitudinal se podrá incluir en el cálculo de A_{fn} para la aleta superior.

D_n = mayor entre las distancias desde el eje neutro elástico de la sección transversal a la cara interna de cualquiera de las aletas (mm). Para las secciones en las cuales el eje neutro se encuentra a la mitad de la profundidad del alma, la distancia desde el eje neutro a la cara interior de la aleta del lado del eje neutro en dónde se produce primero la fluencia.

f_n = para las secciones en las cuales la primera fluencia ocurre en la aleta, cubreplaca o el refuerzo longitudinal del lado del eje neutro correspondiente a D_n , la mayor entre las resistencias mínimas especificadas a la fluencia para cada uno de los componentes incluidos en el cálculo de A_{fn} (MPa). En caso contrario, el mayor entre los esfuerzos elásticos en la aleta, cubreplaca o el refuerzo longitudinal del lado del eje neutro correspondiente a D_n cuando la primera fluencia ocurre del lado

opuesto del eje neutro.

2. **FACTOR DE REDISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS, R_b .** Al verificar la constructibilidad de acuerdo con los requisitos del Artículo 507, o cuando:

I. la sección es compuesta y está en flexión positiva y el alma satisface los requisitos del Artículo 504a) ó b), según aplique, o bien:

II. se proveen uno o más rigidizadores longitudinales y

Ec. 381

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}}$$

O bien:

- el alma satisface:

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw}$$

Ec. 382

Entonces R_b se deberá tomar igual a 1.0.

En caso contrario:

Ec. 383

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_{wc}}{1200 + 300a_{wc}} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_{rw} \right) \leq 1.0$$

Donde:

Ec. 384

λ_{rw} = relación de esbeltez límite para un alma no compacta

$$= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Ec. 385

a_{wc} = para todas las secciones salvo las indicadas a continuación, la relación entre dos veces el área del alma en compresión y el área de la aleta en compresión

$$= \frac{2D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

Ec. 386

$$= \frac{2D_c t_w}{b_{fc} t_{fc} + b_s t_s (1 - f_{DC1} / F_{yc}) / 3n}$$

Donde:

b_s = ancho efectivo de la losa de concreto (mm).

f_{DC1} = esfuerzo en la aleta en compresión en la sección considerada, debido a la carga permanente mayorada aplicada antes que la losa de concreto haya fraguado o se haya generado la acción compuesta, calculado sin considerar la flexión lateral de la aleta (MPa).

k coeficiente de pandeo por flexión para almas con rigidizadores longitudinales determinado como se especifica en el Artículo 503i)2.

n = relación de módulos determinada como se especifica en el Artículo 503a)2.

t_s = espesor de la losa de concreto (mm).

D_c = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm).

SECCIÓN 2 LÍMITES APLICABLES A LAS DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

Artículo 504. PROPORCIONES DEL ALMA.

- a) **ALMAS SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.** Las almas se deberán dimensionar de manera que:

Ec. 387

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

- b) **ALMAS CON RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.** Las almas se deberán dimensionar de manera que:

Ec. 388

$$\frac{D}{t_w} \leq 300$$

- Artículo 505. PROPORCIONES DE LAS ALETAS.** Las aletas en compresión y en tensión se deberán diseñar de manera que:

Ec. 389

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0$$

Ec. 390

$$b_f \geq D/6$$

Ec. 391

$$t_f \geq 1.1t_w$$

Y:

Ec. 392

$$0.1 \geq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

Dónde:

I_{yc} = momento de inercia de la aleta en compresión de una sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma (mm^4).

I_{yt} = momento de inercia de la aleta en tensión de una sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma (mm^4).

SECCIÓN 3 CONSTRUCTIBILIDAD

Artículo 506. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) Se deberán aplicar los requisitos de la sección 3 del capítulo V del título II. Además de proveer una resistencia adecuada, no estará permitido que los miembros portantes principales alcancen la fluencia nominal ni confiar en la resistencia post-pandeo durante las etapas críticas de la construcción, a excepción de la fluencia del alma de las secciones híbridas. Para esto se deberán satisfacer los requisitos del Artículo 506 y Artículo 508 durante cada una de las etapas críticas de la construcción. Para las secciones en flexión positiva que son compuestas en su condición final pero no compuestas durante su construcción se deberán aplicar los requisitos del Artículo 509.
- b) Para investigar la constructibilidad de los miembros solicitados a flexión todas las cargas se deberán mayorar tal como se especifica en la sección 2 del capítulo IV del título III. Para el cálculo de las deflexiones los factores de carga se deberán tomar iguales a 1.0.
- c) Se deberán investigar potenciales fuerzas de levantamiento en los apoyos en cada una de las etapas críticas de la construcción.
- d) Las almas sin rigidizadores de apoyo en las ubicaciones sujetas a cargas concentradas no transmitidas a través del tablero o del sistema de tablero deberán satisfacer los requisitos del Artículo 579.
- e) Si en la sección considerada hay perforaciones en la aleta en tensión, la aleta en tensión también deberá satisfacer el requisito especificado en el Artículo 503h).
- f) Las conexiones pernadas que tomen carga en un miembro solicitado a flexión o que conecte a otros miembros solicitados a flexión se deberán dimensionar de manera que se evite el deslizamiento bajo las cargas mayoradas correspondientes a cada etapa crítica de la construcción.
- g) Para investigar la resistencia al deslizamiento en conexiones, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 579.

Artículo 507. FLEXIÓN.

- a) **ALETAS CON ARRIOSTRAMIENTO DISCRETO SOLICITADAS POR COMPRESIÓN.** Para las etapas críticas de la construcción se deberán satisfacer cada uno de los requisitos siguientes. Para las secciones de alma esbelta no será necesario verificar la Ec. 393 si f_c es igual a cero. Para las secciones con almas compactas o no compactas no será necesario verificar la Ec. 395.

Ec. 393

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yc}$$

Ec. 394

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nc}$$

Y:

Ec. 395

$$f_{bu} \leq \phi F_{crw}$$

Donde:

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

f_{bu} = esfuerzo en la aleta considerada, calculado sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta determinada como se especifica en el Artículo 503f) (MPa).

f_l = esfuerzo de flexión lateral de la aleta determinada como se especifica en el Artículo 503f) (MPa).

F_{crw} = resistencia nominal del alma al pandeo por flexión especificada en el Artículo 503i) (MPa).

F_{nc} = resistencia nominal a la flexión de la aleta (MPa). F_{nc} se deberá determinar como se especifica en el Artículo 523. Para las secciones con almas compactas o no compactas, en puentes rectos de vigas en I, la resistencia al pandeo lateral torsional se podrá tomar como M_{nc} determinado como se especifica en el Artículo A6.3.3 dividido por S_{xc} . Al calcular F_{nc} con el propósito de determinar la constructibilidad el factor de redistribución de las cargas, R_b , se deberá tomar igual a 1.0.

M_{yc} = momento de fluencia respecto a la aleta en compresión (N-mm).

R_h = factor de hibridez especificado en el Artículo 503j)1. Para secciones híbridas en las cuales f_{bu} no es mayor que la resistencia mínima especificada a la fluencia del alma, el factor de hibridez se deberá tomar igual a 1.0.

S_{xc} = módulo elástico de la sección respecto al eje mayor para la aleta en compresión, tomado como M_{yc}/F_{yc} (mm³).

b) ALETAS CON ARRIOSTRAMIENTO DISCRETO SOLICITADAS POR TENSIÓN. Para las etapas críticas de la construcción, se deberá satisfacer el siguiente requisito:

Ec. 396

$$f_{bu} + f_l \leq \phi R_h F_{yt}$$

c) ALETAS CON ARRIOSTRAMIENTO CONTINUO SOLICITADAS POR TENSIÓN O COMPRESIÓN. Para las etapas críticas durante la etapa de construcción, se deberá satisfacer el siguiente requisito:

d) LOSA DE CONCRETO. Durante las etapas críticas de la construcción el esfuerzo de tensión longitudinal en una losa compuesta de concreto debido a las cargas mayoradas no deberá ser mayor que ϕf_r , a menos que se provea refuerzo longitudinal de acuerdo con los requisitos del Artículo 503g). El esfuerzo del concreto se deberá determinar como se especifica en el Artículo 503a)4. ϕ y f_r se deberá tomar como se especifica en el Artículo 503g).

Artículo 508. CORTANTE. Las almas deberán satisfacer el siguiente requisito durante las etapas críticas de la construcción:

Ec. 397

$$V_u \leq \phi_v V_{cr}$$

dónde:

ϕ_v = factor de resistencia para cortante el Artículo 453.

V_u = cortante en el alma en la sección considerada debido a las cargas permanentes mayoradas y las cargas de construcción mayoradas aplicadas a la sección no compuesta (N)

V_{cr} = resistencia al pandeo por cortante determinada a partir de la Ec. 446 (N)

Artículo 509. COLOCACIÓN DEL TABLERO.

- a) Las secciones en flexión positiva que son compuestas en su condición final pero que son no compuestas durante la etapa de construcción se deberán investigar de acuerdo con los requisitos del Artículo 507 durante las diferentes etapas de colocación del tablero.
- b) Las propiedades geométricas, longitudes de arriostramiento y esfuerzos usados al calcular la resistencia nominal a la flexión deberán ser las correspondientes a la sección de acero exclusivamente. Se deberán considerar los cambios en las cargas, rigidez y arriostramiento durante las diferentes etapas de colocación del tablero.
- c) Se deberán considerar los efectos de las fuerzas de los voladizos que sobresalen del tablero y que actúan sobre las vigas exteriores.

Artículo 510. DEFLEXIONES POR CARGAS MUERTAS. Se deberán aplicar los requisitos de la sección 2 del capítulo VII del presente título según corresponda.

SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 511. DEFORMACIONES ELÁSTICAS. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 31, según corresponda.

Artículo 512. DEFORMACIONES PERMANENTES.

a) DISPOSICIONES GENERALES.

1. Para los propósitos del presente artículo se deberá aplicar la combinación de cargas para El Estado Límite de Servicio II especificada en la TABLA 2.
2. Para calcular esfuerzos en acero estructural bajo el Estado Límite de Servicio II se podrán usar los siguientes métodos:
 - I. Para los miembros provistos de conectores de cortante en la totalidad de su longitud que también satisfacen los requisitos del Artículo 503g), los esfuerzos de flexión provocados por las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II aplicadas a la sección compuesta se podrán calcular usando la sección compuesta a corto o largo plazo, según corresponda. La losa de concreto se podrá suponer efectiva tanto para flexión positiva como para flexión negativa, siempre que los máximos esfuerzos de tensión longitudinal en la losa de concreto en la sección

bajo consideración, provocados por las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II sean menores que $2f_r$, dónde f_r es el módulo de rotura del concreto especificado en el Artículo 503g).

- II. Para secciones compuestas para flexión negativa, con esfuerzos máximos de tensión longitudinal en la losa de concreto mayores o iguales a $2f_r$, los esfuerzos de flexión en el acero estructural provocados por las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II, se deberán calcular utilizando la sección correspondiente a la sección de acero y el refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo de la losa de concreto.
- III. Para secciones no compuestas para flexión negativa, solamente se podrán usar las propiedades de la sección de acero en el cálculo de los esfuerzos de flexión en el acero estructural.
- IV. Los esfuerzos longitudinales en la losa de concreto se determinan como se especifica en el Artículo 503a)4.

b) FLEXIÓN. Las aletas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

1. Para la aleta de acero superior de las secciones compuestas:

Ec. 398

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf}$$

2. Para la aleta de acero inferior de las secciones compuestas:

Ec. 399

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_h F_{yf}$$

3. Para ambas aletas de acero de las secciones no compuestas:

Ec. 400

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80R_h F_{yf}$$

Donde:

f_f = esfuerzo en la aleta de la sección considerada, debido a la combinación de cargas para el Estado Límite de Servicio II calculado sin considerar la flexión lateral de la aleta (MPa).

f_l = esfuerzo de flexión lateral en la aleta de la sección considerada, debido a la combinación de cargas para el Estado Límite de Servicio II determinada como se especifica en el Artículo 503f) (MPa).

R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 503j)1

4. Para los miembros a flexión de luces continuas en puentes rectos de vigas en I, se podrá redistribuir un porcentaje calculado del momento negativo debido a las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II en la sección considerada.
5. Para las secciones compuestas compactas en flexión positiva que se utilizan en las

construcciones con apuntalamiento, el esfuerzo de compresión longitudinal en la losa de concreto debido a las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II, determinado de acuerdo con lo especificado en el Artículo 503a)4, no deberá ser mayor que $0.6f'_c$.

6. Excepto para las secciones compuestas en flexión positiva en las cuales el alma satisface el requisito del Artículo 504a), todas las secciones también deberán satisfacer el siguiente requisito:

Ec. 401

$$f_c \leq F_{crw}$$

Donde:

f_c = esfuerzo en la aleta en compresión debido a la combinación de cargas para el Estado Límite de Servicio II, calculado sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta (MPa).

F_{crw} = resistencia nominal al pandeo por flexión para almas con o sin rigidizadores longitudinales, según corresponda, determinada como se especifica en el Artículo 503i) (MPa).

SECCIÓN 5 ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA

Artículo 513. FATIGA.

- a) Se deberán investigar los detalles a fatiga como se especifica en la sección 1 del capítulo VI del presente título. Se deberán aplicar la combinación de cargas para fatiga especificada en la TABLA 2 y la carga viva de fatiga especificada en el Artículo 70.
- b) Para puentes curvos horizontalmente de vigas en I, se deberá investigar el rango de esfuerzos de fatiga debido a flexión respecto al eje mayor, más la flexión lateral.
- c) Se deberán aplicar los requisitos para fatiga en conectores de cortante especificados en los Artículo 529 y Artículo 530.

FRACTURA. Los requisitos sobre tenacidad a la fractura especificados en la documentación técnica deberán cumplir con los requisitos de la sección 2 del capítulo VI del presente título.

Artículo 514. REQUISITO ESPECIAL SOBRE FATIGA APLICABLE A LAS ALMAS. Para los propósitos del presente artículo, la carga de fatiga mayorada se deberá determinar usando la combinación de cargas para Fatiga I especificada en la TABLA 2, tomando la carga viva de fatiga como se especifica en el Artículo 70. Los paneles interiores de las almas con rigidizadores transversales, con o sin rigidizadores longitudinales, deberán satisfacer el siguiente requisito:

Ec. 402

$$V_u \leq V_{cr}$$

Donde:

V_u = cortante en el alma en la sección en consideración debido a la carga permanente no mayorada más la carga viva de fatiga (N).

V_{cr} = resistencia al pandeo por cortante determinada mediante la Ec. 446 (N).

SECCIÓN 6 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Artículo 515. DISPOSICIONES GENERALES. Para los propósitos del presente artículo, se deberán aplicar las combinaciones de cargas para El Estado Límite de Resistencia especificadas en la TABLA 2.

Artículo 516. FLEXIÓN.

a) DISPOSICIONES GENERALES. Si en la sección considerada hay perforaciones en la aleta en tensión, la aleta en tensión también deberá satisfacer el requisito especificado en el Artículo 503h).

b) SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN POSITIVA.

1. Las secciones compuestas en puentes continuos con quiebres (puentes curvos, pero en tramos rectos) o con curvatura horizontal de vigas de acero, se deberán considerar como secciones no compactas y deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 520.
2. Las secciones compuestas en puentes rectos que satisfacen los siguientes requisitos deberán ser clasificadas como secciones compuestas compactas:
 - I. La resistencia mínima especificada a la fluencia de las aletas no sea mayor que 485 MPa,
 - II. El alma satisface el requisito del Artículo 504a), y La sección satisface el límite de esbeltez para el alma:

Ec. 403

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Donde:

D_{cp} = profundidad del alma en compresión para el momento plástico (mm).

3. Las secciones compactas deberán satisfacer los requisitos del Artículo 519. En caso contrario, la sección se deberá considerar no compacta y deberá satisfacer los requisitos del Artículo 520.
4. Tanto las secciones compactas como las secciones no compactas deberán satisfacer los requisitos de ductilidad especificados en el Artículo 521.

c) SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES NO COMPUESTAS.

1. Las secciones en todos los puentes continuos con quiebres (puentes curvos, pero en tramos rectos) o con curvatura horizontal de vigas de acero se deberán dimensionar de acuerdo con los requerimientos de la sección 8 del capítulo X del presente título.
2. Las secciones en puentes rectos cuyos soportes son perpendiculares al eje del puente o esviados no más de 20 grados de la perpendicular al eje del puente, y con diafragmas

intermedios o arriostramientos transversales colocados en líneas continuas paralelas a los soportes, para las cuales:

- I. Las resistencias mínimas especificadas a la fluencia de las aletas no son mayores que 485 MPa,
- II. El alma satisface el límite de esbeltez correspondiente a sección no compacta:

Ec. 404

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

- III. Las aletas satisfacen la siguiente relación:

Ec. 405

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3$$

Donde:

D_c = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm).

I_{yc} = momento de inercia de la aleta en compresión de una sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma (mm⁴).

I_{yt} = momento de inercia de la aleta en tensión de una sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma (mm⁴).

3. Se podrán dimensionar de acuerdo con los requisitos para secciones de alma compacta o no compacta especificados en el Apéndice A6. En caso contrario, la sección se deberá dimensionar de acuerdo con los requisitos especificados en la sección 8 del capítulo X de presente título.

Artículo 517. CORTANTE. Se deberán aplicar los requisitos de la sección 9 del capítulo X del presente título.

Artículo 518. CONECTORES DE CORTANTE. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 531.

SECCIÓN 7

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN – SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN POSITIVA

Artículo 519. SECCIONES COMPACTAS.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** En el Estado Límite de Resistencia la sección deberá satisfacer:

Ec. 406

$$M_u + \frac{1}{3} f_i S_{xt} \leq \phi_f M_n$$

Donde:

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

f_l = esfuerzo de flexión lateral de la aleta determinado como se especifica en el Artículo 503f) (MPa).

M_n = resistencia nominal de una sección a la flexión determinada como se especifica en el Artículo 519b) (N-mm).

M_u = momento flector respecto al eje mayor de la sección transversal determinado como se especifica en el Artículo 503f) (N-mm).

M_{yt} = momento de fluencia respecto a la aleta en tensión (N-mm).

S_{xt} = módulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para la aleta en tensión, tomado como M_{yt}/F_{yt} (mm³).

b) RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN.

1. La resistencia nominal a la flexión de la sección se deberá tomar como:
Si $D_p \leq 0.1D_t$, entonces:

Ec. 407

$$M_n = M_p$$

En caso contrario:

Ec. 408

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$$

Donde:

D_p = distancia desde el nivel superior de la losa de concreto al eje neutro de la sección compuesta para el momento plástico (mm).

D_t = profundidad total de la sección compuesta (mm).

M_p = momento plástico de la sección compuesta determinado como se especifica en el Artículo D6.1 (N-mm).

2. En una luz continua la resistencia nominal a la flexión de la sección deberá satisfacer:

Ec. 409

$$M_n = 1.3R_h M_y$$

Donde:

M_n = resistencia nominal de una sección a la flexión determinada como se especifica en las Ec. 407 o Ec. 408, según corresponda (N- mm).

M_y = momento de fluencia determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm).

R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 503j)1.

3. A menos que:

- I. la luz considerada y todas las secciones sobre pilas interiores adyacentes satisfagan los requisitos del Artículo B6.2, y

II. el correspondiente valor de θ_{RL} sea mayor que 0.009 radianes en todas las secciones sobre pilas interiores adyacentes,
en el caso que la resistencia nominal a la flexión de la sección no esté sujeta a la limitación impuesta por la

III. Ec. 409.

Artículo 520. SECCIONES NO COMPACTAS.

a) DISPOSICIONES GENERALES. En el Estado Límite de Resistencia la aleta en compresión deberá satisfacer:

Ec. 410

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$$

Donde:

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

f_{bu} = esfuerzo en la aleta calculado sin considerar la flexión lateral de la aleta determinado como se especifica en el Artículo 503f) (MPa).

F_{nc} = resistencia nominal a la flexión de la aleta en compresión determinada como se especifica en el Artículo 520b) (MPa).

1. La aleta en tensión deberá satisfacer:

Ec. 411

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nt}$$

Donde:

f_l = esfuerzo de flexión lateral en la aleta determinada como se especifica en el Artículo 503f) (MPa).

F_{nt} = resistencia nominal a la flexión de la aleta en tensión determinada como se especifica en el Artículo 520b) (MPa).

2. El máximo esfuerzo de compresión longitudinal en la losa de concreto para el Estado Límite de Resistencia, determinado como se especifica en el Artículo 503a)4, no deberá ser mayor que $0.6f'_c$.

b) RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN. La resistencia nominal a la flexión de la aleta en compresión se deberá tomar como:

Ec. 412

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$$

Donde:

R_b = factor de redistribución de las cargas en el alma determinado como se especifica en el Artículo 503j)2

R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 503j)1

3. La resistencia nominal a la flexión de la aleta en tensión se deberá tomar como:

Ec. 413

$$F_{nt} = R_h F_{yt}$$

Artículo 521. REQUISITO DE DUCTILIDAD. Las secciones compactas y no compactas deberán satisfacer:

Ec. 414

$$D_p \leq 0.42 D_t$$

Donde:

D_p = distancia desde el nivel superior de la losa de concreto al eje neutro de la sección compuesta para el momento plástico (mm).

D_t = profundidad total de la sección compuesta (mm).

SECCIÓN 8 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN – SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES NO COMPUESTAS

Artículo 522. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) **ALETAS CON ARRIOSTRAMIENTO DISCRETO SOLICITADAS POR COMPRESIÓN.** En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

Ec. 415

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_t \leq \phi_f F_{nc}$$

Donde:

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453

f_{bu} = esfuerzo en la aleta calculado sin considerar la flexión lateral de la aleta determinado como se especifica en el Artículo 503f) (MPa).

f_t = esfuerzo de flexión lateral en la aleta determinado como se especifica en el Artículo 503f) (MPa).

F_{nc} = resistencia nominal a la flexión de la aleta determinada como se especifica en el Artículo 523 (MPa).

- b) **ALETAS CON ARRIOSTRAMIENTO DISCRETO SOLICITADAS POR TENSIÓN.** En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

Ec. 416

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_t \leq \phi_f F_{nt}$$

Donde:

F_{nt} = resistencia nominal a la flexión de la aleta determinada como se especifica en el Artículo 524 (MPa).

- c) **ALETAS CON ARRIOSTRAMIENTO CONTINUO SOLICITADAS POR TENSIÓN O COMPRESIÓN.** En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:
Ec. 417

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf}$$

Artículo 523. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE LA ALETA EN COMPRESIÓN.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** La Ec. 415 deberá satisfacerse tanto para el pandeo local como para el pandeo lateral torsional utilizando el valor apropiado de F_{nc} determinado para cada caso según se especifica en el Artículo 523b) y c), respectivamente.
- b) **RESISTENCIA AL PANDEO LOCAL.** La resistencia al pandeo local de la aleta en compresión se deberá tomar como:

1. si $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, entonces:

Ec. 418

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$$

2. En caso contrario:

Ec. 419

$$F_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_b R_h F_{yc}$$

En donde:

Ec. 420

λ_f = relación de esbeltez para la aleta en compresión

$$= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

Ec. 421

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Ec. 422

λ_{rf} = relación de esbeltez límite para una aleta no compacta

$$= 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$$

Donde:

F_{yr} = esfuerzo en la aleta en compresión al inicio de la fluencia nominal en la sección transversal, incluyendo los efectos de esfuerzos residuales pero sin incluir la flexión lateral de la aleta en compresión, tomado como el menor valor entre $0.7F_{yc}$ y F_{yw} , pero no menor que $0.5F_{yc}$.

R_b = factor de redistribución de las cargas del alma determinado como se especifica en el Artículo 503)2.

R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 503)1.

- c) **RESISTENCIA AL PANDEO LATERAL TORSIONAL.** Para longitudes no arriostradas en las cuales el miembro es prismático, la resistencia al pandeo lateral torsional de la aleta en compresión se deberá tomar como:

1. Si $L_b \leq L_p$, entonces

Ec. 423

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$$

Ec. 424

- Si $L_p < L_b \leq L_r$, entonces:

$$F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc}$$

2. Si $L_b > L_r$, entonces:

Ec. 425

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc}$$

Donde:

L_b = longitud no arriostrada (mm).

L_p = longitud no arriostrada límite para alcanzar la resistencia nominal a flexión $R_b R_h F_{yc}$ bajo flexión uniforme (mm).

Ec. 426

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

L_r = longitud no arriostrada límite para la cual se alcanza el inicio de la fluencia nominal en cualquiera de las aletas bajo flexión uniforme, considerando los efectos de los esfuerzos residuales en la aleta en compresión (mm).

Ec. 427

$$= \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$$

C_b = factor de modificación por gradiente de momentos. En ausencia de un análisis racional alternativo, C_b se podrá calcular de la siguiente manera:

3. Para voladizos no arriostrados y para miembros en los cuales $f_{med}/f_2 > 1$ o $f_2 = 0$:

Ec. 428

$$C_b = 1.0$$

4. Para todos los demás casos:

Ec. 429

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{f_1}{f_2} \right) + 0.3 \left(\frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2.3$$

F_{cr} = esfuerzo de pandeo lateral torsional elástico (MPa).

Ec. 430

$$= \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2}$$

r_t = radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional (mm).

Ec. 431

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}}$$

Donde:

F_{yr} = esfuerzo en la aleta en compresión al inicio de la fluencia nominal en la sección transversal, incluyendo los efectos de esfuerzos residuales pero sin incluir la flexión lateral de la aleta en compresión, tomado como el menor valor entre $0.7F_{yc}$ y F_{yw} , pero no menor que $0.5F_{yc}$.

D_c = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm).

f_{med} = esfuerzo debido a las cargas mayoradas en el punto medio de la longitud no arriostrada para la aleta en consideración, calculado a partir del valor de la envolvente de momentos que produce en este punto la máxima compresión, o la menor tensión si nunca ocurre la compresión, y sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta; (MPa). f_{med} se deberá calcular considerando las cargas mayoradas y se deberá tomar como positivo para compresión y negativo para tensión.

f_0 = esfuerzo debido a las cargas mayoradas, sin tener en cuenta la flexión lateral, en un punto de arriostamiento opuesto al punto correspondiente a f_2 , calculado a partir del valor de la envolvente de momentos que produce la mayor compresión o la mínima tensión si no hay compresión en este punto de la aleta en consideración (MPa). f_0 se deberá tomar como positivo para compresión y negativo para tensión.

f_1 = esfuerzo en el extremo de una longitud arriostrada opuesto al punto correspondiente a f_2 , representa la intercepción de la distribución lineal de esfuerzos más crítica supuesta ya sea a través de f_2 y f_{med} , o a través de f_2 y f_0 , la que produzca el menor valor de C_b (MPa). f_1 se deberá calcular de la siguiente manera:

5. Cuando la variación en el momento a lo largo de toda la longitud entre los puntos de arriostamiento es de forma cóncava:

Ec. 432

$$f_1 = f_0$$

6. De otra manera:

Ec. 433

$$f_1 = 2 f_{med} - f_2 \geq f_0$$

f_2 = salvo las excepciones aquí indicadas, máximo esfuerzo de compresión debido a las cargas mayoradas en cualquiera de los extremos de una longitud no arriestrada, calculado a partir del valor crítico de la envolvente de momentos y sin tener en cuenta la flexión lateral; el valor de f_2 es siempre positivo, excepto cuando el esfuerzo es nulo o de tensión en ambos extremos de la longitud no arriestrada, en cuyo caso f_2 se toma igual a cero (MPa).

R_b = factor de redistribución de las cargas del alma determinado como se especifica en el Artículo 503j)2.

R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 503j)1.

7. Para longitudes no arriestradas en las cuales el miembro consiste en secciones monosimétricas no compuestas y está sujeto a flexión con curvatura doble, a menos que se considere que la aleta superior tiene arriostamiento lateral continuo, se deberá verificar la resistencia al pandeo lateral torsional de ambas aletas.
8. Para longitudes no arriestradas en las cuales el miembro no es prismático, la resistencia al pandeo lateral torsional de la aleta en compresión F_{nc} en cada sección dentro de la longitud no arriestrada, se podrá tomar como la menor de las resistencias dentro de la longitud no arriestrada en consideración, determinadas a partir de las Ec. 423, Ec. 424 o Ec. 425, según corresponda, suponiendo que la longitud no arriestrada es prismática. En este caso el factor de modificación por gradiente de momentos, C_b , se deberá tomar igual a 1.0 y L_b no se deberá afectar por un factor de longitud efectiva.
9. Para las longitudes no arriestradas que contienen una transición a una sección menor a una distancia menor o igual que 20 por ciento de la longitud no arriestrada a partir del punto de arriostamiento con el menor momento, la resistencia al pandeo lateral torsional se podrá determinar suponiendo que esta transición no existe siempre que el momento lateral de inercia de la aleta o aletas de la sección más pequeña es mayor o igual a la mitad del valor correspondiente en la sección más grande.

Artículo 524. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE LA ALETA EN TENSIÓN. La resistencia nominal a la flexión de la aleta en tensión se deberá tomar como:

Ec. 434

$$F_{nt} = R_h F_{yt}$$

Donde:

R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 503j)1.

SECCIÓN 9 RESISTENCIA AL CORTANTE

Artículo 525. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) En el Estado Límite de Resistencia los paneles derechos o curvos del alma deberán satisfacer:

Ec. 435

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

Donde:

ϕ_v = factor de resistencia para cortante especificado en el Artículo 453.

V_n = resistencia nominal al cortante determinada como se especifica en el Artículo 526 y Artículo 527 para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente (N).

V_u = fuerza cortante debida a las cargas mayoradas en el alma de la sección consideradas (N).

- b) Los rigidizadores transversales intermedios se deberán diseñar como se especifica en el Artículo 532 Los rigidizadores longitudinales se deberán diseñar como se especifica en el Artículo 534.
- c) Los paneles interiores de las almas en miembros de Sección 1 no híbridos e híbridos:
1. Que no tengan un rigidizador longitudinal y en los cuales la separación de los rigidizadores transversales no sea mayor que $3D$, o
 2. Que tengan uno o más rigidizadores longitudinales y en los cuales la separación de los rigidizadores transversales no sea mayor que $1.5D$ se deberán considerar rigidizados, y por lo tanto se les aplicarán los requisitos del Artículo 527. En caso contrario se deberán aplicar los requisitos del Artículo 526.
- d) Para las almas rigidizadas, los requisitos para los paneles extremos serán como se especifica en el Artículo 527c).

Artículo 526. RESISTENCIA NOMINAL DE LAS ALMAS NO RIGIDIZADAS. La resistencia nominal al cortante de las almas no rigidizadas se deberá tomar como:

Ec. 436

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

Donde:

Ec. 437

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w$$

Donde:

C = relación entre la resistencia a pandeo por cortante y la resistencia mínima especificada a la fluencia por cortante determinada mediante las Ec. 441, Ec. 442 o Ec. 443, según corresponda, tomando el coeficiente de pandeo por cortante, k , igual a 5.0.

V_{cr} = resistencia al pandeo por cortante (N).

V_n = resistencia nominal al cortante (N).

V_p = fuerza cortante plástica (N).

Artículo 527. RESISTENCIA NOMINAL DE LAS ALMAS RIGIDIZADAS.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** La resistencia nominal al cortante de los paneles interiores del alma rigidizados transversalmente o rigidizados transversal y longitudinalmente deberá ser como se especifica en el Artículo 527b). La resistencia nominal al cortante de los paneles extremos del alma rigidizados transversalmente o rigidizados transversal y longitudinalmente deberá ser como se especifica en el Artículo 527c). Para determinar la resistencia nominal al cortante de los paneles de alma con rigidizadores longitudinales se deberá utilizar la profundidad total, D. La separación requerida entre rigidizadores transversales se deberá calcular usando el cortante máximo en el panel. Los rigidizadores deberán satisfacer los requisitos especificados en la sección 11 del capítulo X del presente título.
- b) **PÁNELES INTERIORES.** La resistencia nominal al cortante de un panel interior del alma que satisface los requisitos del Artículo 525 y en el cual la sección a lo largo de la totalidad del panel está dimensionada de manera que:

Ec. 438

$$\frac{2Dt_w}{(b_{fc}t_{fc} + b_{ft}t_{ft})} \leq 2.5$$

se deberá tomar como:

Ec. 439

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right]$$

Donde:

Ec. 440

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt$$

Donde:

d_o = espaciamiento entre rigidizadores transversales (mm).

V_n = resistencia nominal al cortante del panel del alma (N).

V_p = fuerza cortante plástica (N).

C = relación entre la resistencia a pandeo por cortante y la resistencia mínima especificada a la fluencia por cortante.

La relación C se deberá determinar como se especifica a continuación:

Ec. 441

- Si $\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces:

$$C = 1.0 \quad (6.10.9.3.2-4)$$

Ec. 442

- Si $1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces:

$$C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

Ec. 443

- Si $\frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$, entonces:

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right)$$

Donde:

$k =$ coeficiente de pandeo por cortante.

Ec. 444

$$= 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$$

En caso contrario, la resistencia nominal al cortante se deberá tomar de la siguiente manera:

Ec. 445

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2 + \frac{d_o}{D}}} \right]$$

- c) **PÁNELES EXTREMOS.** La resistencia nominal al cortante de un panel extremo del alma se deberá tomar como:

Ec. 446

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

En dónde:

Ec. 447

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w$$

Donde:

C = relación entre la resistencia a pandeo por cortante y la resistencia mínima especificada a la fluencia por cortante determinada mediante la Ec. 441, Ec. 442 o Ec. 443, según corresponda.

V_{cr} = resistencia al pandeo por cortante (N).

V_p = fuerza cortante plástica (N).

La separación de los rigidizadores transversales en los paneles extremos con o sin rigidizadores longitudinales no deberá ser mayor que $1.5D$.

SECCIÓN 10 CONECTORES DE CORTANTE

Artículo 528. DISPOSICIONES GENERALES. En las secciones compuestas se deberán proveer conectores de cortante tipo espigo o tipo canal en la interfaz entre la losa de concreto y la sección de acero para resistir el cortante en la interfaz. Se deberán proveer conectores de cortante en la totalidad de la longitud de los puentes compuestos de una sola luz. Normalmente se deberán proveer conectores de cortante en la totalidad de la longitud de los puentes compuestos rectos de luz continua. En las zonas de flexión negativa se deberán proveer conectores de cortante si se considera que el refuerzo longitudinal forma parte de la sección compuesta. En caso contrario no será necesario proveer conectores de cortante en las zonas de flexión negativa, pero se deberán colocar conectores adicionales en la zona dónde se encuentran los puntos de contraflexión bajo carga muerta como se especifica en el Artículo 530. Cuando en las zonas de flexión negativa no se coloquen conectores de cortante, el refuerzo longitudinal se deberá prolongar hacia la zona de flexión positiva como se especifica en el Artículo 503g). Se deberán proveer conectores de cortante en la totalidad de la longitud de puentes curvos compuestos continuos.

a) TIPOS.

1. Los conectores de cortante tipo espigo y tipo canal se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del presente artículo.
2. Los conectores de cortante deberán ser de un tipo tal que permita compactar adecuadamente el concreto para garantizar que la totalidad de sus superficies estén en contacto con el concreto. Los conectores deberán ser capaces de resistir movimientos tanto verticales como horizontales entre el concreto y el acero.
3. La relación entre la altura y el diámetro de un conector de cortante tipo espigo no deberá ser menor que 4.0.
4. Los conectores de cortante tipo canal deberán tener soldaduras de filete de un tamaño no menor que 5 mm a lo largo de las aristas del canal.

b) SEPARACIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTANTE A LO LARGO DEL EJE LONGITUDINAL.

1. La separación de los conectores de cortante a lo largo del eje longitudinal se deberá determinar para satisfacer el Estado Límite de Fatiga, tal como se especifica en los Artículo 529 y Artículo 530. El número de conectores de cortante resultante no deberá ser menor que el número requerido para satisfacer el Estado Límite de Resistencia tal como se especifica en el Artículo 531.
2. La separación de los conectores de cortante a lo largo del eje longitudinal, p , deberá satisfacer:

Ec. 448

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}}$$

Donde:

V_{sr} = rango de la fuerza cortante horizontal para fatiga por unidad de longitud (N/mm).

Ec. 449

$$= \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2}$$

V_{fat} = rango de la fuerza cortante longitudinal para fatiga por unidad de longitud (N/mm).

Ec. 450

$$= V_f Q / l$$

F_{fat} = rango de la fuerza cortante radial para fatiga por unidad de longitud (N/mm) tomado como el valor máximo de:

Ec. 451

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot} \sigma_{flg} l}{wR}$$

O:

Ec. 452

$$F_{fat2} = \frac{F_{rc}}{w}$$

Donde:

σ_{flg} = rango de los esfuerzos longitudinales por fatiga en la aleta inferior, sin considerar la flexión lateral de la aleta (MPa).

A_{bot} = área de la aleta inferior (mm²).

F_{rc} = rango neto de la fuerza en el arriostamiento transversal o diafragma en la aleta superior (N).

I = momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo (mm^4).

ℓ = distancia entre puntos de arriostramiento (mm).

n = número de conectores de cortante en una sección transversal.

p = separación de los conectores de cortante a lo largo del eje longitudinal (mm).

Q = primer momento del área transformada de la losa de concreto a corto plazo respecto al eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (mm^3).

R = radio mínimo de una viga dentro de un panel (mm).

V_f = rango de la fuerza cortante vertical bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga especificada en la TABLA 2 tomando la carga viva de fatiga como se especifica en el Artículo 70 (N).

w = longitud efectiva del tablero (mm) tomado como 1200mm, excepto en los soportes extremos en donde w se podrá tomar como 600 mm.

Z_r = resistencia a la fatiga por cortante de un conector de cortante individual determinada como se especifica en el Artículo 529 (N).

3. Para luces o segmentos rectos, el rango de la fuerza cortante radial para fatiga de la Ec. 451 se podrá tomar igual a cero. Para los puentes rectos o puentes horizontalmente curvos con esviajes no superiores a 20 grados, el rango de la fuerza cortante radial para fatiga de la Ec. 452 se podrá tomar igual a cero.
4. La separación entre los centros de los conectores de cortante a lo largo del eje longitudinal no deberá ser mayor que 600 mm ni menor que seis veces el diámetro del conector.

c) SEPARACIÓN TRANSVERSAL.

1. Se podrán colocar conectores de cortante transversalmente en la aleta superior de la sección de acero. La separación entre dichos conectores de cortante podrá ser constante o variable.
2. La separación entre centros de los conectores de cortante tipo espigo no deberá ser menor que 4.0 diámetros del conector medidos en forma transversal al eje longitudinal del miembro.
3. La distancia libre entre el borde de la aleta superior y el borde del conector de cortante más próximo no deberá ser menor que 25 mm.

- d) RECUBRIMIENTO DE CONCRETO Y PENETRACIÓN.** La profundidad libre del recubrimiento de concreto sobre la parte superior de los conectores de cortante no deberá ser menor que 50 mm. Los conectores de cortante deberán penetrar como mínimo 50 mm en la losa de concreto.

Artículo 529. RESISTENCIA A LA FATIGA. La resistencia al cortante para fatiga de un conector de cortante individual, Z_r , se deberá tomar como:

- a) Para conectores de cortante tipo espigo:

1. Cuando la proyección del Tráfico Promedio Diario de Camiones para 75 años de un solo carril $(TPDC)_{SC}$ es mayor o igual a 960 camiones por día, se utilizará la combinación de cargas de Fatiga I y la resistencia al cortante para fatiga de vida útil infinita, se tomará como:

Ec. 453

$$Z_r = \alpha d^2 \geq \frac{38d^2}{2}$$

En otros casos, se utilizará la combinación de cargas de Fatiga II y la resistencia al cortante para fatiga de vida útil infinita, se tomará como:

Ec. 454

$$Z_r = \alpha d^2$$

En dónde:

Ec. 455

$$\alpha = 243 - 30.1 \log N$$

b) Para conectores de cortante tipo canal:

1. Cuando la proyección del Tráfico Promedio Diario de Camiones para 75 años de un solo carril $(TPDC)_{SC}$ es mayor o igual a 1850 camiones por día, se utilizará la combinación de cargas de Fatiga I y la resistencia al cortante para fatiga de vida útil infinita, se tomará como:

Ec. 456

$$Z_r = 375w$$

2. En caso contrario, se utilizará la combinación de cargas de Fatiga II y la resistencia al cortante para fatiga de vida útil infinita, se tomará como:

Ec. 457

$$Z_r = Bw$$

Donde:

Ec. 458

$$B = 1673 - 192.9 \log N$$

Donde:

$(TPDC)_{SC}$ = $TPDC$ un solo carril como se especifica en el Artículo 71.b.

d = diámetro de un conector de cortante tipo espigo (mm).

N = número de ciclos especificado en el Artículo 456e).

w = longitud del conector tipo canal medida transversalmente a la dirección de la aleta (mm).

- I. La separación de los conectores de cortante a lo largo del eje longitudinal se deberá determinar a partir de la Ec. 448 usando el valor de Z_r y el rango de fuerza de cortante V_{sr} .

- II. Se deberá investigar el efecto del conector de cortante sobre la resistencia a la

fatiga de la aleta usando los requisitos del Artículo 456.

Artículo 530. REQUISITOS ESPECIALES PARA PUNTOS DE CONTRAFLEXIÓN BAJO CARGA MUERTA.

- a) En los miembros que en su condición final son no compuestos para flexión negativa, se deberán proveer conectores de cortante adicionales en la zona dónde se encuentran los puntos de contraflexión bajo carga muerta.
- b) El número de conectores de cortante adicionales, n_{ac} , se deberá tomar como:

Ec. 459

$$n_{ac} = \frac{A_s f_{sr}}{Z_r}$$

Donde:

A_s = área total del refuerzo longitudinal comprendido dentro del ancho efectivo de la losa de concreto sobre un soporte interior (mm²).

f_{sr} = rango de esfuerzos en el refuerzo longitudinal sobre un soporte interior bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga especificada en la TABLA 2, tomando la carga viva de fatiga como se especifica en el Artículo 70 (MPa).

Z_r = resistencia a la fatiga por cortante de un conector de cortante individual determinada como se especifica en el Artículo 529 (N).

- c) Los conectores de cortante adicionales se deberán colocar a una distancia igual a un tercio del ancho efectivo de la aleta especificado en el Artículo 193 a ambos lados del punto de contraflexión del acero bajo carga muerta. La separación entre centros de todos los conectores de cortante, incluyendo los conectores adicionales dentro de esa distancia deberá satisfacer los requerimientos de distancia máxima y mínima para la separación longitudinal entre conectores, especificados en el Artículo 528b). Los empalmes realizados en obra se deberán ubicar de manera que no interfieran con los conectores de cortante.

Artículo 531. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

a) DISPOSICIONES GENERALES.

1. La resistencia al cortante mayorada de un único conector de cortante, Q_r , en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como:

Ec. 460

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n$$

Donde:

Q_n = resistencia nominal al cortante de un conector de cortante individual determinada como se especifica en el Artículo 531c) (N).

ϕ_{sc} = factor de resistencia para conectores de cortante especificado en el Artículo 453.

2. En el Estado Límite de Resistencia el mínimo número de conectores de cortante, n , sobre la zona considerada se deberá tomar como:

Ec. 461

$$n = \frac{P}{Q_r}$$

Donde:

P = fuerza cortante nominal total determinada como se especifica en el Artículo 531b) (N).

Q_r = resistencia de diseño al cortante de un conector de cortante, determinada mediante la Ec. 460 (N).

b) FUERZA CORTANTE NOMINAL.

1. Para las luces simples y para luces continuas que en su condición final son no compuestas para flexión negativa, la fuerza cortante nominal total, P , entre el punto de máximo momento positivo de diseño debido a carga viva más impacto y cada punto de momento cero adyacente se deberá tomar como:

Ec. 462

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2}$$

Donde:

P_p = fuerza longitudinal total en la losa de concreto en el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto, (N) tomada como el menor de los siguientes valores:

Ec. 463

$$P_{1p} = 0.85 f'_c b_s t_s$$

O bien:

Ec. 464

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc}$$

F_p = fuerza radial total en la losa de concreto en el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto (N) tomada como:

Ec. 465

$$F_p = P_p \frac{L_p}{R}$$

Dónde:

b_s = ancho efectivo de la losa de concreto (mm).

L_p = longitud de arco entre un extremo de la viga y un punto adyacente de máximo momento positivo por carga viva más impacto (mm).

R = radio mínimo de una viga en la longitud, L_p (mm).

t_s = espesor de la losa de concreto (mm).

2. Para luces o segmentos rectos, F_p se podrá tomar igual a cero.
3. Para luces continuas que en su condición final son compuestas para flexión negativa, la fuerza cortante nominal total, P , entre el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto y un extremo adyacente del miembro se deberá determinar usando la Ec. 462. La fuerza cortante nominal total, P , entre el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto y el eje de un soporte interior adyacente se deberá tomar como:

Ec. 466

$$P = \sqrt{P_T^2 + F_T^2}$$

Donde:

P_T = fuerza longitudinal total en la losa de concreto entre el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto y la línea de eje de un soporte interior adyacente (N) tomada como:

Ec. 467

$$P_T = P_p + P_n$$

P_n = fuerza longitudinal total en la losa de concreto sobre un soporte interior (N) tomada como el menor de los siguientes valores:

Ec. 468

$$P_{1n} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc}$$

O bien:

Ec. 469

$$P_{2n} = 0.45 f_c' b_s t_s$$

F_T = fuerza radial total en la losa de concreto entre el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto y la línea central de un soporte interior adyacente (N) tomada como:

Ec. 470

$$F_T = P_T \frac{L_n}{R}$$

Donde:

L_n = longitud del arco entre el punto de momento positivo máximo por carga viva más impacto y la línea de eje de un soporte interior adyacente (mm).

R = radio mínimo de una viga en la longitud, L_n (mm).

4. Para luces o segmentos rectos, F_T se podrá tomar igual a cero.

c) RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE.

1. La resistencia nominal a cortante de un conector de cortante tipo espigo embebido en una losa de concreto se deberá tomar como:

Ec. 471

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u$$

Donde:

A_{sc} = área de la sección transversal de un conector de cortante tipo espigo (mm²).

E_c = módulo de elasticidad del concreto determinado como se especifica en el Artículo 235 (MPa).

F_u = esfuerzo de rotura a tensión mínimo especificado de los conectores de cortante tipo espigo determinado como se especifica en la Sección 4 Capítulo IV Título VI (MPa).

2. La resistencia nominal al cortante de un conector de cortante tipo canal embebido en una losa de concreto se deberá tomar como:

Ec. 472

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c}$$

dónde:

t_f = espesor de la aleta de un conector de cortante tipo canal (mm).

t_w = espesor del alma de un conector de cortante tipo canal (mm).

L_c = longitud de un conector de cortante tipo canal (mm).

SECCIÓN 11 RIGIDIZADORES

Artículo 532. RIGIDIZADORES TRANSVERSALES.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** Los rigidizadores transversales deberán consistir en placas o ángulos soldados o pernados a uno o ambos lados del alma. Los rigidizadores que no se utilicen como placas de conexión se deberán ajustar estrechamente o conectar a la aleta en compresión, pero no requiere que estén en contacto pleno con la aleta en tensión. Los rigidizadores simples (por una sola cara) en vigas horizontalmente curvas se deberán unir a las dos aletas. Cuando se usan pares de rigidizadores transversales en vigas curvas horizontalmente, estos deberán estar estrechamente ajustados o unidos a las dos aletas. Los rigidizadores que se utilicen como placas de conexión para diafragmas o arriostamientos transversales se deberán conectar a ambas aletas. La distancia desde el extremo de una soldadura alma- rigidizador hasta el borde más próximo de la soldadura alma-aleta o rigidizador longitudinal-alma adyacente no deberá ser menor que $4t_w$ ni mayor que el menor valor entre $6t_w$ y 100 mm.

- b) **ANCHO SALIENTE.** El ancho, b_t , de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer:

Ec. 473

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30}$$

Y

Ec. 474

$$16t_p \geq b_t \geq b_f / 4$$

Donde:

b_f = para secciones en I, el ancho total de la aleta más ancha dentro de la sección considerada; para secciones tipo omega invertida, ancho total de la aleta superior más ancha dentro de la sección considerada; para secciones en cajón cerradas no aplica el límite de $b_f/4$ (mm).

t_p = espesor de un elemento rigidizador saliente (mm).

- c) **MOMENTO DE INERCIA.** Para rigidizadores transversales adyacentes a paneles de alma en los cuales ninguno de los paneles soporta una fuerza cortante, V_u , más grande que la resistencia factorada al pandeo por cortante, $\phi_v V_{cr}$, el momento de inercia, I_t , del rigidizador transversal deberá satisfacer el menor de los siguientes límites:

Ec. 475

$$I_t \geq b t_w^3 J$$

Ec. 476

$$I_t \geq \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5}$$

Donde:

I_t = momento de inercia de un rigidizador transversal del alma, tomado respecto al borde en contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto a la línea media del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores (mm⁴).

b = el menor entre d_o y D (mm).

d_o = el menor entre los anchos de dos paneles adyacentes (mm).

J = parámetro de rigidez flexional de un rigidizador.

ρ_t = factor igual al mayor valor entre F_{yw}/f_{crs} y 1.0.

F_{crs} = esfuerzo de pandeo local para el rigidizador (MPa).

Ec. 477

$$= \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys}$$

F_{ys} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de un rigidizador (MPa).

1. Para rigidizadores transversales adyacentes a paneles de alma en los cuales la fuerza cortante, V_u , es mayor que la resistencia factorada al pandeo por cortante, $\phi_v V_{cr}$, y por lo tanto se requiere la resistencia postpandeo del alma o acción del campo tensionado en uno o ambos paneles, el momento de inercia de los rigidizadores transversales, I_t , deberá cumplir:

- I. Si $I_{t2} > I_{t1}$, entonces:

Ec. 478

$$I_t \geq I_{r1} + (I_{r2} - I_{r1}) \left(\frac{V_u - \phi V_{cr}}{\phi V_n - \phi V_{cr}} \right)$$

De otra manera:

Ec. 479

$$I_t \geq I_{t2}$$

Donde:

V_n = menor de las resistencias nominales combinadas al pandeo por cortante y campo tensionado de los paneles de alma adyacentes, determinado como se especifica en el Artículo 527b) (N).

2. Los rigidizadores transversales utilizados en paneles de alma con rigidizadores longitudinales también deberán satisfacer:

Ec. 480

$$I_t \geq \left(\frac{b_t}{b_l} \right) \left(\frac{D}{3.0d_o} \right) I_l$$

Donde:

b_t = ancho saliente de un rigidizador transversal (mm).

b_l = ancho saliente de un rigidizador longitudinal (mm).

I_l = momento de inercia de un rigidizador longitudinal del alma determinado como se especifica en el Artículo 534c) (mm⁴).

Artículo 533. RIGIDIZADORES DE APOYO.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** Se deberán colocar rigidizadores de apoyo en las almas de las secciones armadas en la ubicación de todos los apoyos. En la ubicación de los apoyos de los perfiles laminados y en otras ubicaciones de una sección armada o un perfil laminado que estén sujetas a cargas concentradas, si las cargas no son transmitidas a través de un tablero o sistema de tablero, se deberán colocar rigidizadores de apoyo o bien el alma deberá satisfacer los requisitos del Artículo D6.5. Los rigidizadores de apoyo deberán consistir en una o más placas o ángulos soldados o pernados a ambos lados del alma. Las conexiones al alma se deberán diseñar de manera que transmitan la totalidad de la fuerza de aplastamiento debida a las cargas mayoradas. Los rigidizadores deberán abarcar la totalidad de la profundidad del alma y prolongarse hasta tan cerca como sea posible de los bordes exteriores de las aletas. Cada rigidizador se deberá pulir de manera que apoye contra la aleta a través de la cual recibe su carga o bien se deberá fijar a dicha aleta mediante una soldadura de penetración completa.
- b) **ANCHO SALIENTE.** El ancho, b_t , de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer:

Ec. 481

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

Donde:

F_{yt} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de un rigidizador (MPa).
 t_p = espesor de un elemento rigidizador saliente (mm).

- c) **RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO.** La resistencia al aplastamiento factorada para los extremos ajustados de los rigidizadores de apoyo se deberá tomar como:

Ec. 482

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n$$

En dónde:

$(R_{sb})_n$ = resistencia de diseño al aplastamiento para el extremo ajustado de los rigidizadores de apoyo (N).

Ec. 483

$$= 1.4 A_{pn} F_{ys}$$

Donde:

ϕ_b = factor de resistencia para aplastamiento especificado en el Artículo 453.

A_{pn} = área de los elementos salientes de un rigidizador que están por fuera de la soldadura alma-aleta pero no más allá del borde de la aleta (mm²).

F_{ys} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de un rigidizador (MPa).

- d) **RESISTENCIA AXIAL DE LOS RIGIDIZADORES DE APOYO.**

1. **DISPOSICIONES GENERALES.** La resistencia axial mayorada, P_r , se deberá determinar como se especifica en el Artículo 493 usando esfuerzo de fluencia mínimo especificado de los rigidizadores, F_{ys} . El radio de giro se deberá calcular respecto de la mitad del espesor del alma y la longitud efectiva se deberá tomar igual a $0.75D$, siendo D la profundidad del alma.

2. **SECCIÓN EFECTIVA.**

- I. Para los rigidizadores pernados al alma, la sección de columna efectiva deberá consistir exclusivamente en los elementos rigidizadores.

- II. Excepto que aquí se especifique lo contrario, para los rigidizadores soldados al alma se deberá incluir una parte del alma como parte de la sección de columna efectiva. Para los rigidizadores que consisten en dos placas soldadas al alma, la sección de columna efectiva deberá consistir en los dos elementos rigidizadores, más una franja central del alma que se extienda no más de $9t_w$ a cada lado de los rigidizadores. Si se utiliza más de un par de rigidizadores, la sección de columna efectiva deberá consistir en todos los elementos rigidizadores, más un franja central del alma que se extienda no más de $9t_w$ a cada lado de los elementos exteriores del grupo.

- III. No se deberá incluir la franja del alma en la sección efectiva en el caso de los soportes interiores de luces continuas de los elementos híbridos en los cuales el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma es menor que 70 por ciento del esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la aleta de mayor resistencia.

- IV. Si el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma es menor que el de los

rigidizadores, la franja del alma incluida en la sección efectiva se deberá reducir multiplicando por la relación F_{yw}/F_{ys} .

Artículo 534. RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** Cuando sean requeridos, los rigidizadores longitudinales deberán consistir ya sea en una placa soldada a un lado del alma o bien en un ángulo pernado. Los rigidizadores longitudinales deberán estar ubicados en una posición vertical sobre el alma tal que se satisfagan la Ec. 395 para constructibilidad, la Ec. 401 para el Estado Límite de Servicio, y todos los requisitos de diseño aplicables para el Estado Límite de Resistencia. Siempre que sea práctico, los rigidizadores longitudinales se deberán extender sin interrupción en toda su longitud especificada, a menos que se permita lo contrario en la documentación técnica. Si elementos transversales del alma que sirven como rigidizadores son interrumpidos por un rigidizador longitudinal, el elemento transversal se deberá unir al rigidizador longitudinal para desarrollar la resistencia a la flexión y la resistencia axial del elemento transversal. El esfuerzo de flexión en el rigidizador longitudinal, f_s , debido a las cargas mayoradas en el Estado Límite de Resistencia y al verificar la constructibilidad deberá satisfacer:

Ec. 484

$$f_s \leq \phi_f R_h F_{ys}$$

Donde:

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

F_{ys} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de un rigidizador (MPa).

R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 503j)1.

- b) **ANCHO SALIENTE** El ancho saliente, b_l , del rigidizador deberá satisfacer:

Ec. 485

$$b_l \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

Donde:

t_s = espesor del rigidizador (mm).

- c) **MOMENTO DE INERCIA Y RADIO DE GIRO.** Los rigidizadores longitudinales deberán satisfacer:

Ec. 486

$$I_l \geq D t_w^3 \left[2.4 \left(\frac{d_o}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta$$

Y:

Ec. 487

$$r \geq \frac{0.16 d_o \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}}}{\sqrt{1 - 0.6 \frac{F_{ys}}{R_h F_{ys}}}}$$

Donde:

β = factor de corrección de curvatura para la rigidez de los rigidizadores longitudinales calculado como se especifica a continuación:

1. Para los casos en que el rigidizador longitudinal está en el lado del alma por fuera del centro de curvatura:

Ec. 488

$$\beta = \frac{Z}{6} + 1$$

Para los casos en que el rigidizador longitudinal está en el lado del alma hacia el centro de curvatura:

Ec. 489

$$\beta = \frac{Z}{12} + 1$$

Z = parámetro de curvatura:

Ec. 490

$$= \frac{0.95d_o^2}{Rt_w} \leq 10$$

Donde:

d_o = espaciamiento entre rigidizadores transversales (mm).

I_l = momento de inercia de un rigidizador longitudinal del alma, incluyendo un ancho efectivo del alma igual a $18t_w$ tomado respecto al eje neutro de la sección combinada (mm^4). Si F_{yw} es menor que F_{ys} , la franja de alma incluida en la sección efectiva se deberá reducir multiplicando por la relación F_{yw}/F_{ys} .

R = radio mínimo de una viga dentro de un panel (mm).

r = radio de giro de un rigidizador longitudinal del alma, incluyendo un ancho efectivo de alma igual a $18t_w$ tomado respecto al eje neutro de la sección combinada (mm).

SECCIÓN 12 CUBREPLACAS

Artículo 535. DISPOSICIONES GENERALES. La longitud de cualquier cubreplacas, L_{cp} , en mm, que se añade a un miembro deberá satisfacer:

Ec. 491

$$L_{cp} \geq 2d + 900$$

Donde:

d = profundidad total de la sección de acero (mm).

- a) No se deberán usar cubreplacas unidos mediante soldaduras de longitud parcial en las aletas de más de 20 mm de espesor para estructuras con trayectorias no redundantes de la carga sujetas a cargas repetitivas que producen tensión o inversión de esfuerzos en la aleta.
- b) El máximo espesor de un cubreplacas único no deberá ser mayor que dos veces el espesor de la aleta a la cual el cubreplacas está unido. No estará permitido utilizar múltiples cubreplaca soldados.
- c) Los cubreplaca podrán ser de ancho mayor o menor que la aleta a la cual están unidos.

Artículo 536. REQUISITOS APLICABLES A LOS EXTREMOS DE LOS CUBREPLACAS.

Artículo 537. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) El extremo teórico del cubreplacas se deberá tomar como la sección en la cual el momento, M_u , o el esfuerzo de flexión, f_{bu} , debido a las cargas mayoradas es igual a la resistencia a la flexión factorada de la aleta. El cubreplacas se deberá prolongar más allá del extremo teórico una distancia suficiente para que:
 1. El rango de esfuerzos en el extremo real satisfaga los requisitos de fatiga correspondientes especificados en el Artículo 456, y
 2. La fuerza longitudinal en el cubreplacas debida a las cargas mayoradas en el extremo teórico se pueda desarrollar mediante soldaduras y/o pernos colocados entre los extremos teórico y real.
 3. El ancho en los extremos de los cubreplaca de sección uniformemente variable no deberá ser menor que 75 mm.
- b) **EXTREMOS SOLDADOS.**
 1. Las soldaduras que conecten el cubreplacas a la aleta entre los extremos teórico y real deberán ser adecuadas para desarrollar la fuerza calculada en el cubreplaca en el extremo teórico.
 2. Si los cubreplacas tienen mayor ancho que la aleta, las soldaduras no deberán rodear los extremos del cubreplaca.
- c) **EXTREMOS PERNADOS.**
 1. Los pernos en las uniones por fricción entre el cubreplaca y la aleta que están ubicados entre los extremos teórico y real deberán ser capaces de desarrollar la fuerza debida a las cargas mayoradas en el cubreplaca en el extremo teórico.
 2. La resistencia al deslizamiento crítico de las uniones pernadas en los extremos se deberá determinar de acuerdo con el Artículo 579. Las soldaduras longitudinales que conectan el cubreplacas a la aleta deberán ser continuas y se deberán interrumpir a una distancia igual a una separación entre pernos antes de llegar a la primera fila de pernos en la parte pernada en los extremos. Cuando se utilicen cubreplacas pernados en los extremos, la documentación técnica deberá especificar que se instalen siguiendo la siguiente secuencia:
 - I. Realizar las perforaciones,
 - II. Limpiar las superficies de contacto,

III. Instalar los pernos, y soldar las placas.

CAPÍTULO XI MIEMBROS DE SECCIÓN EN CAJÓN SOLICITADOS POR FLEXIÓN

SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 538. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) Los requisitos de este artículo se aplican a la flexión de las secciones de acero en cajón u omega invertida, 0simples o múltiples, rectas o con curvatura horizontal, en puentes de luces simples o continuas de longitud moderada. Los requisitos abarcan el diseño de miembros compuestos, híbridos y no híbridos, y de alma con profundidad constante o variable tal como se definen en el Artículo 503, c) y h), y Artículo 539 a Artículo 541. Los requisitos del Artículo 503f) se deberán aplicar solamente a las aletas superiores de las secciones tipo omega invertida.
- b) Las secciones en cajón simple se deberán ubicar en una posición centrada con respecto a la sección transversal, y el centro de gravedad de la carga muerta deberá estar tan cerca del centro de cortante del cajón como sea posible. Estos requisitos no se deberán aplicar a las secciones en cajón simple de múltiples celdas, ni a las aletas de las secciones en cajón compuestas que se utilizan como aletas inferiores.
- c) Todo tipo de miembros de sección en cajón solicitados por flexión se deberán diseñar de manera que como mínimo satisfagan:
 1. Los límites aplicables a las dimensiones de la sección transversal especificados en la sección 2 del capítulo XI del presente título;
 2. Los requisitos sobre constructibilidad especificados en la sección 3 del capítulo XI del presente título;
 3. Los requisitos sobre Estado Límite de Servicio especificados en la sección 4 del capítulo XI del presente título;
 4. Los requisitos sobre Estado Límite de Fatiga y Fractura especificados en la sección 5 del capítulo XI del presente título;
 5. Los requisitos sobre Estado Límite de Resistencia especificados en la sección 6 del capítulo XI del presente título.
- d) En los miembros de alma esbelta, la resistencia al pandeo por flexión del alma se deberá determinar como se especifica en el Artículo 503i). Los factores de reducción de la resistencia para las aletas de los miembros de alma esbelta y/o de los miembros híbridos se deberán determinar como se especifica en el Artículo 503j).
- e) Los arriostramientos transversales y diafragmas internos y externos para las secciones en cajón deberán satisfacer los requisitos de la sección 4 del capítulo VII del presente título. El

arriostramiento de las aletas superiores de las secciones tipo omega invertida deberá satisfacer los requisitos de la sección 5 del capítulo VII del presente título.

Artículo 539. DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS.

- a) Las aletas de las secciones en cajón simple y múltiple se deberán considerar totalmente efectivas para resistir flexión si el ancho de la aleta no es mayor que un quinto de la luz efectiva. En el caso de las luces simples, la luz efectiva se deberá tomar igual a la longitud de la luz. En el caso de las luces continuas, la luz efectiva se deberá tomar igual a la distancia entre puntos de contraflexión bajo carga permanente, o entre un soporte simple y un punto de contraflexión bajo carga permanente, según corresponda. Si el ancho de la aleta es mayor que un quinto de la longitud de luz efectiva, se deberá considerar que solamente un ancho igual a un quinto de la luz efectiva es efectivo para resistir flexión.
- b) Para las secciones en cajón múltiple en puentes rectos que satisfacen los requisitos del Artículo 544, el momento flector debido a la carga viva en cada cajón se podrá determinar de acuerdo con los requisitos aplicables del Artículo 189b)2. La cortante debida a la torsión de St. Venant y los esfuerzos transversales de flexión y longitudinales de alabeo debidos a la distorsión de la sección transversal se podrán además despreciar para las secciones de estos puentes que tengan aletas totalmente efectivas.
- c) La sección de un miembro exterior que se supone resiste cargas de viento horizontales mayoradas en estos puentes se podrá tomar como la aleta inferior del cajón actuando como alma y 12 veces el espesor del alma actuando como aletas.
- d) Los requisitos del Artículo 189b)2 no se deberán aplicar a:
 - 1. Secciones en cajón simple de puentes rectos o con curvatura horizontal,
 - 2. Secciones en cajón múltiple de puentes rectos que no cumplen los requisitos del Artículo 544, o
 - 3. Secciones en cajón múltiple de puentes con curvatura horizontal.
- e) Para estas secciones, y para las secciones en cajón que no tienen aletas totalmente efectivas, se deberán considerar los efectos tanto de la cortante por flexión como de la cortante por torsión de St. Venant. En las aletas de las secciones en cajón, el esfuerzo cortante por torsión de St. Venant debido a las cargas mayoradas en el estado límite de resistencia no deberá ser mayor que la resistencia de diseño a cortante por torsión de la aleta, F_{vr} , tomada como:

Ec. 492

$$F_{vr} = 0.75\phi_v \frac{F_y}{\sqrt{3}}$$

donde:

ϕ_v =factor de resistencia para cortante especificado en el Artículo 453.

- f) Además, los esfuerzos transversales de flexión debidos a la distorsión de la sección transversal se deberán considerar tanto para analizar la fatiga, tal como se especifica en la sección 5 del capítulo XI del presente título, como en el estado límite de resistencia. Los esfuerzos transversales de flexión debidos a las cargas mayoradas no deberán ser mayores que 135 MPa en el estado límite de resistencia. Los esfuerzos longitudinales de alabeo debidos a la distorsión de la sección transversal se deberán considerar para analizar la fatiga

tal como se especifica en la sección 5 del capítulo XI del presente título, pero estos esfuerzos se podrán ignorar en el estado límite de resistencia. Los esfuerzos transversales de flexión y los esfuerzos longitudinales de alabeo se deberán determinar por medio de un análisis estructural racional y aplicando los principios de la resistencia de materiales. Los rigidizadores transversales unidos a las almas o aletas de las secciones en cajón se deberán considerar efectivos para resistir flexión transversal.

Artículo 540. APOYOS. Se podrán utilizar apoyos simples o dobles en los soportes. Se podrán colocar apoyos dobles ya sea del lado interior o exterior de las almas de la sección tipo cajón. Si se utilizan apoyos simples de menor ancho que la aleta inferior, éstos se deberán alinear con el centro de cortante de la sección en cajón, y los demás soportes deberán tener apoyos adecuados para asegurarse de que ninguna combinación de cargas provoque volcamiento. Cuando se utilicen apoyos que deban evitar el levantamiento, las fuerzas resultantes se deberán considerar en el diseño.

CONEXIONES ENTRE LA ALETA Y EL ALMA.

- a) A menos que se especifique lo contrario, el espesor efectivo total de las soldaduras entre la aleta y el alma no deberá ser menor que el menor entre los espesores del alma y la aleta.
- b) Cuando en cada luz se provean dos o más diafragmas internos intermedios estará permitido utilizar soldaduras de filete para realizar las conexiones entre la aleta y el alma. El tamaño de las soldaduras no deberá ser menor que el tamaño que satisfaga los requisitos del Artículo 587. Si se utilizan soldaduras de filete, éstas se deberán ubicar a ambos lados de la placa de aleta o de alma que se conecta.

Artículo 541. AGUJEROS DE ACCESO Y DRENAJE. Los agujeros de acceso de las secciones en cajón deberán estar ubicados en la aleta inferior en zonas de bajo esfuerzo. Se deberá investigar el efecto de los agujeros de acceso sobre los esfuerzos en las aletas para todos los estados límites con el fin de determinar si se requieren refuerzos. En los agujeros de acceso en las aletas del cajón sujetas a compresión, la resistencia nominal a la flexión de la aleta remanente a cada lado del agujero para el estado límite de resistencia se deberá determinar de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 523b), con λ_f tomada como la proyección del ancho de la aleta de ese lado del agujero dividida entre el espesor de la aleta, incluyendo cualquier refuerzo. Se deberá proveer ventilación y drenaje en las secciones interiores del cajón.

SECCIÓN 2

LÍMITES APLICABLES A LAS DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

Artículo 542. PROPORCIONES DEL ALMA.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** Las almas podrán ser inclinadas o verticales. La inclinación de las placas de alma respecto de un plano normal a la aleta inferior no deberá ser mayor que 1 a 4. En el caso de las almas inclinadas, todos los requisitos de diseño se deberán verificar con base en la distancia medida a lo largo del alma. Las almas que se unan a las aletas superiores de las secciones tipo omega invertida se deberán unir a la mitad del ancho de las aletas.
- b) **ALMAS SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.** Las almas se deberán proporcionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

- c) **ALMAS CON RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.** Las almas se deberán proporcionar de manera que:

Ec. 494

$$\frac{D}{t_w} \leq 300$$

Artículo 543. PROPORCIONES DE LAS ALETAS. Las aletas de las secciones tipo omega invertida sujetas a compresión o tensión se deberán diseñar de manera que:

Ec. 495

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12$$

Ec. 496

$$b_f \geq D/6$$

Y:

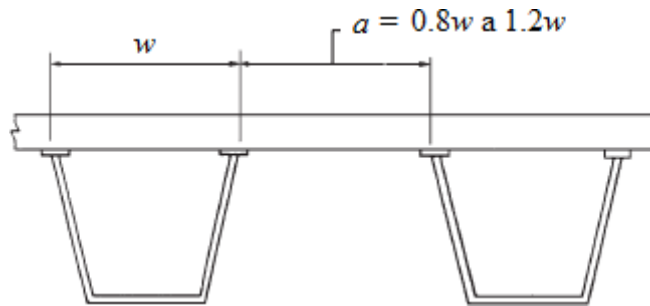
Ec. 497

$$t_f \geq 1.1t_w$$

Artículo 544. RESTRICCIONES ESPECIALES APLICABLES AL USO DEL FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS EN SECCIONES EN CAJÓN MÚLTIPLE.

- Las secciones transversales de los puentes rectos que consisten en dos o más secciones en cajón de una sola celda, para las cuales el momento flector en cada cajón debido a la carga viva se determina de acuerdo con los requisitos del Artículo 189b)2, deberán satisfacer las restricciones geométricas aquí especificadas. Además, los alineamientos de los apoyos no deberán ser esviados.
- La distancia entre los centros de las aletas de dos cajones adyacentes, a , medida a la mitad de la luz, no deberá ser mayor que el 120 por ciento ni menor que el 80 por ciento de la distancia entre los centros de las aletas en cada uno de los cajones adyacentes, w , tal como se ilustra en la FIGURA 72. Además de este requisito que se deberá satisfacer a la mitad de la luz, cuando se utilicen secciones en cajón no paralelas la distancia entre los centros de las aletas de los cajones adyacentes, medida sobre los soportes, no deberá ser mayor que el 135 por ciento ni menor que el 65 por ciento de la distancia entre los centros de las aletas en cada uno de los cajones adyacentes. Las distancias entre los centros de las aletas en cada uno de los cajones individuales deberán ser iguales.
- La inclinación de las placas de alma respecto a un plano normal a la aleta inferior no deberá ser mayor que 1 a 4.
- El voladizo de la losa de concreto, incluyendo el bordillo y la baranda, no deberá ser mayor que el 60 por ciento de la distancia promedio entre los centros de las aletas de acero superiores de las secciones en cajón adyacentes, a , o 1800 mm, cualquiera sea el valor que resulte menor.

**FIGURA 72
DISTANCIA ENTRE LOS CENTROS DE LAS ALETAS**



**SECCIÓN 3
CONSTRUCTIBILIDAD**

Artículo 545. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) A menos que se especifique lo contrario, se deberán aplicar los requisitos de la sección 3 del capítulo X del presente título.
- b) La geometría de las secciones individuales en cajón se deberá mantener durante todas las etapas de la construcción. Se deberá investigar si es necesario utilizar, de manera temporal o permanente, diafragmas o arriostramientos transversales internos intermedios, diafragmas o arriostramientos transversales externos intermedios, arriostramiento lateral superior u otros componentes para asegurar que se controlen las deformaciones de la sección en cajón.

Artículo 546. FLEXIÓN.

- a) Para las etapas críticas de la construcción, los requisitos del Artículo 507a) a c) se deberán aplicar solamente a las aletas superiores de las secciones tipo omega invertida. La longitud no arriostrada se deberá tomar como la distancia entre los arriostramientos transversales o diafragmas internos.
- b) Para las etapas críticas de la construcción, las aletas en compresión de las secciones en cajón deberán satisfacer los siguientes requisitos:

Ec. 498

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$$

Y

Ec. 499

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw}$$

Donde:

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

f_{bu} = esfuerzo longitudinal en la aleta debido a las cargas mayoradas en la sección bajo consideración, calculado sin tener en cuenta el alabeo longitudinal (MPa).

F_{crw} = resistencia nominal al pandeo por flexión del alma especificado en el Artículo 503i) (MPa).

F_{nc} = resistencia nominal a la flexión de una aleta en compresión de una sección en cajón, determinada como se especifica en el Artículo 557 (MPa). Al calcular F_{nc} para determinar la

constructibilidad, el factor de redistribución de esfuerzos en el alma, R_b , se deberá tomar igual a 1.0.

- c) Para las secciones con almas compactas o no compactas no será necesario verificar la Ec. 499.
- d) Para las etapas críticas de la construcción, las aletas de las secciones en cajón no compuestas en tensión y las aletas de las secciones en cajón con arriostramiento continuo en tensión o en compresión deberán satisfacer el siguiente requisito:

Ec. 500

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \Delta$$

En donde:

Ec. 501

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yf}} \right)^2}$$

f_v = esfuerzo cortante por torsión de St.Venant en la aleta, debido al efecto las cargas mayoradas en la sección bajo consideración (MPa).

Ec. 502

$$= \frac{T}{2A_o t_f}$$

Donde:

A_o = área interior de la sección cajón (mm²).

R_h = factor de hibridéz determinado como se especifica en el Artículo 503j)1.

T = par torsor interno debido a las cargas mayoradas (N- mm).

- e) Para las cargas que se aplican a la aleta de una sección en cajón compuesta antes que el concreto haya fraguado o trabaje como sección compuesta, la aleta se deberá diseñar como una aleta no compuesta. La máxima deflexión vertical de la aleta no compuesta de la sección en cajón, debida a las cargas permanentes no mayoradas incluyendo el peso propio de la aleta y las cargas constructivas no mayoradas, no deberá ser mayor que 1/360 veces la separación transversal entre las almas. El esfuerzo de flexión a través del espesor de la aleta no compuesta debido a las cargas permanentes mayoradas y las cargas constructivas mayoradas no deberá ser mayor que 135 MPa. El peso del concreto húmedo y otras cargas temporales o permanentes aplicadas sobre la aleta no compuesta se podrán considerar suponiendo que la aleta de la sección en cajón actúa como una viga simplemente apoyada entre las almas. Las aletas se podrán rigidizar cuando sea necesario para controlar la deflexión de las aletas y los esfuerzos debidos a las cargas que se aplican antes que el concreto haya fraguado o trabaje como sección compuesta.

Artículo 547. CORTANTE. Al verificar el requisito sobre cortante especificado en el Artículo 508 se deberán aplicar también los requisitos de la sección 9 del capítulo XI del presente título, según corresponda.

SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 548. ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

- a) A menos que se especifique lo contrario, se deberán aplicar los requisitos de la sección 4 del capítulo X del presente título.
- b) En la Ec. 399 el término f_t se deberá tomar igual a cero. No se aplicará la Ec. 400. Excepto para las secciones en flexión positiva en las cuales el alma satisface los requisitos del Artículo 542b), todas las secciones deberán satisfacer la Ec. 401.
- c) En las secciones sobre pilas interiores de los miembros en flexión continuos no se deberá aplicar la redistribución del momento negativo debido a las cargas correspondientes al estado límite Servicio II usando los procedimientos especificados en el Apéndice B6.

SECCIÓN 5 ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA

Artículo 549. ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA.

- a) A menos que se especifique lo contrario, se deberán aplicar los requisitos de la sección 5 del capítulo X del presente título.
- b) Para verificar la fatiga en los conectores de cortante, también se deberán aplicar los requisitos de la sección 10 del capítulo XI del presente título, según corresponda. Los requisitos para fatiga en los conectores de cortante especificados en el Artículo 530 no se aplicarán.
- c) Al verificar el requisito sobre cortante especificado en el Artículo 514, se deberán aplicar también los requisitos de la sección 9 del capítulo XI del presente título, según corresponda.
- d) Se deberán considerar los esfuerzos de alabeo longitudinal y los esfuerzos por flexión transversal debidos a la distorsión de la sección transversal para los siguientes casos:
 1. Secciones en cajón simple en puentes rectos o con curvatura horizontal,
 2. Secciones en cajón múltiple en puentes rectos que no satisfacen los requisitos del Artículo 544,
 3. Secciones en cajón múltiple en puentes con curvatura horizontal, o
 4. Cualquier sección de cajón simple o múltiple con una aleta que no sea totalmente efectiva de acuerdo con los requisitos del Artículo 539.
- e) Al verificar la resistencia a la fatiga del metal base en todos los detalles de la sección en cajón de acuerdo con los requisitos de la sección 1 del capítulo VI del presente título se deberá considerar el rango de esfuerzos debidos al alabeo longitudinal. Al evaluar la resistencia a la fatiga del metal base adyacente a las soldaduras de filete entre una aleta y un alma y adyacente a la terminación de las soldaduras de filete que conectan elementos transversales a las almas y aletas de las secciones en cajón, se deberá considerar separadamente el rango de esfuerzos de flexión transversal. Para determinar los rangos de esfuerzos de alabeo longitudinal y de flexión transversal, un ciclo de esfuerzo se definirá como el 75 por ciento del rango de esfuerzos determinado por el paso de la carga de fatiga en dos posiciones transversales críticas diferentes. En ningún caso el rango de esfuerzos calculado de este modo podrá ser menor que el rango de esfuerzos debido al paso de la carga de fatiga mayorada por solo un carril. Se deberá investigar la necesidad de un elemento transversal inferior en los arriostramientos transversales internos para resistir el rango de esfuerzos

transversales de flexión en la aleta inferior del cajón en la terminación de las soldaduras de filete que conectan las placas de conexión de los arriostramientos transversales a la aleta. Los miembros de los arriostramientos transversales adyacentes a las aletas del cajón se deberán conectar a la aleta del cajón a menos que se utilicen rigidizadores longitudinales en la aleta, en cuyo caso los miembros transversales se conectarán a los rigidizadores longitudinales mediante pernos. El momento de inercia de estos miembros de los arriostramientos transversales no deberá ser menor que el momento de inercia de la placa de conexión más grande para el arriostramiento interno transversal en consideración, tomado respecto al borde en contacto con el alma.

- f) Para las secciones en cajón simple, las aletas en tensión se deberán considerar de fractura crítica, a menos que un análisis demuestre que, luego de ocurrir una fractura hipotética total de la aleta y las almas en cualquier punto, la sección podrá soportar la totalidad de la carga muerta y una parte apropiada de la carga viva.
- g) A menos que por medio de un análisis refinado se pueda verificar la adecuada resistencia y estabilidad de una estructura dañada, en las secciones transversales que comprenden dos secciones en cajón sólo las aletas inferiores en las zonas de momento positivo deberán ser diseñadas como de fractura crítica. Cuando una sección transversal contiene más de dos secciones de viga cajón, ninguno de los componentes de las secciones en cajón se deberá considerar de fractura crítica.

SECCIÓN 6 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Artículo 550. DISPOSICIONES GENERALES. Para los propósitos del presente Artículo se deberán aplicar las combinaciones de cargas para Estado Límite de Resistencia especificadas en la TABLA 2.

Artículo 551. FLEXIÓN.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** Si en la sección bajo consideración hay perforaciones en la aleta en tensión, esta aleta deberá satisfacer el requisito especificado en el Artículo 503h).

b) SECCIONES EN FLEXIÓN POSITIVA.

1. Las secciones en puentes de vigas de acero con curvatura horizontal se considerarán como secciones no compactas y deberán cumplir los requisitos del Artículo 555.
2. Las secciones en puentes rectos que satisfacen los siguientes requisitos deberán ser clasificadas como secciones compactas:
 - I. La resistencia mínima especificada a la fluencia de las aletas y del alma no es mayor que 485 MPa,
 - II. El alma satisface el requisito del Artículo 542b),
 - III. La sección forma parte de un puente que satisface los requisitos del Artículo 544,
 - IV. La aleta de la sección en cajón es totalmente efectiva como se especifica en el Artículo 539, y
 - V. La sección satisface el límite de esbeltez para el alma:

Donde:

D_{cp} = profundidad del alma en compresión para el momento plástico (mm).

3. Las secciones compactas deberán satisfacer los requisitos del Artículo 554. En caso contrario, la sección se deberá considerar no compacta y deberá satisfacer los requisitos del Artículo 555.
 4. Tanto las secciones compactas como las secciones no compactas deberán satisfacer los requisitos de ductilidad especificados en el Artículo 521.
- c) **SECCIONES EN FLEXIÓN NEGATIVA.** Se deberán aplicar los requisitos de la sección 8 del capítulo XI del presente título. No se deberán aplicar los requisitos del Apéndice A6. No se deberá aplicar la redistribución del momento negativo debido a las cargas mayoradas en las secciones sobre pilas interiores de los miembros en flexión continuos usando los procedimientos especificados en el Apéndice B6.

Artículo 552. CORTANTE. Se deberán aplicar los requisitos de la sección 9 del capítulo XI del presente título.

Artículo 553. CONECTORES DE CORTANTE. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 531. También se deberán aplicar los requisitos de la sección 10 del capítulo XI del presente título, según corresponda.

SECCIÓN 7 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN – SECCIONES EN FLEXIÓN POSITIVA

Artículo 554. SECCIONES COMPACTAS.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** En el estado límite de resistencia la sección deberá satisfacer:

Ec. 503

$$M_u \leq \phi_f M_n$$

Donde:

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

M_n = resistencia nominal de una sección a la flexión determinada como se especifica en el Artículo 5540 (N-mm).

M_u = momento flector respecto al eje mayor de la sección transversal debido a las cargas mayoradas en la sección bajo consideración (N-mm).

RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN. La resistencia nominal a la flexión de la sección se deberá tomar como se especifica en el Artículo 519b), excepto que para las luces continuos la resistencia nominal a la flexión siempre deberá estar sujeta a la limitación impuesta por la b) Ec. 409.

Artículo 555. SECCIONES NO COMPACTAS.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** En el estado límite de resistencia las aletas en compresión deberán satisfacer:

Ec. 504

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$$

Donde:

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

f_{bu} = esfuerzo longitudinal en la aleta bajo consideración calculado sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta ni el alabeo longitudinal, según corresponda (MPa).

F_{nc} = resistencia nominal a la flexión de una aleta en compresión determinada como se especifica en el Artículo 555b) (MPa).

1. La aleta en tensión deberá satisfacer:

Ec. 505

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nt}$$

Donde:

F_{nt} = resistencia nominal a la flexión para la aleta en tensión determinada como se especifica en el Artículo 555b) (MPa).

2. El máximo esfuerzo longitudinal de compresión en la losa de concreto en el estado límite de resistencia, determinado como se especifica en el Artículo 503a)4, no deberá ser mayor que $0.6f'_c$.

- b) RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN.** La resistencia nominal a la flexión de las aletas en compresión de las secciones tipo omega invertida se deberá tomar como:

Ec. 506

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$$

Donde:

R_b = factor de distribución de esfuerzos en el alma determinado como se especifica en el Artículo 503j)2.

R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 503j)1.

1. La resistencia nominal a la flexión de la aleta en compresión de las secciones en cajón se deberá tomar como:

Ec. 507

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \Delta$$

En donde:

Ec. 508

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yc}} \right)^2}$$

f_v = esfuerzo cortante por torsión de St.Venant en la aleta, debido al efecto las cargas mayoradas en la sección bajo consideración (MPa).

Ec. 509

$$= \frac{T}{2A_o t_{fc}}$$

Donde:

A_o = área al interior de la sección cajón (mm²).

T = par torsor interno debido a las cargas mayoradas (N- mm).

2. La resistencia nominal a la flexión de la aleta en tensión de las secciones en cajón y omega invertida se deberá tomar como:

Ec. 510

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \Delta$$

Donde:

Ec. 511

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yt}} \right)^2}$$

f_v = esfuerzo cortante por torsión de St.Venant en la aleta, debido al efecto las cargas mayoradas en la sección bajo consideración (MPa).

Ec. 512

$$= \frac{T}{2A_o t_{fl}}$$

SECCIÓN 8 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN – SECCIONES EN FLEXIÓN NEGATIVA

Artículo 556. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) **ALETAS DE SECCIONES EN CAJÓN SOLICITADAS POR COMPRESIÓN.** En el estado límite de resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

Ec. 513

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$$

Donde:

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

f_{bu} = esfuerzo longitudinal en la aleta para la sección en consideración, debido a las cargas mayoradas, calculado sin tener en cuenta el alabeo longitudinal (MPa).

F_{nc} = resistencia nominal a la flexión de la aleta, determinada como se especifica en el Artículo 557 (MPa).

- b) **ALETAS CON ARRIOSTRAMIENTO CONTINUO SOLICITADAS POR TENSIÓN.** En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

Ec. 514

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nt}$$

F_{nt} = resistencia nominal a la flexión para la aleta determinada como se especifica en el Artículo 558 (MPa).

Artículo 557. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE LAS ALETAS DE UNA SECCIÓN EN CAJÓN SOLICITADAS POR COMPRESIÓN.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** La resistencia nominal a la flexión de las aletas sin rigidizadores longitudinales de una sección en cajón, solicitadas por compresión, se deberá determinar como se especifica en el Artículo 557b). La resistencia nominal a la flexión de las aletas con rigidizadores longitudinales de una sección cajón, solicitadas por compresión se deberá determinar como se especifica en el Artículo 557c).

- b) **ALETAS NO RIGIDIZADAS.** La resistencia nominal a la flexión de la aleta en compresión, F_{nc} , se deberá tomar como:

Ec. 515

$$F_{nc} = F_{cb} \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{\phi_v F_{cv}} \right)^2}$$

Donde:

F_{cb} = resistencia nominal al pandeo por compresión axial de la aleta bajo compresión solamente, calculada como sigue:

1. Si $\lambda_f \leq \lambda_p$, entonces:

$$F_{cb} = R_b R_h F_{\Delta}$$

Ec. 516

2. Si $\lambda_p < \lambda_f \leq \lambda_r$, entonces:

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \left[\Delta - \left(\Delta - \frac{\Delta - 0.3}{R_h} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right]$$

Ec. 517

3. Si $\lambda_f > \lambda_r$, entonces:

$$F_{cb} = \frac{0.9ER_b k}{\lambda_f^2}$$

Ec. 518

F_{cv} = resistencia nominal al pandeo por cortante de la aleta bajo cortante solamente, calculada como sigue:

Ec. 519

- Si $\lambda_f \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek_z}{F_{yc}}}$ entonces:

$$F_{cv} = 0.58F_{yc}$$

Ec. 520

- Si $1.12 \sqrt{\frac{Ek_z}{F_{yc}}} < \lambda_f \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek_z}{F_{yc}}}$ entonces:

$$F_{cv} = \frac{0.65 \sqrt{F_{yc} Ek_z}}{\lambda_f}$$

Ec. 521

- Si $\lambda_f > 1.40 \sqrt{\frac{Ek_z}{F_{yc}}}$ entonces:

$$F_{cv} = \frac{0.9Ek_z}{\lambda_f^2}$$

Donde:

$\lambda_f =$ relación de esbeltez para la aleta en compresión.

Ec. 522

$$= \frac{b_{fc}}{t_{fc}}$$

Ec. 523

$$\lambda_p = 0.57 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yc} \Delta}}$$

Ec. 524

$$\lambda_r = 0.95 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yr}}}$$

Ec. 525

$$\Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yc}} \right)^2}$$

$f_v =$ esfuerzo cortante por torsión de St. Venant en la aleta debido a las cargas mayoradas en la sección bajo consideración (MPa).

Ec. 526

$$= \frac{T}{2A_o t_{fc}}$$

$F_{yr} =$ el menor valor entre el esfuerzo en la aleta en compresión al inicio de la fluencia nominal, teniendo en cuenta los esfuerzos residuales, y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma (MPa).

Ec. 527

$$= (\Delta - 0.3) F_{yc}$$

$k =$ coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo normal uniforme = 4.0.

$k_s =$ coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo cortante. = 5.34.

Donde:

$\phi_f =$ factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

$\phi_v =$ factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

$b_{fc} =$ ancho de la aleta en compresión entre las almas (mm).

$A_o =$ área interior de una sección tipo cajón (mm²).

$R_o =$ factor de distribución de las cargas en el alma determinado como se especifica en el Artículo 503j)2.

$R_h =$ factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 503j)1.

$T =$ par torsor interno debido a las cargas mayoradas (N- mm).

c) **ALETAS RIGIDIZADAS LONGITUDINALMENTE.** La resistencia nominal a la flexión de la aleta en compresión se deberá tomar igual a la resistencia nominal a la flexión de la aleta en compresión sin rigidizadores longitudinales, determinada como se especifica en el Artículo 557b), con las siguientes consideraciones:

1. b_{fc} se deberá reemplazar por w ,
2. el coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo normal uniforme, k , se deberá tomar como:
3. Si $n = 1$ entonces:

Ec. 528

$$k = \left(\frac{8I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}}$$

4. Si $n = 2$ entonces:

Ec. 529

$$k = \left(\frac{0.894I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$1.0 \leq k \leq 4.0 \text{ y:}$$

5. el coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo cortante, k_s , se deberá tomar como:

Ec. 530

$$k_s = \frac{5.34 + 2.84 \left(\frac{I_s}{wt_{fc}^3} \right)^{\frac{1}{3}}}{(n+1)^2} \leq 5.34$$

Donde:

I_s = momento de inercia de un rigidizador longitudinal de la aleta, tomado respecto a un eje paralelo a la aleta por la base del rigidizador (mm^4).

n = número de rigidizadores longitudinales de la aleta igualmente espaciados.

w = el mayor valor entre el ancho de la aleta entre rigidizadores longitudinales y la distancia desde un alma hasta el rigidizador longitudinal de la aleta más próximo (mm).

I. Los rigidizadores longitudinales de las aletas en compresión deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 562.

Artículo 558. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE LA ALETA EN TENSIÓN.

- a) La resistencia nominal a la flexión de las aletas en tensión de las secciones tipo omega invertida se deberá tomar como:

Ec. 531

$$F_{nt} = R_h F_{yt}$$

Donde:

R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 503j)1.

- b) La resistencia nominal a la flexión de la aleta en tensión de las secciones en cajón se deberá determinar con base en la Ec. 510.

SECCIÓN 9 RESISTENCIA AL CORTANTE

Artículo 559. RESISTENCIA AL CORTANTE.

- a) A menos que se especifique lo contrario, para determinar la resistencia a la cortante de un alma simple se deberán utilizar los requisitos de la sección 9 del capítulo X del presente título.
- b) Para el caso de las almas inclinadas, cada alma se deberá diseñar para un cortante, V_{ui} , debido a las cargas mayoradas, tomado como:

Ec. 532

$$V_{ui} = \frac{V_u}{\cos \theta}$$

Donde:

V_u = fuerza cortante vertical debida a las cargas mayoradas en un alma inclinada (N).

θ = ángulo de inclinación de la placa del alma de una sección en cajón respecto a la vertical (grados).

- c) Para todas las secciones en cajón simple, secciones con curvatura horizontal y para las secciones en cajón múltiple en puentes que no satisfacen los requisitos del Artículo 544, o con aletas que no son totalmente efectivas de acuerdo con los requisitos del Artículo 539, V_u se deberá tomar como la sumatoria de las cortantes por flexión y por torsión de St. Venant.
- d) Para las aletas de las secciones en cajón, al verificar la Ec. 438, b_{fc} o b_{ft} , según corresponda, se deberá tomar como un medio del ancho efectivo de la aleta entre las almas, tomando el ancho efectivo de la aleta tal como se especifica en el Artículo 539, pero no mayor que $18t_f$ siendo t_f el espesor de la aleta de la sección en cajón.
- e) Los rigidizadores de alma deberán satisfacer los requisitos del Artículo 561

SECCIÓN 10 CONECTORES DE CORTANTE

Artículo 560. CONECTORES DE CORTANTE

- a) A menos que se especifique lo contrario, los conectores de cortante se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos de la sección 10 Capítulo X Título VI.
- b) Se deberán proveer conectores de cortante en las zonas de flexión negativa.

- c) Para las secciones en cajón simple, secciones con curvatura horizontal y secciones en cajón múltiple en puentes que no satisfacen los requisitos del Artículo 544, o con aletas que no son totalmente efectivas de acuerdo con los requisitos del Artículo 539, los conectores de cortante se deberán diseñar para la sumatoria de los cortantes por flexión y por torsión de St. Venant. El rango de cortante longitudinal de fatiga por unidad de longitud, V_{fat} , para una aleta superior de una viga tipo omega invertida, se deberá calcular para el alma en la cual los cortantes por flexión y por torsión se suman. La separación resultante para los conectores de cortante se deberá utilizar también para la otra aleta superior. El rango de la fuerza cortante radial para fatiga debido a curvatura, F_{fat1} , dado por la Ec. 451 podrá ser ignorado en el diseño de secciones en cajón para luces o segmentos rectos o con curvatura horizontal.
- d) Para verificar que el número de conectores de cortante resultante satisfaga el estado límite de resistencia, al determinar P mediante las Ec. 463, Ec. 464, Ec. 468 y Ec. 469 se deberá utilizar el área de la sección transversal de la sección en cajón de acero bajo consideración y el área de la losa de concreto asociado con dicha sección en cajón.
- e) En las aletas de las secciones en cajón compuestas los conectores de cortante se deberán distribuir uniformemente en el ancho de la aleta. La máxima separación transversal, s_t , entre los conectores de cortante de las aletas de las secciones en cajón compuestas deberá satisfacer el siguiente requisito:

Ec. 533

$$\frac{s_t}{t_f} \sqrt{\frac{F_{af}}{kE}} \leq R_1$$

Donde:

k = coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo normal uniforme determinado como se especifica en el Artículo 557.

R_1 = relación de esbeltez límite para la aleta de la sección en cajón determinada mediante la Ec. 522.

Para las aletas de las secciones en cajón compuestas en el estado límite de fatiga, V_{sr} de la Ec. 448 se deberá determinar como la suma vectorial del rango de fuerza cortante longitudinal para fatiga dado por la

- f) Ec. 450 y el rango de cortante por torsión para fatiga en la losa de concreto. El número de conectores de cortante requerido para satisfacer el estado límite de resistencia se deberá determinar de acuerdo con los requisitos del Artículo 531. Además, para cada conector de cortante individual la suma vectorial de los cortantes longitudinales y por torsión debidos a las cargas mayoradas en la losa de concreto no deberá ser mayor que el valor de Q_r determinado de la Ec. 460.

SECCIÓN 11 RIGIDIZADORES

Artículo 561. RIGIDIZADORES DE ALMA.

- a) Los rigidizadores transversales intermedios del alma se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del Artículo 532.
- b) Los rigidizadores longitudinales del alma se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del Artículo 534.

- c) A menos que se especifique lo contrario, los rigidizadores de apoyo se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del Artículo 533. Los rigidizadores de apoyo se deberán unir a los diafragmas antes que a almas inclinadas. En el caso de los rigidizadores de apoyo unidos a un diafragma, los requisitos del Artículo 533d)2 se deberán aplicar al diafragma antes que al alma. En los apoyos de expansión, los rigidizadores de apoyo y los diafragmas se deberán diseñar considerando la excentricidad debida a los movimientos de origen térmico.

Artículo 562. RIGIDIZADORES LONGITUDINALES DE LAS ALETAS EN COMPRESIÓN.

- a) Los rigidizadores longitudinales de las aletas en compresión de las secciones en cajón deberán estar igualmente espaciados sobre el ancho de la aleta. La resistencia mínima especificada a la fluencia de los rigidizadores no deberá ser menor que la resistencia mínima especificada a la fluencia de la aleta a la cual están unidos.
- b) El ancho saliente, b_r , de un elemento rigidizador longitudinal de la aleta deberá satisfacer:

Ec. 534

$$b_r \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Donde:

t_s = espesor del elemento rigidizador longitudinal saliente (mm).

- c) El momento de inercia, I_r , de cada rigidizador respecto de un eje paralelo a la aleta y tomado en la base del rigidizador deberá satisfacer:

Ec. 535

$$I_r \geq \Psi w t_{fc}^3$$

Donde:

$\Psi = 0.125k^3$ for $n = 1$.

$= 1.120k^3$ for $n = 2$.

k = coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo normal uniforme = $1.0 \leq k \leq 4.0$.

n = número de rigidizadores longitudinales igualmente espaciados de la aleta.

w = el mayor valor entre el ancho de la aleta entre rigidizadores longitudinales y la distancia desde un alma hasta el rigidizador longitudinal de la aleta más próximo (mm).

**CAPÍTULO XII
MIEMBROS VARIOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN**

**SECCIÓN 1
DISPOSICIONES GENERALES**

Artículo 563. ALCANCE. Los requisitos de este artículo se deberán aplicar a:

- a) Miembros no compuestos en forma de H solicitados por flexión respecto a cualquiera de los ejes de la sección transversal; y miembros en forma de I no compuestos en flexión respecto a su eje menor;

- b) Miembros no compuestos de sección en cajón, incluyendo perfiles tubulares estructurales (PTE) cuadrados y rectangulares;
- c) Tubos de sección circular no compuesta, incluyendo perfiles tubulares estructurales (PTE) redondos;
- d) Canales, ángulos, perfiles en Te y barras rectangulares y redondas;
- e) Perfiles laminados revestidos de concreto; y
- f) Tubos compuestos.

Artículo 564. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

- a) **FLEXIÓN.** La resistencia de diseño a la flexión, M_r , se deberá tomar como:

Ec. 536

$$M_r = \phi_f M_n$$

Donde:

M_n = resistencia nominal de una sección a la flexión especificada en los Artículo 568 y Artículo 569 para miembros no compuestos y compuestos, respectivamente (N-mm).

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

Artículo 565. COMBINACIÓN DE FLEXIÓN Y CARGA AXIAL. Se deberán aplicar las ecuaciones de interacción especificadas en el Artículo 480 para combinación de tensión axial y flexión o las ecuaciones de interacción especificadas en el Artículo 494 para combinación de compresión axial y flexión.

Artículo 566. CORTANTE.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** La resistencia de diseño a cortante, V_r , se deberá tomar como:

Ec. 537

$$V_r = \phi_v V_n$$

Donde:

V_n = resistencia nominal a cortante determinada como se especifica en el Artículo 526 y en la sección 3 del capítulo XII del presente título para almas de miembros no compuestos y compuestos, respectivamente; con excepción de las almas de los miembros no compuestos de sección en cajón, incluyendo PTE cuadrados y rectangulares, para los que se aplican los requisitos de la sección 9 del capítulo XI del presente título, y tubos circulares, incluyendo PTE redondos, para los cuales se aplican los requisitos del Artículo 566c) (N).

ϕ_v = factor de resistencia para cortante especificado en el Artículo 453.

1. Para las almas de perfiles en Te y para los elementos de los perfiles no compuestos en I y en H cargados sobre su eje débil, el coeficiente de pandeo por cortante, k , se deberá tomar como 1.2.

- b) **PERFILES TUBULARES ESTRUCTURALES CUADRADOS Y RECTANGULARES.** Para PTE cuadrados y rectangulares, la altura del alma, D , se deberá tomar como la distancia libre entre aletas menos el radio interior de la esquina a cada lado y el área de ambas almas se considerará efectiva para resistir la fuerza cortante.

- c) **TUBOS DE SECCIÓN CIRCULAR.** Para tubos circulares, incluyendo PTE redondos, la resistencia nominal al cortante, V_n , se deberá tomar como:

Ec. 538

$$V_n = 0.5F_{cr}A_g$$

Donde:

F_{cr} = resistencia al pandeo por cortante (N/mm²), que deberá tomarse como el mayor valor entre:

Ec. 539

$$F_{cr1} = \frac{1.60E}{\sqrt{L_v} \left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}} \leq 0.58F_y$$

Y:

Ec. 540

$$F_{cr1} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \leq 0.58F_y$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección con base en el espesor de pared de diseño (mm²).

D = diámetro exterior del tubo (mm).

L_v = distancia entre puntos de máxima cortante y cero cortante (mm).

t = espesor de pared de diseño tomado igual a 0.93 veces el espesor nominal de la pared para PTE fabricados por soldadura de resistencia eléctrica e igual al espesor nominal de la pared para otros procesos de fabricación (mm).

SECCIÓN 2 RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN

Artículo 567. DISPOSICIONES GENERALES. A menos que se especifique lo contrario, no se requiere aplicar los requisitos sobre pandeo lateral torsional a los miembros compuestos, miembros de sección en cajón no compuestos, miembros no compuestos de sección en I y en H solicitados por flexión respecto a su eje débil, ni a los tubos de sección circular.

Artículo 568. MIEMBROS NO COMPUESTOS.

- a) **MIEMBROS DE SECCIÓN EN I Y EN H.** Los requisitos de este Artículo se aplican a los miembros de sección en I y en H y a los miembros que consisten en dos aletas en canal conectadas mediante una placa de alma. Para flexión respecto a un eje perpendicular al alma se deberán aplicar los requisitos del Artículo 6.10. La resistencia nominal a la flexión para flexión respecto al eje paralelo al alma se deberá tomar como:

1. Si $\lambda_f < \lambda_{pf}$, entonces:

Ec. 541

$$M_n = M_p$$

2. Si $\lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf}$, entonces:

Ec. 542

$$M_n = \left[1 - \left(1 - \frac{S_y}{Z_y} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{0.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}} \right) \right] F_{yf} Z_y$$

En donde:

$\lambda_f =$ relación de esbeltez para la aleta.

Ec. 543

$$= \frac{b_f}{2t_f}$$

$\lambda_{pf} =$ relación de esbeltez límite para una aleta compacta.

Ec. 544

$$= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$$

$\lambda_{rf} =$ relación de esbeltez límite para una aleta no compacta.

Ec. 545

$$= 0.83 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$$

Donde:

F_{yf} = resistencia mínima especificada a la fluencia de la aleta de menor resistencia (MPa).

M_p = momento plástico respecto al eje paralelo al alma (N-mm).

S_y = módulo elástico de la sección respecto al eje paralelo al alma (mm³).

Z_y = módulo plástico de la sección respecto al eje paralelo al alma (mm³).

b) MIEMBROS DE SECCIÓN EN CAJÓN.

1. A menos que se especifique lo contrario, para los miembros homogéneos de sección en cajón con simetría doble sometidos a flexión respecto cualquiera de los ejes, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como:

Ec. 546

$$M_n = F_y S \left[1 - \frac{0.064 F_y S I}{AE} \left(\frac{\sum \left(\frac{b}{t} \right)^{0.5}}{I_y} \right) \right]$$

Donde:

S = módulo elástico de la sección respecto al eje de flexión (mm^3).

A = área al interior de las líneas medias de las paredes de un miembro en cajón (mm^2).

ℓ = longitud no arriostrada (mm).

I_y = momento de inercia de una sección respecto a un eje perpendicular al eje de flexión (mm^4).

bt = ancho de cualquiera de las aletas o profundidad de cualquier componente del alma dividido por su espesor, sin tener en cuenta las partes de las aletas o almas que sobresalen del perímetro del cajón.

2. Para PTE cuadrados y rectangulares solicitados por flexión respecto a cualquiera de los ejes, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como el menor valor basado en la fluencia, el pandeo local de la aleta o el pandeo local del alma, según corresponda.
3. Para la fluencia, la resistencia nominal a la flexión para PTE cuadrados y rectangulares se deberá tomar como:

Ec. 547

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Donde:

M_p = momento plástico (N-mm).

Z = módulo plástico de la sección respecto al eje de flexión (mm^3).

4. Cuando la esbeltez de la aleta, λ_f , del PTE cuadrado o rectangular excede λ_{pf} , se deberá verificar el pandeo local de la aleta. Para pandeo local de la aleta, la resistencia nominal a flexión se deberá tomar como:
 - I. Si $\lambda_f \leq \lambda_{rf}$, entonces:

Ec. 548

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p$$

- II. Si $\lambda_f > \lambda_{rf}$, entonces:

Ec. 549

$$M_n = F_y S_{eff}$$

Donde:

λ_f = relación de esbeltez para la aleta en compresión = b_{fc}/t_{fc} .

λ_{pf} = relación de esbeltez límite para una aleta compacta.

Ec. 550

$$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

λ_{rf} = relación de esbeltez límite para una aleta no compacta.

Ec. 551

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

b_{fc} = ancho libre de la aleta a compresión entre las almas menos el radio interior de la esquina a cada lado.

S = módulo elástico de la sección respecto al eje de flexión (mm^3).

S_{eff} = módulo elástico efectivo de la sección respecto al eje de flexión, determinado usando para la aleta a compresión un ancho efectivo b_e (mm^3) determinado como sigue:

Ec. 552

$$b_e = 1.92 t_{fc} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{(b_{fc}/t_{fc})} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b_{fc}$$

t_{fc} = espesor de pared de diseño de la aleta en compresión, tomado igual a 0.93 veces el espesor nominal de la pared para PTE fabricados por soldadura de resistencia eléctrica e igual al espesor nominal de la pared para otros procesos de fabricación (mm).

5. Cuando la esbeltez de la aleta λ_f de un PTE cuadrado o rectangular excede λ_{rf} , se deberá satisfacer también la siguiente condición en los estados límites de fatiga y de servicio, así como para efectos de constructibilidad:

Ec. 553

$$f_c \leq \frac{1.96E}{\lambda_f^2}$$

Donde:

f_c = esfuerzo en la aleta solicitada por compresión en la sección bajo consideración, debido a:

- III. Las cargas de la condición Servicio II en el estado límite de servicio;
- IV. La carga permanente sin mayorar más la combinación de carga Fatiga I en el estado límite de fatiga;
- V. La carga permanente mayorada apropiada para efectos de constructibilidad.

6. Cuando la esbeltez del alma, D/t_w , del PTE cuadrado y rectangular excede λ_{pw} , se deberá verificar el pandeo local del alma. Para pandeo local del alma, la resistencia nominal se deberá tomar como:

Ec. 554

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(0.305 \frac{D}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p$$

Donde:

λ_{pw} = relación de esbeltez límite para un alma compacta.

Ec. 555

$$= 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

D = distancia libre entre aletas menos el radio interior de la esquina a cada lado.

t_w = espesor de pared de diseño del alma, igual a 0.93 veces el espesor nominal de la pared para PTE fabricados por soldadura de resistencia eléctrica e igual al espesor nominal de la pared para otros procesos de fabricación (mm).

c) TUBOS DE SECCIÓN CIRCULAR.

1. La resistencia nominal a la flexión de los tubos de sección circular, incluyendo PTE redondos, se deberá tomar como el menor valor basado en fluencia o en pandeo local, según corresponda. La relación D/t de tubos de sección circular usados como miembros a flexión no deberá ser mayor que $0.45E/F_y$.

2. Para fluencia, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Ec. 556

Donde:

D = diámetro exterior del tubo (mm).

M_p = momento plástico (N-mm).

t = espesor del tubo (mm).

Z = módulo plástico de la sección (mm³).

3. Para secciones donde D/t sea superior a $0.07E/F_y$, se deberá verificar el pandeo local. Para pandeo local, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como:

Ec. 557

- Si $\frac{D}{t} \leq \frac{0.31E}{F_y}$, entonces:

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{\frac{D}{t}} + F_y \right) S$$

Ec. 558

- Si $\frac{D}{t} \geq \frac{0.31E}{F_y}$, entonces:

$$M_n = F_{cr} S$$

Donde:

F_{cr} = esfuerzo de pandeo elástico local (N/mm²).

Ec. 559

$$= \frac{0.33E}{\frac{D}{t}}$$

Donde:

S = módulo elástico de la sección (mm³).

d) PERFILES EN TE Y ÁNGULOS DOBLES.

1. Para perfiles en Te y ángulos dobles cargados en el plano de simetría, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como el menor valor según las limitaciones impuestas por la fluencia, el pandeo lateral torsional, o el pandeo local de los elementos de la sección, según corresponda.

2. Para la fluencia, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como:

Ec. 560

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

3. El valor de M_n en la Ec. 560 se limita a $1.6M_y$ para almas en tensión y a M_y para almas en compresión.

Donde:

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia (MPa).

M_p = momento plástico (N-mm).

M_y = momento de fluencia basado en la distancia al extremo del alma (N-mm).

Z_x = módulo plástico de la sección respecto al eje x (mm³).

4. Para el pandeo lateral torsional, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como:

Ec. 561

$$M_n = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] \leq M_p$$

Donde:

Ec. 562

$$B = \pm 2.3 \frac{d}{L_b} \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

Donde:

d = profundidad total de la sección (mm)-

G = módulo de elasticidad a cortante del acero

= $0.385E$ (MPa)-

I_y = momento de inercia de una sección transversal respecto a su eje y (mm⁴)-

J = constante torsional de Saint Venant (mm⁴)-

L_b = longitud no arriostrada (mm)-

5. En la Ec. 562, B se deberá tomar con signo positivo cuando el alma está en tensión y con el signo negativo cuando el alma está en compresión. Si el extremo del alma está en compresión en cualquier punto a lo largo de la longitud no arriostrada, se

deberá utilizar el valor negativo de B .

6. Para las secciones donde la aleta está en compresión y la esbeltez de la aleta λ_f es mayor que λ_{pf} , se deberá verificar el pandeo local de la aleta. Para el pandeo local de la aleta, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_{xc}) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \leq 1.6M_y$$

Ec. 563

Donde:

λ_f = relación de esbeltez para la aleta = $b_f / 2t_f$.

λ_{pf} = relación de esbeltez límite para una aleta compacta.

Ec. 564

$$= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

λ_{rf} = relación de esbeltez límite para una aleta no compacta.

Ec. 565

$$= 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

b_f = ancho total de la aleta (mm). Para ángulos dobles, b_f se deberá tomar como la suma de los anchos de las aletas salientes.

S_{xc} = módulo elástico de la sección respecto la aleta en compresión (mm³).

t_f = espesor de la aleta (mm).

7. Para las secciones donde el alma está en compresión, se deberá verificar el pandeo local del alma. La resistencia al pandeo local del alma se tomará como:

Ec. 566

$$M_n = 0.424 \frac{EJ}{d} \leq M_y$$

8. Las aletas de secciones fabricadas en compresión o tensión deberán satisfacer la Ec. 389.

e) **CANALES.**

1. Para canales en flexión respecto a su eje fuerte o eje x, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como el menor valor según las limitaciones impuestas por la fluencia o el pandeo lateral torsional, según corresponda.
2. Para la fluencia, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como:

Ec. 567

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia (MPa).

M_p = momento plástico (N-mm).

$Z_x =$ módulo plástico de la sección respecto al eje x (mm^3).

3. Cuando la longitud no arriostrada L_b sea mayor que L_p , se deberá verificar el pandeo lateral torsional. Para el pandeo lateral torsional, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como:

I. Si $L_b \leq L_r$ entonces:

Ec. 568

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

II. Si $L_b > L_r$ entonces:

Ec. 569

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Donde:

F_{cr} = esfuerzo de pandeo lateral torsional elástico (N/mm^2).

Ec. 570

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{tz}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{tz}} \right)^2}$$

Ec. 571

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

$C_w =$ constante de alabeo torsional (mm^6).

Ec. 572

$$C_w = \frac{t_f b^3 h_o^2}{12} \left(\frac{3bt_f + 2h_o t_w}{6bt_f + h_o t_w} \right)$$

$L_p =$ longitud no arriostrada límite para la cual se alcanza la resistencia nominal a la flexión M_p cuando a lo largo de ella actúa un momento flector uniforme (mm).

Ec. 573

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$L_r =$ longitud no arriostrada límite para la cual se alcanza el inicio nominal de la fluencia cuando a lo largo de ella actúa un momento flector uniforme, considerando los efectos de los esfuerzos residuales en la aleta en compresión (mm).

Ec. 574

$$= 1.95 r_{tz} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)^2}}$$

Ec. 575

$$r_{tz}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

Donde:

C_b = factor de modificación por gradiente de momentos.

L_b = longitud no arriostrada (mm).

b = distancia entre el borde de la aleta y la línea media del alma (mm).

h_o = distancia entre los centroides de las aletas (mm).

I_y = momento de inercia de una sección transversal respecto a su eje y (mm^4).

J = constante torsional de Saint Venant (mm^4) r_{ts} = radio de giro usado para calcular L_r (mm) r_y = radio de giro alrededor del eje y (mm).

S_x = módulo elástico de la sección respecto al eje x (mm^3).

t_f = espesor de la aleta (mm); para secciones en canal laminadas en caliente se deberá usar el espesor promedio.

t_w = espesor del alma (mm).

4. Para canales solicitadas por flexión respecto a su eje débil o eje y , la resistencia nominal a la flexión se deberá determinar de acuerdo con los requisitos presentados en el Artículo 568a). La resistencia nominal a la flexión no deberá ser mayor que $1.6 F_y S_y$, donde S_y es el módulo elástico de la sección respecto al eje y .
5. La esbeltez de la aleta, λ_f , de canales fabricadas o dobladas deberá satisfacer:

Ec. 576

$$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$$

Donde:

λ_f = relación de esbeltez para la aleta de la canal = b_f/t_f .

λ_{pf} = relación de esbeltez límite para una aleta compacta.

Ec. 577

$$= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

b_f = ancho de la aleta (mm).

t_f = espesor de la aleta (mm).

6. La esbeltez del alma de canales fabricadas o dobladas deberá satisfacer:

Ec. 578

$$\frac{D}{t_w} \leq \lambda_{pw}$$

Donde:

λ_{pw} = relación de esbeltez límite para un alma compacta

Ec. 579

$$= 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

D = profundidad del alma (mm).

t_w = espesor del alma (mm).

- f) **ÁNGULOS SIMPLES.** No se deberán usar miembros conformados por ángulos simples como elementos solicitados por flexión pura. Los miembros conformados por ángulos simples solicitados por compresión axial y flexión combinadas podrán ser diseñados de acuerdo a los requisitos previstos en el Artículo 499.

g) **BARRAS RECTANGULARES Y BARRAS REDONDAS SOLIDAS.**

1. Para barras rectangulares y barras redondas sólidas en flexión, la resistencia nominal a la flexión deberá ser el menor valor según las limitaciones impuestas por la fluencia o pandeo lateral torsional, según corresponda.
2. Para la fluencia, la resistencia nominal a la flexión se deberá tomar como:

Ec. 580

$$\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}$$

- I. Para barras rectangulares en flexión respecto a su eje geométrico mayor, barras rectangulares en flexión respecto a su eje geométrico menor y barras redondas sólidas:

Ec. 581

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6M_y$$

Donde:

d = profundidad de la barra rectangular (mm).

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia (MPa).

L_b = longitud no arriostrada para desplazamiento lateral o torsión, según sea aplicable (mm).

M_p = momento plástico (N-mm).

M_y = momento de fluencia (N-mm).

t = ancho de la barra rectangular paralelo al eje de flexión (mm).
 Z = módulo plástico de la sección (mm³).

3. Por pandeo lateral torsional, la resistencia nominal a la flexión para barras rectangulares en flexión respecto a su eje geométrico mayor se deberá tomar como sigue:

Ec. 582

• Si $\frac{0.08E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{F_y}$, entonces:

$$M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p$$

Ec. 583

• Si $\frac{L_b d}{t^2} > \frac{1.9E}{F_y}$, entonces:

$$M_n = F_{\sigma} S_x \leq M_p$$

Donde:

Ec. 584

$$F_{\sigma} = \frac{1.9EC_b}{\frac{L_b d}{t^2}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

Donde:

C_b = factor de modificación por gradiente de momentos.

S_x = módulo elástico de la sección respecto al eje mayor (mm³).

No se considerará pandeo lateral torsional para barras rectangulares en flexión respecto a su eje geométrico menor ni para barras redondas sólidas.

Artículo 569. MIEMBROS COMPUESTOS.

a) PERFILES REVESTIDOS DE CONCRETO (AASHTO 6.12.2.3.1).

1. La resistencia nominal a la flexión sin compresión de los perfiles revestidos en concreto que satisfacen los requisitos del Artículo 501c) se deberá tomar como el menor valor entre:

Ec. 585

$$M_n = M_{ps}, \text{ o}$$

Ec. 586

$$M_n = M_{yc}$$

2. Para los efectos del Artículo 494, la resistencia nominal a la flexión de los perfiles revestidos en concreto sujetos a compresión y flexión se deberá tomar como:

Ec. 587

- Si $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.3$, entonces:

$$M_n = ZF_y + \frac{(d-2c)A_r F_{yr}}{3} + \left(\frac{d}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 f'_c b} \right) A_w F_y$$

- Si $0.0 < \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.3$, entonces:

M_n se deberá determinar interpolando linealmente entre el valor de M_n dado por las Ec. 585 o Ec. 586 para $P_u = 0$ y el valor de M_n dado por la Ec. 587 para $(P_u/\phi_c P_n) \geq 0.3$

Donde:

P_u = fuerza axial de compresión debida a las cargas mayoradas (N).

P_n = resistencia nominal a la compresión axial especificada en el Artículo 500 (N).

ϕ_c = factor de resistencia para compresión axial especificado en el Artículo 453.

M_{ps} = momento plástico de la sección de acero (N-mm).

M_{yc} = momento de fluencia de la sección (N-mm).

Z = módulo plástico de la sección de respecto al eje de flexión (mm³).

A_w = área del alma de la sección de acero (mm²).

f'_c = resistencia mínima especificada a la compresión del concreto a los 28 días (MPa).

A_r = área del refuerzo longitudinal (mm²).

c = distancia desde el centro del refuerzo longitudinal a la cara más próxima del perfil embebido en concreto, medida en el plano de la flexión (mm).

d = profundidad del miembro en el plano de la flexión (mm).

b = ancho del miembro perpendicular al plano de la flexión (mm).

F_{yr} = resistencia mínima especificada a la fluencia del refuerzo longitudinal (MPa).

- b) **TUBOS RELLENOS DE CONCRETO.** La resistencia nominal a la flexión de los tubos rellenos de concreto que satisfacen las limitaciones especificadas en el Artículo 501 se podrá tomar como:

Ec. 588

- Si $\frac{D}{t} < 2.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, entonces:

$$M_n = M_{ps}$$

Ec. 589

- Si $2.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} < 8.8 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, entonces:

$$M_n = M_{yc}$$

SECCIÓN 3

RESISTENCIA NOMINAL A LA CORTANTE DE LOS MIEMBROS COMPUESTOS

Artículo 570. PERFILES REVESTIDOS DE CONCRETO.

- a) La resistencia nominal a cortante se podrá tomar como:

Ec. 590

$$V_n = 0.58F_{yw}Dt_w + \frac{F_{yr}A_v(d-c)}{s}$$

Donde:

F_{yw} = resistencia mínima especificada a la fluencia del alma del perfil de acero (MPa).

F_{yr} = resistencia mínima especificada a la fluencia del refuerzo transversal (MPa).

D = profundidad del alma del perfil de acero (mm).

t_w = espesor del alma o de las almas del perfil de acero (mm).

A_v = área del refuerzo transversal que atraviesa una grieta diagonal de cortante (mm²).

s = espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal (mm).

d = profundidad del miembro en el plano de cortante (mm).

c = distancia desde el centro del refuerzo longitudinal a la cara más próxima del miembro, medida en el plano de flexión (mm).

Artículo 571. TUBOS RELLENOS DE CONCRETO.

- a) **TUBOS DE SECCIÓN RECTANGULAR.** La resistencia nominal a cortante se podrá tomar como:

Ec. 591

$$V_n = 1.16Dt_wF_y$$

Donde:

D = profundidad del alma del tubo (mm).

t_w = espesor de la pared del tubo (mm).

- b) **TUBOS DE SECCIÓN CIRCULAR.** La resistencia nominal a cortante se podrá tomar como:

V_n = resistencia nominal a cortante del tubo de acero solamente (N).

**CAPÍTULO XIII
CONEXIONES Y EMPALMES**

**SECCIÓN 1
DISPOSICIONES GENERALES**

Artículo 572. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) A menos que se especifique lo contrario, las conexiones y empalmes para los miembros principales se deberán diseñar en los estados límites de resistencia para una fuerza no menor que la mayor entre:

1. El promedio entre el momento flector, el cortante o la fuerza axial debidos a las cargas mayoradas en el punto de empalme o conexión y la resistencia de diseño a la flexión, cortante o carga axial del miembro o elemento en el mismo punto, y

2. El 75 por ciento de la resistencia de diseño a la flexión, cortante o carga axial del miembro o elemento.
 - b) Cuando los diafragmas, arriostramientos transversales, arriostramientos laterales, viguetas longitudinales o viguetas de piso que sirvan de arriostramiento a miembros rectos o con curvatura horizontal se incluyan en el modelo estructural usado para determinar los efectos de las cargas, o alternativamente cuando ellos se diseñen para fuerzas calculadas explícitamente como resultado de una investigación separada, las conexiones en los extremos de estos componentes de arriostramiento se deberán diseñar para las solicitaciones mayoradas obtenidas para ellos. De no ser así, las conexiones de extremo para estos miembros se deberán diseñar de acuerdo con la provisión del 75 por ciento de la resistencia presentada aquí.
 - c) Siempre que sea posible, las conexiones deberán ser simétricas con respecto al eje de los miembros. Excepto en el caso de las barras de enlace y las barandas, las conexiones deberán tener por lo menos dos pernos. Los miembros, incluyendo las riostras, se deberán conectar de manera que sus ejes centroidales se intersequen en un punto. Se deberán evitar las conexiones excéntricas. Cuando no sea posible evitar el uso de conexiones excéntricas, los miembros y conexiones se deberán dimensionar para los efectos combinados de cortante y momento debidos a la excentricidad.
 - d) En el caso de las conexiones que transmiten la totalidad del cortante en el extremo del miembro, la sección bruta se deberá tomar como la sección bruta de los elementos conectados.
 - e) El espesor de los perfiles angulares usados en las conexiones de extremo de las viguetas longitudinales, viguetas de piso y vigas no deberá ser menor que 9.5 mm. Las conexiones de los extremos de las viguetas longitudinales, viguetas de piso y vigas se deberán realizar usando dos perfiles angulares. Al determinar el número de sujetadores requeridos para transmitir el cortante en el extremo, no se deberá contar con las ménsulas o silletas en ángulo que se utilicen para proveer apoyo durante el montaje.
 - f) Excepto cuando los documentos del contrato permitan algo distinto, las perforaciones para pernos en las conexiones de puentes con curvatura horizontal deberán ser de tamaño estándar.
 - g) Las conexiones de los extremos de las viguetas longitudinales, viguetas de piso y vigas se deberán efectuar usando pernos de alta resistencia. Cuando no resulte práctico realizar conexiones pernadas estará permitido utilizar conexiones soldadas. Cuando se las utilice, las conexiones soldadas de los extremos se deberán diseñar para la carga vertical y el momento flector resultante de la restricción a la rotación del extremo.
 - h) Cuando se tenga una estructura con viguetas longitudinales de madera que se conecten a viguetas de piso de acero, se deberán proveer silletas en ángulo con rigidizadores para soportar la reacción total. El espesor de las silletas en ángulo no deberá ser menor que 11 mm.

SECCIÓN 2 CONEXIONES PERNADAS

Artículo 573. DISPOSICIONES GENERALES. Las partes de acero pernadas podrán tener o no recubrimiento y deberán quedar en contacto firme entre sí una vez que los pernos se hayan apretado. Los documentos del contrato deberán especificar que todas las superficies de las conexiones, incluyendo las

superficies adyacentes a la cabeza del perno y la tuerca, deberán estar libres de escamas de laminación, excepto óxido de hierro bien adherido, y libres de suciedad u otros materiales extraños. Las conexiones con pernos de alta resistencia se podrán clasificar ya sea como conexiones de deslizamiento crítico o como conexiones por aplastamiento. Para las conexiones de deslizamiento crítico el valor de la fricción deberá ser consistente con la condición especificada para las superficies de contacto según el Artículo 579. Todos los elementos comprendidos dentro de la longitud de apriete del perno deberán ser de acero.

a) CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO.

1. Las conexiones sujetas a inversiones de esfuerzos, cargas de impacto elevadas o vibraciones severas, así como aquellas ubicadas en zonas donde los esfuerzos y deformaciones debidos al deslizamiento de la conexión podrían perjudicar la funcionalidad de la estructura, se deberán clasificar como de deslizamiento crítico. Estas conexiones incluyen:
 - I. Conexiones sujetas a cargas de fatiga;
 - II. Conexiones solicitadas por cortante con pernos instalados en perforaciones agrandadas;
 - III. Conexiones solicitadas por cortante con pernos instalados en perforaciones de ranura corta o larga cuando la fuerza que actúa sobre la conexión tiene una dirección que no es perpendicular al eje de la ranura, excepto cuando el Ingeniero decida lo contrario y así lo indique en los documentos del contrato;
 - IV. Conexiones sujetas a significativas inversiones de cargas;
 - V. Conexiones en las cuales la fuerza se transmite de manera compartida entre soldaduras y pernos en una superficie de contacto común;
 - VI. Conexiones solicitadas por tensión axial o por una combinación de tensión axial y cortante;
 - VII. Conexiones solicitadas únicamente por compresión axial, con perforaciones estándar o con perforaciones de ranura solamente en una de las capas de la conexión y cargadas en dirección perpendicular a la ranura, excepto para las conexiones diseñadas de acuerdo con los requisitos especificados en el Artículo 595c); y
 - VIII. Conexiones en las cuales, a criterio del Ingeniero, cualquier deslizamiento afectaría críticamente el comportamiento de la conexión o de la estructura, las cuales deberán estar debidamente identificadas en los documentos del contrato.
2. Las conexiones de deslizamiento crítico se deberán dimensionar de manera que se evite el deslizamiento bajo la combinación de cargas correspondiente al estado límite Servicio II, tal como se especifica en la TABLA 2, y para proveer resistencia al aplastamiento, el cortante y la tensión bajo las combinaciones de cargas correspondientes al estado límite de servicio aplicable. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 574.

- b) CONEXIONES POR APLASTAMIENTO.** Estará permitido utilizar conexiones por aplastamiento solamente cuando ellas estén sujetas exclusivamente a compresión axial o en miembros de arriostamiento. Estas conexiones deberán satisfacer la resistencia de diseño, R_r , para el estado límite de resistencia.

Artículo 574. RESISTENCIA DE DISEÑO.

- a) Para las conexiones de deslizamiento crítico, la resistencia de diseño, R_r , de un perno bajo la combinación de cargas correspondiente al estado límite Servicio II se deberá tomar como:

Ec. 592

$$R_r = R_n$$

Donde:

R_n = resistencia nominal como se especifica en el Artículo 579.

- b) La resistencia de diseño, R_r o T_r , de una conexión pernada en el estado límite de resistencia se deberá tomar como una de las siguientes:

Ec. 593

$$R_r = \phi R_n$$

Ec. 594

$$T_r = \phi T_n$$

1. R_n = resistencia nominal del perno, de la conexión o del material conectado, determinada como sigue:
 - I. Para pernos solicitados por cortante, R_n se deberá tomar como se especifica en el Artículo 578g).
 - II. Para el material conectado en conexiones por aplastamiento, R_n se deberá tomar como se especifica en el Artículo 580.
 - III. Para el material conectado solicitado por tensión o cortante, R_n se deberá tomar como se especifica en la sección 5 del capítulo XIII del presente título.
2. T_n = resistencia nominal del perno, determinada como sigue:
 - I. Para pernos solicitados por tensión axial, T_n se deberá tomar como se especifica en el Artículo 581.
 - II. Para pernos solicitados por una combinación de tensión axial y cortante, T_n se deberá tomar como se especifica en el Artículo 582.
3. ϕ = factor de resistencia para pernos especificado en el Artículo 453, tomado como:
 - I. ϕ_s para pernos en corte, ϕ_t para pernos en tensión,
 - II. ϕ_{bb} para pernos en aplastamiento sobre material,
 - III. ϕ_y o ϕ_u para material conectado en tensión, según corresponda, o
 - IV. ϕ_v o ϕ_{vu} para material conectado en cortante.

Artículo 575. PERNOS, TUERCAS Y ARANDELAS.

- a) **PERNOS Y TUERCAS.** Se deberán aplicar los requisitos de la sección 3 del capítulo IV del presente título.
- b) **ARANDELAS.**
 - 1. Las arandelas utilizadas en las conexiones pernadas deberán satisfacer los requisitos especificados en la sección 3 del capítulo IV del presente título. En las conexiones con pernos de alta resistencia se deberán utilizar arandelas endurecidas cuando:
 - I. La cara externa de los elementos pernados tiene una pendiente mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del perno;
 - II. El apriete se realiza usando el método de la llave calibrada, en cuyo caso la arandela se deberá usar debajo del elemento que se gira al apretar;
 - III. Se instalan pernos AASHTO M 253 (ASTM A490) en un material cuya resistencia mínima especificada a la fluencia es menor que 345 MPa, independientemente del método de apriete utilizado;
 - IV. Se requieren por tener perforaciones agrandadas o de ranura, de acuerdo con los requisitos aquí especificados;
 - V. Se instalan pernos AASHTO M 253M (ASTM A 490) de más de 25.4 mm de diámetro en perforaciones agrandadas o de ranura corta en una capa exterior, en cuyo caso se deberá utilizar como mínimo un espesor de 7.9 mm tanto bajo la cabeza como bajo la tuerca. No se deberán utilizar múltiples arandelas endurecidas.
 - 2. Se deberán instalar arandelas endurecidas sobre todas las perforaciones agrandadas y de ranura corta en una capa exterior.
 - 3. Se deberán utilizar arandelas de placa estructural o una barra continua con perforaciones estándar, de no menos de 7.9 mm de espesor, para cubrir completamente las perforaciones de ranura larga. Sobre la superficie exterior de la arandela de placa o la barra se deberán instalar arandelas endurecidas aptas para pernos de alta resistencia.
 - 4. No se deberán instalar dispositivos indicadores de la carga sobre perforaciones agrandadas o de ranura en una capa exterior, a menos que también se use una arandela endurecida o una arandela de placa estructural.

Artículo 576. PERFORACIONES.

- a) **TIPO.**
 - 1. **DISPOSICIONES GENERALES.** A menos que se especifique lo contrario, en las

conexiones pernadas de alta resistencia se deberán utilizar perforaciones estándar.

2. **PERFORACIONES AGRANDADAS.** Se podrán utilizar perforaciones agrandadas en alguna o en todas las capas de una conexión de deslizamiento crítico. No se deberán utilizar perforaciones agrandadas en las conexiones por aplastamiento.
3. **PERFORACIONES DE RANURA CORTA.** Se podrán utilizar perforaciones de ranura corta en alguna o en todas las capas de una conexión de deslizamiento crítico o por aplastamiento. En las conexiones de deslizamiento crítico estas ranuras se podrán utilizar independientemente de la dirección de la carga, pero en las conexiones por aplastamiento la mayor dimensión deberá ser perpendicular a la dirección de la carga.
4. **PERFORACIONES DE RANURA LARGA.** Tanto en las conexiones de deslizamiento crítico como en las conexiones por aplastamiento, las perforaciones de ranura larga se podrán utilizar solamente en una de las capas. En las conexiones de deslizamiento crítico las perforaciones de ranura larga se podrán utilizar independientemente de la dirección de la carga, pero en las conexiones por aplastamiento estas perforaciones deberán ser perpendiculares a la dirección de la carga.

TABLA 73
TAMAÑO MÁXIMO DE LAS PERFORACIONES SERIE DE DIÁMETROS EN PULGADOS.

Diámetro del Perno d mm (pulg.)	Dimensiones de las Perforaciones			
	Perforación estándar mm	Perforación agrandada mm	Ranura corta (Ancho x largo) mm	Ranura Larga (Ancho x largo) mm
15.9 (5/8")	17.5	20.6	17.5 x 22.2	17.5 x 39.7
19.1 (3/4")	20.6	23.8	20.6 x 25.4	20.6 x 47.6
22.2 (7/8")	23.8	27.0	23.8 x 28.6	23.8 x 55.6
25.4 (1")	27.0	31.8	27.0 x 33.3	27.0 x 63.5
≥ 28.6 ($\geq 1\ 1/8"$)	$d + 1.6$	$d + 7.9$	$(d + 1.6) \times (d + 9.5)$	$(d + 1.6) \times (2.5 \times d)$

TABLA 74
TAMAÑO MÁXIMO DE LAS PERFORACIONES SERIE DE DIÁMETROS EN MM

Diámetro del Perno mm	Dimensiones de las Perforaciones			
	Perforación estándar mm	Perforación agrandada mm	Ranura corta (Ancho x largo) mm	Ranura Larga (Ancho x largo) mm
16	18	20	18 x 22	18 x 40
20	22	24	22 x 26	22 x 50
22	24	28	24 x 30	24 x 55
24	27	30	27 x 32	27 x 60
27	30	35	30 x 37	30 x 67
30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ 36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 2.5d$

Artículo 577. TAMAÑO DE LOS PERNOS.

- a) El diámetro de los pernos no deberá ser menor que 15.9 mm. No se deberán utilizar pernos de 15.9 mm de diámetro en miembros principales, excepto en aletas de perfiles angulares de 64.0 mm y en aletas de secciones cuyas dimensiones requieran pernos de 15.9 mm para satisfacer otros requisitos de detallado especificados en este documento. El uso de perfiles estructurales que no permitan el uso de pernos de 15.9 mm de diámetro se deberá limitar a las barandas.

- b) En los perfiles angulares cuyo tamaño no esté determinado por cálculos se podrán utilizar:
1. Pernos de 15.9 mm de diámetro en aletas de 51 mm,
 2. Pernos de 19.1 mm de diámetro en aletas de 64 mm,
 3. Pernos de 22.2 mm de diámetro en aletas de 76 mm, y
 4. Pernos de 25.4 mm de diámetro en aletas de 89 mm.
- c) El diámetro de los pernos utilizados en los perfiles angulares de los miembros principales no deberá ser mayor que un cuarto del ancho de la aleta en la cual se instalan.

Artículo 578. ESPACIAMIENTO DE LOS PERNOS.

- a) **ESPACIAMIENTO Y DISTANCIA LIBRE MÍNIMOS.** El mínimo espaciamiento entre centros de pernos en perforaciones estándar no deberá ser menor que tres veces el diámetro del perno. Cuando se utilicen perforaciones agrandadas o de ranura, la distancia libre entre los bordes de perforaciones para pernos adyacentes, tanto en la dirección de la fuerza como en dirección transversal a la dirección de la fuerza, no deberá ser menor que dos veces el diámetro del perno.

b) **MÁXIMO ESPACIAMIENTO DE LOS PERNOS QUE SELLAN UNA JUNTA.**

1. Para evitar que penetre humedad en una junta, el espaciamiento a lo largo de una única línea adyacente a un borde libre de una placa o perfil exterior deberá satisfacer:

Ec. 595

$$s \leq (100 + 4.0t) \leq 175$$

con s , t , g en milímetros.

2. Cuando haya una segunda línea de pernos con un desfase uniforme con respecto a aquellos en la línea adyacente al borde libre (en zig-zag), con un espaciamiento menor que (en mm) en dirección perpendicular a la fuerza, el espaciamiento desfasado, s , entre estas dos líneas, consideradas en forma conjunta, deberá satisfacer:

Ec. 596

$$s \leq 100 + 4.0t - \left(\frac{3.0g}{4.0} \right) \leq 175$$

con s , t , g en milímetros. donde:

t = espesor de la placa o perfil exterior de menor espesor (mm).

g = distancia entre líneas de pernos, en dirección perpendicular a la fuerza (mm).

- I. No es necesario que la separación desfasada sea menor que un medio de la separación requerida para una sola línea de pernos.

c) **ESPACIAMIENTO MÁXIMO DE LOS PERNOS DE ARMADO.**

1. En los miembros armados con sujetadores mecánicos se deberán utilizar pernos de armado donde dos o más placas o perfiles estén en contacto.

2. En los miembros solicitados por compresión, el espaciamiento de los pernos de armado en la dirección de la fuerza no deberá ser mayor que $12.0t$. El espaciamiento entre líneas de pernos adyacentes, g , no deberá ser mayor que $24.0t$. El espaciamiento desfasado entre dos líneas adyacentes de perforaciones (en zig-zag) deberá satisfacer:

Ec. 597

$$p \leq 15.0t - \left(\frac{3.0g}{4.0} \right) \leq 12.0t$$

3. Para los miembros en tensión, el espaciamiento en la dirección de la fuerza no deberá ser mayor que dos veces el que aquí se especifica para los miembros en compresión. Para los miembros en tensión el espaciamiento perpendicular a la dirección de la carga no deberá ser mayor que $24.0t$. En los miembros armados con sujetadores mecánicos la separación de los sujetadores en la dirección de la carga no deberá ser mayor que el menor valor entre los requeridos para los pernos que sellan una junta y para los pernos de armado.
- d) **ESPACIAMIENTO MÁXIMO DE LOS PERNOS DE ARMADO EN EL EXTREMO DE LOS MIEMBROS EN COMPRESIÓN.** El espaciamiento de los pernos utilizados para conectar las partes que componen un miembro en compresión no deberá ser mayor que cuatro veces el diámetro del perno dentro de una longitud, medida a partir del extremo, igual a 1.5 veces el máximo ancho del miembro. Más allá de esta longitud, el espaciamiento se podrá aumentar gradualmente a lo largo de un tramo igual a 1.5 veces el máximo ancho del miembro hasta llegar a la máxima separación especificada en el Artículo 578c).
- e) **DISTANCIAS A UN EXTREMO.**
1. Para todos los tipos de perforaciones, la distancia a un extremo, medida a partir del centro del perno, no deberá ser menor que la distancia al borde especificada en la TABLA 75. Cuando se utilicen perforaciones agrandadas o de ranura, la mínima distancia libre al extremo no deberá ser menor que el diámetro del perno.
 2. La máxima distancia a un extremo deberá ser igual a la máxima distancia al borde especificada en el Artículo 578f).
- f) **DISTANCIAS AL BORDE.**
1. La mínima distancia al borde deberá ser como se especifica en las TABLA 75.
 2. La máxima distancia a un borde no deberá ser mayor que ocho veces el espesor de la placa exterior de menor espesor ni mayor que 125 mm.

**TABLA 75
DISTANCIAS MINIMAS AL BORDE.**

Diámetro del Perno mm (pulgadas)	Bordes cizallados (mm)	Bordes laminados de placas o perfiles, y bordes cortados con llama (mm)
15.9 (5/8")	28.6	22.2
19.1 (3/4)	31.8	25.4
22.2 (7/8")	38.1	28.6
25.4 (1")	44.5	31.8
28.6 (1 1/8")	50.8	38.1
31.8 (1 1/4")	57.2	41.3
34.9 (1 3/8")	60.4	44.5

g) RESISTENCIA AL CORTE.

- En conexiones con una longitud entre sujetadores extremos menor que 1270 mm, medida en dirección paralela a la línea de acción de la fuerza, la resistencia nominal para el estado límite de corte de un perno de alta resistencia (ASTM A325 o ASTM A490) o un perno ASTM A307, se deberá tomar como:

I. Cuando no hay filetes de rosca en el plano de corte:

Ec. 598

$$R_n = 0.48A_b F_{ub} N_s$$

II. Cuando hay filetes de rosca en el plano de corte:

Ec. 599

$$R_n = 0.38A_b F_{ub} N_s$$

Donde:

A_b = área del perno correspondiente al diámetro nominal (mm²).

F_{ub} = resistencia mínima especificada a la tensión del perno, según la sección 3 del capítulo IV del presente título (MPa).

N_s = número de planos de corte por perno.

- La resistencia nominal al corte de un perno en conexiones de más de 1270 mm de longitud se deberá tomar como 0.80 veces el valor dado por las Ec. 598 o Ec. 599.
- Para determinar si los filetes de rosca están excluidos de los planos de corte, la longitud de rosca del perno se deberá considerar como la longitud de rosca especificada más dos veces la separación entre filetes de rosca.
- Si en algún plano de corte de la conexión hay filetes de rosca, la resistencia al corte del perno se calculará tomando para todos los planos de corte la resistencia calculada para el caso con filetes de rosca incluidos en el plano de corte.
- Para los pernos ASTM A 307, el diseño al corte se deberá basar en la Ec. 599. Si la longitud de apriete de un perno A 307 es mayor que 5.0 veces su diámetro, la resistencia nominal se deberá reducir en 1.0 por ciento por cada 1.6 mm de longitud de apriete por encima de 5.0 diámetros.

Artículo 579. RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO.

- a) La resistencia nominal al deslizamiento de un perno en una conexión de deslizamiento crítico se deberá tomar como:

Ec. 600

$$R_n = K_h K_s N_s P_t$$

Donde:

N_s = número de planos de deslizamiento por perno.

P_t = mínima tensión requerida en el perno especificada en la TABLA 76 (N).

K_h = factor según el tamaño de la perforación, especificado en la TABLA 77.

K_s = factor según la condición de las superficies, especificado en la TABLA 78.

**TABLA 76
MINIMA TENSION REQUERIDA EN LOS PERNOS**

Tamaño del perno mm (pulgadas)	Pernos M 164 (ASTM A325)	Pernos M 253 (ASTM A490)
15.9 (5/8")	84	107
19.1 (3/4")	125	156
22.2 (7/8")	173	218
25.4 (1")	227	285
28.6 (1 1/8")	249	356
31.8 (1 1/4")	316	454
34.9 (1 3/8")	378	538
38.1 (1 1/2")	458	658

* Igual a 0.70 veces la resistencia mínima a tensión de los pernos, redondeada al kN más cercano, como se establece en las especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con roscas UNC.

**TABLA 77
VALORES DE K_h**

Para perforaciones estándar	1.00
Para perforaciones agrandadas y de ranura corta	0.85
Para perforaciones de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza	0.70
Para perforaciones de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la fuerza	0.60

**TABLA 78
VALORES DE K_s**

Para Superficies Clase A	0.33
Para Superficies Clase B	0.50
Para Superficies Clase C	0.33

- b) Las superficies especificadas en la TABLA 78 se definen de la siguiente manera:

1. Superficies Clase A: superficies libres de óxido de hierro sin pintar, y superficies limpiadas con chorro abrasivo con recubrimientos Clase A,

2. Superficies Clase B: superficies limpiadas con chorro abrasivo sin pintar y superficies limpiadas con chorro abrasivo con recubrimientos Clase B, y
 3. Superficies Clase C: superficies galvanizadas por inmersión en caliente y tratadas luego del galvanizado con cepillo de alambre para darles rugosidad.
- c) Los documentos del contrato deberán especificar que en las conexiones sin recubrimiento no deberá quedar pintura, ni siquiera por aspersiones accidentales, en las áreas que se encuentren a menos de un diámetro del perno o 25 mm del borde de cualquier perforación ni en el área encerrada por el patrón que forman los pernos.
 - d) Los documentos del contrato deberán especificar que las conexiones que tienen superficies de contacto pintadas deberán ser limpiadas con chorro abrasivo y recubiertas con una pintura que mediante ensayos haya sido clasificada como recubrimiento Clase A o Clase B.
 - e) Con sujeción a la aprobación del Ingeniero, se podrán utilizar recubrimientos que provean un factor K_s menor que 0.33, siempre y cuando el factor K_s promedio sea establecido mediante ensayos. La resistencia nominal al deslizamiento se deberá determinar como la resistencia nominal al deslizamiento para las condiciones correspondientes a superficies Clase A, según corresponda para el tipo de perforación y perno, multiplicada por el factor K_s determinado mediante ensayos dividido entre 0.33.
 - f) Los documentos del contrato deberán especificar que:
 1. Las conexiones con recubrimiento no se deberán armar antes de que los recubrimientos tengan un tiempo de curado como mínimo igual al tiempo usado en el ensayo de calificación, y
 2. Las superficies de contacto especificadas como galvanizadas se deberán galvanizar por inmersión en caliente de acuerdo con la Especificación AASHTO M 111M/M 111 (ASTM A 123/A123M) y luego se les deberá dar rugosidad con cepillo de alambre en un proceso manual. No se permitirá el uso de cepillos de alambre eléctricos.
 - g) Si una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión aplicada que reduce la fuerza neta de apriete, la resistencia nominal al deslizamiento se deberá multiplicar por el factor especificado por la Ec. 609.

Artículo 580. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN LAS PERFORACIONES PARA PERNOS.

- a) El área efectiva de aplastamiento de un perno se deberá tomar como su diámetro multiplicado por el espesor del material conectado sobre el cual ejerce el aplastamiento. Para un material conectado con perforaciones avellanadas se deberá tomar como espesor efectivo el espesor del material conectado menos la mitad de la profundidad del avellanado.
- b) Para las perforaciones estándar, perforaciones agrandadas, perforaciones de ranura corta cargadas en cualquier dirección, y perforaciones de ranura larga paralelas a la fuerza de aplastamiento aplicada, la resistencia nominal de las perforaciones para pernos interiores y extremos en el estado límite de resistencia, R_n , se deberá tomar como sigue:
 1. Si la distancia libre entre perforaciones es mayor o igual que $2.0d$ y la distancia libre al extremo es mayor o igual que $2.0d$:

Ec. 601

$$R_n = 2.4dtF_u$$

2. Si la distancia libre entre perforaciones es menor o igual que $2.0d$ y la distancia libre al extremo es menor o igual que $2.0d$:

Ec. 602

$$R_n = 1.2L_c t F_u$$

3. Para las perforaciones de ranura larga perpendiculares a la fuerza de aplastamiento aplicada:

- I. Si la distancia libre entre perforaciones es mayor o igual que $2.0d$ y la distancia libre al extremo es mayor o igual que $2.0d$:

Ec. 603

$$R_n = 2.0dt F_u$$

- II. Si la distancia libre entre perforaciones es menor o igual que $2.0d$ y la distancia libre al extremo es menor o igual que $2.0d$:

Ec. 604

$$R_n = L_c t F_u$$

Donde:

d = diámetro nominal del perno (mm).

t = espesor del material conectado (mm).

F_u = resistencia a la tensión del material conectado especificada en la TABLA 60 (MPa).

L_c = distancia libre entre perforaciones o entre la perforación y el extremo del miembro en la dirección de la fuerza de aplastamiento aplicada (mm).

Artículo 581. RESISTENCIA A LA TENSIÓN.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** Los pernos de alta resistencia sujetos a tensión axial se deberán instalar con la fuerza especificada en la TABLA 76. La fuerza de tensión aplicada se deberá tomar como la fuerza debida a las cargas externas mayoradas, más cualquier tensión resultante de la acción de palanca producida por la deformación de las partes conectadas, tal como se especifica en el Artículo 581d).
- b) **RESISTENCIA NOMINAL A LA TENSIÓN.** Independientemente de cualquier fuerza de apriete inicial, la resistencia nominal a la tensión de un perno, T_n , se deberá tomar como:

Ec. 605

$$T_n = 0.76A_b F_{ub}$$

Donde:

A_b = área del perno correspondiente al diámetro nominal (mm²).

F_{ub} = resistencia mínima especificada a la tensión del perno, según la sección 3 del capítulo IV del presente título (MPa).

c) RESISTENCIA A LA FATIGA.

1. Cuando se tengan pernos de alta resistencia solicitados por tensión axial que estén sujetos a fatiga, el rango de esfuerzos en el perno debidos a la carga viva de fatiga de diseño, Δf , más el incremento por carga dinámica para cargas de fatiga especificado en el Artículo 70, más la fuerza por acción de palanca resultante de la aplicación cíclica de la carga de fatiga, deberá satisfacer la Ec. 305.

2. Para calcular el rango de esfuerzos en el perno se deberá usar su diámetro nominal. En ningún caso la fuerza de palanca calculada podrá ser mayor que el 30 por ciento de la carga externa aplicada.
 3. En las conexiones sujetas a fatiga no se deberán utilizar pernos de acero de bajo contenido de carbono ASTM A307.
- d) **ACCIÓN DE PALANCA.** La fuerza de tensión debida a la acción de palanca se deberá tomar como:

Ec. 606

$$Q_u = \left[\frac{3b}{8a} - \frac{t^3}{328000} \right] P_u$$

Donde:

Q_u = tensión por la acción de palanca en cada perno, debida a las cargas mayoradas, considerada igual a cero si es negativa (N).

P_u = tensión directa en un perno debida a las cargas mayoradas (N).

a = distancia desde el centro del perno hasta el borde de la placa (mm).

b = distancia entre el centro del perno y el borde del filete de una parte conectada (mm).

t = espesor de la parte conectada de menor espesor (mm).

Artículo 582. COMBINACIÓN DE TENSIÓN Y CORTANTE.

- a) La resistencia nominal a la tensión de un perno sujeto a una combinación de cortante y tensión axial, T_n , se deberá tomar como:

Ec. 607

- Si $\frac{P_u}{R_n} \leq 0.33$, entonces:

$$T_n = 0.76 A_b F_{ub}$$

Ec. 608

- En caso contrario:

$$T_n = 0.76 A_b F_{ub} \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{\phi_s R_n} \right)^2}$$

Donde:

A_b = área del perno correspondiente al diámetro nominal (mm²).

F_{ub} = resistencia mínima especificada a la tensión del perno, según la sección 3 del capítulo IV del presente título (MPa).

P_u = fuerza cortante que actúa sobre el perno, debida a las cargas mayoradas (N).

R_n = resistencia nominal al corte de un perno especificada en el Artículo 578g) (N).

- b) La resistencia nominal de un perno sujeto a una combinación de cortante y tensión axial en una conexión de deslizamiento crítico bajo la combinación de cargas Servicio II, especificada en la TABLA 2, no deberá ser mayor que la resistencia nominal al deslizamiento especificada en el Artículo 579 multiplicada por:

Ec. 609

$$1 - \frac{T_u}{P_t}$$

Donde:

T_u = fuerza de tensión debida a las cargas mayoradas bajo la Combinación de Cargas Servicio II (N).

P_t = mínima tensión requerida en el perno, especificada en la TABLA 76 (N).

Artículo 583. RESISTENCIA DE PERNOS DE ANCLAJE AL CORTE. La resistencia nominal al corte de un perno de anclaje ASTM F1554 o ASTM A307 Grado C para el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

- a) Cuando la rosca está incluida en el plano de corte:

Ec. 610

$$R_n = 0.48A_b F_{ub} N_s$$

Donde:

A_b = área del perno de anclaje correspondiente al diámetro nominal (mm²).

F_{ub} = resistencia mínima especificada a la tensión del perno de anclaje, según la sección 3 del capítulo IV del presente título (MPa).

N_s = número de planos de corte por perno de anclaje.

SECCIÓN 3 CONEXIONES SOLDADAS

Artículo 584. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) El metal base, el metal de soldadura y los detalles de diseño de las soldaduras deberán satisfacer los requisitos del *Código de Soldadura para Puentes (Bridge Welding Code, AASHTO/AWS D1.5M/D1.5)*. Los símbolos de soldadura deberán ser los especificados en la Publicación A2.4 de la AWS.
- b) En las soldaduras acanaladas y de filete se deberá utilizar metal de aporte de resistencia equivalente a la del metal base, a menos que al detallar las soldaduras de filete el Ingeniero opte por especificar clasificaciones de electrodos con resistencias menores que la del metal base, en cuyo caso el procedimiento de soldadura y el metal de soldadura se deberán seleccionar garantizando que las soldaduras resulten libres de defectos.

Artículo 585. RESISTENCIA DE DISEÑO.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** La resistencia de diseño de las conexiones soldadas en el estado límite de resistencia, R_r , se deberá tomar como se especifica en el Artículo 585b) a d). El área efectiva de la soldadura se deberá tomar como se especifica en el Artículo 586. La resistencia de diseño de los elementos de conexión se deberá tomar como se especifica en la Sección 5 Capítulo XIII Título VI.
- b) **CONEXIONES CON SOLDADURAS ACANALADAS DE PENETRACIÓN COMPLETA.**

1. **TENSIÓN Y COMPRESIÓN.** La resistencia de diseño de las conexiones con soldaduras acanaladas de penetración completa sujetas a tensión o compresión normal al área efectiva o paralela al eje de la soldadura se deberá tomar igual a la resistencia de diseño del metal base.
2. **CORTANTE.** La resistencia de diseño de las conexiones con soldaduras acanaladas de penetración completa sujetas a corte en el área efectiva se deberá tomar como el menor valor entre el valor obtenido mediante la Ec. 611 y el 60 por ciento de la resistencia de diseño del metal base en tensión:

Ec. 611

$$R_r = 0.6\phi_{el}F_{exx}$$

Donde:

F_{exx} = resistencia correspondiente a la clasificación del metal de aporte (MPa).

ϕ_{e1} = factor de resistencia para el metal de soldadura especificado en el Artículo 453.

c) CONEXIONES CON SOLDADURAS ACANALADAS DE PENETRACIÓN PARCIAL.

1. **TENSIÓN O COMPRESIÓN.** La resistencia de diseño de las conexiones con soldaduras acanaladas de penetración parcial sujetas a tensión o compresión paralela al eje de la soldadura o a compresión normal al área efectiva se deberá tomar como la resistencia de diseño del metal base. La resistencia de diseño de las conexiones con soldaduras acanaladas de penetración parcial sujetas a tensión normal al área efectiva se deberá tomar como el menor valor entre el obtenido mediante la Ec. 612 y la resistencia de diseño del metal base:

Ec. 612

$$R_r = 0.6\phi_{el}F_{exx}$$

Donde:

ϕ_{e1} = factor de resistencia para el metal de soldadura especificado en el Artículo 453.

2. **CORTANTE.** La resistencia de diseño de las conexiones con soldaduras acanaladas de penetración parcial sujetas a cortante paralelo al eje de la soldadura se deberá tomar como el menor valor entre la resistencia de diseño del material conectado, especificada en la Sección 5 Capítulo XIII Título VI, y la resistencia de diseño del metal de soldadura tomada como:

Ec. 613

$$R_r = 0.6\phi_{e2}F_{exx}$$

Donde:

ϕ_{e2} = factor de resistencia para el metal de soldadura especificado en el Artículo 453.

d) CONEXIONES CON SOLDADURAS DE FILETE.

1. **TENSIÓN Y COMPRESIÓN.** La resistencia de diseño de las conexiones con soldaduras de filete sujetas a tensión o compresión paralela al eje de la soldadura se deberá tomar igual a la resistencia de diseño del metal base.
2. **CORTANTE.** La resistencia de las soldaduras de filete sujetas a cortante que se hayan realizado con metal de aporte de resistencia equivalente o menor que la del metal base y que tengan perfiles de soldadura típicos se deberá tomar como el producto entre el área efectiva especificada en el Artículo 586 y el esfuerzo resistente de diseño del metal

de aporte tomado como:

Ec. 614

$$R_r = 0.6\phi_{e2} F_{exx}$$

Artículo 586. ÁREA EFECTIVA. El área efectiva deberá ser la longitud efectiva de la soldadura multiplicada por la garganta efectiva. Se tomará como garganta efectiva la menor distancia desde la raíz de la junta hasta la cara de la soldadura.

Artículo 587. TAMAÑO DE LAS SOLDADURAS DE FILETE.

- a) Al diseñar una conexión se deberá suponer un tamaño de la soldadura de filete tal que las fuerzas debidas a las cargas mayoradas no superen la resistencia de diseño de la conexión, especificada en el Artículo 585.
- b) El tamaño máximo de la soldadura de filete que se podrán usar a lo largo de los bordes de las partes conectadas se deberá tomar como:
 - 1. Para material de espesor menor que 6 mm: el espesor del material conectado, y
 - 2. Para material de espesor mayor o igual que 6 mm: 1.6 mm menos que el espesor del material, a menos que en los documentos del contrato se especifique que la soldadura deberá ejecutarse de manera que se obtenga el espesor total de la garganta.
- c) El tamaño mínimo de una soldadura de filete deberá ser como se especifica en la TABLA 79. No es necesario que el tamaño de la soldadura sea mayor que el espesor de la pieza conectada de menor espesor. El Ingeniero diseñador podrá autorizar el uso de soldaduras de filete de menor tamaño con base en el esfuerzo aplicado y el uso de un precalentamiento adecuado.

**TABLA 79
TAMAÑO MÍNIMO DE LAS SOLDADURAS DE FILETE**

Espesor del metal base de la pieza conectada de mayor espesor (T)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete, mm
$T \leq 19.1$	6.4
$19.1 < T$	7.9

Artículo 588. LONGITUD EFECTIVA MÍNIMA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE. La longitud efectiva mínima de una soldadura de filete será igual a cuatro veces su tamaño y en ningún caso será menor que 40 mm.

Artículo 589. RETORNO EN LOS EXTREMOS DE LAS SOLDADURAS DE FILETE.

- a) Las soldaduras de filete que resisten una fuerza de tensión no paralela al eje de la soldadura o que no estén dimensionadas para soportar esfuerzos repetidos no deberán terminar en una esquina de una pieza o elemento. Cuando sea posible hacerlos en el mismo plano, los retornos deberán doblar la esquina de forma continua, con todo su tamaño, en una longitud igual a dos veces el tamaño de la soldadura. Los retornos de los extremos de las soldaduras deberán estar indicados en los documentos del contrato.
- b) Las soldaduras de filete depositadas en los lados opuestos de un plano de contacto común entre dos partes se deberán interrumpir en las esquinas comunes a ambas soldaduras.

Artículo 590. SOLDADURAS DE SELLADO. Las soldaduras de sellado deberán ser soldaduras continuas que combinen las funciones de sellado y resistencia, y su sección solamente deberá variar según lo requiera la resistencia o los requisitos de tamaño mínimo de las soldaduras de filete.

SECCIÓN 4 RESISTENCIA AL DESGARRAMIENTO EN BLOQUE

Artículo 591. RESISTENCIA AL DESGARRAMIENTO EN BLOQUE.

- a) Las conexiones de las almas de las vigas con destijeres y todas las conexiones sujetas a tensión, incluyendo las placas de conexión, las placas de empalme y las cartelas, se deberán investigar para asegurar que se provea material de conexión adecuado para desarrollar la resistencia de diseño de la conexión.
- b) La conexión se deberá investigar considerando todos los posibles planos de falla en el miembro y las placas de conexión. Entre estos planos deberán incluir tanto los paralelos como los perpendiculares a las fuerzas aplicadas. Se deberá considerar que los planos paralelos a la fuerza aplicada resisten solamente esfuerzos cortantes. Se deberá considerar que los planos perpendiculares a la fuerza aplicada resisten solamente esfuerzos de tensión.
- c) La resistencia de diseño de la combinación de planos paralelos y perpendiculares se deberá tomar como:

Ec. 615

$$R_r = \phi_{bs} R_p (0.58 F_u A_{vn} + U_{bs} F_u A_{tn}) \leq \phi_{bs} R_p (0.58 F_y A_v + U_{bs} F_u A_{tn})$$

Donde:

R_p = factor de reducción para perforaciones, igual a 0.90 para perforaciones punzonadas al tamaño final e igual a 1.0 para perforaciones taladradas al tamaño final o punzonadas a un menor tamaño y rimadas al tamaño final.

A_{vg} = área bruta a lo largo del plano que resiste esfuerzo cortante (mm²).

A_{vn} = área neta a lo largo del plano que resiste esfuerzo cortante (mm²).

U_{bs} = factor de reducción para la resistencia al desgarramiento en bloque, igual a 0.50 cuando el esfuerzo de tensión no es uniforme e igual a 1.0 cuando el esfuerzo de tensión es uniforme.

A_{tn} = área neta a lo largo del plano que resiste esfuerzo de tensión (mm²).

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia del material conectado (MPa).

F_u = resistencia mínima especificada a la tensión del material conectado, especificada en la TABLA 60 (MPa).

ϕ_{bs} = factor de resistencia para desgarramiento en bloque especificado en el Artículo 453.

- d) El área bruta se deberá determinar como la longitud del plano multiplicada por el espesor del componente. El área neta será igual al área bruta menos el número de perforaciones en el plano (incluyendo fracciones de perforaciones) multiplicado por el diámetro nominal de la perforación especificado en la TABLA 73, y por el espesor del componente.
- e) Al determinar la sección neta de las líneas de rotura que soportan esfuerzos de tensión, se deberá tener en cuenta el efecto de las perforaciones desfasadas adyacentes a dichas líneas de acuerdo con la sección 3 del capítulo VIII del presente título. Para las secciones netas de las líneas de rotura que soportan esfuerzos cortantes, se deberá deducir la totalidad del diámetro efectivo de las perforaciones cuyos centros se encuentren a dos diámetros o menos de dichas líneas. Se podrá ignorar el efecto de las perforaciones más alejadas.

**SECCIÓN 5
ELEMENTOS DE CONEXIÓN**

Artículo 592. DISPOSICIONES GENERALES. Este artículo se deberá aplicar al diseño de los elementos de conexión tales como placas de empalme, placas de conexión y ménsulas solicitados por tensión o cortante, según sea aplicable.

Artículo 593. TENSIÓN.

- a) La resistencia de diseño en tensión, R_r , se deberá tomar como el menor entre los valores obtenidos de las Ec. 317 o Ec. 318 para fluencia y rotura, respectivamente y el valor de la resistencia a la rotura por desgarramiento en bloque especificada en la sección 4 del capítulo XIII del presente título.
- b) Al determinar P_{nu} como se especifica en la Ec. 318 para las placas de conexión y placas de empalme, el factor de reducción, U , especificado en el Artículo 479, se deberá tomar igual a 1.0 y el área neta de la placa, A_n , utilizada en la Ec. 318 no se deberá tomar mayor que el 85 por ciento del área bruta de la placa.

Artículo 594. CORTANTE.

- a) La resistencia de diseño al corte para los elementos de conexión, R_r , se deberá tomar como el menor valor entre la fluencia por cortante y la rotura por cortante.
- b) Para la fluencia por cortante, la resistencia de diseño a cortante del elemento de conexión se deberá tomar como:

Ec. 616

$$R_r = \phi_v 0.58 F_y A_{vg}$$

Donde:

A_{vg} = área bruta del elemento de conexión sujeto a cortante (mm^2).

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia del elemento de conexión (MPa).

ϕ_v = factor de resistencia para desgarramiento en bloque especificado en el Artículo 453.

- c) Para la rotura por cortante, la resistencia de diseño a cortante del elemento de conexión se deberá tomar como:

Ec. 617

$$R_r = \phi_v 0.58 R_p F_u A_{vn}$$

Donde:

A_{vn} = área neta del elemento de conexión sujeto a cortante (mm^2).

F_u = resistencia mínima especificada a la tensión del elemento de conexión (MPa).

R_p = factor de reducción para perforaciones, igual a 0.90 para perforaciones punzonadas al tamaño final e igual a 1.0 para perforaciones taladradas al tamaño final o punzonadas a un menor tamaño y rimadas al tamaño final.

ϕ_{vu} = factor de resistencia para rotura por cortante de los elementos de conexión, especificado en el Artículo 453.

**SECCIÓN 6
EMPALMES**

Artículo 595. EMPALMES PERNADOS.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** Los empalmes pernados se deberán diseñar en el estado límite de resistencia para satisfacer los requisitos especificados en la sección 1 del capítulo XIII del presente título. Cuando en un empalme haya un cambio de sección, se deberá utilizar para el diseño la menor de las dos secciones conectadas.
- b) **MIEMBROS EN TENSIÓN (AASHTO 6.13.6.1.2).** Los empalmes para miembros en tensión deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 593. Los empalmes para miembros en tensión se deberán diseñar usando conexiones de deslizamiento crítico como se especifica en el Artículo 573a).
- c) **MIEMBROS EN COMPRESIÓN.**
 1. Los empalmes para miembros en compresión detallados con extremos maquinados plenamente en contacto y para los cuales los documentos del contrato especifican la inspección durante la fabricación y el montaje se deberán dimensionar como mínimo para el 50 por ciento de la menor de las resistencias de diseño de las secciones empalmadas.
 2. Los empalmes en los cordones de las armaduras, miembros de arcos y columnas deberán estar localizados tan cerca de los puntos de panel como sea posible y en general del lado donde la fuerza es menor. La disposición de las placas, perfiles angulares u otros elementos de empalme deberá ser tal que se consideren adecuadamente todas las sollicitaciones en las partes que componen los miembros empalmados.
- d) **MIEMBROS SOLICITADOS POR FLEXIÓN.**
 1. **DISPOSICIONES GENERALES.**
 - I. En las luces continuas los empalmes se deberán realizar en o cerca de los puntos de inflexión bajo carga muerta. Los empalmes del alma y la aleta en zonas sujetas a inversión de esfuerzos se deberán investigar tanto para flexión positiva como para flexión negativa.
 - II. Tanto en los empalmes del alma como en los empalmes de la aleta deberá haber como mínimo dos hileras de pernos a cada lado de la conexión. En los empalmes pernados no se deberán utilizar perforaciones agrandadas ni de ranura en el miembro ni en las placas de empalme.
 - III. Los empalmes pernados para miembros solicitados por flexión se deberán diseñar usando conexiones de deslizamiento crítico tal como se especifica en el Artículo 573a). Las conexiones se deberán dimensionar también para evitar el deslizamiento durante el montaje de los miembros de acero y durante el vaciado del tablero de concreto.
 - IV. Para las aletas en el punto de empalme, la resistencia de diseño a la flexión en el estado límite de resistencia deberá satisfacer los requisitos aplicables del Artículo 516.
 - V. Los esfuerzos de flexión debidos a las cargas mayoradas en el estado límite de resistencia y para la verificación del deslizamiento de las conexiones pernadas en el punto de empalme se deberán determinar usando las propiedades de la sección bruta.
 - VI. En los empalmes de aleta con perfiles angulares pernados se deberán usar dos

perfiles angulares, uno a cada lado del miembro solicitado por flexión.

2. EMPALMES EN LAS ALMAS.

- I. Las placas de empalme de las almas y sus conexiones se deberán diseñar para el cortante, el momento debido a la excentricidad del cortante en el punto de empalme y la parte del momento flector que se supone resiste el alma en el punto de empalme. Para las secciones tipo cajón sencillo, y para las secciones tipo cajón múltiple en puentes que no satisfacen los requisitos del Artículo 544, incluyendo puentes con curvatura horizontal, o con aletas de la sección en cajón que no sean totalmente efectivas de acuerdo con los requisitos del Artículo 539, el cortante se deberá tomar como la sumatoria del cortante por flexión más el cortante por torsión de Saint-Venant en aquella alma donde ambos cortantes sean aditivos. Para los cajones con almas inclinadas, los empalmes en el alma se deberán diseñar para la componente del cortante vertical en el plano del alma.
- II. Como mínimo, en el estado límite de resistencia, el cortante de diseño, V_{uw} , se deberá tomar como sigue:

Ec. 618

- Si $V_u < 0.5\phi_v V_n$, entonces:

$$V_{uw} = 1.5V_u$$

Ec. 619

- En caso contrario:

$$V_{uw} = \frac{(V_u + \phi_v V_n)}{2}$$

Donde:

ϕ_v = factor de resistencia para cortante, especificado en el Artículo 453.
 V_u = cortante debido a las cargas mayoradas en el punto de empalme (N)
 V_n = resistencia nominal al corte determinada como se especifica en los Artículo 526 y Artículo 527 para almas no rigidizadas y almas rigidizadas, respectivamente (N).

- III. El cortante de diseño en el estado límite de resistencia no deberá ser mayor que el menor valor entre la resistencia de diseño a cortante de las placas de empalme del alma especificada en la sección 4 del capítulo XIII del presente título y la resistencia de diseño a cortante de las placas de empalme del alma especificada en el Artículo 594.
- IV. La excentricidad del cortante de diseño se deberá tomar como la distancia entre la línea media del empalme y el centroide de la conexión del lado de la junta bajo consideración.
- V. En el estado límite de resistencia, el esfuerzo combinado por flexión y por fuerza axial en las placas de empalme del alma no deberá ser mayor que la resistencia mínima especificada a la fluencia de las placas de empalme multiplicada por el factor de resistencia, ϕ_r , especificado en el Artículo 453.
- VI. Las conexiones pernadas para los empalmes en el alma se deberán diseñar como conexiones de deslizamiento crítico para la máxima fuerza de diseño resultante en un perno. Como mínimo, para verificar el deslizamiento de los pernos de un empalme en el alma, la fuerza cortante de diseño se deberá tomar como el cortante en el punto de empalme bajo la combinación de cargas Servicio II, tal como se especifica en la TABLA 2.

VII. Las almas se deberán empalmar simétricamente colocando placas de empalme a ambos lados. Las placas de empalme se deberán extender tanto como sea posible sobre la profundidad total entre las aletas.

3. EMPALMES EN LAS ALETAS.

I. En el estado límite de resistencia, las placas de empalme y sus conexiones en la aleta que controla se deberán dimensionar de manera que provean una resistencia mínima tomada como el esfuerzo de diseño, F_{cf} , multiplicado por la menor área efectiva de la aleta, A_e , a cualquiera de los lados del empalme, donde F_{cf} se define como:

Ec. 620

$$F_{cf} = \frac{\left(\frac{f_{cf}}{R_h}\right) + \alpha\phi_f F_{yf} R_g}{2} \geq 0.75\alpha\phi_f F_{yf} R_g$$

en la cual:

A_e = área efectiva de la aleta (mm²). Para las aletas en compresión, A_e se deberá tomar como el área bruta de la aleta. Para las aletas de tensión, A_e se deberá tomar como:

Ec. 621

$$A_e = \left(\frac{\phi_u F_u}{\phi_y F_{yt}}\right) A_n \leq A_g$$

Donde:

f_{cf} = máximo esfuerzo de flexión, debido a las cargas mayoradas, a la mitad del espesor de la aleta que controla en el punto de empalme (MPa).

R_h = factor de hibridez especificado en el Artículo 503j)1. Para las secciones híbridas en las cuales F_{cf} no es mayor que la resistencia mínima especificada a la fluencia del alma, el factor de hibridez se deberá tomar como 1.0.

α = 1.0, excepto que para las aletas en las cuales F_n es menor que F_{yf} se podrá usar un valor menor igual a (F_n/F_{yf}) .

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 453.

F_n = resistencia nominal a la flexión de la aleta (MPa) F_{yf} = resistencia mínima especificada a la fluencia de la aleta (MPa).

ϕ_u = factor de resistencia para rotura de miembros en tensión como se especifica en el Artículo 453.

ϕ_y = factor de resistencia para fluencia de miembros en tensión como se especifica en el Artículo 453.

A_n = área neta de la aleta en tensión determinada como se especifica en la sección 3 del capítulo VIII del presente título (mm²).

A_g = área bruta de la aleta en tensión (mm²).

F_u = resistencia mínima especificada a la tensión de la aleta en tensión, determinada como se especifica en la TABLA 60 (MPa).

F_{yt} = resistencia mínima especificada a la fluencia de la aleta en tensión (MPa).

II. Las placas de empalme y sus conexiones en la aleta que no controla en el Estado Límite de Resistencia se deberán dimensionar de manera que provean una

resistencia mínima tomada como el esfuerzo de diseño, F_{ncf} , multiplicado por la menor área efectiva de la aleta, A_e , a cualquiera de los lados del empalme, para lo cual F_{ncf} se define como:

Ec. 622

$$F_{ncf} = R_{cf} \left| \frac{f_{ncf}}{R_h} \right| \geq 0.75 \alpha \phi_f F_{yf} R_g$$

Donde:

R_{cf} = valor absoluto de la relación entre F_{cf} y f_{cf} para la aleta que controla.

f_{ncf} = esfuerzo de flexión debido a las cargas mayoradas a la mitad del espesor de la aleta que no controla en el punto de empalme concurrente con f_{cf} (MPa).

R_h = factor de hibridez especificado en el Artículo 503j)1. Para las secciones híbridas en las cuales F_{cf} no es mayor que la resistencia mínima especificada a la fluencia del alma el factor de hibridez se deberá tomar como 1.0.

- III. En el estado límite de resistencia la fuerza de diseño en las placas de empalme sujetas a tensión no deberá ser mayor que la resistencia de diseño a tensión especificada en el Artículo 593. La fuerza de diseño en las placas de empalme sujetas a compresión no deberá ser mayor que la resistencia de diseño en compresión, R_r , tomada como:

Ec. 623

$$R_r = \phi_c F_y A_s$$

Donde:

ϕ_c = factor de resistencia para compresión como se especifica en el Artículo 453.

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia de la placa de empalme (MPa).

A_s = área bruta de la placa de empalme (mm²).

- IV. Las conexiones pernadas para los empalmes en las aletas se deberán diseñar como conexiones de deslizamiento crítico para la fuerza de diseño de la aleta. Como mínimo, para verificar el deslizamiento de los pernos utilizados en los empalmes en las aletas, la fuerza de diseño para la aleta considerada se deberá tomar como el esfuerzo de diseño para la combinación de cargas Servicio II, F_s , multiplicado por la menor área bruta de la aleta a cualquiera de los lados del empalme, tomando F_s como:

Ec. 624

$$F_s = \frac{f_s}{R_h}$$

Donde:

f_s = máximo esfuerzo de flexión debido a la combinación de cargas Servicio II, a la mitad del espesor de la aleta considerada, para la menor sección en el punto de empalme (MPa).

R_h = factor de hibridez especificado en el Artículo 503j)1. Para las secciones híbridas en las cuales f_s en la aleta con el mayor esfuerzo no es mayor que la

resistencia mínima especificada a la fluencia del alma, el factor de hibridez se deberá tomar como 1.0.

V. Cuando se requieran platinas de relleno se deberán aplicar los requisitos del Artículo 595e).

VI. Al verificar por deslizamiento y fatiga los empalmes pernados en las aletas para todas las secciones tipo cajón sencillo y para las secciones tipo cajón múltiple en puentes que no satisfacen los requisitos del Artículo 544, incluyendo puentes con curvatura horizontal, o con aletas de las vigas en cajón que no sean totalmente efectivas de acuerdo con los requisitos del Artículo 539, se deberán considerar los esfuerzos longitudinales de alabeo debidos a la distorsión de la sección transversal. En el estado límite de resistencia se podrán ignorar los esfuerzos longitudinales de alabeo. Al diseñar empalmes pernados para las aletas de estas secciones, se deberá considerar el cortante por torsión de Saint-Venant en todos los estados límites.

VII. Cuando corresponda, se deberán considerar los efectos de la flexión lateral en las aletas superiores de las secciones tipo omega invertida con arriostramiento discreto y en las aletas de secciones en I con arriostramiento discreto al diseñar los empalmes pernados en dichas aletas.

e) **PLATINAS DE RELLENO.** Cuando se tienen pernos que soportan carga y atraviesan platinas de relleno con un espesor mayor o igual que 6.0 mm en una conexión cargada axialmente, incluyendo los empalmes en las aletas de las vigas:

1. Las platinas de relleno se deberán prolongar más allá del material de las placas de conexión o de empalme, y dicha prolongación se deberá asegurar usando una cantidad adicional de pernos suficiente para distribuir uniformemente la fuerza total en el miembro sobre la sección combinada del elemento y las platinas de relleno, o bien
2. Como alternativa, se podrá obviar la prolongación y el desarrollo de las platinas de relleno siempre que la resistencia de diseño de los pernos en cortante en el estado límite de resistencia, especificada en el Artículo 574, se reduzca aplicando el siguiente factor:

Donde:

Ec. 625

$$Y = A_f / A_p$$

A_f = suma de las áreas de las platinas de relleno por encima y por debajo de la placa conectada (mm²).

A_p = menor valor entre el área de la placa conectada y la suma de las áreas de las placas de empalme por encima y por debajo de la placa conectada (mm²).

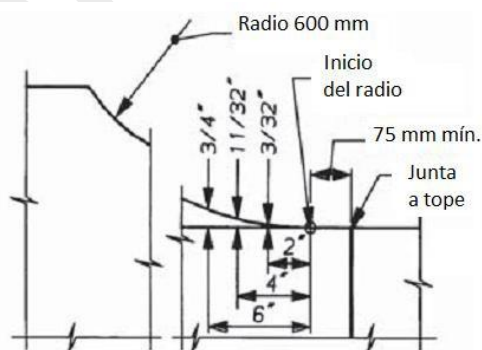
3. Para las conexiones de deslizamiento crítico, la resistencia de diseño al deslizamiento de un perno, especificada en el Artículo 574, no se deberá ajustar por efecto de las platinas de relleno.
4. A menos que el Ingeniero apruebe una configuración diferente, los rellenos de un espesor mayor o igual que 6.0 mm no deberán consistir de más de dos platinas.

5. Para los empalmes pernados en el alma en los cuales la diferencia de espesor es de 2.0 mm o menos no se requieren placas separadoras.
6. La resistencia mínima especificada a la fluencia de las platinas de relleno de un espesor mayor o igual que 6.0 mm no deberá ser menor que el 70 por ciento de la resistencia mínima especificada a la fluencia de la placa conectada ni menor que 250 MPa.

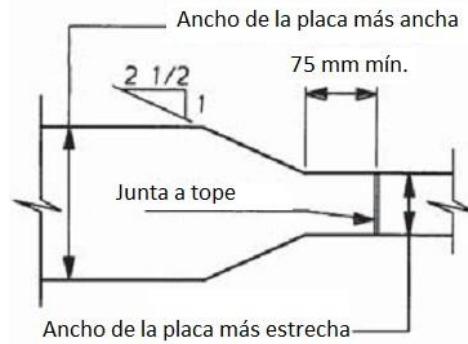
Artículo 596. EMPALMES SOLDADOS.

- a) El diseño y los detalles de los empalmes soldados deberán satisfacer los requisitos de la edición más reciente del *Código de Soldadura para Puentes (Bridge Welding Code, AASHTO/AWS D1.5M/D1.5)* y los requisitos aquí especificados.
- b) Los empalmes soldados se deberán diseñar para resistir el momento, el cortante o la fuerza axial de diseño especificados en la sección 1 del capítulo XIII del presente título. Los miembros en tensión y en compresión se podrán empalmar mediante juntas a tope de penetración total; se deberán evitar las placas de empalme.
- c) Los empalmes soldados en obra se deberán disponer de manera de que se reduzcan a un mínimo las soldaduras sobre cabeza.
- d) Los materiales de diferentes anchos empalmados mediante soldaduras a tope deberán tener transiciones simétricas de acuerdo con la FIGURA 73. El tipo de transición seleccionada deberá ser consistente con las categorías para diseño a fatiga indicadas en la TABLA 62 para el empalme con soldadura acanalada usada en el diseño del miembro. Los documentos del contrato deberán especificar que los empalmes soldados a tope que conectan materiales de diferentes espesores se deberán pulir hasta lograr una pendiente uniforme entre las diferentes superficies, incluyendo la soldadura, de no más de 1 en 2.5.

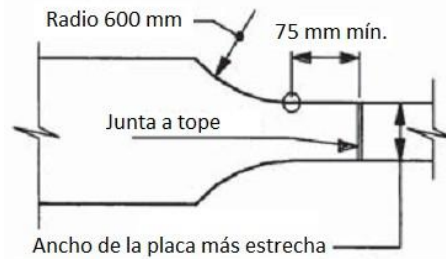
**FIGURA 73
DETALLES DE LOS EMPALMES**



(a) Detalle de transición en el ancho



(b) Transición lineal



(c) Transición con radio de 600 mm

SECCIÓN 7 CONEXIONES EN PÓRTICOS RÍGIDOS

Artículo 597. DISPOSICIONES GENERALES. Todas las conexiones en pórticos rígidos se deberán diseñar para resistir los momentos, cortantes y fuerzas axiales debidos a las cargas mayoradas en el estado límite de resistencia.

Artículo 598. ALMAS.

- a) El espesor del alma de una viga no rigidizada deberá satisfacer:

Ec. 626

$$t_w \geq \sqrt{3} \left(\frac{M_c}{\phi_v F_y d_b d_c} \right)$$

Donde:

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia del alma (MPa).

M_c = momento en la columna debido a las cargas mayoradas (N-mm).

d_b = profundidad de la viga (mm).

d_c = profundidad de la columna (mm).

ϕ_v = factor de resistencia para corte como se especifica en el Artículo 453.

- b) Cuando el espesor del alma en la conexión es menor que el valor dado por la Ec. 626, el alma se deberá reforzar usando rigidizadores diagonales o una placa de refuerzo en contacto con el alma sobre el área de la conexión.

- c) En las conexiones de rodilla donde las aletas de un miembro se conectan rígidamente a la aleta de otro miembro se deberán proveer rigidizadores en el alma del segundo miembro, localizados en posición opuesta a la aleta de compresión del primer miembro, cuando se tenga:

Ec. 627

$$t_w < \frac{A_f}{t_b + 5k}$$

- d) y proveer igualmente rigidizadores localizados en posición opuesta a la aleta de tensión del primer miembro cuando se tenga:

Ec. 628

$$t_c < 0.4\sqrt{A_f}$$

Donde:

t_w = espesor del alma a rigidizar (mm).

k = distancia entre la cara exterior de la aleta y el borde del filete del alma del miembro a rigidizar (mm).

t_b = espesor de la aleta que transmite la fuerza concentrada (mm).

t_c = espesor de la aleta del miembro a rigidizar (mm).

A_f = área de la aleta que transmite una carga concentrada (mm²).

CAPÍTULO XIV REQUISITOS POR TIPO DE ESTRUCTURA

SECCIÓN 1 PUENTES DE VIGAS CON TABLERO INFERIOR

Artículo 599. PUENTES DE VIGAS CON TABLERO INFERIOR. Cuando las vigas constituyan los miembros principales de un puente con tablero inferior, dichos miembros se deberán rigidizar contra la deformación lateral mediante placas de conexión o pie de amigos de alma llena conectados a los rigidizadores de los miembros principales y a las viguetas del tablero. El diseño de las placas de conexión deberá satisfacer los requisitos del Artículo 607.

SECCIÓN 2 ARMADURAS

Artículo 600. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) Los puntales extremos de las armaduras deberán ser inclinados. El nudo en el extremo superior de estos miembros deberá tener soporte lateral.
- b) La separación centro a centro entre las armaduras principales deberá ser suficiente para evitar el volcamiento.

- c) Se deberán suponer como profundidades efectivas de la armadura las siguientes distancias:
1. La distancia entre los centroides de las cuerdas conectadas con pernos, y
 2. La distancia entre los centros de los pasadores.

Artículo 601. MIEMBROS DE LAS ARMADURAS.

- a) Los miembros deberán ser simétricos respecto al plano central de la armadura.
- b) Si la forma de la armadura lo permite, las cuerdas en compresión deberán ser continuas.
- c) Las conexiones en los extremos de los miembros del alma que estén sujetos a inversión de esfuerzos no deberán ser articuladas.
- d) Se deberá evitar el uso de paneles con diagonales en X resistentes a tensión únicamente.

Artículo 602. ESFUERZOS SECUNDARIOS. El diseño y los detalles deberán ser tales que los esfuerzos secundarios sean tan pequeños como sea posible. Se deberán considerar los esfuerzos debidos al momento por carga muerta del miembro, así como aquellos provocados por la excentricidad de las uniones o líneas de trabajo. En los miembros cuyo ancho, medido en el plano de distorsión, sea menor que un décimo de su longitud, no será necesario considerar los esfuerzos secundarios debidos a la distorsión de las armaduras o a la deflexión de las viguetas de piso.

Artículo 603. DIAFRAGMAS. En las armaduras se deberán proveer diafragmas de acuerdo con los requisitos especificados en el Artículo 465.

Artículo 604. CONTRAFLECHA.

- a) La longitud de los miembros de las armaduras se deberá ajustar de tal manera que la contraflecha sea mayor o igual que la deflexión debida a la carga muerta.
- b) Para calcular las deflexiones de las armaduras se deberá usar el área bruta de cada uno de sus miembros. Cuando se utilicen placas perforadas, se deberá tomar como área efectiva de la placa perforada el volumen neto entre los centros de las perforaciones dividido por la distancia entre dichos centros.
- c) Los requisitos de diseño para las placas perforadas deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 484 y Artículo 498b).

Artículo 605. LÍNEAS DE TRABAJO Y EJES CENTROIDALES.

- a) Los miembros principales se deberán dimensionar de manera que sus ejes centroidales sean tan cercanos al centro de la sección como sea posible.
- b) En los miembros en compresión de secciones asimétricas, tales como las cuerdas cuya sección está formada por elementos laterales y una cubreplaca, el eje centroidal de la sección deberá hasta donde sea posible coincidir con la línea de trabajo, excepto que se podrá introducir alguna excentricidad para contrarrestar la flexión debida a la carga muerta. En los miembros de las cuerdas inferiores o diagonales formados por dos perfiles angulares, la línea de trabajo se podrá tomar como la línea de gramil más próxima a la espalda del perfil angular o, para el caso de las armaduras soldadas, en el eje centroidal.

Artículo 606. ARRIOSTRAMIENTO EN LOS MARCOS DE PORTAL E INTERMEDIOS.

- a) **DISPOSICIONES GENERALES.** Se deberá investigar la necesidad de utilizar arriostramientos transversales verticales en los marcos de portal e intermedios en las armaduras. Será aceptable cualquier análisis estructural consistente, con o sin arriostramientos transversales intermedios, siempre y cuando se satisfagan las condiciones de equilibrio, compatibilidad y estabilidad para todos los estados límites aplicables.
- b) **PUENTES DE ARMADURA CON TABLERO INFERIOR.**
1. Los puentes de armadura con tablero inferior deberán tener arriostramientos transversales en los marcos de portal o bien se deberá demostrar que la resistencia y la rigidez del sistema de armadura son adecuadas sin estos arriostramientos. Cuando se utilicen, los arriostramientos en los marcos de portal deberán ser de tipo doble plano o cajón, estar rígidamente conectados a los puntales extremos y a las aletas de la cuerda superior, y ser tan profundos como el gálibo lo permita. Si se utiliza un marco de portal de un solo plano, deberá quedar localizado en el plano transversal medio de los puntales extremos, con diafragmas entre las almas de estos miembros para permitir una distribución de los esfuerzos del marco de portal.
 2. El marco de portal, con o sin arriostramiento, se deberá diseñar para que tome la totalidad de la reacción del sistema lateral de la cuerda superior, y los puntales extremos se deberán diseñar para transferir esta reacción a los apoyos de la armadura.
- c) **PUENTES DE ARMADURA CON TABLERO SUPERIOR.** Los puentes de armadura con tablero superior deberán tener arriostramiento transversal en el plano de los puntales extremos, o bien se deberá demostrar que la resistencia y la rigidez del sistema de armadura son adecuadas. Cuando se utilice arriostramiento transversal, éste se deberá extender sobre toda la profundidad de las armaduras por debajo del sistema de piso, y el arriostramiento transversal del marco de portal se deberá dimensionar para que transmita la totalidad de la carga lateral superior a los apoyos a través de los puntales extremos de la armadura.

Artículo 607. PLACAS DE CONEXIÓN.

a) **GENERALIDADES.**

3. Para conectar los miembros principales se deberán utilizar placas de conexión, excepto cuando los miembros estén conectados mediante pasadores. En tanto sea posible, los sujetadores que conectan cada miembro deberán ser simétricos respecto al eje del miembro, y se deberá considerar que las conexiones de todos los elementos del miembro faciliten la transferencia de carga.
4. Excepto en el caso de curvas proyectadas con fines estéticos, los cortes reentrantes se deberán evitar siempre que sea posible.
5. Las placas de conexión deberán satisfacer los requisitos de espesores mínimos para placas de conexión de cerchas que se especifican en la sección 3 del capítulo VII del presente título. Las placas de conexión deberán diseñarse para para el cortante, compresión o tensión que ocurran en la vecindad de cada miembro conectado, o sus respectivas combinaciones aplicables, de acuerdo con los requisitos especificados en el Artículo 607c) a e). Las placas de conexión que se

utilicen en empalmes de cuerdas también deberán diseñarse independientemente como empalmes de acuerdo a los requisitos del Artículo 607f). Deberán considerarse los requisitos sobre esbelteces de borde especificados en el Artículo 607g).

6. Las placas de conexión pernadas deberán satisfacer los requisitos aplicables de las secciones 1 y 2 del capítulo XIII del presente título. Cuando se requieran placas de relleno, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 595e).
7. Se deberán aplicar los requisitos de las secciones 1 y 2 del capítulo XIII del presente título, según corresponda. Cuando se requiera usar placas de relleno, se deberán aplicar las provisiones del Artículo 595e).

b) PLACAS DE CONEXIÓN Y EMPALME MULTICAPA. Cuando se usen placas de conexión y empalme en varias capas, para determinar las resistencias reducidas por el factor de resistencia que se especifican en el Artículo 607c) a f), y siempre y cuando se coloquen suficientes sujetadores para desarrollar la fuerza en las placas de conexión o empalme multicapas, se podrán sumar las resistencias de las placas individuales.

c) RESISTENCIA A CORTANTE.

1. La resistencia reducida de placas de unión, V_r , deberá tomarse como el menor valor de la fluencia por cortante o la rotura por corte. Para la fluencia por cortante, la resistencia reducida se tomara como:

Ec. 629

$$V_r = \phi_{vy} 0.58 F_y A_{vg} \Omega$$

Donde:

ϕ_{vy} = factor de resistencia para fluencia por cortante en placas de unión de cerchas.

Ω = factor de reducción de resistencia para placas de unión, cuyo valor se toma como 0.88.

A_{vg} = área bruta del plano de corte (mm^2).

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la placa de unión (MPa).

2. Para rotura por cortante, la resistencia reducida deberá determinarse a partir de la Ec. 617.

I. El cortante deberá revisarse para longitudes de planos de falla parciales o totales que sean relevantes. Los planos de cortante parciales deberán revisarse en elementos a compresión mediante la Ec. 629 únicamente. La longitud del plano de cortante parcial deberá tomarse a lo largo de líneas de sujetadores en el miembro, entre bordes de placa y otras líneas de sujetadores. Para la revisión del plano de corte que controla, deberán evaluarse los siguientes planos de corte que sean aplicables: El plano paralelo al borde chaflanado del miembro a compresión, como se muestra en la FIGURA 74.

- II. El plano del lado del miembro a compresión que tiene el menor ángulo de incidencia entre el miembro y los miembros adyacentes, como se muestra en la FIGURA 75.
- III. El plano con la menor sección transversal a cortante, si el extremo del miembro no está chaflanado y el ángulo de incidencia es igual a ambos lados del miembro a compresión.

FIGURA 74
EJEMPLO DE UN PLANO PARCIAL A CORTANTE QUE CONTROLA PARALELO AL EXTREMO CHAFLANADO DEL MIEMBRO A COMPRESIÓN, CUANDO DICHO MIEMBRO SE CONECTA CON ÁNGULO DE 45° A LA CUERDA Y EL MONTANTE

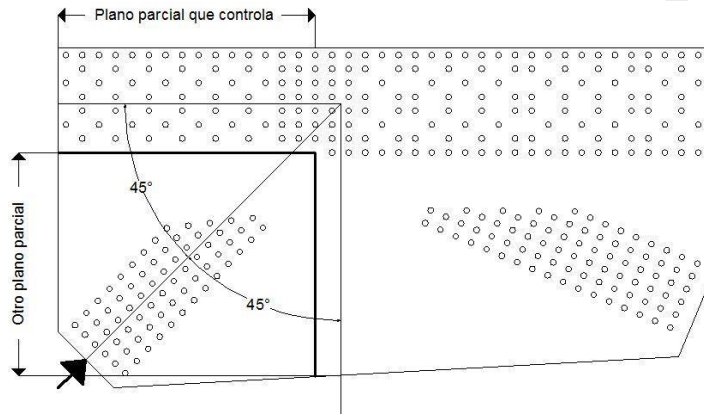
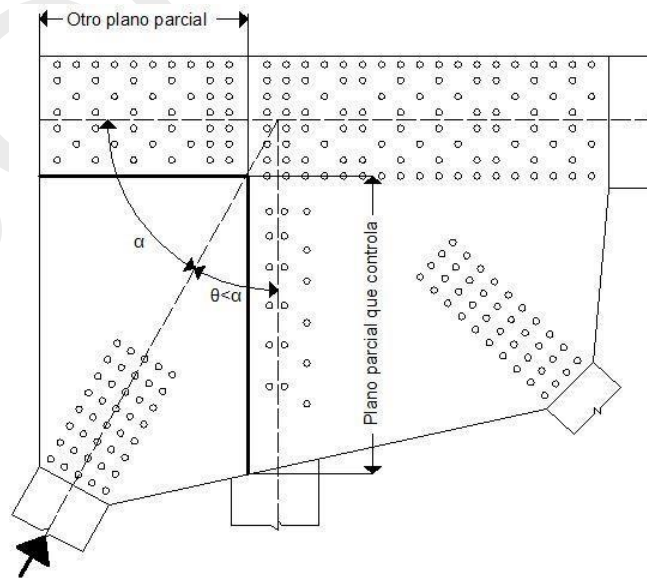


FIGURA 75
EJEMPLO DE N PLANO PARCIAL A CORTANTE QUE CONTROLA PARALELO AL EXTREMO CHANFLADO DEL MIEMBRO A COMPRESIÓN, CUANDO DICHO MIEMBRO SE CONECTA CON ÁNGULO DE 45° A LA CUERDA Y EL MONTANTE



d) RESISTENCIA A COMPRESIÓN.

1. La resistencia de placas de unión a compresión ya reducida por el factor de resistencia, P_r , deberá tomarse como:

Ec. 630

$$P_r = \phi_{cg} P_n$$

Donde:

ϕ_{cg} = factor de resistencia para placas de unión a compresión especificada en el Artículo 453.

P_n = resistencia nominal a compresión de una sección Whitmore determinada a partir de la Ec. 325 o Ec. 326, la que sea aplicable (N).

2. En el cálculo de P_n , el factor de reducción por esbeltez, Q , deberá tomarse como 1 y la resistencia crítica.

Ec. 631

$$P_e = \frac{3.29E}{\left(\frac{L_{mid}}{t_g}\right)^2} A_g$$

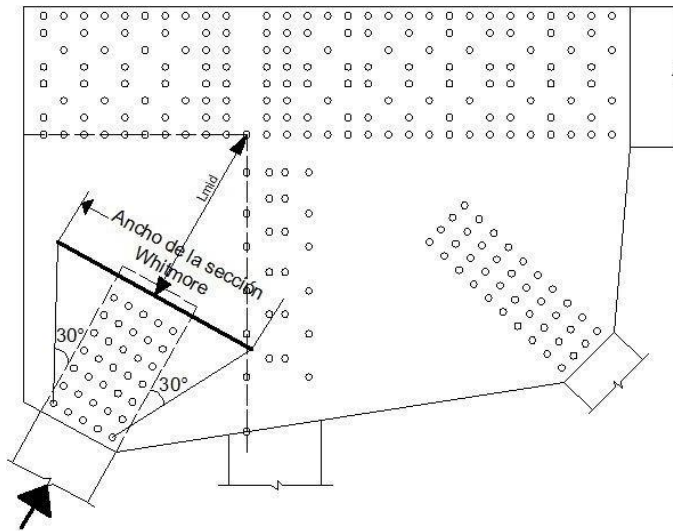
Donde:

A_g = área bruta de la sección transversal de la sección Whitmore determinada con base en una distribución a 30°, como se ilustra en la FIGURA 76 (mm²). La sección Whitmore no se reduce si interseca líneas de pernos adyacentes.

L_{mid} = área bruta de la sección transversal de la sección Whitmore determinada con base en una distribución a 30°, como se ilustra en la FIGURA 76 (mm²). La sección Whitmore no se reduce si interseca líneas de pernos adyacentes.

t_g = espesor de la placa de unión (mm).

FIGURA 76
EJEMPLO DE CONEXIÓN QUE ILUSTR A LA SECCIÓN WHITMORE PARA UN MIEMBRO A COMPRESIÓN
A PARTIR DE LA DISTRIBUCIÓN DE 30° Y LA DISTANCIA L_{MID}



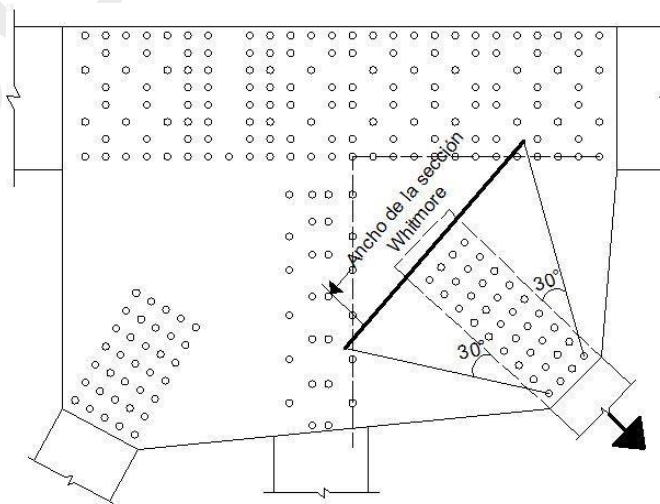
3. Las provisiones de este artículo no se aplican para empalmes de cuerdas a compresión.

e) RESISTENCIA A TENSIÓN.

1. La resistencia a tensión de placas de unión reducida por su correspondiente factor de reducción, R_r , deberá tomarse como la menor resistencia a la tensión por fluencia, rotura, o rotura de bloque de cortante, de acuerdo a los requisitos del Artículo 593.
2. Cuando se utilicen las Ec. 317 y Ec. 318, para definir el área efectiva deberá utilizarse la sección Whitmore que se define en la FIGURA 77. La sección Whitmore no deberá ser reducida si su longitud intersecta las líneas de pernos de miembros adyacentes.

FIGURA 77

Ejemplo de conexión que ilustra la sección Whitmore para un miembro a tensión a partir de la distribución de 30°.



3. Los requisitos de este artículo no deberán aplicarse a empalmes de cuerdas a

tensión.

f) EMPALMES EN LA CUERDAS.

1. Las placas de conexión que se usen en el empalme de dos secciones de una cuerda se deberán verificar mediante un análisis de la sección que considere las excentricidades relativas entre todas las placas que atraviesan el empalme y las cargas en el plano donde se hace el empalme.
2. Para empalmes en la cuerda en compresión, la resistencia de diseño a la compresión, P_r , de la sección empalmada se deberá tomar como:

Ec. 632

$$P_r = \phi_{cs} F_{cr} \left(\frac{S_g A_g}{S_g + e_p A_g} \right)$$

Siendo:

F_{cr} = esfuerzo límite de resistencia en la sección empalmada (MPa). Se deberá tomar como la resistencia mínima especificada a la fluencia de la placa de conexión siempre que se satisfaga la siguiente ecuación:

Ec. 633

$$\frac{KL_{empalme} \sqrt{12}}{t_g} < 25$$

Donde:

ϕ_{cs} = factor de reducción de resistencia para empalmes con placas de conexión en cuerdas de armaduras, especificado en el Artículo 453.

A_g = área bruta de todas las placas en la sección transversal en el plano donde se hace el empalme (mm²).

e_p = distancia entre el centroide de la sección transversal y la fuerza resultante perpendicular al plano donde se hace el empalme (mm).

K = factor de longitud efectiva de la columna, tomado como 0.50 para empalmes en las cuerdas.

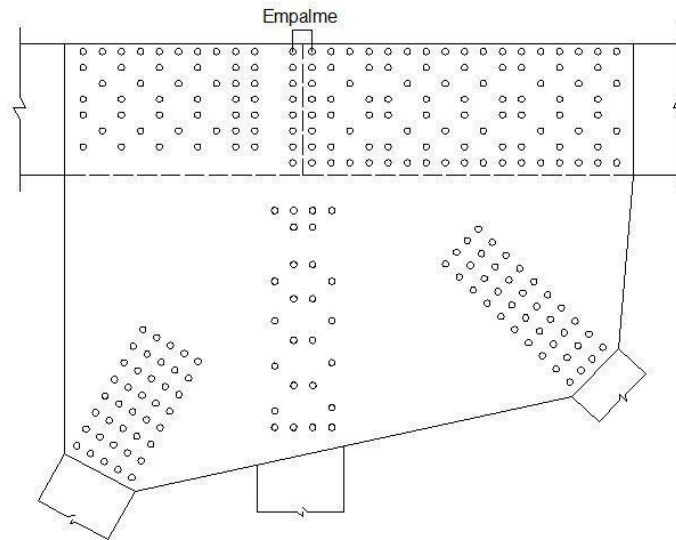
$L_{empalme}$ = distancia centro a centro entre las primeras líneas de conectores en las cuerdas que se conectan, como se muestra en la FIGURA 78 (mm).

S_g = módulo de la sección bruta de todas las placas en la sección transversal en el plano donde se hace el empalme (mm³).

t_g = espesor de la placa de conexión (mm).

FIGURA 78

EJEMPLO DE CONEXIÓN QUE MUESTRA EL PARÁMETRO DE EMPALME EN UNA CUERDA, $L_{EMPALME}$



3. Para empalmes en la cuerda en tensión, la resistencia de diseño a la tensión, P_r , se deberá tomar como el menor entre los valores dados por las Ec. 634 y Ec. 635.

Ec. 634

$$P_r = \phi_{cs} F_y \left(\frac{S_g A_g}{S_g + e_p A_g} \right)$$

Ec. 635

$$P_r = \phi_{cs} F_u \left(\frac{S_n A_n}{S_n + e_p A_n} \right)$$

Dónde:

ϕ_{cs} = factor de reducción de resistencia para empalmes con placas de conexión en cuerdas de armaduras, especificado en el Artículo 453.

A_g = área bruta de todas las placas en la sección transversal en el plano donde se hace el empalme (mm²).

e_p = distancia entre el centroide de la sección transversal y la fuerza resultante perpendicular al plano donde se hace el empalme (mm).

F_y = resistencia mínima especificada a la fluencia de la placa de conexión (MPa).

F_u = resistencia mínima especificada a la tensión de la placa de conexión (MPa).

S_g = módulo de la sección bruta de todas las placas en la sección transversal en el plano donde se hace el empalme (mm³).

S_n = módulo de la sección neta de todas las placas en la sección transversal en el plano donde se hace el empalme (mm³).

4. Los miembros que se empalman en la cuerda en tensión se deberán verificar también para la rotura por desgarramiento en bloque como se especifica en la sección 4 del capítulo XIII del presente título.

- g) **ESBELTEZ DEL BORDE.** Si la longitud del borde no soportado de una placa de conexión es mayor que $2.06t (E / F)^{1/2}$, donde t_g es el espesor de la placa de conexión y F_y es la resistencia mínima especificada a la fluencia de la placa de conexión, el borde deberá ser rigidizado.

Artículo 608. Puentes de Armadura con Tablero Intermedio. En los puentes de armadura con tablero intermedio, los miembros verticales de las armaduras y las viguetas de piso y sus conexiones se deberán dimensionar para resistir una fuerza lateral no menor que 4.38 kN/m aplicada en los puntos de panel de la cuerda superior de cada armadura, considerada como una carga permanente para la combinación de cargas Resistencia I y mayorada según corresponda. La cuerda superior se deberá considerar como una columna con apoyos laterales elásticos en los puntos de panel.

Artículo 609. Resistencia de Diseño.

- a) La resistencia de diseño de los miembros solicitados por tensión deberá satisfacer los requisitos especificados en la sección 2 del capítulo VIII del presente título.
- b) La resistencia de diseño de los miembros solicitados por compresión deberá satisfacer los requisitos especificados en la sección 2 del capítulo IX del presente título.
- c) La resistencia nominal a la flexión de los miembros cuya resistencia de diseño es controlada por las ecuaciones de interacción, especificadas en el Artículo 480 ó Artículo 494, se deberá evaluar cómo se especifica en el capítulo XII del presente título.

SECCIÓN 3 SUPERESTRUCTURAS CON TABLEROS ORTOTRÓPICOS

Artículo 610. Disposiciones Generales.

- a) Los requisitos de este artículo se deberán aplicar al diseño de puentes de acero que utilizan como tablero una placa de acero rigidizada.
- b) Un tablero ortotrópico se deberá considerar parte integral de la superestructura del puente y deberá participar en resistir las solicitaciones globales que actúan sobre el puente. Las uniones entre el tablero y los miembros estructurales principales se deberán diseñar para los efectos de interacción especificados en la sección 1 del capítulo IV del título VII.
- c) Al analizar el tablero ortotrópico se deberán considerar los efectos combinados de las fuerzas globales y locales. Al analizar la placa del tablero y las vigas de los puentes de vigas tipo cajón con tablero ortotrópico se deberán considerar los efectos de las distorsiones de la sección transversal debidas a la torsión.

Artículo 611. Tableros en Compresión Global.

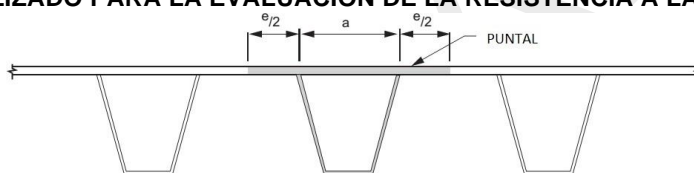
- a) **Disposiciones Generales.** Los siguientes comportamientos potenciales relacionados con la estabilidad deberán ser evaluados en el tablero ortotrópico: pandeo local de la placa del tablero entre nervaduras, pandeo local de la pared de la nervadura, y pandeo del panel ortotrópico entre las viguetas de piso.
- b) **Pandeo Local.** Para el pandeo local se deberá considerar la esbeltez de cada componente: la relación entre el espaciamiento de las nervaduras y el espesor del

tablero, la relación entre el espaciamiento de las caras y el espesor del tablero (para nervaduras cerradas), y la relación entre la altura de la nervadura y el espesor de la nervadura. Para determinar el ancho efectivo de cada componente se deberá aplicar el Artículo 497.

c) **PANDEO DEL PANEL.** Para efectos del análisis, cada panel entre viguetas de piso podrá simplificarse como un puntal aislado constituido por la nervadura y el ancho efectivo del tablero especificado en la FIGURA 79, donde:

1. a = ancho de la nervadura cerrada, medido a nivel de la placa del tablero entre los puntos medios de los espesores de las caras de la nervadura (mm).
2. e = distancia libre entre nervaduras adyacentes, medida entre los puntos medios de los espesores de las caras de la nervadura (mm).
3. El esfuerzo crítico de pandeo del puntal se deberá determinar de acuerdo con la sección 4 del capítulo IX del presente título o mediante métodos refinados de análisis como se define en el Artículo 199c).

FIGURA 79
PUNTAL IDEALIZADO PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.



Artículo 612. ANCHO EFECTIVO DEL TABLERO. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 193d).

Artículo 613. SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS GLOBALES Y LOCALES. Al calcular las solicitaciones extremas en el tablero se deberán superponer los efectos globales y los locales. Estas solicitaciones combinadas se deberán calcular para la misma configuración y posición de la carga viva.

SECCIÓN 4 ARCOS DE ALMA LLENA

Artículo 614. AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS PARA CONSIDERAR LAS DEFLEXIONES. Para la amplificación de los momentos se deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 183b)3.

Artículo 615. ESBELTEZ DE LAS ALMAS.

- a) La esbeltez de las almas de las nervaduras de los arcos deberá satisfacer la siguiente relación:

Ec. 636

$$\frac{D}{t_w} \leq k \sqrt{\frac{E}{f_a}}$$

Donde:

f_a = esfuerzo axial debido a las cargas mayoradas (MPa).

k = factor de estabilidad de placas especificado en la TABLA 80.

- b) El momento de inercia de los rigidizadores respecto a un eje paralelo al alma por la base del rigidizador no deberá ser menor que el especificado en la TABLA 80.

TABLA 80
Esbeltz de placa de los arcos

Condición	k	I_s
Sin rigidizador longitudinal	1.25	-
Un rigidizador longitudinal	1.88	$I_s = 0.75D t_w^3$
Dos rigidizadores longitudinales	2.51	$I_s = 2.2D t_w^3$

- c) La relación entre el ancho y el espesor de los rigidizadores deberá satisfacer la siguiente expresión:

Ec. 637

$$\frac{b}{t_s} \leq 0.408 \sqrt{\frac{E}{f_a + \frac{f_b}{3}}} \leq 12$$

Donde:

f_b = máximo esfuerzo debido a las cargas mayoradas, incluyendo la amplificación de momentos (MPa).

Artículo 616. ESTABILIDAD DE LAS ALETAS. La relación entre el ancho y el espesor de las aletas deberá satisfacer la siguiente expresión:

- a) Para el ancho de elementos entre almas:

Ec. 638

$$\frac{b}{t} \leq 1.06 \sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}}$$

- b) Para el ancho de elementos entre almas:

Ec. 639

$$\frac{b}{t} \leq 0.408 \sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} \leq 12$$

CAPÍTULO XV PILOTES

SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 617. DISPOSICIONES GENERALES. Los pilotes se deberán diseñar como elementos estructurales capaces de soportar todas las cargas impuestas de forma segura. En el caso de un grupo de pilotes compuesto exclusivamente por pilotes verticales y sujeto a una carga lateral, el análisis estructural de los pilotes deberá considerar explícitamente los efectos de la interacción suelo-estructura como se especifica en el Artículo 751.

SECCIÓN 2 RESISTENCIA ESTRUCTURAL

Artículo 618. RESISTENCIA ESTRUCTURAL. Los factores de resistencia, ϕ_c y ϕ_f , para el estado límite de resistencia se deberán tomar como se especifica en el Artículo 453. Los factores de resistencia para la resistencia axial de los pilotes en compresión que están sujetos a daños por el hincado se deberán aplicar solamente a la sección del pilote con posibilidades de sufrir daños. Por lo tanto, los factores ϕ_c iguales a 0.50 y 0.70 especificados para la resistencia axial de pilotes en compresión sin flexión se deberán aplicar únicamente a la capacidad axial del pilote. Los factores ϕ_c iguales a 0.70 y 0.80 y el factor ϕ_f igual a 1.00 se deberán aplicar a la resistencia del pilote a carga axial y de flexión combinadas en la ecuación de interacción para los términos de compresión y flexión, respectivamente.

SECCIÓN 3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

COMPRESIÓN AXIAL. Para los pilotes bajo carga axial, la resistencia de diseño de los pilotes en compresión, P_r , se deberá tomar como se especifica en el Artículo 493 usando el factor de resistencia, ϕ_c , especificado en el Artículo 453.

Artículo 619. COMBINACIÓN DE COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN. Los pilotes sujetos a carga axial y flexión se deberán diseñar de acuerdo con el Artículo 494 usando los factores de resistencia, ϕ_c y ϕ_f , especificados en el Artículo 453.

Artículo 620. PANDEO. La inestabilidad de los pilotes que se extienden a través de agua o en el aire se deberá considerar como se especifica en el Capítulo IX del Título VI. Los pilotes que se extienden a través del agua o en el aire se deberán suponer empotrados a una cierta profundidad debajo de la superficie del terreno. La estabilidad se deberá determinar de acuerdo con los requisitos del Capítulo IX del Título VI para elementos en compresión, usando una longitud equivalente del pilote igual a la longitud sin apoyo lateral más una profundidad embebida hasta el empotramiento. La profundidad hasta el empotramiento se deberá determinar de acuerdo con el Artículo 755 en el caso de los pilotes inclinados o mediante un análisis en el caso de los pilotes verticales.

SECCIÓN 4

ESFUERZOS MÁXIMOS ADMISIBLES DE HINCADO

Artículo 621. ESFUERZOS MÁXIMOS ADMISIBLES DE HINCADO. Los esfuerzos máximos admisibles de hincado para los pilotes hincados de acero se deberán tomar como se especifica en la sección 8 del capítulo VII del título VIII.

CAPÍTULO XVI PROVISIONES PARA DISEÑO SÍSMICO

SECCIÓN 1 DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 622. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) Las provisiones del capítulo XVI serán aplicables únicamente al diseño de superestructuras de puentes del tipo losa sobre vigas de acero para el estado límite del evento extremo.
- b) En adición a los requerimientos que aquí se especifican, se deberán aplicar también los requerimientos de la longitud mínima de apoyo especificados en el Artículo 222h).
- c) Dentro de la superestructura se deberá establecer una trayectoria de las cargas de sismo claramente definida para transmitir las fuerzas de inercia a la subestructura con base en las características de rigidez del tablero de concreto, los arriostramientos transversales o diafragmas, y los apoyos. El flujo de las fuerzas de sismo se deberá distribuir a lo largo de la trayectoria de carga prescrita a través de todos los componentes y conexiones de la superestructura de acero afectados incluyendo, pero sin limitarse a, las vigas longitudinales, los arriostramientos transversales o diafragmas, las conexiones entre componentes de acero, la superficie de contacto tablero-acero, los apoyos y los pernos de anclaje.

SECCIÓN 2 MATERIALES

Artículo 623. MATERIALES.

- a) Los aceros estructurales usados a lo largo de la trayectoria de las cargas de sismo deberán cumplir los requerimientos de la sección 1 del capítulo IV del presente título, excepto por las modificaciones que aquí se introducen.
- b) Cuando un miembro o conexión está protegido por un diseño por capacidad, la resistencia nominal requerida del miembro o conexión deberá determinarse con base en la resistencia esperada a la fluencia, $R_y F_y$, de los miembros adyacentes, donde F_y es la resistencia mínima especificada a la fluencia del acero usado en los miembros adyacentes y R_y es la relación entre la resistencia esperada a la fluencia y la resistencia mínima especificada a la fluencia. Para el material AASHTO M 270M/M 270 (ASTM

A709/A709M) Grado 36, R_y se deberá tomar igual a 1.5 para perfiles estructurales laminados en caliente e igual a 1.3 para láminas. Para el material AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M) Grados 50, 50S y 50W, R_y se deberá tomar igual a 1.1.

SECCIÓN 3 REQUISITOS DE DISEÑO PARA UNA ZONA SÍSMICA 1

Artículo 624. REQUISITOS DE DISEÑO PARA UNA ZONA SÍSMICA 1. Para los puentes de vigas de acero localizados en una zona sísmica 1, definida como se especifica en la sección 6 del capítulo X del título III, el diseño de todos los miembros de arriostramientos transversales o diafragmas sobre soportes y sus conexiones, así como las conexiones de la superestructura a la subestructura, deberán satisfacer los requisitos mínimos especificados en la sección 9 del capítulo X del título III y el Artículo 222h).

SECCIÓN 4 REQUISITOS DE DISEÑO PARA ZONAS SÍSMICAS 2, 3 Y 4

Artículo 625. DISPOSICIONES GENERALES.

- a) Los componentes de puentes tipo losa sobre vigas de acero localizados en zonas de diseño sísmico 3 o 4, definidas como se especifica en la sección 6 del capítulo X del título III, se deberán diseñar usando uno de los dos tipos de estrategias de respuesta especificadas en este artículo. Para puentes localizados en una Zona Sísmica 2 se deberá igualmente considerar el uso de uno de estos dos tipos de estrategias de respuesta:
 1. Tipo A – Diseñar una superestructura elástica con una subestructura dúctil de acuerdo con las presentes especificaciones.
 2. Tipo B – Con la aprobación del propietario, incluyendo la metodología de diseño, diseñar una superestructura elástica y una subestructura con un mecanismo de fusible en el empalme entre la superestructura y la subestructura.
- b) El tablero y los conectores de cortante en puentes localizados en Zonas Sísmicas 3 ó 4 deberán también satisfacer las provisiones del Artículo 626 y Artículo 627, respectivamente. Para puentes localizados en una zona sísmica 2 en los que se invoque la estrategia Tipo A o la Tipo B, se deberán considerar las provisiones del Artículo 626 y Artículo 627.
- c) Los miembros de los arriostramientos transversales sobre soportes en puentes localizados en zonas sísmicas 3 ó 4 se deberán considerar como miembros primarios para el diseño sísmico. El análisis estructural para cargas de sismo deberá considerar la rigidez relativa del tablero de concreto, las vigas, los arriostramientos transversales o diafragmas sobre los soportes, y la subestructura.

Artículo 626. TABLERO.

- a) Los tableros de concreto reforzado conectados mediante conectores de cortante que satisfacen los requisitos del Artículo 627 se deberán diseñar para proveer una acción de diafragma horizontal para transferir las fuerzas de sismo a los soportes como se especifica en este artículo.

- b) Cuando el tablero tenga una relación luz a ancho igual o menor que 3.0 y el desplazamiento lateral neto por sismo en la mitad de la luz de la superestructura sea menor que dos veces el promedio de los desplazamientos laterales por sismo de los soportes adyacentes, se podrá suponer que el tablero en ese vano actúa como un diafragma horizontal rígido diseñado para resistir solamente el cortante debido a las fuerzas de sismo. En caso contrario, se supondrá que el tablero actúa como un diafragma horizontal flexible diseñado para resistir cortante y flexión, según corresponda, debidos a las cargas de sismo.
- c) La fuerza cortante transversal por sismo sobre el tablero dentro del vano en consideración, F_{px} , se deberá calcular como:

Ec. 640

$$F_{px} = \frac{W_{px}}{W} F$$

Donde:

F = fuerza (N) calculada como sigue:

1. Para estructuras en una zona sísmica 2 diseñadas usando la estrategia Tipo A, el cortante elástico transversal en la base sobre el soporte en consideración, dividido entre el factor de modificación de la respuesta, R , tomado igual a 1.0.
2. Para estructuras en zonas sísmicas 3 ó 4 diseñadas usando la estrategia Tipo A, el menor valor entre:
 - I. El cortante elástico transversal en la base sobre el soporte en consideración, dividido entre el factor de modificación de la respuesta, R , tomado igual a 1.0, y
 - II. La fuerza del análisis de articulación inelástica determinada como se especifica en el Artículo 112c).
3. Para estructuras en zonas sísmicas 2, 3, o 4 diseñadas usando la estrategia Tipo B, la resistencia lateral esperada del mecanismo fusible, multiplicada por el factor de sobrerresistencia aplicable.
 - I. W = peso total del tablero, las vigas de acero y, donde sea aplicable, la viga cabezal más la mitad del peso de la columna en el vano en consideración (N).
 - II. W_{px} = peso del tablero más la mitad del peso de las vigas de acero en el vano en consideración (N).

Artículo 627. CONECTORES DE CORTANTE.

- a) A lo largo del empalme entre el tablero y las vigas de acero, o a lo largo del empalme entre el tablero y la parte superior de los arriostramientos transversales o diafragmas sobre los soportes, o en ambas, se deberán proveer conectores de cortante tipo espigo según se requieran para transferir las fuerzas de sismo. Cuando en los puntos de soporte se usan diafragmas de concreto reforzado conectados integralmente con el tablero del puente, no se requiere aplicar las provisiones de este artículo para diseñar los conectores de cortante sobre las vigas de acero en dichos puntos. Los conectores de cortante sobre las vigas que se supondrán como efectivos en un soporte serán aquellos que estén a una

distancia no mayor que $9t_w$ a cada lado de los elementos salientes más exteriores de los rigidizadores de apoyo en dicho soporte.

- b) El diámetro de los conectores de cortante dentro de esta región no deberá ser mayor que 2.5 veces el espesor de la cuerda superior del arriostramiento transversal o de la aleta superior del diafragma.
- c) En puntos de apoyo, los conectores de cortante sobre las vigas o sobre los arriostramientos transversales o diafragmas sobre los puntos de soporte, o ambos, según sea necesario, se deberán diseñar para resistir la combinación de fuerzas cortantes y axiales correspondientes a la fuerza cortante transversal de sismo, F_{px} , determinada como se especifica en el Artículo 626.
- d) La resistencia de los conectores de cortante tipo espigo sujetos a fuerzas cortantes y axiales combinadas se deberá evaluar de acuerdo con la siguiente ecuación de interacción tensión-cortante:

Ec. 641

$$\left(\frac{N_u}{N_r}\right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{Q_u}{Q_r}\right)^{\frac{5}{3}} \leq 1.0$$

en la cual:

Ec. 642

$$h_h = h_{eff} - d_h \geq \frac{W_h}{3}$$

N_r = resistencia de diseño a la tensión de un solo conector de cortante tipo espigo (N).

Ec. 643

$$= \phi_{st} N_n$$

N_n = resistencia nominal a la tensión de un solo conector de cortante tipo espigo (N).

Ec. 644

$$= \psi_g \psi_{ed} \frac{A_{nc}}{A_{nco}} N_b \leq A_{sc} F_u$$

ψ_g = factor de modificación por efecto de grupo, tomado como sigue:

1. Para espaciamiento transversal:

$$\psi_g = 0.95 \text{ para dos conectores tipo espigo.}$$

$$\psi_g = 0.90 \text{ para tres conectores tipo espigo.}$$

2. Para espaciamiento longitudinal:

$$\psi_g = 0.95 \text{ para espaciamiento } \leq 3h_{eff}$$

$$\psi_g = 1.0 \text{ para espaciamiento } > 3h_{eff}$$

Ec. 645

$$\psi_{ad} = 0.7 + 0.3 \frac{C_a}{1.5h_h} \leq 1.0$$

A_{nco} = área proyectada de la superficie de falla del concreto para un solo conector de cortante tipo espigo, con base en la resistencia a la rotura en tensión del concreto (mm^2).

$$= 9h^2$$

Ec. 646

N_b = resistencia a la rotura del concreto en tensión para un solo conector de cortante tipo espigo en concreto agrietado (N).

$$= 0.057 f' h^{1.5}$$

Ec. 647

Donde:

ϕ_{st} = factor de resistencia para conectores de cortante en tensión, especificado en el Artículo 453.

A_{nc} = área proyectada de la superficie de falla del concreto para un solo conector de cortante tipo espigo o un grupo de conectores, aproximada tomando la base de la figura geométrica rectilínea que resulta al proyectar la superficie de falla hacia afuera en una distancia $1.5h_h$ desde la línea de eje del conector único o, en el caso de un grupo de conectores, desde una línea a través de una fila de conectores adyacentes (mm^2).

A_{sc} = área de la sección transversal de un conector de cortante tipo espigo (mm^2).

C_a = menor distancia desde el centro de un conector de cortante tipo espigo al borde del concreto (mm).

d_h = altura del ensanche del tablero de concreto (mm) F_u = resistencia mínima especificada a la tensión de un conector de cortante tipo espigo, determinada como se especifica en la sección 4 del capítulo IV del presente título (MPa).

h_{eff} = profundidad embebida efectiva de un conector de cortante tipo espigo (mm).

h_h = altura efectiva del conector de cortante tipo espigo por encima del nivel superior del ensanche del tablero, medida hasta la cara inferior de la cabeza (mm).

N_u = demanda de fuerza axial por sismo en un conector tipo espigo en el arriostamiento transversal o diafragma sobre el soporte en consideración (N).

Q_u = demanda de fuerza cortante por sismo en un conector tipo espigo en el arriostamiento transversal o diafragma sobre el soporte en consideración, debida la combinación ortogonal de cortantes sísmicos que controla (N).

Q_r = resistencia de diseño a cortante de un conector de cortante tipo espigo, determinada como se especifica en el Artículo 531a) (N).

w_h = ancho del ensanche del tablero de concreto perpendicular al eje del vano del puente (mm).

Artículo 628. SUPERESTRUCTURAS ELÁSTICAS.

- a) Para una superestructura elástica, los miembros de los arriostramientos transversales o diafragmas sobre los soportes se deberán diseñar de acuerdo con las provisiones aplicables de los capítulo VII, VIII, ó IX, o alguna combinación de las mismas, para que se mantengan en el rango elástico durante un evento sísmico.
- b) La fuerza lateral, F , para el diseño de los miembros de los arriostramientos transversales o diafragmas sobre los soportes se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo 626 para estructuras diseñadas usando la estrategia Tipo A o la estrategia Tipo B, según sea aplicable.

TÍTULO VII TABLEROS Y SISTEMAS DE TABLEROS

CAPÍTULO I CAMPO DE VALIDEZ

Artículo 629. CAMPO DE VALIDEZ.

- a) Este Capítulo contiene requisitos para el análisis y diseño de tableros y sistemas de tableros de puentes de hormigón, metálicos, o de combinaciones de dichos materiales, sujetos a cargas gravitatorias.
- b) Para los tableros de hormigón monolítico que satisfagan ciertas condiciones específicas, se permite un diseño empírico que no requiere análisis.
- c) Se recomienda continuidad entre el tablero y los elementos que lo soportan.
- d) Siempre que sea técnicamente posible se requiere la acción compuesta entre el tablero y los elementos que lo soportan.

CAPÍTULO II DEFINICIONES

Artículo 630. DEFINICIONES.

1. **Accesorios de tablero (“Appurtenance”).** Cordones, parapetos, barandas, barreras, divisores, y postes de iluminación y señalización unidos al tablero.
2. **Acción compuesta (“Composite action”).** Condición en la cual se hace que dos o más elementos o componentes actúen de forma conjunta, impidiendo el movimiento relativo en la interfase entre ambos.
3. **Acción compuesta interna (“Internal composite action”).** Interacción entre un tablero y una sobrecapa estructural.
4. **Acción compuesta parcial (“Partial composite action”).** Condición en la cual se hace que dos o más elementos o componentes actúan de forma conjunta disminuyendo, pero no eliminando, el

movimiento relativo en la interfase entre ambos, o cuando los elementos conectados son demasiado flexibles para desarrollar plenamente la acción compuesta del tablero.

5. ***Acción de pórtico (“Frame action”)***. Continuidad transversal entre el tablero y las almas de una sección transversal celular o entre el tablero y los componentes primarios en los puentes de grandes dimensiones.
6. ***Altura del núcleo (“Core depth”)***. Distancia entre la parte superior de la armadura superior y la parte inferior de la armadura inferior de una losa de hormigón.
7. ***Análisis local (“Local analysis”)***. Estudio en profundidad de las tensiones y deformaciones en o entre componentes utilizando las sollicitaciones obtenidas de un análisis global.
8. ***Análisis por líneas de fluencia (“Yield line analysis”)***. Método para determinar la capacidad de carga de un elemento en base a la formación de un mecanismo.
9. ***Ángulo de oblicuidad (“Skew angle”)***. Ángulo que forma el eje de un apoyo con una línea normal al eje longitudinal del puente, es decir, un ángulo de oblicuidad de 0° indica que se trata de un puente rectangular.
10. ***Armadura isótropa (“Isotropic reinforcement”)***. Dos capas idénticas de armadura, perpendiculares y en contacto entre sí.
11. ***Carga de rueda (“Wheel load”)***. La mitad de la carga de eje de diseño especificada.
12. ***Collar (“Bolster”)***. Separador entre un tablero metálico y una viga.
13. ***Compatibilidad (“Compatibility”)***. Igualdad de deformación en la interfase entre elementos y/o componentes unidos entre sí.
14. ***Componente (“Component”)***. Elemento estructural o combinación de elementos estructurales que requiere consideraciones de diseño individuales.
15. ***Conector de corte (“Shear connector”)***. Dispositivo estructural que impide los movimientos relativos tanto normales como paralelos a una interfase.
16. ***Construcción por dovelas (“Segmental construction”)***. Método de construcción de puentes en el cual se utilizan dovelas de hormigón conjugadas, prefabricadas, u hormigonadas in situ y unidas entre sí mediante postensado longitudinal.
17. ***Continuidad (“Continuity”)***. En los tableros, tanto en continuidad estructural como en la capacidad de impedir la penetración de agua sin la ayuda de elementos no estructurales.
18. ***Continuidad a corte (“Shear continuity”)***. Condición en la cual se trasmite corte y desplazamiento entre diferentes componentes, o dentro de un mismo componente.
19. ***Continuidad flexional (“Flexural continuity”)***. Capacidad de transmitir momento y rotación entre diferentes elementos, o dentro de un mismo elemento.
20. ***Dirección primaria (“Primary direction”)***. En los tableros isótropos: dirección de la luz más corta; en los tableros ortótropos: dirección de los elementos portantes principales.
21. ***Dirección secundaria (“Secondary direction”)***. Dirección normal a la dirección primaria.
22. ***Efecto de arco (“Arching action”)***. Fenómeno estructural según el cual las cargas de rueda se

transmiten fundamentalmente mediante bielas comprimidas que se forman en la losa.

23. **Elástico/a (“Elastic”).** Respuesta estructural en la cual la tensión es directamente proporcional a la deformación y no hay deformación residual luego de retirar las cargas.
24. **Encofrados perdidos (“Stay-in-place formwork”).** Encofrados permanentes metálicos o de hormigón prefabricado que permanecen en su lugar una vez terminada la construcción.
25. **Equilibrio (“Equilibrium”).** Estado en el cual la sumatoria de fuerzas paralela a cualquiera de los ejes y la sumatoria de los momentos respecto de cualquier eje espacial son iguales a cero.
26. **Espesor neto (“Net depth”).** Espesor del hormigón, excluyendo el hormigón colocado en las corrugaciones de un encofrado metálico.
27. **Extremo (“Extreme”).** Máximo o mínimo.
28. **Faja equivalente (“Equivalent strip”).** Elemento lineal artificial que se aísla de un tablero para fines de cálculo, en el cual las solicitaciones extremas calculadas para una línea de cargas de rueda, ya sea transversal o longitudinal, se aproximarán a las solicitaciones que realmente ocurren en el tablero.
29. **Fijación (“Tie-down”).** Dispositivo estructural que impide el movimiento relativo normal a una interfase.
30. **Huella (“Footprint”).** Área de contacto especificada entre una rueda y la superficie de la calzada.
31. **Inelástico/a (“Inelastic”).** Respuesta estructural en la cual la tensión no es directamente proporcional a la deformación y queda deformación residual luego de retirar las cargas.
32. **Interfase (“Interface”).** Ubicación donde están en contacto dos elementos y/o componentes.
33. **Junta de cierre (“Closure joint”).** Relleno de hormigón colocado in situ entre elementos prefabricados, con el objeto de proveer continuidad.
34. **Junta de tablero (“Deck joint”).** Interrupción total o parcial del tablero para permitir el movimiento relativo, evitando el paso de materiales no deseados, entre diferentes partes de una estructura.
35. **Lateral (“Lateral”).** Cualquier dirección horizontal o próxima a la horizontal.
36. **Línea de fluencia (“Yield line”).** Línea de rotulación plástica.
37. **Llave de corte (“Shear key”).** Hueco preformado en el lateral de un elemento prefabricado que se llena con mortero, o un sistema de depresiones y salientes que encastran las unas en las otras en la cara de las dovelas, y cuyo objetivo es proporcionar continuidad al corte entre los componentes.
38. **Longitud efectiva (“Effective length”).** Longitud de tramo utilizada en el diseño empírico de losas de hormigón definido en el Artículo 651.
39. **Luz de diseño (“Design span”).** Para los tableros, distancia entre los centros de los elementos de apoyo adyacentes, considerada en la dirección principal.
40. **Luz libre (“Clear span”).** Distancia entre las caras de los elementos de apoyo.
41. **Método de líneas de fluencia (“Yield line method”).** Método de análisis para losas de hormigón en el cual se analizan varios patrones posibles de líneas de fluencia con el objetivo de determinar la

menor carga compatible con un mecanismo de colapso.

42. **Nervio abierto (“Open rib”).** Nervio de un tablero ortótropo que consiste de una sola placa o sección laminada soldada a la placa del tablero.
43. **Nervio cerrado (“Closed rib”).** Nervio de un tablero ortótropo que consiste en una placa que forma una canaleta, soldada a la placa del tablero a lo largo de ambos lados del nervio.
44. **Piso de emparrillado abierto (“Open grid floor”).** Piso de emparrillado metálico que no tiene relleno ni recubrimiento de hormigón.
45. **Placa isótropa (“Isotropic plate”).** Placa que tiene propiedades estructurales idénticas en las dos direcciones principales.
46. **Placa ortótropa (“Orthotropic plate”).** Placa que tiene propiedades estructurales diferentes en las dos direcciones principales.
47. **Posición determinante (“Governing position”).** Ubicación y orientación de una carga transitoria que genera las sollicitaciones extremas.
48. **Rango de tensión (“Stress range”).** Diferencia algebraica entre las tensiones extremas.
49. **Rueda (“Wheel”).** Neumático o par de neumáticos en el extremo de un mismo eje.
50. **Separación (“Spacing”).** Distancia centro a centro de los elementos o componentes, como por ejemplo distancia entre los centros de las barras de armadura, vigas, apoyos, etc.
51. **Sistema de tablero (“Deck system”).** Superestructura en la cual el tablero es integral con los componentes que lo soportan, o superestructura en la cual la deformación de los componentes de apoyo afecta significativamente el comportamiento del tablero.
52. **Sobrecapa de relleno (“Overfill”).** Hormigón que se coloca sobre la parte superior del emparrillado metálico de un sistema de tablero de emparrillado metálico, con sus vanos llenos o parcialmente llenos.
53. **Sobrecapa estructural (“Structural overlay”).** Sobrecapa adherida al tablero que consiste de hormigones no asfálticos.
54. **Superficie de rodamiento (“Wearing surface”).** Sobrecapa o capa de sacrificio que se coloca sobre el tablero estructural para protegerlo contra el desgaste, las sales y los efectos ambientales. La sobrecapa podrá incluir impermeabilización.
55. **Tablero (“Deck”).** Componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes.
56. **Tablero aligerado (“Voided deck”).** Tablero de hormigón en el cual el área de los vacíos no representa más del 40 por ciento del área bruta.
57. **Tablero celular (“Cellular deck”).** Tablero de hormigón cuya relación de vacíos es superior al 40 por ciento.
58. **Tándem (“Tandem”).** Dos ejes poco separados y de igual peso interconectados mecánicamente.
59. **Vacío (Void”).** Discontinuidad interna del tablero que reduce su peso propio.

60. **Viga de tablero (“Floorbeam”).** Nombre generalmente utilizado para designar las vigas transversales.

CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA

Artículo 631. SIMBOLOGÍA.

- a** Mayor de las separaciones entre las almas de los nervios, en m.
- c** Profundidad del recorte inferior para acomodar un nervio en un tablero ortótropo, en m.
- d** Altura efectiva: distancia entre la fibra extrema comprimida y el centro de gravedad de la armadura de tracción, en m.
- e** Separación libre entre nervios cerrados en un tablero metálico ortótropo, en m.
- f_r** Esfuerzos de flexión fuera del plano en las almas de los nervios, en kN/m².
- h'** Longitud de la parte inclinada del alma del nervio, en m.
- H** altura del tablero, en m..
- k** Factor que representa una distribución del momento flexor a lo largo del nervio.
- L** Longitud del tramo considerada entre centros de los apoyos, en m.
- q** Intensidad de la carga, en kN/m².
- t** Espesor de la losa o placa, en m.
- $t_{d,eff}$** Altura efectiva de la placa de tablero, incluyendo el efecto rigidizador del acabado superficial, en m.
- t_r** Espesor del alma del nervio, en m.

CAPÍTULO IV REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

SECCIÓN 1 ACCIÓN EN LAS INTERFASES

Artículo 632. ACCIÓN EN LAS INTERFASES.

- a) Excepto en el caso de pisos consistentes en emparrillados abiertos, los tableros se deberán hacer compuestos con los elementos que los soportan, a menos que existan razones de peso que indiquen lo contrario. Los tableros no compuestos deberán estar conectados a los elementos que los soportan para evitar la separación vertical.
- b) Los conectores de corte y demás conexiones entre tableros, excepto los pisos consistentes en emparrillados abiertos, y los elementos que lo soportan se deberán diseñar para las solicitaciones calculadas considerando acción compuesta plena, ya sea que al dimensionar los elementos primarios se considere o no dicha acción compuesta. Los detalles que permitirán transmitir el corte a través de la interfase a elementos de apoyos metálicos deberán satisfacer los requisitos aplicables del capítulo VI del título VI.
- c) Se deberán considerar las solicitaciones entre el tablero y los accesorios del tablero u otros componentes.

Artículo 633. DRENAJE DE LOS TABLEROS.

- a) Excepto en el caso de los tableros consistentes en emparrillados metálicos no llenos, la superficie del tablero deberá tener pendientes transversales y longitudinales de acuerdo con lo especificado en la sección 6 del capítulo VI del título II.
- b) En el diseño de los tableros se deberán considerar los efectos estructurales de las aberturas para drenaje.

Artículo 634. ACCESORIOS DE HORMIGÓN. A menos que el Propietario especifique lo contrario, los cordones, parapetos, barreras, y divisorias de hormigón deberán ser estructuralmente continuos. La consideración de su contribución estructural al tablero se deberá limitar de acuerdo con los requisitos de la sección 1 del capítulo V del presente título.

Artículo 635. APOYO DE LOS BORDES. A menos que el tablero se diseñe para soportar las cargas de rueda en posiciones extremas con respecto a sus bordes, se deberán proveer apoyos en los bordes. Las vigas de borde no integrales deberán satisfacer los requisitos del Artículo 647.

Artículo 636. ENCOFRADOS PERDIDOS PARA ALEROS. En los voladizos de tableros de hormigón no se deberán utilizar encofrados perdidos, excepto en el caso de tableros metálicos con vanos llenos.

**CAPÍTULO V
ESTADOS LÍMITE**

**SECCIÓN 1
REQUISITOS GENERALES**

Artículo 637. REQUISITOS GENERALES.

- a) La contribución estructural aportada al tablero por un accesorio de hormigón se podrá considerar para los estados límite de servicio y fatiga, pero no para los estados límite de resistencia ni correspondientes a eventos extremos.

- b) Excepto para los voladizos del tablero, si se satisfacen las condiciones especificadas en la Sección 2 Capítulo VII Título IX, se podrá suponer que el tablero de hormigón satisface los requisitos para los estados límite de servicio, fatiga y fractura, y resistencia, y no será necesario que satisfaga los demás requisitos del capítulo V del presente título.

SECCIÓN 2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 638. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

- a) En los estados límite de servicio, los tableros y sistemas de tableros se deberán analizar como estructuras totalmente elásticas y se deberán diseñar y detallar para satisfacer los requisitos de los Capítulos 5 y 6.
- b) Para tableros de emparrillado metálico y otros tableros de puente metálicos y de hormigón livianos se deberán considerar los efectos de la deformación excesiva del tablero, incluyendo la flecha. Para estos sistemas de tablero, la flecha generada por la sobrecarga más el incremento por carga dinámica no deberá ser mayor a los siguientes criterios:
1. $L / 800$ en el caso de tableros sin tránsito peatonal,
 2. $L / 1000$ en el caso de tableros con tránsito peatonal limitado, y
 3. $L / 1200$ en el caso de tableros con tránsito peatonal significativo.

Donde:

L longitud de tramo entre centros de los apoyos.

SECCIÓN 3 ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA

Artículo 639. ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA.

- a) No será necesario analizar la fatiga para el caso de tableros de hormigón.
- b) Los tableros de emparrillado abierto, emparrillados llenos, parcialmente llenos y emparrillados no llenos, compuestos con losas de hormigón armado, deberán satisfacer los requisitos del Artículo 188 , la sección 3 del capítulo V del título VI y la sección 2 del capítulo VIII del presente título.
- c) Los tableros ortótropos de acero deberán satisfacer los requisitos de la sección 3 del capítulo V del título VI.
- d) Los tableros de hormigón, distintos de aquellos utilizados en aplicaciones multiviga, se deberán analizar para los estados límite de fatiga como se especifica en la sección 3 del capítulo V del Título V.

SECCIÓN 4 ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA

Artículo 640. ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA. En los estados límite de resistencia, los tableros y sistemas de tablero se podrán analizar ya sea como estructuras elásticas o como estructuras inelásticas, y se deberán diseñar y detallar para satisfacer los requisitos de los Capítulos 5 y 6.

SECCIÓN 5 ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTOS EXTREMOS

Artículo 641. ESTADOS LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTOS EXTREMOS. Los tableros se deberán diseñar para las solicitaciones transmitidas por el tránsito y las defensas combinadas utilizando las cargas, procedimientos de análisis, y estados límite especificados en el Capítulo 13. Para satisfacer este requisito se podrán utilizar ensayos de aceptación que satisfagan el Capítulo 13.

CAPÍTULO VI ANÁLISIS

SECCIÓN 1 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Artículo 642. MÉTODOS DE ANÁLISIS. Para los diferentes estados límite estará permitido utilizar los métodos de análisis elástico aproximados especificados en el Artículo 188, los métodos refinados especificados en el Artículo 199, o el método de diseño empírico para losas de hormigón especificado en el capítulo VII del presente título, de acuerdo con lo permitido por el capítulo V del presente título.

SECCIÓN 2 CARGAS

Artículo 643. CARGAS. Las cargas, la posición de las cargas, el área de contacto de las ruedas y las combinaciones de cargas deberán ser como se especifica en los requisitos del Capítulo 3.

CAPÍTULO VII ANÁLISIS

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 644. ALTURA Y RECUBRIMIENTO MÍNIMOS.

- a) A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturizado, o superficie sacrificable, deberá ser mayor o igual que **0.18 m**.

- b) El recubrimiento mínimo deberá satisfacer los requisitos de la sección 3 del capítulo XII del título V.

Artículo 645. ACCIÓN COMPUESTA. Los conectores de corte se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del Capítulo 5, en el caso de vigas de hormigón, y de acuerdo con los requisitos del Capítulo 6 en el caso de vigas metálicas.

Artículo 646. TABLEROS OBLICUOS. Si el ángulo de oblicuidad del tablero es menor o igual a 25° , la armadura principal se podrá disponer en dirección de la oblicuidad; en caso contrario, esta armadura se deberá colocar de forma perpendicular a los elementos de apoyo principales.

Artículo 647. APOYO DE LOS BORDES.

- a) A menos que se especifique lo contrario, en las líneas de discontinuidad, el borde del tablero deberá estar reforzado o soportado ya sea por una viga u otro elemento lineal. La viga o elemento deberá estar integrado o actuar de forma compuesta con el tablero. Las vigas de borde se podrán diseñar como vigas cuyo ancho se podrá tomar como el ancho efectivo del tablero especificado en el Artículo 188d).
- b) Si la dirección principal del tablero es transversal, y/o si el tablero actúa de forma compuesta con una barrera de hormigón estructuralmente continua, no será necesario proveer de viga de borde adicional.

Artículo 648. DISEÑO DE LAS LOSAS EN VOLADIZO.

- a) La parte del tablero en voladizo se deberá diseñar para las cargas de impacto sobre las barandas de acuerdo con los requisitos del Artículo 69d).
- b) Se deberán analizar los efectos del punzonamiento, debidos a las cargas de colisión de vehículos, en la base exterior de los postes de defensas o barreras.

SECCIÓN 2 DISEÑO EMPÍRICO

Artículo 649. REQUISITOS GENERALES.

- a) Los requisitos de la sección 2 del capítulo VII del presente título se refieren exclusivamente al procedimiento de diseño empírico para losas de tablero de hormigón soportadas por componentes longitudinales, y no se deberán aplicar a ningún otro artículo del presente Capítulo a menos que esto se permita expresamente.
- b) En las estructuras continuas las barras longitudinales de la armadura isótropa podrán contribuir a resistir los momentos negativos de los apoyos internos.

Artículo 650. APLICACIÓN.

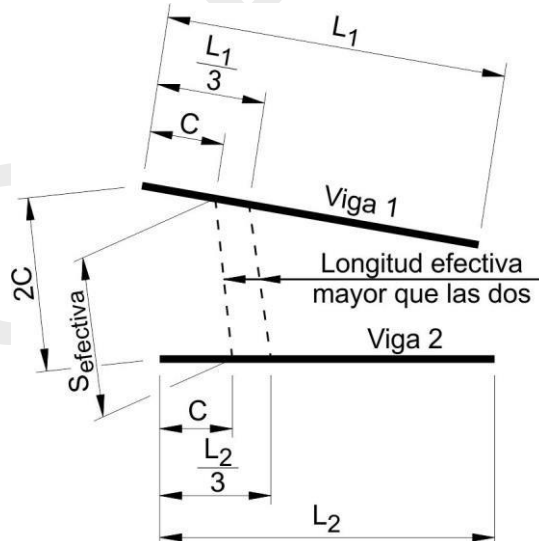
- a) El diseño empírico para tableros de hormigón armado se podrá utilizar solamente si se satisfacen las condiciones establecidas en el Artículo 652.
- b) Los requisitos del presente artículo no se deberán aplicar a los voladizos del tablero. El voladizo del tablero se deberá diseñar para:

1. Las cargas de rueda, en el caso de tableros con defensas y barreras discontinuas, utilizando el método de las fajas equivalentes,
2. La carga lineal equivalente, en el caso de tableros con barreras continuas, como se especifica en el Artículo 69d), y
3. Las cargas de colisión (o impacto), utilizando un mecanismo de falla.

Artículo 651. LONGITUD EFECTIVA.

- a) A los fines del método de diseño empírico, la longitud efectiva de una losa se deberá considerar de la siguiente manera:
 1. Para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas: distancia entre cara y cara, y
 2. Para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre los extremos de las alas, más el vuelo de las alas, considerada como la distancia entre el extremo del ala y la cara del alma, despreciando los chaflanes.
- b) Si los componentes de apoyo no están uniformemente separados, la longitud efectiva, $S_{efectiva}$, se deberá tomar como la mayor de las longitudes del tablero en las dos ubicaciones ilustradas en la FIGURA 80

FIGURA 80
LONGITUD EFECTIVA PARA EL CASO DE VIGAS QUE NO ESTÁN UNIFORMEMENTE SEPARADAS



Artículo 652. CONDICIONES DE DISEÑO.

- a) A los fines del presente artículo, la altura de diseño de la losa deberá excluir la pérdida que se anticipa se producirá como resultado del pulido, texturado, o desgaste.
- b) El procedimiento de diseño empírico solamente se podrá utilizar si se satisfacen las siguientes condiciones:
 1. En la totalidad de la sección transversal se utilizan pórticos transversales o diafragmas

- en las líneas de apoyo;
2. Para la sección transversal que involucra unidades torsionalmente rígidas, tales como las vigas cajón separadas individualmente, se proveen diafragmas intermedios entre los cajones con una separación no mayor a 8.00 m o bien, se analiza la necesidad de disponer armadura suplementaria sobre las almas para acomodar la flexión transversal entre los cajones y, en caso de ser necesaria, se la provee;
 3. Los componentes de apoyo son de hormigón y/o acero;
 4. El tablero es hormigonado totalmente in situ y se cura con agua;
 5. La altura del tablero es uniforme, con la excepción de los acartelamientos en las alas de las vigas y otros aumentos de espesor localizados;
 6. La relación entre la longitud efectiva y la altura de diseño es menor o igual a 18.0 y mayor o igual a 6.0;
 7. La altura del núcleo de la losa es mayor o igual a 0.10 m;
 8. La longitud efectiva, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 651, es menor o igual a 4.10 m;
 9. La mínima altura de la losa es mayor o igual a 0.18 m, excluyendo la superficie de rodamiento sacrificable cuando corresponda;
 10. Más allá del eje de la viga exterior la losa tiene un voladizo, como mínimo, igual a 5.0 veces la altura de la losa; esta condición se satisface si el voladizo es, como mínimo, igual a 3.0 veces la altura de la losa y hay una barrera de hormigón estructuralmente continua, actuando de forma compuesta con el voladizo;
 11. La resistencia a la compresión especificada a 28 días del hormigón del tablero es mayor o igual a 30 MPa; y
 12. El tablero trabaja de forma compuesta con los componentes estructurales sobre los cuales se apoya.
- c) Para los propósitos del presente artículo, en la región de momento negativo de las superestructuras continuas de acero se deberán proveer como mínimo dos conectores de corte con una separación entre centros de **0.60 m**. También se deberán satisfacer los requisitos del Artículo 503. En el caso de las vigas de hormigón, el uso de estribos que se extiendan hacia el interior del tablero se considerará suficiente para satisfacer este requisito.

Artículo 653. REQUISITOS DE ARMADURA.

- a) En las losas diseñadas empíricamente se deberán disponer cuatro capas de armadura isótropa. La armadura se deberá ubicar tan próxima a las superficies exteriores como lo permitan los requisitos de recubrimiento. Se deberá proveer armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva. La mínima cantidad de armadura será de **$5.7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$ ($5.7 \text{ cm}^2/\text{m}$)** de acero para cada capa inferior y de **$3.8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$ ($3.8 \text{ cm}^2/\text{m}$)** de acero para cada capa superior. La separación del acero deberá ser menor o igual que **0.45 m**. Las armaduras deberán ser de acero **ADN 420** o superior. Toda la armadura deberá consistir de barras rectas, excepto los ganchos que se podrán proveer donde sean requeridos.

- b) Estará permitido utilizar tanto empalme por yuxtaposición como mecánico. Los empalmes mecánicos deberán ser ensayados y aprobados, satisfaciendo los límites de deslizamiento del Artículo 380b), Conexiones mecánicas, y los requisitos de fatiga del Artículo 253, Empalmes mecánicos o soldados en las armaduras. No estará permitido utilizar acoples tipo cuña con camisa en las armaduras revestidas.
- c) Si el ángulo de oblicuidad es mayor que **25°**, la armadura especificada en ambas direcciones se deberá duplicar en las zonas extremas del tablero. Cada zona de un extremo se deberá considerar como una distancia longitudinal igual a la longitud efectiva de la losa especificada en el Artículo 651.

Artículo 654. TABLEROS CON ENCOFRADOS PERDIDOS.

- a) Para los tableros realizados con encofrados de metal corrugado, se deberá suponer que la altura de diseño de la losa es igual al mínimo espesor de hormigón.
- b) No está permitido utilizar encofrados perdidos de hormigón si se utiliza el método de diseño empírico para losas de hormigón.

**SECCIÓN 3
DISEÑO TRADICIONAL.**

Artículo 655. REQUISITOS GENERALES. Los requisitos del presente artículo se deberán aplicar a las losas de hormigón que tienen cuatro capas de armadura, dos en cada dirección, y que satisfacen el Artículo 644.

Artículo 656. ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN. En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- a) Si la armadura principal es paralela al tránsito:

$$55\sqrt{S} \leq 50\% .$$

- b) Si la armadura principal es perpendicular al tránsito:

$$121\sqrt{S} \leq 67\% .$$

Donde:

- S** longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 651, en m.

**SECCIÓN 4
ENCOFRADOS PERDIDOS**

Artículo 657. REQUISITOS GENERALES.

- a) Los encofrados perdidos se deberán diseñar de manera que permanezcan elásticos bajo las cargas constructivas. La carga constructiva no se deberá considerar menor que el peso del encofrado y la losa de hormigón más **2.4 kN/m²**.
- b) Las tensiones de flexión debidas a las cargas constructivas no mayoradas no deberán superar los siguientes valores:

1. **75 por ciento** de la tensión de fluencia del acero, o
 2. **65 por ciento** de la resistencia a la compresión a **28 días** en el caso de hormigón comprimido o el módulo de rotura en tracción en el caso de paneles de hormigón pretensado utilizados como encofrados.
- c) La deformación elástica generada por el peso propio de los encofrados, el hormigón plástico, y las armaduras no deberá superar los siguientes valores:
1. Para encofrados cuya longitud de tramo es menor o igual que **3.00 m**, la longitud de tramo del encofrado dividida por **180**, pero no mayor a **13 mm**; o
 2. Para encofrados cuya longitud de tramo es mayor que **3.00 m**, la longitud de tramo del encofrado dividida por **240**, pero no mayor a **20 mm**.

Artículo 658. ENCOFRADOS DE ACERO. Se deberá especificar que los paneles se deberán unir mecánicamente en sus bordes comunes y sujetar a sus apoyos. A menos que la documentación técnica especifique lo contrario, no estará permitido soldar los encofrados metálicos a los componentes de apoyo. Los encofrados de acero no se deberán considerar actuando de forma compuesta con una losa de hormigón.

ENCOFRADOS DE HORMIGÓN.

- a) **Altura.** La altura de los encofrados perdidos de hormigón no deberá ser mayor que el **55 por ciento** de la altura de la losa de tablero terminada, ni menor que **0.09 m**.
- b) **Armadura.**
 1. Los paneles de hormigón utilizados como encofrados se podrán pretensar en la dirección del tramo de diseño.
 2. Si el encofrado prefabricado se pretensa, los cordones se podrán considerar como armadura principal en la losa de tablero.
 3. Se deberán analizar las longitudes de transferencia y anclaje de los cordones para las condiciones que se presentarán durante la construcción y en servicio.
 4. No es necesario prolongar los cordones de pretensado y/o las barras de armadura del panel prefabricado hacia el interior del hormigón colocado in situ sobre las vigas.
 5. Si se utiliza armadura inferior de distribución, esta armadura se podrá colocar directamente en la parte superior de los paneles. Los empalmes de la armadura principal superior de la losa del tablero no se deberán ubicar sobre las juntas entre paneles.
 6. El recubrimiento de hormigón debajo de los cordones no deberá ser menor a 20 mm.
- c) **Control de fluencia lenta y contracción.**
 1. La edad del hormigón de los paneles en el momento de colocar el hormigón in situ deberá ser tal que se minimice la diferencia entre la contracción y la fluencia lenta combinados del panel prefabricado y la contracción del hormigón colocado in situ.

2. Se deberá especificar que a la superficie superior de los paneles se le deberá imprimir una rugosidad tal que asegure su acción compuesta con el hormigón colocado in situ.
- d) **Material de apoyo para los paneles.** Los extremos de los paneles utilizados como encofrados se deberán apoyar sobre un lecho continuo de mortero, o bien, durante la construcción deberán estar soportados de manera tal que el hormigón colocado in situ fluya hacia el espacio entre el panel y el componente de apoyo, formando un lecho de hormigón.

SECCIÓN 5 LOSAS DE TABLEROS PREFABRICADAS SOBRE VIGAS

Artículo 659. REQUISITOS GENERALES. Se podrán utilizar paneles de losa prefabricados, tanto de hormigón armado como de hormigón pretensado. La altura de la losa, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturizado, o superficie sacrificable, deberá ser mayor o igual a 0.18 m. **TABLEROS PREFABRICADOS UNIDOS TRANSVERSALMENTE.** Se podrán utilizar tableros flexionalmente discontinuos contruidos de paneles prefabricados y unidos entre sí mediante llaves de corte. El diseño de la llave de corte y el mortero utilizado en la llave deberán ser aprobados por el Propietario. Para el diseño del material de apoyo se podrán aplicar los requisitos del Artículo 658d). **TABLEROS PREFABRICADOS POSTENSADOS LONGITUDINALMENTE.**

- a) Los componentes prefabricados se podrán colocar sobre vigas y unir entre sí mediante postensado longitudinal. La mínima tensión efectiva de pretensado promedio deberá ser mayor o igual que **1.7 MPa**.
- b) Se deberá especificar que la junta transversal entre los componentes y los volúmenes vacíos creados para acoplar las vainas de postensado, se deberán llenar con mortero sin contracción con una resistencia mínima a la compresión a las **24 horas** igual a **35 MPa**.
- c) Se deberán crear volúmenes vacíos en la losa alrededor de los conectores de corte, y luego de completar el postensado estos vacíos se deberán llenar con el mismo mortero.

SECCIÓN 6 LOSAS DE TABLEROS EN CONSTRUCCIONES POR DOVELAS

Artículo 662. REQUISITOS GENERALES. Los requisitos del presente artículo se deberán aplicar a las losas superiores de las vigas postensadas cuyas secciones transversales son tipo cajón de una o múltiples celdas. La losa se deberá analizar de acuerdo con los requisitos del Artículo 188f).

Artículo 663. JUNTAS EN EL TABLERO.

- a) Las juntas en los tableros de los puentes contruidos con dovelas prefabricadas podrán ser de uniones secas, superficies conjugadas con resina epoxi, o uniones de hormigón colocado in situ.
- b) Las uniones secas sólo se deberán utilizar en regiones en las cuales no se aplican sales anticongelantes.
- c) La resistencia de las juntas de hormigón colocado in situ no deberá ser menor que la del hormigón prefabricado. El ancho de la junta de hormigón deberá permitir el anclaje de la armadura en la junta o bien el acople de las vainas si se utilizan, pero en ningún caso deberá ser menor que **0.30 m**.

CAPÍTULO VIII TABLEROS METÁLICOS

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 664. REQUISITOS GENERALES. Los tableros metálicos se deberán diseñar de manera de satisfacer los requisitos del Capítulo 6. El área de contacto de la rueda se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo 68e).

SECCIÓN 2 TABLEROS DE EMPARRILLADO METÁLICO

Artículo 665. REQUISITOS GENERALES.

- a) Los tableros de emparrillado deberán estar compuestos por elementos principales que se extienden entre vigas, o vigas transversales y elementos secundarios que interconectan y se extienden entre los elementos principales. Los elementos principales y secundarios podrán formar un patrón rectangular o diagonal y deberán estar firmemente unidos entre sí. En los pisos de emparrillado abierto, los tableros de emparrillado con vanos parcialmente llenos y los tableros de emparrillado con vanos no llenos que trabajan de forma compuesta con una losa de hormigón armado se deberán soldar todas las intersecciones de los elementos.
- b) Las solicitaciones se podrán determinar utilizando uno de los métodos siguientes:
 1. Los métodos aproximados especificados en el Artículo 188, según corresponda;
 2. La teoría de placas ortótropas;
 3. Emparrillados equivalentes; o
 4. Ayudas para el diseño provistas por el fabricante, si hay evidencia técnica suficiente para documentar y avalar el comportamiento del tablero.
- c) Uno de los métodos aproximados aceptados se basa en el área de la sección transversal transformada. Se podrán utilizar dispositivos mecánicos de transferencia de corte, incluyendo indentaciones, relieves, arenado de la superficie, y otros medios apropiados para mejorar la acción compuesta entre los elementos del emparrillado y el relleno de hormigón.
- d) Si un tablero de emparrillado metálico con vanos llenos o parcialmente llenos, o un tablero de emparrillado con vanos no llenos compuesto con una losa de hormigón armado se considera compuesto con los elementos que los soportan a los efectos del diseño de dichos elementos, el ancho de losa efectivo en la sección compuesta deberá ser como se especifica en el Artículo 193a).

Artículo 666. PISOS DE EMPARRILLADO ABIERTO.

- a) Los pisos de emparrillado abierto se deberán conectar a los elementos de apoyo mediante soldaduras o conexiones mecánicas en cada elemento principal. Si para realizar esta conexión se utilizan soldaduras, estará permitido utilizar una soldadura de **0.075 m** de longitud a un solo lado o bien, una soldadura de **0.040 m** de longitud a cada lado del elemento principal.
- b) A menos que haya evidencia que indique lo contrario, las soldaduras en los pisos de emparrillado abierto se deberán considerar como detalles de Categoría E, y se deberán aplicar los requisitos del capítulo VI del título VI.
- c) Los extremos y bordes, de los pisos de emparrillado abierto, que puedan estar expuestos al tránsito vehicular, deberán estar soportados mediante barras de cierre u otros medios efectivos.

Artículo 667. TABLEROS DE EMPARRILLADO CON VANOS LLENOS Y PARCIALMENTE LLENOS.

a) Requisitos generales.

- 1. Estos tableros deberán consistir de un emparrillado metálico u otro sistema estructural metálico, con sus vanos llenos o parcialmente llenos con hormigón.
- 2. Los requisitos del Artículo 665 se deberán aplicar a los tableros de emparrillado con vanos llenos y parcialmente llenos.
- 3. Siempre que sea posible, se deberá proveer una sobrecapa estructural de 0.045 m de espesor.
- 4. Los emparrillados con vanos llenos y parcialmente llenos se deberán unir a los elementos de apoyo mediante soldaduras o conectores de corte a fin de transferir el esfuerzo de corte entre ambas superficies.

b) Requisitos de diseño.

- 1. El diseño de los tableros de emparrillado con vanos llenos y parcialmente llenos se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de los Artículo 665 y Artículo 188h).
- 2. La parte de hormigón de los tableros de emparrillado con vanos llenos y parcialmente llenos deberá satisfacer los requisitos generales del Capítulo 5, relacionados con la integridad y durabilidad a largo plazo.
- 3. Para las aplicaciones hormigonadas in situ, se deberá suponer que el peso del relleno de hormigón es soportado exclusivamente por la parte metálica del tablero. Se podrá suponer que las cargas temporales y las cargas permanentes impuestas son soportadas por las barras del emparrillado y el relleno de hormigón actuando de forma compuesta. Una sobrecapa estructural se podrá considerar parte del tablero estructural compuesto. Si se provee una sobrecapa estructural, la altura de diseño del tablero se deberá reducir para considerar una tolerancia para la pérdida que se anticipa como resultado del pulido, texturado o desgaste del hormigón.

- c) **Estado límite de fatiga y fractura.** Las conexiones entre los elementos del emparrillado metálico de un tablero de emparrillado con vanos total o parcialmente llenos no necesitan verificarse para fatiga en la zona local de momentos negativos del tablero (por ejemplo, momentos negativos en el tablero sobre una viga de tablero longitudinal), cuando el tablero se ha diseñado con un factor de continuidad de **1.0**.

Artículo 668. TABLEROS DE EMPARRILLADO CON VANOS NO LLENOS COMPUESTOS CON LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO.

a) Requisitos generales.

1. Un tablero de emparrillado con vanos no llenos compuesto con una losa de hormigón armado consta de una losa de hormigón armado que se hormigona en la parte superior y queda compuesto con el emparrillado metálico con vanos no llenos. La acción compuesta entre la losa de hormigón y el tablero de emparrillado se deberá asegurar proveyendo conectores de corte u otros medios capaces de resistir las componentes horizontales y verticales de los cortes en las interfases.
2. La acción compuesta entre el tablero de emparrillado y los elementos de apoyo se deberá asegurar utilizando conectores de corte mecánicos.
3. A menos que se especifique lo contrario, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 665.
4. En estos tipos de tableros se deberán minimizar las discontinuidades y las uniones en frío.

b) Diseño.

1. El diseño de tableros de emparrillado, con vanos no llenos, que actúan de forma compuesta con una losa de hormigón armado se deberá realizar de acuerdo con los requisitos del Artículo 665 y Artículo 188h). La altura de diseño del tablero se deberá reducir para considerar una tolerancia por la pérdida que se anticipa como resultado del pulido, texturado o desgaste del hormigón.
2. La parte de hormigón armado de los tableros de emparrillado con vanos no llenos, que actúan de forma compuesta con una losa de hormigón armado, deberá satisfacer los requisitos generales del Capítulo 5, relacionados con la integridad y durabilidad a largo plazo.
3. En la losa de hormigón, se podrá utilizar una capa de armadura en cada dirección principal.
4. Para las aplicaciones hormigonadas in situ, se deberá suponer que el peso de la losa de hormigón es soportado exclusivamente por la parte emparrillada del tablero. Se podrá suponer que las cargas temporales y las cargas permanentes impuestas son soportadas por la sección compuesta.
5. La interfase entre la losa de hormigón y el sistema metálico deberá satisfacer los requisitos de la sección 10 del capítulo X del título VI. Los métodos de conexión de corte aceptables incluyen el uso de barras terciarias a las cuales se han soldado pernos redondos o rebabas de **13 mm** de diámetro, u orificios perforados de al menos **19 mm** en la parte superior de las barras principales del emparrillado embebidas en la losa de hormigón armado como mínimo **25 mm**.

c) Estado límite de fatiga.

1. La conexión interna entre los elementos del emparrillado metálico de un tablero de emparrillado, con vanos no llenos, que actúa de forma compuesta con una losa de hormigón armado se deberá analizar para fatiga.

2. A menos que haya evidencia que indique lo contrario, las soldaduras de punto que unen los encofrados horizontales a los emparrillados metálicos se deberán considerar detalles de Categoría E'.
3. La losa compuesta de hormigón armado se deberá incluir en el cálculo del rango de tensiones.

SECCIÓN 3 TABLEROS ORTÓTROPOS DE ACERO

Artículo 669. REQUISITOS GENERALES.

- a) Los tableros de acero ortótopos deberán consistir de una placa de tablero rigidizada y soportada por nervios longitudinales y vigas de tablero transversales. La placa de tablero deberá actuar como ala común de los nervios, las vigas de tablero, y los elementos longitudinales principales del puente.
- b) En caso de rehabilitación, si el tablero ortótropo es soportado por vigas de tablero existentes, la conexión entre el tablero y las vigas de tablero se deberá diseñar para una acción compuesta plena, aun cuando en el diseño de las vigas de tablero se desprece la acción compuesta. Siempre que resulte posible, se deberán proveer conexiones adecuadas para desarrollar la acción compuesta entre el tablero y los componentes longitudinales principales.

Artículo 670. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS DE RUEDA. Se podrá suponer que la presión de la rueda se distribuye a 45° en todas las direcciones a partir de la superficie del área de contacto hasta la mitad de la placa de tablero. La huella de la rueda deberá ser como se especifica en el Artículo 68e).

Artículo 671. SUPERFICIE DE RODAMIENTO.

- a) La superficie de rodamiento se deberá considerar como parte integral del sistema del tablero ortótropo total, y se deberá especificar que dicha superficie esté adherida a la parte superior de la placa de tablero.
- b) Se podrá considerar la contribución de la superficie de rodamiento a la rigidez de los elementos de un tablero ortótropo si se demuestra que las propiedades estructurales y de adherencia son satisfactorias en el rango de temperatura comprendido entre **-30°C** y **+50°C**. Si en el diseño se considera la contribución a la rigidez aportada por la superficie de rodamiento, las propiedades ingenieriles requeridas de la superficie de rodamiento se deberán especificar en la documentación técnica.
- c) Las solicitaciones en la superficie de rodamiento y en la interfase con la placa de tablero se deberán analizar considerando las propiedades ingenieriles de la superficie de rodamiento para las temperaturas de servicio extremas anticipadas.
- d) La acción compuesta a largo plazo entre la placa de tablero y la superficie de rodamiento se deberá documentar tanto mediante ensayos de carga estáticos como mediante ensayos de carga cíclicos.
- e) A los fines del diseño de la superficie de rodamiento y su adherencia a la placa de tablero, se deberá suponer que la superficie de rodamiento actúa de forma compuesta con la placa de tablero, ya sea que para el diseño de la placa de tablero se considere esta hipótesis o no.

Artículo 672. ANÁLISIS DE TABLEROS ORTÓTROPOS.

- a) **Requisitos generales.** El diseño de tableros ortótropos se deberá basar en el uso apropiado de los tres niveles de análisis especificados en este Reglamento. El estado límite de fatiga se deberá analizar utilizando al menos uno de los tres niveles de diseño especificados en el Artículo 672b) a d). Los estados límite de resistencia, servicio y eventos extremos, según corresponda, y los criterios de factibilidad de construcción deberán ser analizados utilizando el Nivel 2 de diseño.
- b) **Nivel 1 de diseño.**
1. Los paneles de tableros ortótropos y los detalles verificados mediante las pruebas adecuadas de laboratorio a escala real se podrán utilizar sin tener en cuenta los niveles de diseño 2 y 3 siempre que las cargas y tensiones de diseño estructural de la nueva aplicación cubran el protocolo de ensayo. Las pruebas de carga deberán ser equivalentes a la carga máxima del camión; los rangos de tensiones en los detalles deberán simular con precisión las demandas esperadas en servicio y deberán tener precisas condiciones de límites. Para el diseño de fatiga de vida finita, la resistencia deberá proporcionar un **97.5 por ciento** de confianza de supervivencia. Para el diseño de fatiga de vida infinita, el límite de la fatiga de amplitud constante (**CAFL**, “*Constant Amplitude Fatigue Limit*”) deberá ser superado no más de **uno de cada 10000 ciclos (0.01 por ciento)**. Una prueba a escala real deberá incluir un mínimo de dos luces de nervio con tres vigas de tablero.
 2. Los diseños del Nivel 1 que han sido previamente verificados por pruebas de laboratorio podrán ser utilizados como base para el diseño de nuevos proyectos sin pruebas adicionales, sujetos a la aprobación del Propietario.
- c) **Nivel 2 de diseño.**
1. **Requisitos generales.** Los detalles no sometidos a mecanismos locales de distorsión, similares a los previamente probados por adecuados ensayos de laboratorio, o los que han demostrado ser eficaces por los diseños del Nivel 3 y la observación a largo plazo cuando se someten a las cargas apropiadas, podrán ser verificados considerando sólo esfuerzos nominales determinados a partir del análisis simplificado.
 2. **Tableros con nervios abiertos.** El nervio podrá ser analizado como una viga continua apoyada por las vigas de tablero. Para luces de nervios no mayores a **4.50 m**, la carga sobre un nervio debida a las cargas de ruedas se podrá determinar como la reacción de la placa de tablero transversalmente continua apoyada por nervios rígidos. Para luces de nervios con más de **4.50 m**, el efecto de la flexibilidad del nervio en la distribución lateral de las cargas de ruedas se podrá determinar por análisis elástico.
 3. Para luces de nervios menores a **3.00 m** o para tableros con vigas de tablero de poca altura, se deberá considerar la flexibilidad de las vigas de tablero en el cálculo de las sollicitaciones en los nervios.
 4. **Tableros con nervios cerrados.** Para el análisis global de los tableros con nervios cerrados, podrá ser utilizado el método semiempírico Pelikan-Esslinger. Los efectos de carga sobre un nervio cerrado con una luz no mayor que **6.00 m** se podrán calcular a partir de las cargas de rueda ubicadas solamente sobre un nervio, sin tener en cuenta los efectos de las cargas de rueda situadas en forma transversalmente adyacentes.

Para luces mayores de nervio, deberán ser calculadas las correcciones apropiadas de los efectos de carga sobre los nervios.

d) Nivel 3 de diseño.

1. Nuevos detalles ortótropos podrán ser diseñados utilizando un análisis refinado tridimensional tal como se define en el Artículo 199c) y como se especifica a continuación. Para el análisis de la fatiga, se deberán incluir las técnicas de modelado estructural:
 - I. El uso de elementos tipo placa o sólidos con la formulación aceptable para acomodar gradientes de esfuerzos escalonados,
 - II. La densidad de la malla de $t \cdot t$, donde t es el espesor del componente de placa, y
 - III. Los esfuerzos estructurales locales deberán ser determinados como se especifica a continuación.
2. Para el diseño de fatiga, los esfuerzos estructurales locales deberán ser utilizados para la comparación de la resistencia nominal a fatiga. Los esfuerzos estructurales locales en las uniones soldadas deberán ser medidos perpendiculares al pie de la soldadura y se determinan utilizando puntos de referencia en el modelo de elementos finitos y extrapolación, como se muestra en la FIGURA 81. Los puntos de referencia deberán ser situados en la superficie de los elementos a una distancia de $0.5 \cdot t$ y $1.5 \cdot t$ medidos perpendicularmente desde el pie de la soldadura, respectivamente, con el esfuerzo estructural local f_{lss} determinado como:

Ec. 648

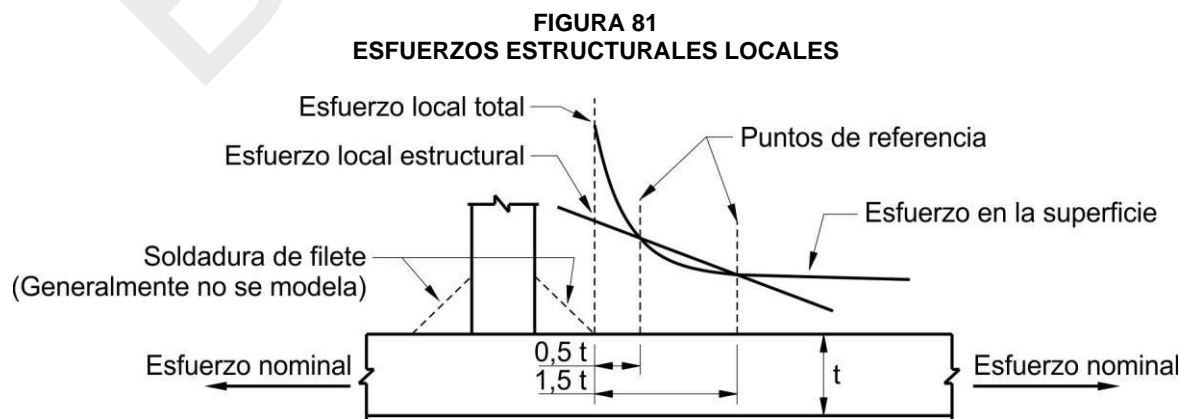
$$f_{lss} = 1,5 * f_{0,5} - 0,5 * f_{1,5}$$

Donde:

$f_{0,5}$ el esfuerzo en la superficie a una distancia de $0.5 \cdot t$ desde el pie de la soldadura, en MPa.

$f_{1,5}$ el esfuerzo en la superficie a una distancia de $1.5 \cdot t$ desde el pie de la soldadura, en MPa.

Se deberá requerir el Nivel 3 de diseño para todas las aplicaciones de restauración de puentes a menos que se pueda demostrar que el procedimiento de restauración cumple los requisitos del Artículo 672a) y es aprobado por el Propietario.


Artículo 673. DISEÑO.

a) **Superposición de efectos locales y globales.** En el cálculo de las solicitaciones extremas en el tablero, la combinación de los efectos locales y globales se determina como se especifica en la sección 3 del capítulo XIV del título VI.

b) **Estados límite.**

1. **Requisitos generales.** Los tableros ortótropos deberán estar diseñados para cumplir con los requisitos del Capítulo 6, en todos los estados límite aplicables a menos que se especifique lo contrario.
2. **Estado límite de servicio.** En el estado límite de servicio, el tablero deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 31.
3. **Estado límite de resistencia.** En el estado límite de resistencia para la combinación de efectos de fuerza, globales y locales, se deberán aplicar las disposiciones de la sección 3 del capítulo XIV del título VI.

Los efectos de la inestabilidad por compresión deberán ser analizados en el estado límite de resistencia. Si la inestabilidad no se controla, la resistencia de la placa del tablero ortótropo se basará en la obtención de la tensión de fluencia en cualquier punto de la sección transversal.

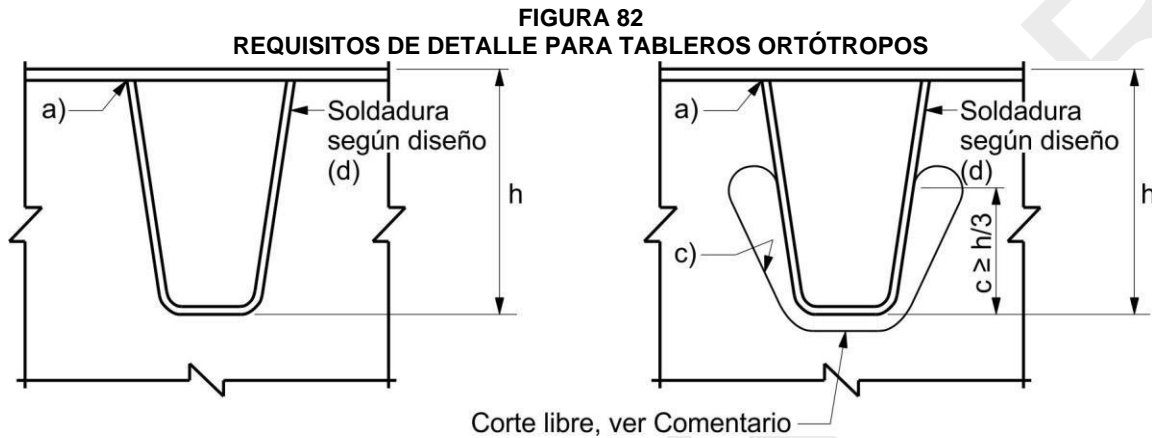
c) **Estado límite de fatiga.** Se deberá verificar la fatiga para los componentes estructurales de acuerdo con el nivel de diseño apropiado como se especifica en el Artículo 672. Las disposiciones del Artículo 456, se aplican para la carga inducida por la fatiga.

Con la aprobación del Propietario, podrá ser considerada la aplicación de normas menos estrictas de diseño de fatiga para los carriles interiores de circulación, de tableros de varios carriles, sujetos a tránsito poco frecuente.

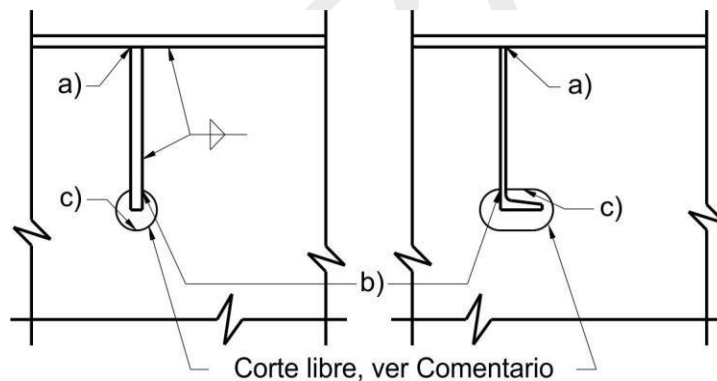
Artículo 674. REQUISITOS DE DETALLE.

- a) **Espesor mínimo de la placa.** El espesor mínimo de la placa se deberá determinar como se especifica en la sección 3 del capítulo VII del título VI.
- b) **Nervios cerrados.** La soldadura unilateral entre el alma de un nervio cerrado y la placa de tablero deberá tener un objetivo de penetración del **80 por ciento**, con un mínimo del **70 por ciento** y sin sople a través de ella, y se deberá colocar con un buen ajuste de menos de **0.5 mm** de brecha antes de la soldadura.
- c) **Soldadura de tableros ortótropos.** Las soldaduras de los conectores de accesorios, soportes de utilidad, terminales de elevadores, o conectores de corte a la placa de tablero o a los nervios deberán ser aprobados por un Ingeniero.
- d) **Detalles de tableros y nervios.** Los empalmes de tableros y nervios deberán ser soldados o fijados mecánicamente por medio de bulones de alta resistencia. Los nervios deberán permanecer continuos a través de recortes en las almas de las vigas de tablero, como se muestra en la FIGURA 82. Los siguientes detalles de fabricación deberán ser requeridos en las especificaciones técnicas como se identifica en la FIGURA 82:
 1. No deberá haber discontinuidades (recortes) en el alma de las vigas de tablero,
 2. Las soldaduras deberán ser envolventes,

3. Pulir hasta lograr una superficie suave,
4. Se podrán utilizar soldaduras combinadas de filete y de ranura: 1) en los casos en que el tamaño requerido de las soldaduras de filete para satisfacer los requisitos de resistencia a la fatiga sea excesiva si se utiliza sola, o 2) para lograr una terminación rasante.



a) Intersecciones de nervios cerrados con vigas de tablero



b) Intersecciones de nervios abiertos con vigas de tablero

SECCIÓN 4 TABLEROS ORTÓTROPOS DE ALUMINIO

Artículo 675. TABLEROS ORTÓTROPOS DE ALUMINIO. Este artículo no formará parte del presente Reglamento, sin embargo, se deja el título del mismo a efectos de mantener la numeración respecto de AASHTO-LRFD 2017.

SECCIÓN 5 TABLEROS DE METAL CORRUGADO

Artículo 676. REQUISITOS GENERALES. Los tableros de metal corrugado sólo se deberán utilizar en caminos secundarios y rurales. Los mismos consistirán en formas de metal corrugado llenados con asfalto

bituminoso u otro material de acabado superficial aprobado. Las formas metálicas se deberán sujetar de manera efectiva a los elementos sobre los cuales se apoyan.

Artículo 677. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS DE RUEDA. Se podrá suponer que la carga de rueda se distribuye a 45° desde el área de contacto hasta el eje neutro de las formas de metal corrugado.

Artículo 678. ACCIÓN COMPUESTA.

- a) Para que el relleno contribuya a la acción compuesta con la placa de tablero, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 671.
- b) Sólo se podrá considerar acción compuesta entre las formas de metal corrugado y los componentes de apoyo si las conexiones en la interfase se diseñan para acción compuesta plena, y se demuestra que el tablero podrá resistir los esfuerzos de compresión asociados con la acción compuesta.

Artículo 679. TABLEROS DE MADERA. Este artículo no formará parte del presente Reglamento, sin embargo, se deja el título del mismo a efectos de mantener la numeración respecto de AASHTO-LRFD 2017.

TÍTULO VIII CIMENTACIONES

CAPÍTULO I ALCANCE

Artículo 680. ALCANCE.

- a) Las disposiciones de esta Sección se aplican al diseño de cimentaciones tales como zapatas, pilotes (hincados o perforados) y micropilotes.
- b) Cuando se seleccionan procedimientos para calcular la resistencia distintos a los especificados en este documento deberá considerarse la base probabilística LRFD de estas Especificaciones, la cual produce una combinación interrelacionada de carga, factor de resistencia de carga, factor de resistencia, y confiabilidad estadística. Podrán usarse otros métodos especialmente cuando estos han sido reconocidos localmente y considerados como adecuados para las condiciones regionales, si sus factores de resistencia se desarrollan de una manera que es consistente con el desarrollo de los factores de resistencia para el método proporcionado en estas Especificaciones, y son aprobados por el Propietario.

CAPÍTULO II DEFINICIONES

Artículo 681. DEFINICIONES.

A

Ancho de la cimentación. La menor dimensión en planta de un elemento de cimentación.

C

Centrador. Dispositivo para localizar centralmente el núcleo de acero dentro de una perforación.

Cimentación profunda. Cimentación que deriva su capacidad de carga de la transferencia de cargas al suelo o roca a cierta profundidad por debajo de la estructura mediante apoyo por punta o por contacto del fuste (adherencia o fricción), o ambas.

Cimentación superficial. Cimentación que deriva su capacidad de carga de la transferencia de cargas directamente al suelo o roca a poca profundidad.

CPT. Prueba de penetración de cono.

CU. consolidado no drenado.

Curvatura. Un tipo de muelle compuesto de varias columnas o pilotes apoyan un casquillo único y en algunos casos conectados con arriostramiento.

Curvatura C_a . Un elemento de subestructura flexión sostenido por columnas o pilotes que recibe las cargas de la superestructura.

Curvatura de columna. Un tipo de doblado que utiliza dos o más columnas para soportar un casquillo. Las columnas se podrán perforar pozos u otras unidades independientes respaldadas por zapatas individuales o una zapata combinada, y podrá emplear arriostramiento o puntales para apoyo lateral por encima del nivel del suelo.

Curvatura de pilote. tipo de curvatura utilizando unidades de pilotes, impulsadas o colocadas, como los elementos de las columnas que soportan la punta.

D

Después de la lechada. La inyección de lechada adicional en la longitud del enlace de carga de un micropilote después de la lechada primaria se ha acoplado. También conocido como relechada o lechada secundaria.

DMT. Prueba de dilatómetro para placa plana.

Duración de cimentación. Dimensión máxima del plan de un elemento de cimentación.

E

Eje perforado. unidad de cimentación profunda, total o parcialmente embebida en el suelo, construida mediante la colocación de hormigón fresco en un agujero perforado con o sin refuerzo de acero. Pilotes perforados derivan su capacidad de la tierra circundante y/o del suelo o estratos de roca por debajo de su punta. Pozos perforados también se conocen comúnmente como cajones de cimentación, cajones de cimentación perforados, pilotes perforados o muelles perforados.

Encamisado. Tubo de acero introducido durante el proceso de perforación para estabilizar temporalmente el orificio de perforación. Dependiendo de los detalles de construcción y composición del micropilote, este encamisado podrá ser extraído totalmente durante o después de la inyección de la lechada o podrá permanecer parcial o totalmente en su lugar como parte de la configuración definitiva del pilote o micropilote.

ER. Eficiencia de martillo expresada como porcentaje de la energía de caída libre teórica suministrada por el sistema martinete real utilizado en la prueba de penetración estándar.

Esfuerzo efectivo. Esfuerzo neto a través de los puntos de contacto entre las partículas del suelo, generalmente considerado como equivalente al esfuerzo total menos la presión del agua intersticial.

Esfuerzo total. Presión total ejercida por el suelo y el agua en cualquier dirección.

Espejos de falla [Slickensides]. Superficies pulidas y estriadas en suelos o rocas arcillosos resultantes de desplazamientos por corte a lo largo de planos.

F

Fuerza de adhesión Geotécnica. Resistencia nominal de la adherencia lechada-suelo.

Funda. Tubo de acero introducida durante el proceso de perforación para estabilizar temporalmente el orificio de perforación. Dependiendo de los detalles de construcción y composición del micropilote, esta funda podrá ser totalmente extraída durante o después de la lechada, o podrá permanecer parcial o totalmente como parte de la configuración definitiva del pilote o micropilote.

Funda pilote. Un elemento de subestructura de flexión encuentra por encima o por debajo del nivel del suelo acabado que recibe las cargas de las columnas de subestructura y se apoya en los ejes o pilotes.

H

Hundimiento. Modo de comportamiento observado en algunas pruebas con carga en pilotes, donde el pilote continúa asentándose sin que haya un incremento de carga.

I

IGM (Geomaterial intermedio). Material de transición entre suelo y roca en términos de resistencia y compresibilidad, tales como suelos residuales, masas glaciales, o rocas muy débiles.

L

Lechada primaria. Lechada a base de cemento Portland que se inyecta en el agujero del micropilote, antes o después de la instalación del refuerzo para proporcionar la transferencia de cargas al terreno circundante a lo largo del micropilote y proporcionar un grado de protección contra la corrosión para un micropilote cargado en compresión.

Longitud de adherencia. Longitud del micropilote en la que se desarrolla la adherencia lechada-suelo y que conceptualmente es utilizada para transferir las cargas axiales aplicadas al suelo circundante o roca. También conocida como la longitud de transferencia de carga.

Longitud de inmersión. Longitud del encamisado que se inserta en la zona de adherencia para efectuar una transición entre la porción superior encamisada y la porción inferior no encamisada de un micropilote.

Longitud de cimentación. La mayor dimensión en planta de un elemento de cimentación.

Longitud libre. Longitud del micropilote diseñada sin contacto por adherencia en el suelo circundante.

M

Micropilote. Pilote sin desplazamiento con diámetro pequeño (normalmente menos de 300 mm), perforado e inyectado con lechada, el cual típicamente es reforzado.

N

Núcleo de acero. Tubos o barras utilizados para reforzar o rigidizar un micropilote, excluyendo cualquier encamisado permanente.

O

OCR (Relación de sobreconsolidación). Relación presión de preconsolidación/esfuerzo vertical efectivo actual.

P

Pilote. Unidad de cimentación profunda y esbelta, total o parcialmente empotrada en el suelo, instalada mediante hincado perforación taladrado, inyección u otra forma y que desarrolla su capacidad de carga a partir de las propiedades del suelo circundante y/o el suelo o estratos de roca bajo su punta.

Pilote de apoyo. Pilote o micropilote cuyo propósito es transmitir carga axial mediante fricción (o adherencia) o apoyo puntual.

Pilote de fricción. Pilote cuya capacidad de soporte se deriva principalmente de la resistencia del suelo movilizado largo del lado de la pila embebida.

Pilote de punto de apoyo. pilotes cuya capacidad de apoyo se deriva principalmente de la resistencia del material de cimentación sobre el que la punta del pilote se soporta.

Pilote inclinado. Pilote o micropilote instalado con un ángulo de inclinación con respecto a la vertical para proporcionar una mayor resistencia a las fuerzas laterales.

Pilote perforado. unidad de cimentación profunda, total o parcialmente empotrada en el suelo, construida mediante la colocación de concreto fresco en un agujero perforado con o sin acero de refuerzo. Los pilotes perforados derivan su capacidad a partir de las propiedades del suelo circundante y/o suelo o estratos de roca bajo su punta. Los pilotes perforados también se conocen comúnmente como cajones de cimentación [caissons], cajones de cimentación perforados [drilled caissons], pilotes enterrados o pilas perforadas.

Pilote que combina resistencia por punta y por contacto del fuste (fricción). Pilote que deriva su capacidad de carga a partir de la contribución de la resistencia de apoyo desarrollada en su punta y la resistencia por fricción desarrollada a lo largo del fuste empotrado.

Pilote que trabaja por fuste (Pilote flotante). Pilote cuya capacidad de carga se deriva principalmente de la resistencia (fricción o adherencia) del suelo movilizada a lo largo de la superficie empotrada del fuste.

Pilote que trabaja por punta (Pilote columna). Pilote cuya capacidad de carga se deriva principalmente de la resistencia del material de cimentación sobre el que se apoya la punta del mismo.

Placa de reparto de carga. Elemento flexible de la subestructura localizado sobre o bajo la línea del terreno, el cual recibe las cargas de las columnas de la subestructura y se apoya en los pilotes (hincados o perforados).

PMT. Pruebas presiométricas.

Pórtico de apoyo. Tipo de pila compuesta por varias columnas que soportan una viga única y en algunos casos conectadas con arriostamiento.

Pórtico de apoyo tipo columna. Tipo de pórtico de apoyo en el cual se utilizan dos o más columnas para soportar la viga de apoyo. Las columnas podrán ser pilotes perforados u otras unidades independientes soportadas por zapatas individuales o una zapata combinada, y podrán emplear arriostamiento o puntales para soporte lateral por encima del nivel del suelo.

Pórtico de apoyo tipo pilote. Tipo de pórtico de apoyo en el cual se utilizan pilotes (hincados o perforados) como columnas para soportar la viga de apoyo.

Post — Inyección de lechada. Inyección de lechada adicional en la longitud de adherencia de un micropilote después de la lechada primaria ha fraguado. También conocida como relechada o lechada secundaria.

Prueba de carga. Carga incremental de un elemento de cimentación, registrando el movimiento total en cada incremento.

R

Refuerzo. Componente de acero de un micropilote que acepta y/o resiste cargas aplicadas.

RMR. Valoración del macizo rocoso.

RQD. Designación de calidad de la roca.

S

Sistema de valoración geomecánica de macizos rocosos. sistema de valoración desarrollado para caracterizar el comportamiento ingenieril de macizos rocosos (Bieniawski, 1984).

SPT. Prueba de penetración estándar.

T

Tensión efectiva. La tensión neta a través de puntos de contacto de las partículas del suelo, generalmente considerados como equivalentes a la tensión total menos la presión de los poros de agua.

Tensión total. Presión total ejercida en cualquier dirección por el suelo y el agua.

Tubificación. Erosión progresiva del suelo por filtración del agua la cual genera una cavidad tubular abierta en el suelo a través de la cual fluye el agua de manera incontrolada y peligrosa.

U

UU. No Consolidado no drenado.

V

VST. Prueba de corte con veleta (realizada en campo).

Viga de pórtico de apoyo. Elemento (a flexión) de la subestructura soportado por columnas o pilotes, el cual recibe las cargas de la superestructura.

Z

Zapata aislada. Apoyo individual para las diferentes partes de una unidad de subestructura, la cimentación se llama cimentación de zapata.

Zapata combinada. Una zapata que soporta más de una columna.

Zapato de pilote. Pieza de metal fijada al extremo de penetración de un pilote para protegerlo de daños durante el hincado y para facilitar la penetración a través de material muy denso.

**CAPÍTULO III
NOMENCLATURA**

Artículo 682. NOMENCLATURA.

- A área la de sección transversal del pilote de acero (mm²)
- A_b área de la sección transversal de la barra de acero de refuerzo (mm²)
- A_c área de la sección transversal de la camisa de acero (mm²)
- A_{ct} área de la sección transversal de la camisa de acero considerando la reducción para roscado (mm²)
- A_g área de la sección transversal de la lechada dentro de los micropilotes (mm²)
- A_p área de la sección transversal de la punta del pilote o micropilote o base del pilote perforado (mm²)
- A_s área de la superficie lateral del pilote (mm²); área de la superficie de adherencia lechada-suelo en micropilotes a lo largo de su longitud de adherencia (mm²)
- A_u área de levantamiento de un pilote perforado acampanado (mm²)
- A' área efectiva de la zapata para la determinación del asentamiento elástico de la misma sometida a cargas excéntricas (mm²)
- a_{si} perímetro del pilote en el punto considerado (mm)
- B ancho de la zapata (mm), ancho del grupo de pilotes (mm); diámetro del pilote (mm)
- B' ancho efectivo de la zapata (mm)
- C_α índice de compresión secundaria, cálculo con base en la definición de la relación de vacíos (adim)
- C_{αε} índice de compresión secundaria, cálculo con base en la definición de deformación unitaria (adim)
- C_c índice de compresión, cálculo con base en la definición de relación de vacíos (adim)

- C_{cc} índice de compresión, cálculo con base en la definición de la deformación unitaria (adim)
- C_F factor de corrección para $K\delta$ cuando $\delta \neq \Phi f$ (adim)
- C_n factor de corrección por presión de sobrecarga para N (adim)
- C_r índice de recompresión, cálculo con base en la definición de la relación de vacíos (adim)
- C_{re} índice de recompresión, cálculo con base en la definición de la deformación unitaria (adim)
- $C_{wq},$
 C_{wy} factores de corrección por efecto de nivel freático (adim)
- C' índice de capacidad de carga (adim)
- c cohesión del suelo tomada como la resistencia al corte (suelo no drenado) (MPa)
- c_v coeficiente de consolidación (mm²/año)
- c_1 resistencia al corte del estrato superior del suelo no drenado, como se representa en la FIGURA 91 (MPa)
- c_2 resistencia al corte del estrato inferior del suelo no drenado, como se representa en la FIGURA 91 (MPa)
- c_1' resistencia al corte del estrato superior del suelo drenado (MPa)
- c^* cohesión para el esfuerzo efectivo del suelo, reducida por punzonamiento (MPa)
- c' intercepto de cohesión (esfuerzo efectivo) (MPa)
- c_i' cohesión instantánea en un valor discreto de esfuerzo normal (MPa)
- D profundidad de empotramiento del pilote (mm); ancho o diámetro del pilote (mm), diámetro del pilote (mm)
- DD carga de rozamiento negativo por pilote (N)
- D' profundidad efectiva del grupo de pilotes o micropilotes (mm)

D_b	profundidad de empotramiento del pilote dentro del estrato de soporte (mm)
D_{est}	longitud estimada del pilote necesaria para obtener la resistencia nominal deseada por pilote (mm)
D_f	profundidad de empotramiento de la cimentación tomada desde la superficie del suelo hasta la parte inferior de la zapata (mm)
D_i	ancho o diámetro del pilote en el punto considerado (mm)
D_p	diámetro de la campana de un pilote perforado acampanado (mm)
D_r	densidad relativa (porcentaje)
D_w	profundidad del nivel freático medida desde la superficie del terreno (mm)
d_b	diámetro de la zona de adherencia de la lechada (mm)
d_q	factor de corrección para tener en cuenta la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla que pasa a través de material no cohesivo por encima de la cota de apoyo (adim)
E	módulo de elasticidad del pilote (MPa)
E_d	energía desarrollada por el martinete (N-mm)
E_i	módulo de elasticidad de la roca intacta (MPa)
E_m	módulo de elasticidad del macizo rocoso (MPa)
E_p	módulo de elasticidad del pilote (MPa)
ER	eficiencia del martillo expresada como porcentaje de la energía de caída libre teórica suministrada por el sistema de martinete utilizado realmente (adim)
E_s	módulo de elasticidad del suelo (Young) (MPa)
e	relación de vacíos (adim)
e_B	excentricidad de la carga, paralela al ancho de la zapata (mm)
e_L	excentricidad de la carga, paralela a la longitud de la zapata (mm)

e_o	relación de vacíos correspondiente al esfuerzo vertical efectivo inicial (adim)
F_{CO}	resistencia en la base de la madera a compresión paralela a las fibras (MPa)
f_c'	resistencia a la compresión del concreto o lechada a los 28 días, a menos que se especifique otra edad (MPa)
f_{pe}	esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo después de las pérdidas (MPa)
f_s	resistencia a la fricción del mango, aproximadamente constante, medida en una prueba de penetración de cono (<i>CPT</i>) en profundidades por debajo de $8D$ (MPa)
f_{si}	resistencia unitaria (local) a la fricción del mango en un <i>CPT</i> en el punto considerado (MPa)
f_y	resistencia mínima a la fluencia especificada del acero (MPa)
H	componente horizontal de la carga inclinada en una zapata (N)
H_c	altura del estrato de suelo compresible (mm)
H_{crit}	distancia mínima por debajo de una zapata hasta un segundo estrato de suelo separado con propiedades diferentes que afectarán la resistencia al corte de la cimentación (mm)
H_d	longitud de la ruta más larga de drenaje en el estrato de suelo compresible (mm)
H_s	altura de la masa de suelo inclinado (mm)
H_{2s}	distancia desde la parte inferior de la zapata hasta la parte superior del segundo estrato de suelo (mm)
H_i	la longitud del intervalo en el punto considerado (mm)
I	factor de influencia del empotramiento efectivo del grupo (adim)
I_p	coeficiente de influencia para tener en cuenta la rigidez y dimensiones de la zapata (adim)
I_w	momento de inercia del pilote con respecto a su eje débil (mm ⁴)
i_c, i_q, i_y	factores de inclinación de la carga (adim)

j	constante de amortiguamiento (adim)
K_c	factor de corrección para la resistencia del pilote por fuste (fricción) (adim)
K_s	factor de corrección para la resistencia del pilote por fuste (fricción) (adim)
K_δ	coeficiente de presión lateral del terreno en el punto medio del estrato de suelo en estudio (adim)
L	longitud de cimentación; longitud del pilote (mm) (10.6.1.3)
L_b	longitud de adherencia del micropilote (mm)
L_i	profundidad medida hasta la mitad del intervalo de la longitud en el punto considerado (mm)
L_p	longitud de inmersión de la camisa del micropilote (mm)
LP	límite plástico del suelo (porcentaje)
L'	longitud efectiva de la zapata (mm)
LL	límite líquido del suelo (porcentaje)
N	número de golpes del SPT (no corregido) (golpes/300mm)
$1\bar{N}$	promedio del número de golpes del SPT (corregido por presión de sobrecarga y eficiencia del martillo), tomado a lo largo del fuste del pilote (golpes/300mm)
1N	número de golpes del SPT (corregido por presión de sobrecarga) (golpes/300mm)
$1\bar{N}$	número de golpes del SPT (corregido por presión de sobrecarga y eficiencia del martillo) (golpes/300mm)
N_b	número de golpes de martillo para 1 in del conjunto pilote permanente (golpes/300mm)
N_c	factor de capacidad de carga para el término que corresponde a la cohesión (carga en suelo no drenado) (adim)
$N_{cm},$ $N_{qm},$	factores de capacidad de carga modificados (adim)
N_{ym}	

N_{cq}	factor de capacidad de carga modificado (adim)
N_m	factor de capacidad de carga modificado (adim)
N_s	factor de estabilidad del talud (adim)
N_q	factor de capacidad de carga para el término que corresponde a la sobrecarga (empotramiento) (carga en suelo drenado o no drenado) (adim)
N_u	factor de adherencia (en contra del levantamiento) para la campana (adim)
N'	notación alterna para N_I (golpes/300mm)
N'_q	factor de capacidad de carga del pilote (adim)
N_v	factor de capacidad carga para el término que corresponde al peso unitario (ancho de zapata) (carga en suelo drenado) (adim)
N_1	número de intervalos entre la superficie del terreno y un punto localizado a una distancia $8D$ por debajo (adim)
N_2	Número de intervalos entre un punto localizado a una distancia $8D$ por debajo de la superficie del terreno y la punta del pilote (adim)
N_{60}	número de golpes del <i>SPT</i> (corregido únicamente por eficiencia del martillo) (golpes/300 mm)
n	Porosidad (adim); número de estratos de suelo dentro de la zona de influencia de esfuerzos de la zapata (adim)
n_b	tasa de incremento del módulo de elasticidad del suelo en función de la profundidad (MPa/mm)
PL	limite plástico del suelo (porcentaje)
P_f	probabilidad de falla (adim)
P_m	multiplicador de la carga lateral P TABLA 104 (adim)

P_t	carga axial mayorada transferida al terreno a través de la longitud de inmersión de la porción encamisada del micropilote (N)
P_u	carga axial mayorada en la porción no encamisada del micropilote, ajustada para considerar la transferencia de carga a través de la longitud de inmersión de la porción encamisada (N)
p_a	presión atmosférica normalizada (MPa) (presión atmosférica media al nivel del mar equivalente a 0.10 MPa o 1 atm)
Q	carga aplicada a la parte superior de la zapata, pilote perforado o micropilote (N); carga de prueba (N)
Q_f	carga de falla durante la prueba con carga (N)
Q_g	capacidad de carga para la falla en bloque (N)
Q_p	carga mayorada por pilote, excluyendo la carga de rozamiento negativo(N)
Q_{1T}	carga total que actúa en la cabeza del pilote perforado (N)
q	presión neta de la cimentación aplicada a $2D_b / 3$; esta presión es igual a la carga aplicada en la parte superior del grupo dividida por el área de la zapata equivalente y no incluye el peso de los pilotes o el suelo entre los mismos (MPa)
q_c	resistencia a la penetración estática de la punta del cono (MPa)
\bar{q}_c	promedio de la resistencia a la penetración estática de la punta del cono, dentro de un intervalo de profundidad B medido por debajo de la parte inferior de la zapata (MPa)
q_{1c}	q_c promedio sobre una distancia y D por debajo de la punta del pilote (ruta a-b-c) (MPa)
Q_{2c}	q_c promedio sobre una distancia $8D$ por encima de la punta del pilote (ruta c-e) (MPa)
q_L	límite de la resistencia unitaria nominal del pilote por punta (q_p calculado mediante el método de Nordlund/Thurman) (MPa)
q^l	limitante de la resistencia unitaria nominal del pilote por punta (q_p calculado mediante el método de Meyerhof) (MPa)
q_n	capacidad de carga nominal (MPa)
q_o	esfuerzo vertical aplicado en la base del área cargada (MPa)

q_p	resistencia unitaria del pilote o micropilote por punta (MPa)
q_R	resistencia mayorada al aplastamiento capacidad de carga mayorada (MPa)
q_s	resistencia unilateral al cortante (MPa); resistencia unitaria del pilote o micropilote por fuste (MPa)
q_{shell}	resistencia unitaria nominal al levantamiento de un pilote perforado acampanado (MPa)
q_u	resistencia de la roca a la compresión uniaxial (MPa)
q_{ult}	capacidad de carga nominal (MPa)
q_1	capacidad de carga nominal de la zapata apoyada en el estrato superior de un sistema de suelo de dos estratos, asumiendo que el estrato superior tiene espesor infinito (MPa)
q_2	capacidad de carga nominal de una zapata ficticia del mismo tamaño y forma que la zapata real pero apoyada en la superficie del segundo estrato (estrato inferior) en un sistema de suelo de dos estratos (MPa)
R_C	resistencia estructural mayorada del micropilote sometido a compresión axial (N)
R_{CC}	resistencia estructural mayorada de la porción encamisada de un micropilote sometido a compresión axial (N)
R_{CU}	resistencia estructural mayorada de la porción no encamisada de un micropilote sometido a compresión axial (N)
R_{ep}	resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la vida útil de la estructura (N)
R_n	resistencia nominal de la zapata, pilote (hincado o perforado) o micropilote (N)
R_{ndr}	resistencia nominal al hincado incluyendo rozamiento negativo (N)
R_{nstat}	resistencia nominal del pilote, estimada a partir del método de análisis estático (N)
R_p	resistencia nominal del pilote o micropilote por punta (N)
R_R	resistencia nominal mayorada de una zapata, pilote o micropilote (N)
R_s	resistencia del pilote por fuste (N), resistencia nominal al levantamiento debida a la resistencia por fuste (N); resistencia nominal del micropilote por adherencia lechada-suelo (N)

R_{shell}	resistencia nominal al levantamiento de un pilote perforado acampanado (N)
R_{sdd}	fricción superficial que deberá superarse durante el hincado (N)
R_T	resistencia estructural mayorada del micropilote sometido a tensión axial (N)
R_{TC}	resistencia estructural mayorada de la porción encamisada del micropilote sometido a tensión axial (N)
R_{TU}	resistencia estructural mayorada de la porción no encamisada del micropilote sometido a tensión axial (N)
R_{ug}	resistencia nominal al levantamiento del grupo de pilotes (N)
R_τ	resistencia nominal al deslizamiento entre la zapata y el suelo (N)
r	radio de zapata circular o $B/2$ para zapata cuadrada (mm)
S_c	asentamiento por consolidación primaria (mm)
$S_{(1e)_D}$	asentamiento por consolidación unidimensional (mm)
S_e	asentamiento elástico (mm)
S_s	asentamiento secundario (mm)
S_t	asentamiento total (mm)
S_u	resistencia al corte (suelo no drenado) (MPa)
\bar{S}_u	promedio de la resistencia al corte (suelo no drenado) a lo largo de la superficie lateral del pilote (N)
s	asentamiento permanente del pilote (mm)
s,m	parámetros del macizo de roca fracturada
S_c, S_q, S_y	factores de forma (adim)

s_f	movimiento de la parte superior del pilote durante la prueba con carga (mm)
T	factor de tiempo (adim)
t	tiempo requerido para alcanzar un porcentaje determinado porcentaje del asentamiento por consolidación unidimensional (año)
t_1, t_2	intervalos de tiempo arbitrarios para la determinación del asentamiento secundario, S_s (años)
U	porcentaje de consolidación
V	componente vertical de la carga inclinada en una zapata (N), volumen de desplazamiento de suelo del pilote (mm^3/mm)
W_g	peso del bloque de suelo, pilotes y placa de reparto de carga (N)
W_{1T}	movimiento vertical en la parte superior del pilote perforado (mm)
X	ancho o dimensión más pequeña de grupo de pilotes (mm)
Y	longitud del grupo de pilotes (mm)
Z	longitud total de empotramiento del pilote (mm); profundidad del bloque de suelo bajo la placa de reparto de carga de los pilotes (mm); penetración del pilote (mm)
z	profundidad bajo la superficie del terreno (mm)
α	factor de adherencia aplicado a S_u (adim)
α_b	resistencia unitaria de la adherencia lechada-suelo (MPa)
α_E	factor de reducción para tener en cuenta la presencia de juntas en la roca (adim)
α_T	coeficiente, (adim)
β	índice de confiabilidad (adim); coeficiente que relaciona la fricción superficial unitaria de un pilote hincado o perforado con el esfuerzo vertical efectivo (adim)
β_m	índice de punzonamiento (adim)

β_z	factor que representa la forma y rigidez de la zapata (adim)
γ	peso unitario del suelo (N/mm ³)
γ_p	factor de carga para rozamiento negativo (adim)
H_{Δ}	asentamiento elástico del estrato i (mm)
δ	deformación elástica del pilote (mm); ángulo de fricción entre el pilote y el suelo (grados)
ε_v	deformación unitaria vertical de suelo sobreconsolidado (mm/mm)
η	factor de reducción de eficiencia para la resistencia axial de un pilote perforado o grupo de micropilotes (adim)
λ	coeficiente empírico que relaciona la fricción superficial unitaria del pilote con la presión lateral pasiva del terreno (adim)
μ_c	factor de reducción para los asentamientos por consolidación para tener en cuenta los efectos tridimensionales (adim)
Φ_f	ángulo de fricción del suelo drenado (grados)
Φ'_f	ángulo de fricción efectiva (a largo plazo) para arcillas drenadas (grados)
Φ'_i	fricción instantánea del macizo rocoso (grados)
Φ'_1	ángulo de fricción efectiva del suelo en el estrato superior (grados)
Φ'_s	ángulo de fricción secante (grados)
Φ^*	ángulo de fricción efectiva del suelo, reducido por punzonamiento (grados)
φ	factor de resistencia (adim)

- ϕ_b factor de resistencia para capacidad de carga en cimentaciones superficiales (adim)
- ϕ_{bl} factor de resistencia para la resistencia (falla en bloque) de pilotes hincados o perforados en arcilla (adim)
- ϕ_C factor de resistencia para la resistencia estructural de micropilotes sometidos a compresión axial (adim)
- ϕ_{CC} factor de resistencia para la resistencia estructural de la porción encamisada de micropilotes sometidos a compresión axial (adim)
- ϕ_{CU} factor de resistencia para la resistencia estructural de la porción no encamisada de micropilotes sometidos a compresión axial (adim)
- ϕ_{da} factor de resistencia para pilotes hincados, análisis de hincabilidad (adim)
- ϕ_{dyn} factor de resistencia para pilotes hincados, método de análisis dinámico y prueba de carga estática (adim)
- ϕ_{ep} factor de resistencia para la resistencia pasiva del suelo (adim)
- ϕ_{loa} factor de resistencia para pilotes perforados, prueba con carga estática (adim)
- ϕ_{qp} factor de resistencia para la resistencia por punta (adim)
- ϕ_{qs} factor de resistencia para la resistencia por fuste (adim)
- ϕ_{stat} factor de resistencia para pilotes hincados o perforados, métodos de análisis estático (adim)
- ϕ_T factor de resistencia para la resistencia estructural de micropilotes sometidos a tensión axial (adim)
- ϕ_{TC} factor de resistencia para la resistencia estructural de la porción encamisada de micropilotes sometidos a tensión axial (adim)
- ϕ_{TU} factor de resistencia para la resistencia estructural de la porción no encamisada de micropilotes sometidos a tensión axial (adim)
- ϕ_{ug} factor de resistencia para la resistencia al levantamiento del grupo (pilotes hincados o perforados) (adim)

ϕ_{up} factor de resistencia para la resistencia al levantamiento de pilotes hincados o perforados individuales (adim)

ϕ_{upl} factor de resistencia para la resistencia al levantamiento de pilotes perforados, prueba con carga
oad estática para levantamiento (adim)

ϕ_T factor de resistencia para la resistencia al deslizamiento entre el suelo y la zapata (adim)

BORRADOR

CAPÍTULO IV PROPIEDADES DEL SUELO Y DE LA ROCA

SECCIÓN 1 NECESIDADES DE INFORMACIÓN

Artículo 683. NECESIDADES DE INFORMACIÓN. Los requisitos esperados del proyecto se analizan para determinar el tipo y la cantidad de información a ser desarrollada durante la exploración geotécnica deberán analizarse los requisitos esperados del proyecto. Este análisis deberá consistir en lo siguiente:

- a) Identificar requisitos de diseño y de factibilidad de construcción, por ejemplo, proporcionar la separación de grado, las cargas a soportar provenientes de la superestructura del puente, proporcionar excavación seca, y sus efectos sobre la información geotécnica necesaria.
- b) Identificar los criterios de desempeño, por ejemplo, asentamiento límite, restricción vial, proximidad de las estructuras adyacentes y las limitaciones del cronograma.
- c) Identificar áreas con problemas geológicos en el sitio y la variabilidad potencial de la geología local.
- d) Identificar áreas con problemas hidrológicos en el sitio, por ejemplo: lugares potencialmente erodables o socavables.
- e) Desarrollar la probable secuenciación y fases de la construcción y sus efectos sobre la información geotécnica necesaria.
- f) Identificar los análisis ingenieriles que deberán realizarse, por ejemplo, capacidad de carga, asentamiento y la estabilidad global.
- g) Identificar las propiedades ingenieriles y los parámetros necesarios para estos análisis.
- h) Determinar métodos para obtener los parámetros y evaluar la validez de tales métodos para el tipo de materiales y métodos de construcción.
- i) Determinar el número de pruebas/muestras y los lugares apropiados para ello.

SECCIÓN 2 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Artículo 684. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

- a) Deberán realizarse exploraciones del subsuelo para proporcionar la información necesaria para el diseño y la construcción de cimentaciones. La extensión de exploración deberá basarse en la variabilidad de las condiciones del subsuelo, el tipo de estructura, y cualquier otro requisito del proyecto que pueda afectar el diseño o construcción de la cimentación. El programa de exploración deberá ser lo suficientemente extenso para revelar la naturaleza y los tipos de depósitos de suelo y/o formaciones rocosas encontradas, las propiedades

ingenieriles de los suelos y/o rocas, el potencial de licuación, y las condiciones del agua subterránea. El programa de exploración deberá ser suficiente para identificar y delinear las condiciones problemáticas del subsuelo, tales como formaciones kársticas, las áreas de minería, suelos susceptibles a hinchamiento o colapso, rellenos existentes o áreas de desecho, etc.

- b) Las perforaciones deberán ser suficientes en número y profundidad para establecer un perfil de estratificación longitudinal y transversal confiable en las áreas de interés, tales como la localización de la estructura de cimentación y localidades de movimientos de tierra adyacentes y para investigar los riesgos geológicos adyacentes que podrían afectar el funcionamiento de la estructura.
- c) Como mínimo, el programa de exploración y pruebas del subsuelo deberá obtener información adecuada para analizar la estabilidad y asentamiento de la cimentación con respecto a:
 - 1. Formaciones geológicas presentes,
 - 2. Ubicación y espesor de las unidades de suelos y roca,
 - 3. Propiedades ingenieriles de las unidades de suelo y roca, como peso unitario resistencia al corte y compresibilidad,
 - 4. Condiciones del agua subterránea,
 - 5. Topografía de la superficie del suelo, y
 - 6. Consideraciones locales, por ejemplo, depósitos de suelos licuables, expansivos o dispersivos, cavidades subterráneas producidas por soluciones producto de erosión ambiental o por actividad minera, o potencial de inestabilidad de talud.
- d) La TABLA 81 deberá utilizarse como punto de partida para determinar las ubicaciones de las perforaciones. El programa de exploración final deberá ajustarse con base en la variabilidad de las condiciones previstas del subsuelo, así como la variabilidad observada durante el programa de exploración. Si se determina que las condiciones son variables, el programa de exploración deberá incrementarse en relación con los requisitos de la TABLA 81 de tal manera que se logre el objetivo de establecer el perfil de estratificación longitudinal y transversal confiable. Si se observa que las condiciones son homogéneas o por alguna razón es probable que tengan un impacto mínimo en el comportamiento de la cimentación, y la experiencia previa local geotécnica y de construcción indica que las condiciones del subsuelo son homogéneas o por alguna otra razón es probable que tengan un impacto mínimo en el comportamiento de la cimentación, podrá considerarse un programa de exploración reducido en relación a lo especificado en la TABLA 81.
- e) Si es requerido por el propietario o según lo requiera la ley, los orificios de las perforaciones de prueba y de penetración deberán ser taponados.
- f) Deberán realizarse pruebas in situ y/o laboratorio para determinar las características de resistencia, deformación y permeabilidad de suelos y/o rocas, y su idoneidad para la cimentación propuesta.

TABLA 81
REQUISITOS PARA LA DETERMINACION DE LAS UBICACIONES DE LAS PERFORACIONES

Aplicación	Número mínimo de puntos de exploración y ubicación de los mismos	Longitud mínima de la exploración
Muros de contención	Un punto de exploración para cada muro de contención como mínimo. Para muros de contención de más de 30000 mm de longitud, los puntos exploración deberán estar espaciados entre 30000 y 60000 mm con ubicaciones alternadas al frente y detrás del muro. Para muros anclados, los puntos adicionales de exploración en la zona de anclaje deberán estar espaciados entre 30000 y 60000 mm. Para muros clavados al suelo, los puntos adicionales de exploración a una distancia de 1.0 a 1.5 veces la altura del muro detrás del muro deberán estar espaciados entre 30000 y 60000 mm.	Investigar por debajo de la parte inferior del muro por lo menos a la profundidad donde el incremento del esfuerzo debido a la carga de cimentación estimada sea menor que el diez por ciento del esfuerzo efectivo de sobrecarga existente a esa profundidad, y entre una y dos veces la altura del muro. La profundidad de exploración deberá ser suficiente para penetrar completamente suelos blandos altamente compresibles, por ejemplo, turba, limo orgánico, o suelos blandos de grano fino, y alcanzar material competente con capacidad de carga adecuada, por ejemplo, suelo cohesivo rígido a duro, suelo no cohesivo compacto denso o lecho de rocoso.
Cimentaciones superficiales	Para subestructuras, como pilas o estribos, de ancho menor o igual a 30000 mm, mínimo un punto de exploración por subestructura. Para subestructuras con anchos mayores que 30000 mm, mínimo dos puntos de exploración por subestructura. Deberán suministrarse puntos adicionales de exploración si se encuentran condiciones superficiales erráticas.	La profundidad de exploración deberá ser: <ul style="list-style-type: none"> • suficiente como para penetrar completamente suelos no aptos para cimentación, por ejemplo, turba, limo orgánico o suelos blandos de grano fino, y alcanzar material competente con capacidad de carga adecuada, por ejemplo, suelo cohesivo rígido a duro, suelo no cohesivo, compacto a denso armonía, o lecho rocoso.
Cimentaciones profundas	Para subestructuras como pilas o estribos de puentes, de ancho menor o igual a 30000 mm, mínimo un punto de exploración por subestructura. Para subestructuras con anchos mayores que 30000 mm mínimo dos puntos de exploración por subestructura. Deberán suministrarse puntos adicionales de exploración si se encuentran condiciones superficiales	<ul style="list-style-type: none"> • Por lo menos a una distancia donde el incremento del esfuerzo debido a la carga de cimentación estimada sea menor que el diez por ciento del esfuerzo efectivo de sobrecarga existente a esa profundidad; y si el lecho rocoso se encuentra antes de la profundidad requerida por el segundo criterio citado

	<p>erráticas especialmente en el caso de pilotes encajados dentro del lecho rocoso.</p>	<p>anteriormente, la profundidad de exploración deberá ser suficiente para penetrar un mínimo de 30000 mm dentro del lecho rocoso, pero la exploración de la roca deberá ser suficiente para caracterizar la compresibilidad del material de relleno de las proximidades de discontinuidades horizontales a discontinuidades horizontales.</p> <p>Tenga en cuenta que para condiciones muy variables del lecho rocoso, o en áreas donde sea probable encontrar rocas rodantes muy grandes, podrá ser necesario más de 30000 mm de núcleo de roca para verificar que se trata de un lecho rocoso de calidad adecuada.</p> <p>En suelos, la profundidad de exploración deberá extenderse por debajo de la cota de elevación proyectada de la punta del pilote hincado o perforado un mínimo de 6000 mm, o un mínimo de dos veces la dimensión máxima del grupo de pilotes, lo que sea mayor. Todas las perforaciones deberán extenderse a través de los estratos inapropiados tales como rellenos no consolidados, turba, materiales altamente orgánicos, suelos blandos de grano fino, y suelos sueltos de grano grueso hasta alcanzar materiales duros o densos.</p> <p>Para pilotes apoyados sobre roca, en cada punto de exploración deberá obtenerse un mínimo de 3000 mm de núcleo de roca para verificar que la perforación no ha terminado sobre una roca rodante.</p> <p>Para pilotes perforados apoyados en o empotrados dentro de roca, bajo la cota de elevación proyectada de la punta del pilote deberá extenderse un mínimo de núcleo de roca de 3000 mm o tres veces el diámetro del pilote para pilotes aislados o dos veces la dimensión máxima del grupo de pilotes, lo que sea mayor, para</p>
--	---	--

		<p>determinar las características físicas de la roca dentro de la zona de influencia de la cimentación.</p> <p>Tenga en cuenta que para condiciones muy variables del lecho rocoso, o en áreas donde es probable encontrar rocas rodantes muy grandes, podrá ser necesario más de 3000 mm de núcleo de roca para verificar que se trata de un lecho rocoso de calidad adecuada.</p>
--	--	---

SECCIÓN 3 PRUEBAS DE LABORATORIO

Artículo 685. PRUEBAS DE SUELO.

- a) Deberá llevarse a pruebas de laboratorio con el fin de proporcionar los datos básicos requeridos para clasificar y medir las propiedades ingenieriles de los suelos.
- b) Cuando se realizan las pruebas de laboratorio, estas deberán llevarse a cabo de acuerdo con las normas AASHTO, ASTM, o procedimientos suministrados por el propietario aplicables a las propiedades de diseño requeridas.

Artículo 686. PRUEBAS EN ROCA. Si para efectos de clasificación se realizan pruebas de resistencia en laboratorio sobre muestras de roca intacta, estos valores deberán considerarse como valores de límite superior. Si se llevan a cabo pruebas de compresibilidad en laboratorio, estos valores deberán considerarse como valores de límite inferior. Adicionalmente, las pruebas de laboratorio deberán utilizarse en combinación con las pruebas de campo y la caracterización en campo del macizo rocoso para estimar las características de su comportamiento. Si se realizan, las pruebas de laboratorio, estas deberán llevarse a cabo de acuerdo con la norma ASTM o procedimientos suministrados por el propietario aplicables a las propiedades de diseño requeridas.

SECCIÓN 4 PRUEBAS IN SITU

Artículo 687. PRUEBAS IN SITU.

- a) Las pruebas in situ podrán realizarse para obtener los parámetros de deformación y resistencia de los suelos o rocas de cimentación para fines de diseño y/o análisis. Las pruebas In-situ deberán llevarse a cabo en suelos que no se prestan para la toma de muestras inalteradas, como medio para estimar sus parámetros de diseño. Si se realizan, las pruebas in situ deberá hacerse de acuerdo con la norma ASTM correspondiente o los estándares AASHTO.
- b) Cuando se utilizan los resultados de las pruebas in-situ para estimar propiedades de diseño mediante correlaciones, tales correlaciones deberán estar bien establecidas a través de su uso extendido a largo plazo o a través de mediciones detalladas que ilustren la exactitud de la correlación.

SECCIÓN 5 PRUEBAS GEOFÍSICAS

Artículo 688. PRUEBAS GEOFÍSICAS. Las pruebas geofísicas deberán usarse únicamente en combinación con la información proveniente de métodos directos de exploración, tales como SPT , CPT , etc. para establecer la estratificación de los materiales del subsuelo, el perfil de la parte superior del lecho rocoso y la calidad del mismo, la profundidad del agua subterránea, los límites de los tipos de los depósitos de suelo, la presencia de cavidades, depósitos anormales, tuberías enterradas, y la profundidad de las cimentaciones existentes. Las pruebas geofísicas deberán ser seleccionadas y realizadas de conformidad con los estándares ASTM disponibles. Para aquellos casos los estándares ASTM no están disponibles, deberán utilizarse otras directrices detalladas ampliamente aceptadas, como Sabatini et al. (2002), AASHTO Manual on Subsurface Investigations (1988), Arman et al. (1997) and Campanella (1994).

SECCIÓN 6 SELECCIÓN DE LAS PROPIEDADES DE DISEÑO

Artículo 689. GENERAL.

Las propiedades del suelo o roca superficiales deberán determinarse usando uno o más de los siguientes métodos:

1. Pruebas in situ durante el programa de exploración de campo, incluyendo la consideración de cualquier prueba geofísica realizada,
 2. Pruebas de laboratorio, y
 3. Retroanálisis de los parámetros de diseño con base en los datos de comportamiento del sitio.
- a) En la selección final de los parámetros de diseño también deberán tenerse en cuenta la experiencia local, correlaciones de las propiedades específicas de la formación geológica local, además de la experiencia con bases amplias y datos publicados relevantes. Si se utilizan correlaciones publicadas en combinación con uno de los métodos mencionados anteriormente, deberá considerarse la aplicabilidad de la correlación a la formación geológica específica mediante el uso de la experiencia local, resultados de pruebas locales, y/o experiencia largo plazo.
 - b) La evaluación y selección final de las propiedades geotécnicas del diseño deberán estar enfocadas en los estratos geológicos individuales identificados en el sitio del proyecto.
 - c) Los valores de diseño seleccionados para los parámetros deberán ser apropiados para el estado límite particular y su modelo de cálculo correspondiente en consideración.
 - d) La determinación de los parámetros de diseño para roca deberá tomar en consideración que las propiedades de macizos rocosos generalmente están controladas por las discontinuidades dentro de macizo rocoso y no por las propiedades del material intacto.
 - e) Por lo tanto, las propiedades ingenieriles para roca deberán tener en cuenta las propiedades de las piezas intactas y para las propiedades del macizo rocoso como un todo, teniendo en cuenta específicamente las discontinuidades dentro de macizo rocoso. Para determinar las propiedades ingenieriles de los macizos rocosos, deberá emplearse una combinación de

pruebas de laboratorio en muestras pequeñas, análisis empírico y observaciones de campo colocando mayor énfasis en las observaciones visuales y descripciones cuantitativas del macizo rocoso.

Artículo 690. RESISTENCIA DEL SUELO.

- a) **General.** La selección de la resistencia del suelo al corte naile corregir unificar para el diseño deberá considerar, como mínimo, lo siguiente:
1. la tasa de carga de la construcción en relación con la conductividad hidráulica del suelo, es decir, resistencia del suelo drenado o no drenado;
 2. el efecto de la dirección de la carga aplicada sobre la resistencia al corte medida durante las pruebas;
 3. el efecto de los niveles esperados de deformación de la estructura geotécnica; y
 4. el efecto de la secuencia de construcción.
- b) **Resistencia de los suelos cohesivos no drenados.** Donde sea posible, deberán utilizarse las pruebas de laboratorio en muestras en muestras consolidadas no drenada (CU) y no consolidadas no drenadas (UU) para estimar la resistencia al corte del suelo no drenado, S_u , suplementado según sea necesario con los valores determinados a partir de pruebas in-situ. Cuando resulta difícil la obtención de muestras inalteradas para pruebas de laboratorio, podrán utilizarse los valores obtenidos a partir de métodos de pruebas in situ. Para los depósitos de suelo cohesivo, de espesor relativamente grande, deberán obtenerse los perfiles de S_u como función de la profundidad de modo que puedan determinarse la historia de esfuerzo y las propiedades del depósito.
- c) **Resistencia de los suelos cohesivos drenados.** Los parámetros de resistencia del esfuerzo efectivo al largo plazo, c' y ϕ'_{fs} , de las arcillas deberán evaluarse mediante pruebas de corte directo en muestras de suelo drenado consolidado lentamente, pruebas triaxiales en muestras consolidadas drenadas (CD), o pruebas triaxiales en muestras consolidadas no drenadas (CU) con medición de la presión del agua intersticial. En las pruebas de laboratorio, la tasa de corte deberá ser suficientemente lenta para garantizar sustancialmente la disipación completa del exceso de la presión del agua intersticial en las pruebas en condición drenada, la completa uniformidad de la presión del agua intersticial en todo el espécimen.
- d) **Resistencia de los suelos granulares drenados.**
1. El ángulo de fricción de depósitos granulares drenados deberá evaluarse mediante correlación con los resultados de las pruebas de SPT, CPT, u otras pruebas in-situ relevantes. Para determinar la resistencia al corte de los suelos granulares también podrá utilizarse las pruebas de resistencia al corte en laboratorio.
 2. Si se utilizan los valores N del SPT, a menos que se especifique otra cosa para el método de diseño o de correlación que están siendo utilizados, dichos valores deberán ser corregidos para los efectos de la presión de sobrecarga. Dicha corrección se determina como:

Ec. 649

$$N_1 = C_N N$$

Donde:

N_1 número de golpes del SPT, corregido por presión de sobrecarga, σ'_v , (golpes/300 mm).

C_N $[0.77 \log_{10}(1.92\sigma'_v)]$, y $C_N < 2.0$

σ'_v esfuerzo vertical efectivo (MPa).

N número de golpes SPT (no corregido)(golpes/300 mm).

3. Los valores N del SPT también deberán corregirse por eficiencia del martillo, si es aplicable al método de diseño o correlación que están siendo utilizados. Dicha corrección se determina como:

Ec. 650

$$N_{60} = (ER/60\%)N$$

Donde:

ER eficiencia del martillo expresada como porcentaje de la energía de caída libre teórica suministrada por el sistema de martinete utilizado realmente (porcentaje).

N número de golpes del SPT (no corregido) (golpes/300 mm).

4. Cuando el número de golpes del SPT ha sido corregido por presión de sobrecarga y por eficiencia del martillo, el número de golpes resultante (corregido) deberá denotarse como N_{160} , determinado como:

Ec. 651

$$N_{160} = C_N N_{60}$$

5. El ángulo de fricción de depósitos granulares (drenados) deberá determinarse con base en la siguiente correlación.

TABLA 82
CORRELACIÓN DE LOS VALORES N_{160} DEL SPT PARA EL ÁNGULO DE FRICCIÓN DE SUELOS GRANULARES (DRENADO) (MODIFICADO SEGÚN BOWLES, 1977)

N_{160}	ϕ_f
<4	25-30
4	27-32
10	30-35

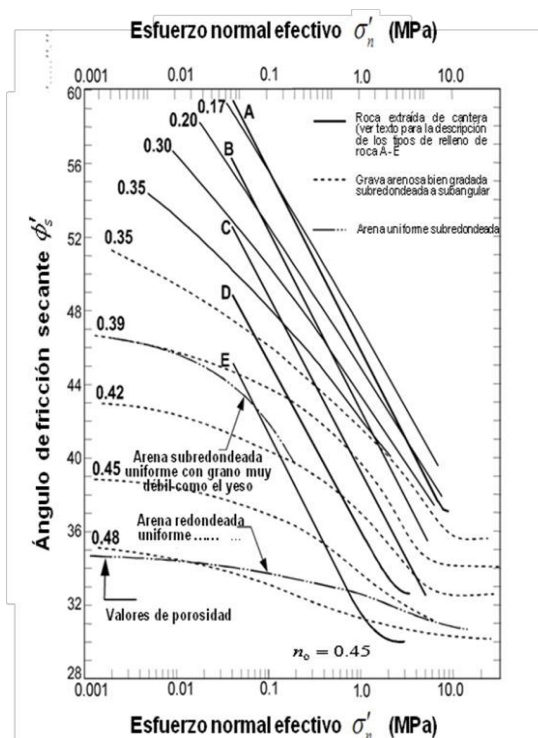
30	35-40
50	38-43

6. Para gravas y materiales de relleno de roca donde las pruebas SPT no son confiables, deberá utilizarse la FIGURA 83 para estimar el ángulo de fricción del material drenado.

TABLA 83
ESTIMACION DEL ANGULO DE FRICCIÓN DEL MATERIAL DRENADO

Grado del relleno de roca	Resistencia a la compresión de las partículas no confinadas (MPa)
A	>220
B	165 a 220
C	125 a 165
D	80 a 125
E	80≤

FIGURA 83
ESTIMACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN DE GRAVAS (DRENADAS) Y RELLENOS DE ROCA (DRENADOS)
(MODIFICADO SEGÚN TERZAGHI, PECK Y MESRI, 1996).



Artículo 691. DEFORMACIÓN DEL SUELO.

- Los parámetros de consolidación C_c , C_r , C_α deberán determinarse a partir de los resultados de las pruebas de consolidación unidimensionales. Para evaluar la variabilidad potencial en la estimación del asentamiento, deberán considerarse los valores de los límites inferior y superior obtenidos a partir de las pruebas.
- El esfuerzo de preconsolidación podrá determinarse a partir de pruebas de consolidación unidimensional y pruebas in situ. Los datos de las pruebas de laboratorio y/o in situ deberán complementarse con el conocimiento de la historia de esfuerzos del suelo, si se encuentra disponible.
- El coeficiente de consolidación, c_v deberá determinarse a partir de los resultados de las pruebas de consolidación unidimensional. En la selección final del valor de c_v a utilizar para el diseño deberá considerarse la variabilidad en la determinación de dicho coeficiente en el laboratorio.
- Cuando la evaluación del asentamiento elástico sea crítica para el diseño o selección del tipo de cimentación, deberán utilizarse métodos in-situ como *PMT* o *DMT* para evaluar el módulo de elasticidad del estrato.
- El potencial de hinchamiento del suelo que podrá dar lugar al levantamiento de las cimentaciones profundas o balanceo en las cimentaciones superficiales deberá evaluarse con base en la TABLA 84.

TABLA 84
MÉTODO PARA LA IDENTIFICACIÓN DE SUELOS POTENCIALMENTE EXPANSIVOS (REESE AND O'NEILI, 1988).

Límite líquido LL (%)	Límite plástico LP (%)	Succión de suelo (MPa)	Potencial de hinchamiento (%)	Clasificación del potencial de hinchamiento
>60	>35	>0.38	>1.5	Alto
50-60	25-35	0.14-0.38	0.5-1.5	Marginal
<50	<25	<0.14	<0.5	Bajo

Artículo 692. RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO.

- La resistencia del material de roca intacta deberá determinarse usando los resultados de las pruebas de compresión no confinada en núcleos de roca intacta, pruebas de tensión indirecta en los núcleos de roca intacta, o pruebas de resistencia con carga puntual en muestras de roca intacta.
- La roca deberá clasificarse usando el sistema de valoración del macizo rocoso (RMR) como se describe en la TABLA 85. Para cada uno de los cinco parámetros de la tabla, deberá evaluarse la valoración relativa con base en los rangos de valores proporcionados. La valoración del macizo rocoso (RMR) deberá determinarse como la suma de las cinco valoraciones relativas. El RMR deberá ajustarse de acuerdo con los criterios de la TABLA 86. La clasificación de la roca deberá determinarse de acuerdo con la TABLA 87.

TABLA 85
CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS GEOTÉCNICOS.

Parámetro		Rango de valores							
1	Resistencia del material de roca intacta	Índice de resistencia con carga puntual	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este rango bajo, se prefiere la prueba de resistencia a la compresión uniaxial		
		Resistencia a la compresión uniaxial	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 Pa	3.5-10 MPa	1.0-3.5 MPa
	Valoración relativa	15	12	7	4	2	1	0	
2	Calidad del núcleo de la perforación RQD	90% a 100%	75% a 90%	50% a 75%	25% a 50%	<25%			
	Valoración relativa	20	17	13	8	3			
3	Espaciamiento de las juntas	>3000 mm	900-3000 mm	300-900 mm	50-300 mm	<50mm			

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE Puentes

	Valoración relativa	30	25	20	10	5
4	Condición de las juntas	Superficies muy rugosas No continuas Sin separación Junta de pared de roca dura	Superficies ligeramente rugosas Separación	Superficies ligeramente rugosas Separación < 1.25mm Junta de pared de roca blanda	superficies suavizadas lateral o Gubia <5mm	Gubia suave
			<1.25 mm.		Espesor <5mm Juntas abiertas	>5mm Espesor o Juntas abiertas
			Junta de pared de roca dura		1.25 - 5mm Juntas continuas	>5mm Juntas continuas
	Valoración relativa	25	20	12	6	0
5	Condiciones del agua subterránea (use uno de los tres criterios de evaluación según sea apropiado para el método de exploración)	Caudal de entrada por cada 30 mm de longitud del túnel	Ninguna	<25 L/min	25-125 L/min	>125 L/min
		Relación = presión del agua de la junta / principal mayor	0	0.0-0.2	0.2-0.5	>0.5
		Condiciones generales	Completamente seco	Humedad solamente (agua intersticial)	Agua a presión moderada	Graves problemas por agua
	Valoración relativa	10	7	4	0	0

**TABLA 86
AJUSTE EN LA VALORACIÓN GEOMECÁNICA POR ORIENTACIÓN DE LAS JUNTAS.**

Orientaciones de Juntas		Muy favorable	Favorable	Aceptable	Desfavorable	Muy desfavorable
Valoraciones	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Pendientes	0	-5	-25	-50	-60

**TABLA 87
CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE MACIZOS ROCOSOS DETERMINADA A PARTIR DE LAS VALORACIONES TOTALES.**

Valoración RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
----------------	--------	-------	-------	-------	-----

Clase No.	I	II	III	IV	V
Descripción	Roca muy buena	Roca buena	Roca aceptable	Roca pobre	Roca muy pobre

c) La resistencia al corte de los macizos de roca fracturada deberá evaluarse utilizando los criterios de Hoek y Brown, en los cuales la resistencia al corte se representa como una curva envolvente que es función de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, q_u , y dos constantes adimensionales m y s . Los valores de m y s que deberán utilizarse están definidos en la TABLA 88.

d) La resistencia al corte del macizo rocoso deberá ser determinado como:

Ec. 652

$$\tau = (\cot \phi'_i - \cos \phi'_i) m \frac{q_u}{8}$$

En la cual:

Ec. 653

$$\phi'_i = \tan^{-1} \left\{ 4h \cos^2 \left[30 + 0.33 \sin^{-1} \left(\frac{-3}{h^2} \right) \right] - 1 \right\}^{\frac{-1}{2}}$$

$$h = 1 + \frac{16(m\sigma'_n + sq_u)}{(3m^2q_u)}$$

Donde:

- τ resistencia al corte del macizo rocoso (MPa).
- ϕ'_i ángulo de fricción instantánea del macizo rocoso (grados).
- q_u resistencia promedio del núcleo de la roca sometido a compresión no confinada (MPa).
- σ'_n esfuerzo normal efectivo (MPa).
- m, s constantes especificadas en la TABLA 88 (adim).

TABLA 88
RELACIÓN APROXIMADA ENTRE LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO Y LAS CONSTANTES DEL MATERIAL UTILIZADAS PARA DEFINIR LA RESISTENCIA NO LINEAL (HOEK AND BROWN, 1988).

Calidad de la roca	Constantes	Tipo de roca
		A = Las rocas carbonatadas con divisiones de cristal bien desarrolladas
		— dolomita, piedra caliza y mármol
		B = Rocas litificadas arcillosas — lodolita, limolita, lutita y pizarra (normal a dividida)

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

		C = Rocas arenosas con cristales fuertes y poco desarrollados cristal arenisca y cuarcita				
		D = Rocas ígneas cristalinas de grano fino polimineral — andesita, dolerita, diabasa y riolita				
		E = Rocas cristalinas ígneas y metamórficas de grano grueso polimineral - anfibolita, gabro gneis, granito, norita, cuarzo-diorita				
		A	B	C	D	E
MUESTRAS DE ROCA INTACTA	m	7.00	10.00	15.00	17.00	25.00
Tamaño de especímenes de laboratorio libres de discontinuidades.						
Valoración CSIR: RMR = 100	s	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
MACIZOS ROCOSOS DE MUY BUENA CALIDAD <i>m</i> 2.40 3A3						
Roca inalterada firmemente encajada con juntas en 900 a 3000 mm sin erosión		5.14			5.82	8.567
	s		0.082	0.082		
		0.082			0.082	0.082
Valoración CSIR: RMR = 85						
MACIZOS ROCOSOS DE BUENA CALIDAD						

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

Roca fresca a ligeramente erosionada ambientalmente, ligeramente alterada con juntas en 900 a 3000 mm	m	0.575	0.821	1.231	1.395	2.052
Valoración CSIR: <i>RMR</i> = 65	s	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293
MACIZOS ROCOSOS DE CALIDAD ACEPTABLE						
Varios conjuntos de junta con erosión ambiental moderada espaciadas en 300 a 900 mm	m	0.128	0.183	0.275	0.311	0.458
Valoración CSIR: <i>RMR</i> = 44	s	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009
MACIZO ROCOSO DE CALIDAD POBRE						
Numerosas juntas con erosión ambiental 50 a 300 mm; alguna gubia.	m	0.029	0.041	0.061	0.069	0.102

Desperdicio de roca limpia Compactada. Valoración CSIR: $RMR = 23$	s	3×10^{-6}	3×10^{-6}	3×10^{-6}	3×10^{-6}	3×10^{-6}
MACIZOS ROCOSOS DE CALIDAD MUY POBRE						
Numerosas juntas con fuerte erosión ambiental, con espaciamentos < 50 mm	m	0.007	0.010	0.015	0.017	0.025
Ingubia. Desecho de roca con finos. Valoración CSIR: $RMR = 3$	s	1×10^{-7}	1×10^{-7}	1×10^{-7}	1×10^{-7}	1×10^{-7}

e) Cuando sea necesario evaluar la resistencia de una discontinuidad individual o de un conjunto de discontinuidades, la resistencia a lo largo de la discontinuidad deberá ser determinada de la siguiente manera:

1. Para discontinuidades suaves, la resistencia al corte está representada por el ángulo de fricción del material de roca madre. Para evaluar el ángulo de fricción de este tipo de discontinuidad de superficie para el diseño, deberán realizarse pruebas de corte directo en las muestras. Las muestras deberán ser preparadas en el laboratorio mediante el corte de muestras de núcleo intacto.
2. Para discontinuidades bruscas deberá aplicarse el criterio no lineal de Barton (1976).

Artículo 693. DEFORMACIÓN DEL MACIZO ROCOSO.

a) El módulo de elasticidad de un macizo rocoso (E_m) deberá tomarse como el menor entre el módulo de elasticidad de una muestra del núcleo de la roca intacta (E_i) y el módulo de elasticidad determinado a partir de una de las siguientes ecuaciones:

Ec. 654

$$E_m = 1000 \left(10^{\frac{RMR-10}{40}} \right)$$

Donde:

E_m módulo de elasticidad del macizo rocoso (MPa).
 $E_m \leq E_i$
 E_i módulo de elasticidad de la roca intacta (MPa)
RMR valoración del macizo rocoso especificada en el Artículo 692

o,

Ec. 655

$$E_m = \left(\frac{E_m}{E_i} \right) E_i$$

dónde:

E_m módulo de elasticidad del macizo rocoso (MPa).
 E_m / E_i
 E_i módulo de elasticidad de la roca intacta obtenido a partir de las pruebas (MPa).

- b) Para las estructuras críticas o de gran tamaño, podrá justificarse la determinación del módulo de elasticidad del macizo rocoso E_m mediante pruebas in situ. Consulte Sabatini et al. (2002) para una descripción de las pruebas in situ adecuadas,

TABLA 89
ESTIMACIÓN DE E_m CON BASE EN RQD (SEGÚN O'NEILL AND REESE, 1999).

RQD (porcentaje)	E_m / E_i	
	Juntas cerradas	Juntas abiertas
100	1.00	0.60
70	0.70	0.10
50	0.15	0.10
20	0.05	0.05

TABLA 90
RESUMEN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD PARA ROCA INTACTA (MODIFICADO SEGÚN KULHAWY, 1978).

			Módulo de elasticidad, E_i	Desviación
--	--	--	------------------------------	------------

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE Puentes

Tipo de roca	Número de valores	Número de tipos de roca	(MPa x 10 ³)			estándar (MPa x 10 ³)
			Máximo	Mínimo	Promedio	
Granito	26	26	100	6.410	52.7	24.50
Diorita	3	3	112	17.1	51.40	42.70
Gabro	3	3	84.1	67.6	75.80	6.70
Diabasa	7	7	104	69	88.30	12.3
Basalto	12	12	84.1	29	56.10	17.90
Cuarcita	7	7	88.3	36.5	66.10	16.00
Mármol	14	13	73.7	4.0	42.60	17.20
Gneis	13	13	82.1	28.5	61.10	15.90
Pizarra	11	2	26.1	2.41	9.60	6.60
Esquisto	13	12	69	5.93	34.20	21.90
Filita	3	3	17.3	8.62	11.80	3.90
Arenisca	27	19	39.2	0.62	14.70	8.20
Limolita	5	5	32.8	2.60	16.50	11.40
Lutita	30	14	38.6	0.007	9.80	10.00
Caliza	30	30	89.6	4.5	39.30	25.70
Dolomía	17	16	78.6	5.70	29.10	23.70

- c) El coeficiente de Poisson para la roca deberá determinarse a partir de pruebas en muestras tomadas en el núcleo de la roca intacta.

**TABLA 91
RESUMEN DE LA RELACIÓN DE POISSON PARA ROCA INTACTA (MODIFICADO SEGÚN KULHAWY, 1978).**

Tipo de roca	Número de valores	Número de tipo de roca	Relación de Poisson, ν			Desviación estándar
			Máximo	Mínimo	Promedio	

Granito	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
Gabbro	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
Diabasa	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
Basalto	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
Cuarcita	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
Mármol	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
Gneis	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
Esquisto	12	11	0.31	0.02	0.12	0.08
Arenisca	12	9	0.46	0.08	0.20	0.11
Limolita	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
Lutita	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
Caliza	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
Dolomía	5	5	0.35	0.14	0.29	0.08

Artículo 694. EROSIONABILIDAD DE LA ROCA. Cuando se determina la susceptibilidad de la roca ante erosión en las proximidades de las cimentaciones del puente, deberán considerarse las características físicas de la roca y la condición del macizo rocoso. Las características físicas que deberán considerarse en la evaluación de erodabilidad incluyen agentes cementantes, mineralogía, espaciamiento de las juntas y erosión ambiental.

CAPÍTULO V ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA

SECCIÓN 1 GENERAL

Artículo 695. GENERAL.

- a) Los estados límite deberán ser los especificados en el Artículo 6; esta Sección contiene las disposiciones específicas para cimentaciones.

- b) Las cimentaciones deberán ser dimensionadas de modo que la resistencia mayorada no sea menor que los efectos de las cargas mayoradas especificadas en la Sección 3.

SECCIÓN 2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 696. GENERAL.

- a) El diseño de la cimentación en el estado límite de servicio deberá incluir:
1. Asentamientos,
 2. Movimientos horizontales,
 3. Estabilidad global, y
 4. Socavación para la inundación de diseño.
- b) La consideración de los movimientos de la cimentación deberá estar basada en la tolerancia de la estructura a los movimientos totales y diferenciales, transitabilidad y economía. Los movimientos de la cimentación deberán incluir todos los movimientos producidos asentamiento, movimiento horizontal y rotación.
- c) Si se utiliza zapatas, la capacidad de carga estimada utilizando la presión de contacto admisible, asumida deberá aplicarse únicamente para abordar el estado límite de servicio.

Artículo 697. MOVIMIENTOS TOLERABLES Y CRITERIOS DE MOVIMIENTO.

- a) Los criterios de movimiento de la cimentación deberán ser consistentes con la función y el tipo de estructura, vida útil proyectada, y las consecuencias de movimientos inaceptables sobre el comportamiento de la estructura. Los movimientos de la cimentación deberán incluir los movimientos verticales, horizontales y de rotación. Los criterios de tolerancia en los movimientos deberán ser establecidos mediante procedimientos empíricos, análisis estructurales o considerando ambos.
- b) El asentamiento de la cimentación deberá ser investigado utilizando todas las cargas aplicables en la combinación de carga "Servicio I" especificada en la TABLA 2.
- c) Las cargas transitorias podrán omitirse del análisis del asentamiento para cimentaciones apoyadas sobre o inmersas en depósitos de suelos cohesivos que están sujetos a asentamientos por consolidación dependientes del tiempo.
- d) Para evaluar el movimiento horizontal y la rotación de las cimentaciones deberán utilizarse todas las combinaciones de carga aplicables para el estado límite de servicio en la TABLA 2.
- e) Los criterios de los movimientos horizontales deberán ser establecidos en la parte superior de la cimentación con base en la tolerancia de la estructura al movimiento lateral, en consideración a la longitud y rigidez de la columna.

Artículo 698. ESTABILIDAD GLOBAL. La evaluación de la estabilidad global de taludes de suelo con o sin una unidad de cimentación deberá ser investigada en el estado límite de servicio según se especifica en el Artículo 829.

Artículo 699. TRANSICIONES EN LOS ESTRIBOS. Los movimientos verticales y horizontales causados por las cargas del terraplén detrás de los estribos del puente deberán investigarse.

SECCIÓN 3 ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA.

Artículo 700. GENERAL.

- a) El diseño de cimentaciones en los estados límite de resistencia incluye la consideración de las resistencias geotécnicas nominales y estructurales de los elementos de la cimentación.
- b) El diseño por estados límite de resistencia no deberá considerar las deformaciones requeridas para desarrollar la resistencia nominal, a menos que se especifique una definición de falla con base en la deformación.
- c) El diseño de todas las cimentaciones en el estado límite de resistencia deberá considerar:
 - 1. Resistencia estructural, y
 - 2. Pérdida de apoyo lateral y vertical debido a la socavación en el evento de la inundación de diseño

Artículo 701. ZAPATAS. En este tipo de cimentaciones, el diseño por el estado límite de resistencia también deberá considerar:

- a) Capacidad de carga nominal,
- b) Volcamiento o pérdida excesiva de contacto,
- c) Deslizamiento en la base de la zapata, y
- d) Factibilidad de construcción.

Artículo 702. PILOTES HINCADOS. En este tipo de cimentaciones, el diseño por estados límite de resistencia también deberá considerar:

- a) Resistencia a la compresión axial de los pilotes individuales,
- b) Resistencia a la compresión del grupo de pilotes,
- c) Resistencia al levantamiento de los pilotes individuales,
- d) Resistencia al levantamiento del grupo de pilotes,
- e) Resistencia lateral del pilote individual y del grupo de pilotes,
- f) Falla por punzonamiento del pilote hacia el interior de un estrato más débil por debajo del estrato de apoyo, y
- g) Factibilidad de construcción, incluyendo hincabilidad del pilote.

Artículo 703. PILOTES PERFORADOS. En este tipo cimentaciones, el diseño por estados límite de resistencia también deberá considerar:

- a) Resistencia a la compresión axial de los pilotes individuales,
- b) Resistencia a la compresión del grupo de pilotes,
- c) Resistencia al levantamiento de los pilotes individuales,
- d) Resistencia al levantamiento del grupo de pilotes,
- e) Resistencia lateral del pilote individual y del grupo de pilotes,
- f) Falla por punzonamiento del pilote hacia el interior de un estrato más débil por debajo del estrato de apoyo, y
- g) Factibilidad de construcción, incluyendo métodos de construcción de la perforación.

Artículo 704. MICROPILOTES. En este tipo de cimentaciones, el diseño por estados límite de resistencia también deberá considerar:

- h) Resistencia a la compresión axial de los micropilotes individuales,
- i) Resistencia a la compresión del grupo de micropilotes,
- j) Resistencia al levantamiento de los micropilotes individuales,
- k) Resistencia al levantamiento del grupo de micropilotes,
- l) Falla por punzonamiento del grupo de micropilotes hacia el interior de un estrato más débil por debajo del estrato de apoyo, y falla por punzonamiento de micropilote individual cuando se considera la resistencia por punta,
- m) Resistencia lateral del micropilote individual y del grupo de micropilotes,
- n) Factibilidad de construcción, incluyendo métodos de construcción del micropilote.

SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

Artículo 705. DISEÑO PARA EVENTOS EXTREMOS. Las cimentaciones deberán ser diseñadas para situaciones extremas, según corresponda.

Artículo 706. REQUISITOS DE DISEÑO PARA LA LICUACIÓN.

- a) En las zonas sísmicas 3 y 4 deberá llevarse a cabo la verificación de licuación si las siguientes condiciones (ambas) están presentes:
 1. *Nivel freático* — El nivel de las aguas subterráneas previsto en el sitio se encuentra dentro de una distancia de 15000 mm medida desde la superficie del terreno existente o desde la superficie del terreno final la que sea menor.
 2. *Características del suelo* — Los limos de baja plasticidad y las arenas dentro de los

23000 mm superiores se caracterizan por una de las siguientes condiciones: (1) el número de golpes de la prueba de penetración estándar (*SPT*) corregido N_{160} , es menor o igual a 25 golpes/300 mm en estratos de arena y limos no plásticos, (2) la resistencia a la penetración estática de la punta del cono (*CPT*) corregida q_{1cN} es menor o igual a 7.2 MPa en estratos de arena, y limos no plásticos, (3) la velocidad de onda de corte normalizada, V_{1s} , es menor a 2000000 mm/s, o (4) se ha observado que la unidad geológica presente en el sitio se ha licuado ante sismos anteriores.

3. En Zona Sísmica 2 también deberá considerarse el potencial para la licuación cuando las arenas saturadas sueltas a muy sueltas están dentro del perfil del subsuelo tal que la licuación de las mismas podría afectar la estabilidad de la estructura.
4. Para los sitios que requieren la evaluación de la licuación, deberán evaluarse los efectos potenciales de la licuación sobre los suelos y las cimentaciones. Dicha evaluación deberá considerar los siguientes efectos de la licuación:
 - I. Pérdida de resistencia en el estrato o estratos licuados,
 - II. Asentamiento del suelo inducido por licuación,
 - III. Fallas de flujo, difusión lateral e inestabilidad del talud.
5. Cuando se produce licuación alrededor de los cimientos del puente, este deberá analizarse y diseñarse en dos configuraciones:
 - I. Configuración sin licuación — La estructura deberá ser analizada y diseñada, asumiendo que no se produce licuación, utilizando el espectro de respuesta del suelo apropiado para las condiciones del suelo en estado no licuado.
 - II. Configuración con licuación — La estructura según lo diseñado en el ítem anterior, (configuración sin licuación) deberá ser reanalizada asumiendo que el estrato se ha licuado y en esta condición el suelo proporciona resistencia residual apropiada para los análisis respuesta lateral y axial de cimentaciones profundas consistente con las condiciones del suelo licuado (es decir, curvas P-y modificadas, módulo de reacción de la subrasante, o curvas t-z). El espectro de diseño deberá ser el mismo que se ha utilizado en la configuración sin licuación.
6. Con la aprobación del propietario, o como requiera el propietario, podrá desarrollarse un espectro de respuesta específico del sitio que tenga en cuenta la modificación producida en el contenido espectral como consecuencia de la licuación del suelo. A menos que el propietario apruebe otra cosa, el espectro de respuesta reducido resultante de los análisis específicos del sitio no deberá ser inferior a dos tercios del espectro desarrollado en la superficie del suelo utilizando el procedimiento general descrito en el Artículo 102 modificado por los factores de sitio en Artículo 101.
7. El diseñador deberá proporcionar detalles explícitos de las zonas de articulación plástica para los dos casos mencionados anteriormente, ya que es probable que las ubicaciones de las articulaciones plásticas para la configuración con licuación sean diferentes a las ubicaciones de las articulaciones plásticas para la configuración sin licuación. Los requisitos de diseño, incluyendo refuerzo transversal (para corte) deberán cumplirse para ambas configuraciones, con o sin licuación. Cuando se identifica licuación, podrá permitirse la articulación plástica en la cimentación, con la aprobación del propietario.

8. En aquellos sitios en que se ha determinado que ocurrirán desplazamientos laterales permanentes del suelo relacionados con la licuación del mismo (por ejemplo, flujo, difusión lateral, o inestabilidad del talúd) deberán evaluarse los efectos de los desplazamientos laterales sobre el puente y las estructuras de contención. Estos efectos podrán incluir el aumento de la presión lateral sobre las cimentaciones del puente y los muros de contención.
9. Los efectos de los desplazamientos laterales permanentes relacionados con la licuación del suelo sobre el comportamiento de los puentes y muros de contención deberán considerarse separados de la evaluación inercial de las estructuras del puente. Sin embargo, si el riesgo sísmico está dominado por sismos de gran magnitud, la evaluación de la respuesta del puente deberá considerar la potencial ocurrencia simultánea de:
 - I. Respuesta inercial del puente, y pérdida en la resistencia del suelo alrededor de los cimientos del puente a causa de la licuación, y,
 - II. Magnitudes previstas de desplazamiento lateral permanente del suelo.
10. Si se prevén deformaciones inelásticas en la cimentación debido a efectos inducidos por licuación, deberá considerarse la evaluación cuantitativa de dichos efectos. Dicha evaluación podrá seguir el criterio esbozado por SDC D en las Especificaciones AASHTO para el diseño sísmico de puentes mediante el método LRFD (AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design).

SECCIÓN 5 FACTORES DE RESISTENCIA

Artículo 707. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

- a) Los factores de resistencia para los estados límite de servicio deberán tomarse como 1.0 a excepción de lo dispuesto en el Artículo 829 para la estabilidad global.
- b) Para evaluar si la cimentación cumple los criterios de deflexión especificados después la socavación producida por la inundación de diseño deberá utilizarse un factor de resistencia de 1.0.

Artículo 708. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

a) General.

1. Los factores de resistencia para diferentes tipos de cimentaciones en el estado límite de resistencia deberán tomarse según se especifica en el Artículo 708b), c), d) y e), a menos que haya disponibilidad de valores regionales específicos o una experiencia exitosa sustancial que justifiquen valores más altos.
 2. Después de la socavación debido a la inundación de diseño la resistencia de la cimentación deberá ser adecuada utilizando los factores de resistencia que son proporcionados en este artículo.
- b) **Zapatas.** Los factores de resistencia proporcionados en la TABLA 92 deberán utilizarse para el diseño de zapatas por estado límite de resistencia con la excepción de las desviaciones

permitidas para las prácticas locales y las consideraciones específicas del sitio en el Artículo 708.

TABLA 92
LOS FACTORES DE RESISTENCIA PARA LA RESISTENCIA GEOTÉCNICA DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

Método/Suelo/Condición		Factor de resistencia	
Capacidad de carga del pilote individual- Métodos de análisis dinámico y prueba con carga estática φ_{dyn}	φ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatillas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	φ_T	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	φ_{ep}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

c) Pilotes hincados.

1. Los factores de resistencia deberán seleccionarse de la TABLA 93 con base en el método utilizado para determinar del criterio de hincado necesario para que el pilote alcance la capacidad de carga nominal requerida.
2. En cuanto a las pruebas de carga estática y pruebas con carga dinámica con igualación de señales, el número de pruebas a realizar para justificar los factores de resistencia seleccionados para el diseño deberá basarse en la variabilidad de las propiedades y la estratificación geológica del sitio al cual se van a aplicar los resultados de la prueba. Un sitio se define como un sitio del proyecto, o una porción del mismo, en donde las condiciones subsuperficiales podrán ser caracterizadas como geológicamente similares en términos de estratificación del subsuelo, es decir, secuencia, espesor e historia geológica de los estratos, las propiedades ingenieriles de los mismos, y las condiciones

del agua subterránea.

3. Tenga en cuenta que un sitio como se define en este documento, podrá ser sólo una parte de la zona en la que se encuentra la estructura (o estructuras). Para los sitios donde las condiciones son muy variables, un sitio podría limitarse incluso a una sola pila.

TABLA 93
FACTORES DE RESISTENCIA PARA PILOTES HINCADOS.

Condición/Método de determinación de la resistencia		Factor de resistencia
Capacidad de carga del pilote individual- Métodos de análisis dinámico y prueba con carga estática, φ_{stat}	Criterios de hincado establecidos mediante prueba con carga estática exitosa en al menos un pilote por condición de sitio y prueba con carga dinámica* en al menos dos pilotes por condición de sitio, pero no menos del 2% de los pilotes de producción	0.80
	Criterios de hincado establecidos mediante prueba con carga estática exitosa en al menos un pilote por condición de sitio sin prueba con carga dinámica	0.75
	Criterios de hincado establecidos mediante prueba con carga dinámica* llevada a cabo en el 100% de los pilotes de producción	0.75
	Criterios de hincado establecidos mediante las pruebas con carga dinámica*, control de calidad mediante pruebas con carga dinámica* en por lo menos dos pilotes por condición de sitio, pero no menos del 2% de los pilotes de producción	0.65
	Análisis de la ecuación de onda, sin mediciones dinámicas o pruebas con carga en el pilote, pero con la confirmación en campo del desempeño del martinete	0.50
	Fórmula de hincado "FHWA Modified Gates" (únicamente para condición de finalización del hincado EOD)	0.40
	Fórmula de hincado "Engineering News" (tal como se define en el Artículo 750e), (únicamente para condición de finalización del hincado EOD)	0.10

TABLA 94
FACTORES DE RESISTENCIA PARA PILOTES HINCADOS (CONTINUACIÓN).

Condición/Método de determinación de resistencia		Factor de resistencia
Capacidad de carga nominal del pilote individual- métodos de análisis estáticos, φ_{stat}	Resistencia por fuste y por punta: suelos arcillosos y mixtos	
	Método α (Tomlinson, 1987; Skempton, 1951)	0.35
	Método β (Esrig & Kirby, 1979; Skempton, 1951)	0.25

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

	Método λ (Vijayvergiya & Focht, 1972; Skempton, 1951)	0.40
	Resistencia por fuste y por punta: arena	
	Método Nordlund/Thurman (Hannigan et al., 2005)	0.45
	Método <i>SPT</i> (Meyerhof)	0.30
	Método <i>CPT</i> (Schmertmann)	0.50
	Apoyo por punta en roca (Canadian Geotech. Society, 1985)	0.45
Falla en bloque, φ_{1b}	Arcilla	0.60
Resistencia al levantamiento de pilotes individuales, φ_{up}	Método Nordlund	0.35
	Método α	0.25
	Método β	0.20
	Método λ	0.30
	Método <i>SPT</i>	0.25
	Método <i>CPT</i>	0.40
	Prueba con carga estática	0.60
	Prueba con carga dinámica con igualación de señales	0.50
Resistencia al levantamiento del grupo de pilotes, φ_{ug}	Todos los suelos	0.50
Resistencia geotécnica lateral del pilote individual o grupo de pilotes	Todos los suelos y roca	1.0
Estado límite estructural	Pilotes de acero Ver disposiciones del Artículo 453	
	Pilotes de concreto Ver disposiciones del Artículo 255a)	
	Pilotes de madera	
Análisis de hincabilidad del pilote, φ_{da}	Pilotes de acero Ver disposiciones del Artículo 453	
	Pilotes de concreto Ver disposiciones del Artículo 255a)	
	Pilotes de madera	
	En los tres artículos mencionados anteriormente, utilice φ identificado como 'resistencia durante el hincado del pilote'	

d) Pilotes perforados.

1. Los factores de resistencia deberán seleccionarse con base en el método utilizado para determinar la resistencia nominal del pilote. Cuando se selecciona un factor de

resistencia para pilotes perforados en arcillas u otras formaciones fácilmente alterables, deberá considerarse la experiencia local con las formaciones geológicas y con las prácticas típicas de construcción de pilotes perforados.

2. Cuando los factores de resistencia proporcionados en la TABLA 95 se aplican a un solo pilote el cual soporta una pila del puente, estos deberán reducirse en un 20 por ciento. Cuando el factor de resistencia se reduce de esta manera, el factor η_R proporcionado en la sección 4 del capítulo III del título I no deberá incrementarse para así tener en cuenta la falta de redundancia de la cimentación.
3. El número de pruebas con carga estática que se realizan para justificar los factores de resistencia proporcionados en la TABLA 95 deberán basarse en la variabilidad de las propiedades y la estratificación geológica del sitio al cual se van a aplicar los resultados de las pruebas. Con el fin de evaluar la variabilidad, un "sitio" deberá definirse de conformidad con el Artículo 708c).

TABLA 95
FACTORES DE RESISTENCIA PARA LA RESISTENCIA GEOTÉCNICA DE PILOTES PERFORADOS.

Método/Suelo/Condición		Factor de resistencia
La resistencia nominal a la compresión axial de pilotes perforados individuales, φ_{stat}	Resistencia por fuste en arcilla	Método α (O'Neill and Reese, 1999) 0.45
	Resistencia por punta en arcilla	Esfuerzo total (O'Neill and Reese, 1999) 0.40
	Resistencia por fuste en arena	Método β (O'Neill and Reese, 1999) 0.55
	Resistencia de punta en arena	O'Neill and Reese (1999) 0.50
	Resistencia por fuste en IGMs	O'Neill and Reese (1999) 0.60
	Resistencia por punta en IGMs	O'Neill and Reese (1999) 0.55
	Resistencia por fuste en roca	Horvath and Kenney (1979) O'Neill and Reese (1999) 0.55
	Resistencia por fuste en roca	Carter and Kulhawy (1988) 0.50

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE Puentes

		Sociedad Geotécnica Canadiense (1985) Método de medición de la presión (Sociedad Geotécnica Canadiense, 1985) O'Neill and Reese (1999)	0.50
Falla en bloque, ϕ_{1b}	Arcilla		0.55
Resistencia al levantamiento de pilotes perforados individuales, ϕ_{up}	Arcilla	Método α (O'Neill and Reese, 1999)	0.35
	Arena	Método β (O'Neill and Reese, 1999)	0.45
	Roca	Horvath and Kenney (1979) Carter and Kulhawy (1988)	0.40
Resistencia al levantamiento del grupo de pilotes, ϕ_{ug}	Arena y arcilla		0.45
Resistencia geotécnica horizontal del pilote individual o grupo de pilotes	Todos los materiales		1.0
Prueba con carga estática (compresión), ϕ_{load}	Todos los materiales		0.70
Prueba con carga estática (levantamiento), ϕ_{upload}	Todos los materiales		0.60

- e) **Micropilotes.** Los factores de resistencia deberán seleccionarse a partir de la TABLA 96 con base en el método utilizado para determinar la resistencia nominal axial del pilote. Si los factores de resistencia proporcionados en la TABLA 96 van a ser aplicados a pilotes en suelos con riesgo potencial de flujo plástico, suelos altamente plásticos, roca débil u otro tipo de suelos marginales, los valores del factor de resistencia de la tabla deberán reducirse en un 20 por ciento para reflejar la mayor incertidumbre del diseño.

TABLA 96
FACTORES DE RESISTENCIA PARA LA RESISTENCIA GEOTÉCNICA DE MICROPILOTES CARGADOS AXIALMENTE.

Estado Límite	Método/condición del suelo	Factor de Resistencia
Resistencia a la compresión del micropilote individual, ϕ_{stat}	Resistencia por fuste (adherencia): Valores asumidos	0.55 ⁽¹⁾
	Resistencia por punta en roca O'Neill and Reese (1999)	0.50
	Resistencia por fuste y por punta. Prueba con carga estática	Valores de la TABLA 94, pero no mayores a 0.70
Falla en bloque, ϕ_{bl}	Arcilla	0.60
Resistencia al levantamiento del micropilote individual, ϕ_{up}	Valores asumidos	0.55 ⁽¹⁾
	Prueba con fuerza de tensión	Valores de la TABLA 94, pero no mayores a 0.70
Resistencia al levantamiento del grupo de micropilotes, ϕ_{ug}	Arena y Arcilla	0.50

⁽¹⁾ Aplica a los valores asumidos de adherencia lechada-suelo para el diseño preliminar únicamente, en el Artículo 799b).

TABLA 97
FACTORES DE RESISTENCIA PARA LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL DE MICROPILOTES CARGADOS AXIALMENTE.

Sección/Condición de carga		Factor de Resistencia
Porción encamisada del pilote	Tensión, ϕ_{TC}	0.80
	Compresión, ϕ_{CC}	0.75
Porción no encamisada del pilote	Tensión, ϕ_{TU}	0.80
	Compresión, ϕ_{CU}	0.75

Artículo 709. ESTADOS LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.

- a) **General.** El diseño de cimentaciones por estados límite de evento extremo deberá ser consistente con la expectativa de prevenir el colapso de la estructura y proteger la vida.
- b) **Socavación.**
 - 1. Las disposiciones del Artículo 43b) y la sección 5 del capítulo VII del título III aplican a las condiciones de cimentación modificadas debido a la socavación. Los factores de resistencia en el estado límite de resistencia deberán tomarse como se especifica en este documento. Los factores de resistencia para el estado límite de evento extremo deberán tomarse como 1.0 excepto para la resistencia al levantamiento de los pilotes hincados y perforados, donde el factor de resistencia deberá tomarse como 0.80 o menor.
 - 2. La cimentación deberá resistir no sólo las cargas aplicadas por la estructura, sino que también cualquier carga producida por residuos durante el evento de inundación.
- c) **Otros estados límite de evento extremo.** Los factores de resistencia para el estado límite de evento extremo, incluyendo el diseño de cimentaciones para resistir fuerzas sísmicas, de hielo, cargas de impacto de embarcaciones o vehículos, deberán tomarse como 1.0. Para la resistencia al levantamiento de los pilotes (hincados o perforados), el factor de resistencia deberá tomarse como 0.80 o menor.

**CAPÍTULO VI
ZAPATAS**

**SECCIÓN 1
CONSIDERACIONES GENERALES**

Artículo 710. GENERAL.

- a) Las disposiciones del presente artículo aplican al diseño de zapatas aislada, en franja, continuas y zapatas combinadas utilizadas para el apoyo de columnas, muros y otros elementos de la subestructura y superestructura. Deberá prestarse especial atención a las zapatas sobre rellenos, para asegurarse de que la calidad del relleno colocado bajo las mismas está bien controlada y es adecuada en términos de resistencia al corte y compresibilidad para soportar las cargas de las zapatas.
- b) Las zapatas deberán ser dimensionadas y diseñadas de tal manera que el suelo o roca de soporte proporcione una resistencia nominal adecuada, teniendo en cuenta el potencial de capacidad de carga adecuada y el potencial de asentamiento, bajo los estados límite aplicables de conformidad con las disposiciones de esta sección.
- c) Las zapatas deberán ser dimensionadas y localizadas para mantener la estabilidad en todos los estados límite aplicables, considerando el potencial para, pero no necesariamente limitado a, volcamiento (excentricidad), deslizamiento, levantamiento, estabilidad global y la pérdida del soporte lateral.

Artículo 711. PROFUNDIDAD APOYO.

- a) Cuando existe el potencial de socavación, erosión o pérdida de soporte, las zapatas deberán apoyarse por debajo de la profundidad máxima de socavación, erosión, o pérdida de soporte previstas, como se especifica en el Artículo 43.
- b) Las zapatas deberán estar apoyadas por debajo de la profundidad de congelación potencial (línea de penetración de las heladas). La profundidad de congelación potencial deberá determinarse con base en los datos locales o regionales de penetración de las heladas.

Artículo 712. DIMENSIONES EFECTIVAS DE LA ZAPATA.

- a) En zapatas cargadas excéntricamente, el diseño geotécnico para el asentamiento o la capacidad de carga, deberá considerar un área efectiva (reducida), $B' \times L'$, dentro de los límites físicos de la zapata. El punto de aplicación de la carga deberá estar en el centroide del área efectiva.
- b) Las dimensiones reducidas de una zapata rectangular cargada excéntricamente deberán tomarse como:

Ec. 656

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

e_B excentricidad paralela a la dimensión B (mm).

e_L excentricidad paralela a la dimensión L (mm).

- c) Las zapatas bajo cargas excéntricas deberán estar diseñadas para asegurar que la capacidad de carga mayorada no es inferior a los efectos de las cargas mayoradas en todos los estados límite aplicables.
- d) Para zapatas que no son rectangulares, deberán utilizarse procedimientos similares con base en los principios indicados anteriormente.

Artículo 713. DISTRIBUCIONES DE LA PRESIÓN DE CONTACTO.

- a) Cuando se ajustan las dimensiones de la zapata para satisfacer los requisitos de asentamiento y capacidad de carga en todos los estados límite aplicables, la distribución de la presión de contacto en el área efectiva deberá asumirse como:
 - 1. uniformes para zapatas en suelos, o
 - 2. Con variación lineal, es decir, triangular o trapezoidal según corresponda, para zapatas en roca.
- b) La distribución de la presión de contacto deberá determinarse como se especifica en el Artículo 831.
- c) La distribución de la presión de contacto para el diseño estructural de la zapata deberá ser como se especifica en la sección 5 del capítulo VI del presente título.

Artículo 714. ANCLAJE DE ZAPATAS INCLINADAS.

- a) Las zapatas cimentadas en superficies de roca maciza inclinadas y lisas que no están restringidas por una sobrecarga de material resistente deberán ser ancladas efectivamente mediante anclajes o pernos de roca, pasadores, llaves u otros medios adecuados.
- b) Deberá evitarse el encajado de zapatas grandes en lugares donde se requiere explosión controlada para la remoción de la roca.

Artículo 715. AGUA SUBTERRÁNEA.

- a) Las zapatas deberán diseñarse con base en el nivel freático más alto previsto.
- b) Deberá considerarse la influencia del nivel freático en la capacidad de carga de los suelos o la roca y en el asentamiento de la estructura. En los casos en que se presentan fuerzas de filtración, estas también deberán ser incluidas en el análisis.

Artículo 716. LEVANTAMIENTO. Cuando las zapatas están sometidas a fuerzas de levantamiento, deberá investigarse tanto la resistencia al levantamiento como la resistencia estructural.

Artículo 717. ESTRUCTURAS CERCANAS. Cuando las zapatas se colocan adyacentes a estructuras existentes, deberá investigarse la influencia de las estructuras existentes sobre el comportamiento de la nueva cimentación, y el efecto de la nueva cimentación sobre las estructuras existentes.

**SECCIÓN 2
DISEÑO POR ESTADO LÍMITE DE SERVICIO**

Artículo 718. GENERAL.

- a) El diseño de zapatas por estado límite de servicio deberá incluir la evaluación del asentamiento total y diferencial y la estabilidad global.
- b) La estabilidad global de una zapata deberá evaluarse cuando se presenta una o más de las siguientes:
 1. Presencia de cargas horizontales o inclinadas,
 2. La zapata está ubicada en un terraplén,
 3. La zapata está localizada en, cerca o dentro de una pendiente,
 4. Existe la posibilidad de la pérdida de apoyo en la zapata por erosión o socavación, o
 5. Los estratos de apoyo están inclinados significativamente.

Artículo 719. MOVIMIENTOS TOLERABLES. Deberán aplicarse las disposiciones del Artículo 696.

Artículo 720. CARGAS. El asentamiento inmediato deberá determinarse utilizando la combinación de carga "servicio 1", como se especifica en la TABLA 2. Los asentamientos en suelos cohesivos (los cuales dependen del tiempo) deberán determinarse utilizando únicamente las cargas permanentes, es decir, las cargas transitorias no deberán ser consideradas.

Artículo 721. ANALISIS DE ASENTAMIENTO.

a) General.

1. Los asentamientos de las zapatas deberán estimarse utilizando métodos computacionales basados en los resultados de pruebas de laboratorio o ensayos in situ, o ambos. Los parámetros del suelo utilizados en los cálculos deberán escogerse de modo que reflejen la historia de carga del terreno, la secuencia de construcción, y los efectos del suelo.
2. Deberán considerarse tanto los asentamientos totales como los diferenciales, incluyendo los efectos dependientes del tiempo.
3. El asentamiento total, incluyendo los componentes elástica, por consolidación y secundaria podrán tomarse como:

Ec. 657

$$S_T = S_e + S_c + S_s$$

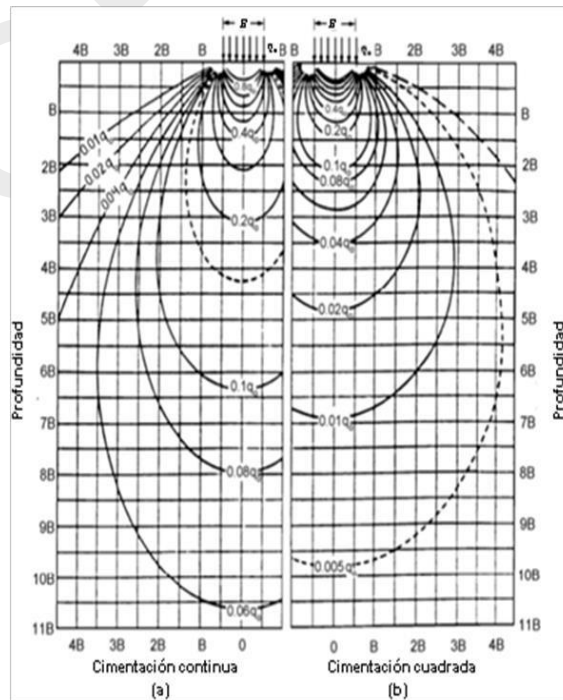
S_e asentamiento elástico (mm).

S_c asentamiento por consolidación primaria (mm).

S_s asentamiento secundario (mm).

4. En la estimación del asentamiento de la zapata deberán considerarse los efectos de la zona de influencia (o distribución vertical) de los esfuerzos por debajo de la misma.

FIGURA 84
BULBOS DE ESFUERZO VERTICAL DE BOUSSINESQ PARA ZAPATAS CONTINUAS Y CUADRADAS
MODIFICADO SEGÚN SOWERS (1979).



b) Asentamiento de zapatas en suelos no cohesivos.

1. El asentamiento de zapatas apoyadas en depósitos de suelos no cohesivos se estimará en función del ancho efectivo de la zapata y deberá tener en cuenta los efectos de la geometría de la zapata y la variación de la estratigrafía (suelo/roca) con la profundidad.
2. Los asentamientos de zapatas en suelos no cohesivos deberán estimarse utilizando la teoría elástica o procedimientos empíricos.
3. El método del semiespacio elástico asume que la zapata es flexible y se apoya en un suelo homogéneo de profundidad infinita. El asentamiento elástico de zapatas, en mm, según el método del semiespacio elástico deberá estimarse como:

Ec. 658

$$S_e = \frac{[q_o (1 - \nu^2) \sqrt{A'}]}{E_s \beta_z}$$

q_o esfuerzo vertical aplicado (MPa).

A' área efectiva de la zapata (mm²).

E_s módulo de elasticidad del suelo tomado como se especifica en el Artículo 691 si no hay disponibilidad de mediciones directas de E_s a partir de resultados de pruebas in situ o en laboratorio (Mpa).

β_z factor de forma especificado en la TABLA 98 (adim).

ν relación de Poisson, tomada como se especifica en el Artículo 691 si no hay disponibilidad de mediciones directas de ν a partir de resultados de pruebas in situ o en el laboratorio (adim).

4. A menos que E_s varíe significativamente con la profundidad, E_s deberá determinarse a una profundidad de aproximadamente 1/2 a 2/3 de B por debajo de la zapata, donde B es el ancho de la zapata. Si el módulo de elasticidad del suelo varía significativamente con la profundidad, deberá usarse un valor promedio (ponderado) de E_s .

**TABLA 98
FACTORES DE FORMA (ELASTICIDAD Y RIGIDEZ), EPRI (1983).**

L B	Flexible, β_z (promedio)	β_z Rigidez
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15

5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

- Las Ec. 659 y Ec. 660 corresponden al método empírico Hough para estimar el asentamiento de zapatas en suelos no cohesivos.
- El número de golpes del SPT deberá corregirse por presión de sobrecarga como se especifica en el artículo antes de correlacionarlo con el índice de capacidad de carga, C' .

Ec. 659

$$S_e = \sum_{i=1}^n \Delta H_i$$

En la cual

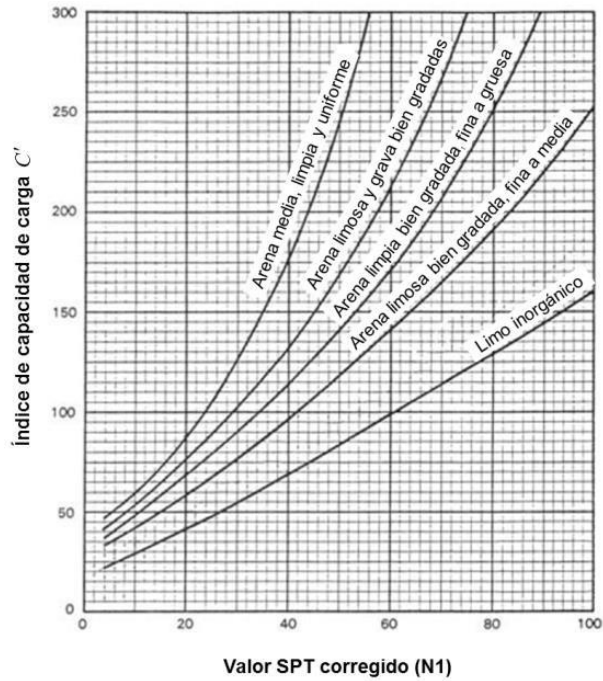
Ec. 660

$$\Delta H_i = H_c \frac{1}{C'} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma_v}{\sigma'_o} \right)$$

Dónde:

- n número de estratos de suelo dentro de la zona de influencia de esfuerzos de la zapata.
 - H_c altura inicial del estrato i (mm).
 - C' índice de capacidad de carga, FIGURA 85 (adim).
 - ΔH_i asentamiento elástico del estrato i (mm).
- En la Figura 85, N' se toma como N160, es decir, el número de golpes N , (golpes/300 mm), corregido por presión de sobrecarga tal como se especifica en el Artículo 690d).
 - σ'_o esfuerzo vertical efectivo inicial en el punto medio del estrato i (MPa).
 - $\Delta \sigma_v$ incremento del esfuerzo vertical en el punto medio del estrato i (MPa).

FIGURA 85
ÍNDICE DE CAPACIDAD DE CARGA VS. SPT CORREGIDO (MODIFICADO A PARTIR DE CHENEY AND CHASSIE DE 2000, DESPUÉS DE HOUGH, 1959).



c) Asentamiento en zapatas sobre suelos cohesivos.

1. En las zapatas cuya zona de influencia de esfuerzos incluye suelos cohesivos deberá investigarse el asentamiento por consolidación. El asentamiento elástico y el secundario también deberán investigarse para considerar los tiempos y secuencia de carga debido a la construcción y la tolerancia de la estructura a los movimientos totales y diferenciales.

2. Cuando los resultados de las pruebas de laboratorio se expresan en términos de la relación de vacíos, e , el asentamiento de las zapatas por consolidación deberá tomarse como:

I. para suelos sobreconsolidados donde $\sigma'_p > \sigma'_o$, ver FIGURA 86:

Ec. 661

$$S_c = \left[\frac{H_c}{1+e_o} \right] \left[C_r \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \right) + C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right]$$

II. para suelos normalmente consolidados donde $\sigma'_p = \sigma'_o$:

Ec. 662

$$S_c = \left[\frac{H_c}{1+e_o} \right] \left[C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right]$$

III. para suelos subconsolidados donde $\sigma'_p < \sigma'_o$:

Ec. 663

$$S_c = \left[\frac{H_c}{1+e_o} \right] \left[C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right) \right]$$

3. Cuando los resultados de las pruebas de laboratorio se expresan en términos de deformación unitria vertical, ϵ_v , el asentamiento de las zapatas por consolidación deberá tomarse como:

I. Para suelos sobreconsolidados donde $\sigma'_p > \sigma'_o$ ver FIGURA 87:

Ec. 664

$$S_c = H_c \left[C_r \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \right) + C_{ce} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right]$$

II. Para suelos normalmente consolidados donde $\sigma'_p = \sigma'_o$:

Ec. 665

$$S_c = H_c C_{ce} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right)$$

III. Para suelos consolidados donde $\sigma'_p < \sigma'_o$:

Ec. 666

$$S_c = H_c C_{ce} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right)$$

Dónde

- H_c altura inicial del estrato de suelo compresible (mm).
- e_o relación de vacíos correspondiente al esfuerzo vertical efectivo inicial (adim).
- C_r índice de recompresión (adim).
- C_c índice de compresión (adim).
- C_{re} relación de recompresión (adim).
- C_{ce} relación de compresión (adim).
- σ'_p máximo esfuerzo vertical efectivo (en el asado) en el suelo en el punto medio del estrato en estudio (MPa).
- σ'_o esfuerzo vertical efectivo inicial en el suelo en el punto medio del estrato en estudio (MPa).
- σ'_f esfuerzo vertical efectivo final en el suelo en el punto medio del estrato en estudio (MPa).

σ'_{pc} esfuerzo vertical efectivo actual en el suelo, sin incluir el esfuerzo adicional debido a las cargas de las zapatas, en el punto medio del estrato en estudio (MPa).

FIGURA 86
CURVA TÍPICA DE CONSOLIDACIÓN PARA SUELO SOBRE CONSOLIDADO: RELACIÓN DE VACÍOS VS. ESFUERZO VERTICAL EFECTIVO, EPRI (1983).

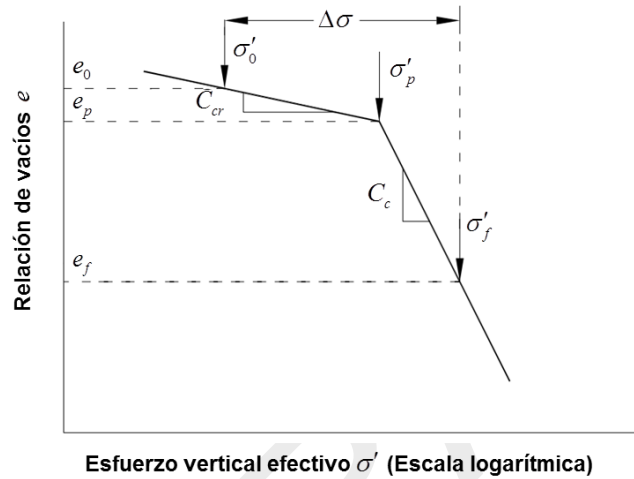
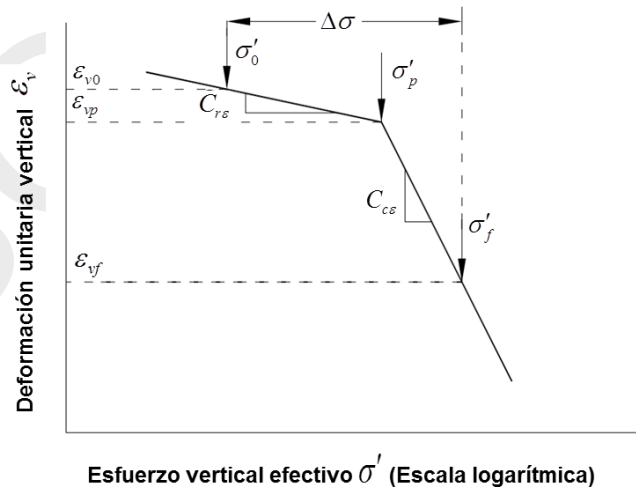


FIGURA 87
CURVA TÍPICA DE COMPRESIÓN DE CONSOLIDACIÓN PARA SUELO SOBRECONSOLIDADO: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL VS. ESFUERZO VERTICAL EFECTIVO, EPRI (1983).



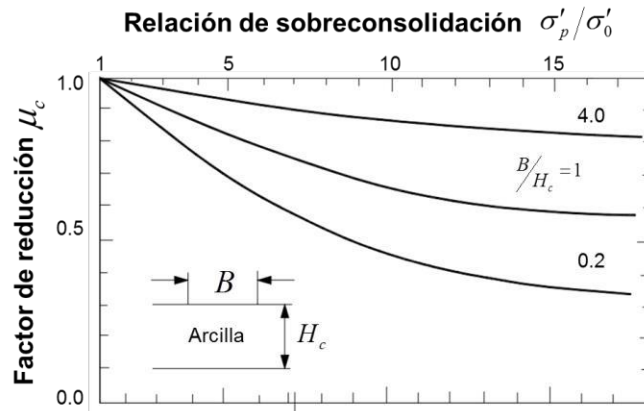
- Si el ancho de la zapata, B , es pequeño en relación con el espesor del suelo compresible, H_c , deberá considerarse el efecto de carga tridimensional y deberá tomarse como:

Ec. 667

$$S_{c(3-D)} = \mu_c S_{c(1-D)}$$

- μ_c factor de reducción tomado como se especifica en la FIGURA 88 (adim).
 $S_{(1\sigma)_D}$ asentamiento por consolidación unidimensional (mm).

FIGURA 88
FACTOR DE REDUCCIÓN PARA TENER EN CUENTA LOS EFECTOS DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN TRIDIMENSIONAL (EPRL, 1983).



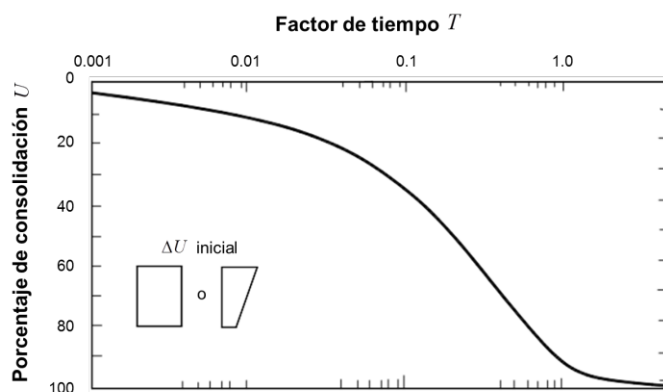
5. El tiempo, t , requerido para alcanzar un porcentaje determinado del asentamiento por consolidación unidimensional total estimado deberá tomarse como:

Ec. 668

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v}$$

- T factor de tiempo tomado como se especifica en la FIGURA 89 para las distribuciones del exceso presión de agua intersticial mostradas (adim).
 H_d longitud de la ruta más larga de drenaje en el estrato compresible en consideración (mm).
 c_v coeficiente de consolidación ($\text{mm}^2/\text{año}$).

FIGURA 89
PORCENTAJE DE CONSOLIDACIÓN COMO UNA FUNCIÓN DEL FACTOR DE TIEMPO, T (EPRI, 1983).



6. Cuando los resultados de las pruebas de laboratorio se expresan en términos de la relación de vacíos, e , el asentamiento secundario de las zapatas en suelos cohesivos deberá tomarse como:

Ec. 669

$$S_s = \frac{C_{\alpha}}{1+e_0} H_c \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$$

7. Cuando los resultados de las pruebas de laboratorio se expresan en términos de la deformación unitaria vertical ϵ_v , el asentamiento secundario de las zapatas en suelos cohesivos deberá tomarse como:

Ec. 670

$$S_s = C_{\alpha\epsilon} H_c \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$$

H_c	altura inicial del estrato de suelo compresible (mm).
E_0	Relación de vacíos con el esfuerzo vertical efectivo inicial (adim).
t_1	tiempo en que inicia el asentamiento secundario, es decir, típicamente el tiempo en que se ha producido en promedio el 90 por ciento de la consolidación primaria (año).
t_2	tiempo arbitrario que podría representar la vida útil de la estructura (año)
C_{α}	índice de compresión secundaria estimado a partir de los resultados de las pruebas de consolidación en laboratorio (muestras de suelo inalteradas) (adim).
$C_{\alpha\epsilon}$	Índice de compresión secundaria modificado, estimado a partir de los resultados de las pruebas de consolidación en laboratorio (muestras de suelos no alteradas) (adim).

d) Asentamiento de zapatas en roca.

1. Para las zapatas apoyadas en condiciones aceptables a muy buenas de acuerdo con el sistema de clasificación geomecánica, tal como se define en el Artículo 692, y diseñadas de acuerdo con las disposiciones de esta Sección, podrá asumirse que los asentamientos elásticos son, en general, inferiores a 13 mm. Cuando los asentamientos elásticos de esta magnitud resultan inaceptables o cuando la roca no es competente, deberá hacerse un análisis del asentamiento con base en características del macizo rocoso.
2. Cuando la roca es fracturada o presenta juntas (valoración relativa de diez o menos para RQD y espaciamiento en juntas), la condición de las juntas en la roca es pobre

(valoración relativa de diez o menor) o no se cumplen los criterios de roca aceptable a muy buena, deberá realizarse un análisis de asentamiento, en el cual deberá considerarse la influencia del tipo de roca, la condición de las discontinuidades, y el grado de erosión ambiental.

3. El asentamiento elástico de las zapatas en roca fracturada o con juntas, en mm, deberá tomarse como:

- I. para zapatas circulares (o cuadradas):

Ec. 671

$$\rho = q_o (1 - \nu^2) \frac{r I_p}{E_m}$$

En la cual:

Ec. 672

$$I_p \frac{(\sqrt{\pi})}{\beta_z}$$

- II. para zapatas rectangulares:

Ec. 673

$$\rho = q_o (1 - \nu^2) \frac{B I_p}{E_m}$$

En la cual:

Ec. 674

$$I_p \frac{(L/B)^{1/2}}{\beta_z}$$

Dónde:

- q_o esfuerzo vertical aplicado en la base del área cargada (MPa)
 ν relación de Poisson (adim).
 r radio de zapata circular o B/2 para zapatas cuadradas (mm).
 I_p coeficiente de influencia para tener en cuenta la rigidez y dimensiones de la Zapata (adim).
 E_m módulo de elasticidad del macizo rocoso (MPa).
 β_z factor que representa la forma y rigidez de la zapata (adim).

4. Los valores de I_p deberán calcularse utilizando los valores de β_z presentados en la TABLA 98 para las zapatas rígidas. Cuando los resultados de las pruebas de laboratorio no están disponibles, los valores de la relación de Poisson, ν , para los tipos de roca típicos se podrán tomarse como se especifica en la TABLA 91. La determinación del módulo de elasticidad del macizo rocoso, E_m , deberá basarse en los métodos descritos en el Artículo 693.

5. La magnitud de la consolidación y los asentamientos secundarios en macizos rocosos que contienen venas blandas u otros materiales con características de asentamiento en función del tiempo deberán calcularse mediante la aplicación de los procedimientos especificados en el Artículo 721c).

Artículo 722. ESTABILIDAD GLOBAL. La estabilidad global de zapatas deberá ser investigada utilizando la combinación de carga "Servicio I" y las disposiciones de la sección 1 del capítulo IV del título III, y el Artículo 698 y Artículo 833.

Artículo 723. CAPACIDAD DE CARGA EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

- a) Valores asumidos para la capacidad de carga. El uso de valores asumidos deberá basarse en el conocimiento de las condiciones geológicas en el o cerca del sitio de la estructura.

TABLA 99
CAPACIDAD DE CARGA ASUMIDA EN CIMENTACIONES DE ZAPATAS EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO,
MODIFICADA SEGÚN EL DEPARTAMENTO DE LA MARINA DE EE.UU. (1982).

Tipo de material de apoyo	Consistencia en el lugar	Capacidad de carga (MPa)	
		Rango ordinario	Valores de uso Recomendados
Rocas masivas cristalinas ígneas y metamórficas: granito, diorita, basalto, gneis, cogalornerate bien cimentado (la condición de roca sana permite grietas menores)	Roca sana muy dura	5.7 - 9.6	7.7
Rocas metamórficas foliadas: pizarra, esquisto (la condición de roca sana permite grietas menores)	Roca sana, dura	2.9 - 3.8	3.4
Rocas sedimentarias: lutitas duras cementadas, limolita, arenisca, caliza sin cavidades	Roca sana, dura	1.4 - 2.4	1.9
Lecho rocoso erosionado ambientalmente o fracturado de cualquier tipo, excepto rocas altamente arcillosas (lulita)	Roca medio dura	0.8 - 1.15	0.96
Compactación de lutita u otra roca altamente arcillosa en condición sana	Roca medio dura	0.8 - 1.15	0.96

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

Mezcla bien gradada de suelo de grano fino y grueso: masas glaciales, capas de suelo endurecido, roca rodante arcillosa (GW-GC, GC, SC)	Muy denso	0.8 - 1.15	0.96
Grava, mezcla de grava y arena, mezcla de roca rodante y grava (GW, GP, SW, SP)	Muy denso	0.6 - 0.96	0.7
	Medio denso a denso	0.38 - 0.67	0.48
	Suelto	0.19 - 0.57	0.29
Arena gruesa a media, y con poca grava (SW, SP)	Muy denso	0.38 - 0.57	0.38
	Medio denso a denso	0.19 - 0.38	0.29
	Suelto	0.1 - 0.29	0.14
arena fina a media, arena media a gruesa limosa o arcillosa (SW, SM, SC)	Muy denso	0.29 - 0.48	0.29
	Medio denso a denso	0.19 - 0.38	0.24
	Suelto	0.1 - 0.19	0.14
Arena fina, arena media a fina limosa o arcillosa (SP, SM, SC)	Muy denso	0.29 - 0.48	0.29
	Medio denso a denso	0.19 - 0.38	0.24
	Suelto	0.1 - 0.19	0.14
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa (CL, CH)	Muy denso	0.29 - 0.60	0.38
	Medio denso a denso	0.1 - 0.29	0.19
	Suelto		0.05
Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, capa anula de sedimentación de limo-arcilla-arena fina (ML, MH)	Muy rígido a duro	0.19 - 0.38	0.29
	Medio rígido a rígido	0.1 - 0.29	0.14
	Blando	0.05 - 0.1	0.05

- b) Procedimientos semiempíricos para determinar la capacidad de carga. La capacidad de carga en roca deberá determinarse mediante correlación empírica con el Sistema de Valoración Geomecánica de Macizos Rocosos, RMR, como se especifica en el Artículo 692. En el uso de estos procedimientos semiempíricos deberá considerarse la experiencia local. Si el valor

recomendado de la capacidad de carga asumida excede la resistencia a la compresión no confinada de la roca o la resistencia nominal del concreto, la capacidad de carga asumida deberá tomarse como el menor valor entre la resistencia a compresión no confinada de la roca y la resistencia nominal del concreto. La resistencia nominal del concreto deberá tomarse como $0.3 f_c'$.

SECCIÓN 3 ESTADO LÍMITE DE DISEÑO

Artículo 724. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO.

a) General.

1. La capacidad de carga de las zapatas deberá determinarse con base en el nivel freático más alto previsto para el sitio en que se ubica la zapata.
2. La capacidad de carga mayorada, q_R , en el estado límite de resistencia deberá tomarse como:

Ec. 675

$$q_R = \phi_b q_n$$

Dónde:

- ϕ_b factor de resistencia especificado en el Artículo 708b).
 q_n capacidad de carga nominal (MPa).

3. Cuando las cargas son excéntricas, en todas las Ecuaciones, Tablas y Figuras concernientes a la capacidad de carga, deberán utilizarse las dimensiones efectivas de la zapata, L' y B' (especificadas en el Artículo 7122 en lugar de las dimensiones totales L y B).

b) Estimación teórica.

1. Formulación básica.
 - I. La capacidad de carga nominal deberá estimarse mediante las teorías aceptadas de mecánica de suelos y deberán basarse en parámetros del suelo medidos. Los parámetros del suelo utilizados en los análisis deberán ser representativos de la resistencia al corte del suelo bajo la carga y condiciones del subsuelo consideradas.
 - II. La capacidad de carga nominal de zapatas en suelos no cohesivos deberá evaluarse mediante análisis de esfuerzos efectivos y parámetros de resistencia de suelo drenado.
 - III. La capacidad de carga nominal de zapatas en suelos cohesivos deberá evaluarse mediante análisis de esfuerzos totales y parámetros de resistencia del suelo no drenado. En los casos en que los suelos cohesivos puedan ablandarse y perder resistencia con el tiempo, la capacidad de carga de estos suelos también deberá evaluarse para condiciones de carga permanente utilizando el análisis de esfuerzos efectivos y los parámetros de resistencia del suelo drenado.

- IV. Para zapatas apoyadas en suelos compactados, la capacidad de carga nominal deberá evaluarse utilizando el análisis más crítico ya sea el de esfuerzo total o el de esfuerzo efectivo.
- V. Excepto lo indicado a continuación, la capacidad de carga nominal de un estrato de suelo, en MPa, deberá tomarse como:

Ec. 676

$$q_n = cN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma B N_{\gamma m} C_{w\gamma}$$

En la cual:

Ec. 677

$$N_{cm} = N_c s_c i_c$$

Ec. 678

$$N_{qm} = N_q s_q d_q i_q$$

Ec. 679

$$N_{\gamma m} = N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

donde:

- c** cohesión, tomada como la resistencia al corte del suelo no drenado (MPa).
- N_c** factor de capacidad carga especificado en la TABLA 100 para el término que corresponde a la cohesión (carga en suelo no drenado) (adim).
- N_q** factor de capacidad carga especificado en la TABLA 100 para el término que corresponde a la sobrecarga (empotramiento) (carga en suelo drenado o no drenado) (adim).
- γ** peso unitario total (húmedo) del suelo por encima o por debajo de la profundidad de apoyo de la zapata (N/mm³).
- D_f** profundidad de empotramiento de la zapata (mm).
- B** Ancho de la zapata (mm).
- C_{wq}** factores de corrección para tener en cuenta la ubicación del nivel freático especificados en la TABLA 101 (adim).
- $C_{w\gamma}$** factores de corrección para tener en cuenta la ubicación del nivel freático especificados en la TABLA 101 (adim).
- s_c** factores de corrección de forma de la zapata, especificados en la TABLA 102 (adim).
- s_γ** factores de corrección de forma de la zapata, especificados en la TABLA 102 (adim).
- s_q** factores de corrección de forma de la zapata, especificados en la TABLA 102 (adim).

d_q

factor de corrección para tener en cuenta la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla que pasa a través de material no cohesivo por encima de la cota de elevación del punto de apoyo, especificado en la TABLA 103 (adim).

i_c ,

i_γ ,

i_q

factores de inclinación de la carga determinados mediante las Ec. 680 o Ec. 681, y Ec. 682 y Ec. 683 (adim).

Para $\phi_f = 0$:

Ec. 680

$$i_c = 1 - (nH/cBLN_c)$$

Para $\phi_f > 0$:

Ec. 681

$$i_c = i_q - [(1 - i_q)/(N_q - 1)]$$

En la cual:

Ec. 682

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL \cot \phi_f)} \right]^n$$

Ec. 683

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL \cot \phi_f)} \right]^{-(n+1)}$$

Ec. 684

$$n = [(2 + L/B)/(1 + L/B)] \cos^2 \theta + [(2 + B/L)/(1 + B/L)] \sin^2 \theta$$

donde:

- B ancho de la zapata (mm).
- L longitud de la zapata (mm).
- H carga horizontal no mayorada (N).
- V carga vertical no mayorada (N).
- θ dirección de la carga proyectada en el plano de la zapata, medida desde el lado de longitud L (grados).

TABLA 100
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA N_c (PRANDTL, 1921), N_q (REISSNER, 1924), Y N_γ (VESIC 1975).

ϕ_f	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0

ϕ_f	N_c	N_q	N_γ
1	5.4	1.1	0.1
2	5.6	1.2	0.2
3	5.9	1.3	0.2
4	6.2	1.4	0.3
5	6.5	1.6	0.5
6	6.8	1.7	0.6
7	7.2	1.9	0.7
8	7.5	2.1	0.9
9	7.9	2.3	1.0
10	8.4	2.5	1.2
11	8.8	2.7	1.4
12	9.3	3.0	1.7
13	9.8	3.3	2.0
14	10.4	3.6	2.3
15	11.0	3.9	2.7
16	11.6	4.3	3.1
17	12.3	4.8	3.5
18	13.1	5.3	4.1
19	13.9	5.8	4.7
20	14.8	6.4	5.4
21	15.8	7.1	6.2

ϕ_f	N_c	N_q	N_γ
22	16.9	7.8	7.1
23	18.1	8.7	8.2
24	19.3	9.6	9.4
25	20.7	10.7	10.9
26	22.3	11.9	12.5
27	23.9	13.2	14.5
28	25.8	14.7	16.7
29	27.9	16.4	19.3
30	30.1	18.4	22.4
31	32.7	20.6	26.0
32	35.5	23.2	30.2
33	38.6	26.1	35.2
34	42.2	29.4	41.1
35	46.1	33.3	48.0
36	50.6	37.8	56.3
37	55.6	42.9	66.2
38	61.4	48.9	78.0
39	67.9	56.0	92.3
40	75.3	64.2	109.4
41	83.9	73.9	130.2
42	93.7	85.4	155.6

ϕ_f	N_c	N_q	N_γ
43	105.1	99.0	186.5
44	118.4	115.3	224.6
45	133.9	134.9	271.8

TABLA 101
COEFICIENTES C_{wq} Y $C_{w\gamma}$ PARA DISTINTAS PROFUNDIDADES DEL NIVEL FREÁTICO.

Dw	Cwq	Cw γ
0.0	0.5	0.5
Df	1.0	0.5
1.5B \leq Df	\leq 1.0	1.0

Cuando la posición del nivel freático está a una profundidad menor a 1.5 veces el ancho de la zapata, medida desde la base de la zapata hacia abajo, la capacidad de carga es afectada. En el diseño deberá utilizarse el nivel freático más alto previsto para el sitio en el que se ubica la zapata.

TABLA 102
FACTORES DE CORRECCIÓN DE FORMA S_c , S_γ , S_q .

Factor	Angulo de fricción	Término que corresponde a la cohesión (s_c)	Término que corresponde al peso unitario (s_γ)	Término que corresponde a la sobrecarga (s_q)
Factores de forma S_c, S_γ, S_q	$\phi_f = 0$	$1 + \frac{c}{5L}$	1.0	1.0
	$\phi_f > 0$	$1 + \frac{c}{L} \left(\frac{B}{N_c} \right)$	$1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$	$1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi$

TABLA 103
FACTORES DE CORRECCIÓN DE PROFUNDIDAD D_q .

Ángulo de fricción, ϕ_f (grados)	$D_f B$	d_q
32	1	1.20
	2	1.30
	4	1.35
	8	1.40
37	1	1.20
	2	1.25
	4	1.30
	8	1.35
42	1	1.15
	2	1.20
	4	1.25
	8	1.30

- I. El factor de corrección de profundidad deberá usarse solamente cuando los suelos por encima de la cota de elevación del punto de apoyo de la zapata son tan competentes como los suelos ubicados por debajo, de lo contrario, el factor de corrección de profundidad deberá tomarse como 1.0.
 - II. Para ángulos de fricción intermedios entre los valores mostrados en la TABLA 103 podrán hacerse interpolaciones lineales.
2. **Consideraciones para Punzonamiento.** Si es posible una falla de corte local o perforación, la capacidad de resistencia al aplastamiento nominal se calcula mediante la reducción de los parámetros de resistencia al corte c^* y ϕ^* en las Ec. 685 y Ec. 686. Los parámetros de corte reducidos se podrá tomar como:

Ec. 685

$$c^* = 0.67c$$

Ec. 686

$$\phi^* = \tan^{-1}(0.67 \tan \phi_f)$$

Dónde:

- *c cohesión efectiva reducida de la tensión del suelo por punzonamiento (MPa).
 - *φ suelo ángulo de fricción de la cohesión efectiva reducida de la tensión efectiva del para punzonamiento (grados).
3. Consideraciones de zapatas en pendiente. Para zapatas apoyadas en o cerca de laderas:

Ec. 687

$$N_q = 0.0$$

- I. En la Ec. 676, Nc y Ng ; se sustituye con Ncq y Ngq, respectivamente, en la FIGURA 90 de zapatas apoyadas en o cerca de las pendientes. En la FIGURA 90, el factor de estabilidad de taludes, Ns , se tomará como:

Para $B < H_s$:

Ec. 688

$$N_s = 0$$

Para $B \geq H_s$:

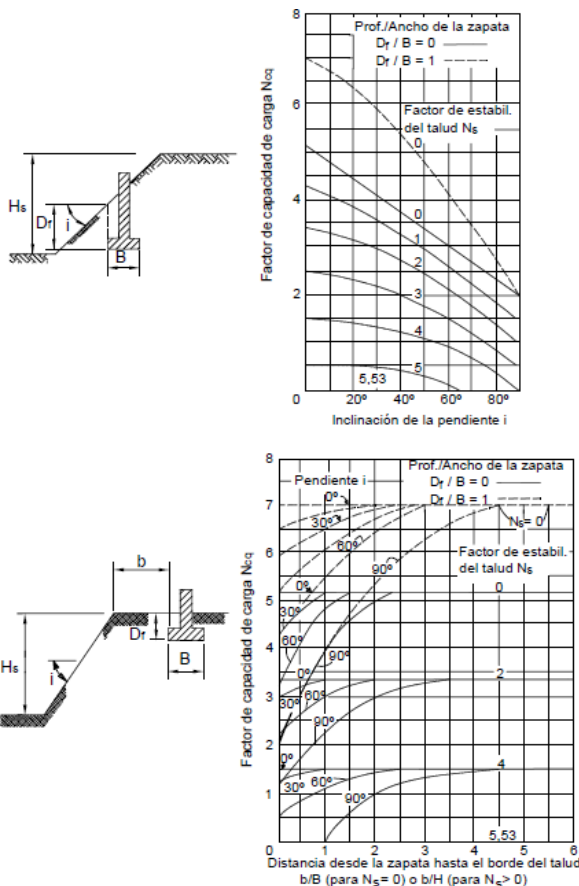
Ec. 689

$$N_s = \frac{\gamma H_s}{c}$$

Dónde:

- B** ancho de zapata (mm).
- H_s** altura de la pendiente de la masa de tierra (mm).

FIGURA 90
FACTORES DE CAPACIDAD DE APOYO MODIFICADOS PARA ZAPATAS EN SUELOS COHESIVOS O ADYACENTES A UN TERRENO INCLINADO DESPUÉS DE MEYERHOF (1957).



4. Consideraciones para sistemas de suelo de dos capas de profundidad crítica. Donde el perfil de suelo contiene una segunda capa de suelo con propiedades diferentes que afectan a resistencia al corte dentro de una distancia debajo de la zapata menor que H_{crit} , resistencia al aplastamiento del perfil del suelo en capas se determina utilizando las disposiciones para los sistemas de suelo de dos capas del presente documento. La distancia H_{crit} en pies se podrá tomar como:

Ec. 690

$$H_{crit} = \frac{(3B) \ln \left(\frac{q_1}{q_2} \right)}{2 \left(1 + \frac{B}{L} \right)}$$

Dónde:

- q_1 resistencia nominal al aplastamiento de la zapata apoyada en la capa superior de un sistema de dos capas, suponiendo que la capa superior es infinitamente gruesa (MPa).
- q_2 resistencia nominal al aplastamiento de una zapata ficticia del mismo (inferior) capa de un sistema de dos capas (MPa).
- B ancho de zapata (mm).

L longitud de la zapata (mm).

5. Sistema de suelo de dos capas cargadas en drenaje.

- I. Cuando una zapata se apoya en un sistema de suelo de dos capas sometidas a carga sin drenaje, la resistencia nominal al aplastamiento se podrá determinar utilizando la Ec. 676 con las siguientes modificaciones:

c_1	superior del suelo como se representa en la FIGURA 91 (MPa)
$N_{cm} = N_m$	un factor de capacidad de soporte como se especifica a continuación (adim)
N_{qm}	1.0 (adim)

- II. Cuando el estrato de apoyo recubre un suelo cohesivo más rígido, N_m , se podrá tomar como se especifica en la FIGURA 92.
- III. Cuando el estrato de apoyo recubre un suelo cohesivo blando, N_m se podrá tomar como:

Ec. 691

$$N_m = \left(\frac{1}{\beta_m} + \kappa s_c N_c \right) \leq s_c N_c$$

En el cual:

Ec. 692

$$\beta_m = \frac{BL}{2(B+L)H_{s2}}$$

Ec. 693

$$\kappa = \frac{c_2}{c_1}$$

Dónde:

- β_m índice de perforación (adim).
 c_1 resistencia al corte sin drenaje de la capa superior del suelo (MPa).
 c_2 Resistencia al corte sin drenaje de la capa inferior del suelo (MPa).
 H_{s2} distancia desde la parte inferior de la zapata a la parte superior de la segunda capa de suelo (mm).
 S_c factor de corrección de forma determinado de la TABLA 102.
 N_c factor que determina la capacidad de asumir este documento (adim).
 N_{qm} Factor de capacidad de soporte determinado en este documento (adim).

FIGURA 91
PERFILES DE SUELO DE DOS CAPAS.

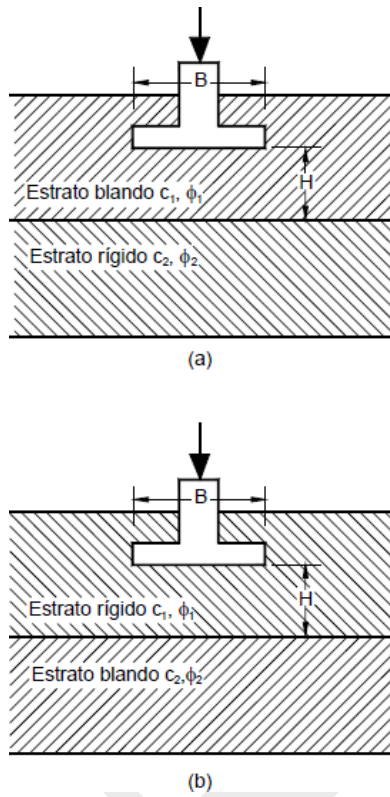
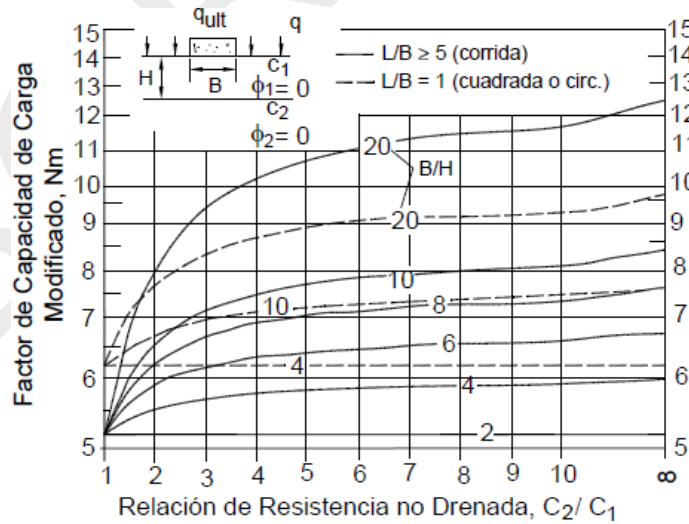


FIGURA 92

FACTOR DE SOPORTE MODIFICADO PARA SUELOS COHESIVOS DE DOS CAPAS CON UN SUELO MÁS DÉBIL SOBREPUESTO A UN SUELO MÁS FUERTE (EPRI, 1983).



6. Sistema de suelo de dos capas con carga drenada Cuando una zapata apoyada en un sistema de suelo de dos capas se somete a una carga de drenado, la resistencia nominal al aplastamiento, en MPa, se podrá tomar como:

Ec. 694

$$q_n = \left[q_2 + \left(\frac{1}{K} \right) c'_1 \cot \phi'_1 \right] e^{2 \left[1 + \left(\frac{B}{L} \right) \right]} - \left(\frac{1}{K} \right) c'_1 \cot \phi'_1$$

En la cual:

Ec. 695

$$K = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi'_1}{1 + \text{sen}^2 \phi'_1}$$

α' Resistencia cortante de drenado de la capa superior del suelo como se representa en la FIGURA 91 (MPa).

q_2 Resistencia nominal al aplastamiento de una zapata ficticia del mismo tamaño y forma que la zapata real pero apoyada en la superficie de la segunda (inferior) capa de un sistema de dos capas (MPa).

ϕ'_1 Ángulo de fricción eficaz de la tensión interna (grados).

c) Procedimientos semiempíricos.

1. La resistencia nominal al aplastamiento de los suelos de cimentación podrá estimarse a partir de los resultados de los ensayos in situ o por la resistencia observada de suelos similares. El uso de unas pruebas in situ determinadas y la interpretación de los resultados deberán tener en cuenta la experiencia local. Se podrán utilizar los siguientes ensayos in situ:

- I. Prueba estándar de penetración.
- II. Prueba de penetración de punta.

2. La resistencia nominal al aplastamiento en arena, en MPa, basándose en los resultados del SPT se podrá tomar como:

Ec. 696

$$q_n = (3.2 \times 10^{-5}) \bar{N}_{160} B \left(C_{wq} \frac{D_f}{B} + C_{wy} \right)$$

Dónde:

\bar{N}_{160} Número promedio SPT de conteo de golpes corregido por efectos de eficiencia de sobrecargas y martillo (blows/30mm) como se especifica en el Artículo 690d). Promedio de conteo de golpes en un intervalo de profundidad de la parte inferior de la zapata a $1.5B$ por debajo de la parte inferior de la zapata.

B Ancho de la zapata (mm).

C_{wq} , C_{wy} factores de corrección para tener en cuenta la ubicación del nivel freático como se especifica en la TABLA 101 (adim).

D_f profundidad de la zapata de empotramiento llevado a la parte inferior de la zapata (mm).

3. La resistencia nominal al aplastamiento, en MPa, para zapatas sobre suelos no cohesivos basados en los resultados de CPT podrán tomarse como:

Ec. 697

$$q_n = (8.2 \times 10^{-5}) \bar{q}_c B \left(C_{wq} \frac{D_f}{B} + C_{wy} \right)$$

Dónde:

- \bar{q}_c Resistencia de punta de cono promedio dentro de un intervalo de profundidad B por debajo de la parte inferior de la zapata (MPa) (la q_c va con una raya arriba, no me deja hacerla).
- B ancho de la zapata (mm).
- C_{wq}, C_{wy} factores de corrección para tener en cuenta la ubicación del nivel freático como se especifica en la TABLA 101 (adim).
- D_f profundidad de la zapata de empotramiento llevada a la parte inferior de la zapata (mm).

d) Pruebas de placa de carga.

1. La resistencia nominal al aplastamiento podrá ser determinada por ensayos de placa de carga, proporcionando las exploraciones de subsuelo adecuadas se han realizado para determinar el perfil del suelo por debajo de la cimentación. Cuando las pruebas de la placa de carga se llevan a cabo, deberá realizarse de conformidad con AASHTO T 235 y ASTM D1194.
2. La resistencia nominal al aplastamiento se determina a partir de una prueba de carga de placa que podrá ser extrapolada a las zapatas adyacentes en donde el perfil del subsuelo es confirmado por la exploración similar del subsuelo.

Artículo 725. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DE LA ROCA.

a) General.

1. Los métodos utilizados para el diseño de zapatas en roca deberán considerar la presencia, la orientación, y la condición de las discontinuidades, perfiles de resistencia a la intemperie, y otros perfiles similares que se aplican en un sitio particular.
2. Para zapatas en roca competente, podrá ser de aplicación la dependencia de análisis sencillos y directos basados en las resistencias a la compresión de la roca uniaxial y RQD. Para las zapatas sobre la roca menos competente, investigaciones más detalladas y los análisis se realizaron para dar cuenta de los efectos de la presencia de la intemperie y el estado de discontinuidades.
3. El diseñador deberá juzgar la competencia de un macizo rocoso, teniendo en cuenta tanto la naturaleza de la roca intacta como la orientación y la condición de las discontinuidades del macizo rocoso en general. Cuando los criterios de ingeniería no verifican la presencia de roca competente, la competencia del macizo rocoso se verifica usando los procedimientos de calificación RMR en el Artículo 692.

b) Procedimientos semiempíricos.

1. La resistencia nominal al aplastamiento de la roca deberá ser analizada por el coeficiente empírico con Sistema de evaluación geomecánico del macizo rocoso. La experiencia local deberá ser considerada en el uso de estos procedimientos semiempíricos.

2. La tensión de apoyo mayorada de la cimentación no deberá ser tomada como mayor que la resistencia mayorada a la compresión de la zapata de concreto.
- c) **Método analítico.** La resistencia nominal al aplastamiento de cimentaciones sobre roca se determinan según los principios mecánicos de las rocas establecidos basados en los parámetros de resistencia del macizo rocoso. También se considera la influencia de las discontinuidades en el modo de falla.
- d) **Prueba de carga.** Cuando sea apropiado, las pruebas de carga podrán realizarse para determinar la capacidad de carga nominal de cimentaciones sobre roca.

Artículo 726. LIMITACIONES DE CARGA EXCÉNTRICA. La excentricidad de la carga en el estado límite de resistencia, evaluada con base en las cargas mayoradas no deberá exceder:

- a) Un tercio de la dimensión correspondiente de la zapata, dimensión correspondiente, B o L , para zapatas sobre el suelo, o 0.45 de la dimensión correspondiente de la zapata, B o L , para zapatas en roca.

Artículo 727. FALLA POR DESLIZAMIENTO.

- a) La falla por deslizamiento deberá ser investigada para zapatas que soportan la carga horizontal o inclinada y/o están cimentadas en las pendientes.
- b) Para cimentaciones sobre suelos arcillosos, se considerará la posible presencia de una brecha de contracción entre el suelo y la cimentación. Si la resistencia pasiva se incluye como parte de la resistencia al cortante necesaria para resistir el deslizamiento, también deberá tenerse en cuenta la posible eliminación futura del suelo delante de la cimentación.
- c) La resistencia mayorada contra la falla por deslizamiento, en kips, se deberá tomar como:

Ec. 698

$$R_R = \phi R_n = \phi_r R_r + \phi_{ep} R_{ep}$$

Donde:

- | | |
|-------------|--|
| R_n | la resistencia nominal de deslizamiento contra la falla por deslizamiento (N). |
| ϕ_r | factor de resistencia para la resistencia al cortante entre el suelo y la cimentación especificado en la TABLA 92. |
| R_r | la resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la cimentación (N). |
| ϕ_{ep} | factor de resistencia para la resistencia pasiva especificado en la TABLA 92. |
| R_{ep} | la resistencia nominal pasiva del suelo disponible durante la vida del diseño de la estructura (N). |

- d) Si el suelo debajo de la zapata es no cohesivo, la resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la cimentación se tomará como:

Ec. 699

$$R_t = V \tan \delta$$

Para el cual:

$\tan \delta = \tan \phi_f$ para concreto contra el suelo.

= 0.8 $\tan \phi$ para zapata de concreto prefabricado.

Dónde:

ϕ_f ángulo de fricción interna del suelo drenado (grados).

V Fuerza vertical total (N).

- e) Para zapatas que descansan sobre arcilla, la resistencia al deslizamiento se podrá tomar como el menor de:

1. La cohesión de la arcilla, o
2. Cuando las zapatas se apoyan en al menos 6.0 in de material granular compactado, la mitad de la tensión normal en la interfaz entre la zapata y el suelo, como se muestra en la FIGURA 93 para muros de contención.

- f) La siguiente notación se aplica a la FIGURA 93:

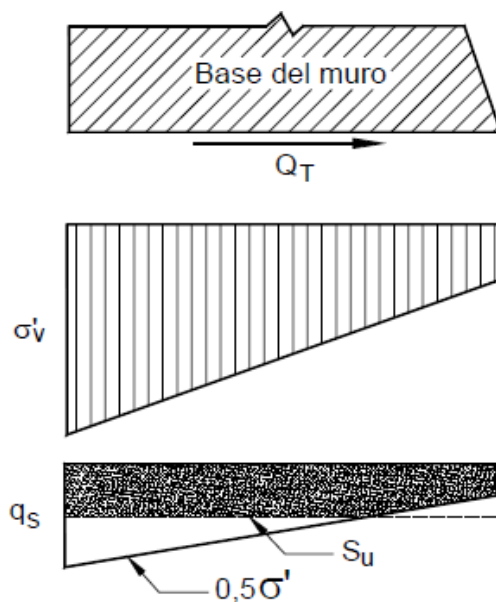
Q_s unidad de resistencia al cortante igual a S_u o $0.5\sigma'_v$, el que sea menor.

R_t resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la cimentación (kips) expresada como el área sombreada bajo el diagrama q_s .

S_u resistencia al cortante sin drenado (MPa).

σ'_v tensión efectiva vertical (MPa).

FIGURA 93
PROCEDIMIENTO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA NOMINAL AL DESLIZAMIENTO PARA PAREDES EN ARCILLA.



**SECCIÓN 4
EVENTO EXTREMO DEL ESTADO LÍMITE DE DISEÑO**

Artículo 728. GENERAL.

- a) El evento extremo del estado límite del diseño comprueba que las zapatas deberán incluir, pero no necesariamente limitarse a:
 1. Resistencia al aplastamiento,
 2. Limitaciones de carga excéntrica (vuelco),
 3. Deslizamiento, y
 4. Estabilidad global.
- b) Los factores de resistencia son los especificados en el Artículo 709.

Artículo 729. LIMITACIONES DE CARGAS EXCÉNTRICAS.

- a) Para las zapatas, ya sea en tierra o en la roca, la excentricidad de la carga para los estados límites extremos no excede los límites previstos en la sección capítulo VI del título IX.
- b) Si las cargas vivas actúan para reducir la excentricidad para el estado límite extremo, \square EQ se toma como 0.0.

**SECCIÓN 5
DISEÑO ESTRUCTURAL.**

Artículo 730. DISEÑO ESTRUCTURAL.

- a) El diseño estructural de las zapatas deberá cumplir con los requisitos indicados en la Sección 5.
- b) Para el diseño estructural de una cimentación excéntrica cargada, se utiliza una distribución de esfuerzo de contacto triangular o trapezoidal basado en las cargas mayoradas para las zapatas soportadas en todas las condiciones de suelo y roca.

CAPÍTULO VII PILOTES HINCADOS

SECCIÓN 1 GENERAL

Artículo 731. APLICACIÓN. Un pilote hincado deberá ser considerado en las siguientes situaciones:

- a) Cuando las zapatas no podrán cimentarse en la roca, o en suelos competentes, a un costo razonable,
- b) En los lugares donde las condiciones del suelo normalmente permitirían el uso de zapatas pero existe la posibilidad de socavación, licuefacción o desplazamiento lateral, en cuyo caso los pilotes hincados, soportados sobre los materiales adecuados por debajo de los suelos susceptibles, deberán ser considerados para usarlos como protección frente a estos problemas,
- c) En los casos donde vía u otras limitaciones de espacio no permiten el uso de zapatas,
- d) Cuando un suelo existente está contaminado por materiales peligrosos, y estos deberán ser removidos para la construcción de zapatas, o
- e) Cuando podrá ocurrir una cantidad inaceptable de asentamientos de zapatas.

Artículo 732. ESPACIADO MÍNIMO DE PILOTE, DESPEJE Y EMPOTRAMIENTO EN TAPA.

- a) Un espaciamiento de pilote de centro a centro pilote no deberá ser menor de 750mm o 2.5 diámetros de pilote. La distancia desde el lado de cualquier pilote al borde más cercano de la tapa de pilote no deberá ser inferior a 225 mm.
- b) Las partes superiores de los pilotes deberán sobresalir por lo menos 300 mm en la tapa de pilote después de que todo el material dañado ha sido retirado. Si el pilote está unido a la tapa por barras empotradas o torones, el pilote se extiende no menos de 150mm en la tapa.
- c) Cuando una viga de concreto reforzada se vacía en el lugar y se utiliza como tapa curvada soportada por pilotes, la cubierta de concreto sobre los lados de los pilotes no deberán ser inferiores a 150mm, más una asignación para la desalineación permisible del pilote. Donde está anclado un pilote reforzado en la tapa satisfaciendo los requisitos del Artículo 405, la proyección podrá ser menor que 6150mm.

Artículo 733. PILOTES A TRAVÉS DE RELLENO DEL TERRAPLÉN.

- a) Los pilotes a ser conducidos a través de terraplenes deberán penetrar un mínimo de 3000mm a través de la tierra original a menos que un rechazo sobre la roca o estratos competentes de apoyo se produzca a una penetración menor.
- b) El relleno utilizado para la construcción de terraplenes deberá ser un material selecto, que no impida la penetración del pilote a la profundidad requerida.

Artículo 734. PILOTES DE TALUD. Los pilotes de talud deberán ser considerados cuando la resistencia lateral de la tierra que rodea los pilotes es insuficiente para contrarrestar las fuerzas horizontales transmitidas a la cimentación, o cuando se requiere una mayor rigidez de toda la estructura, Cuando se espera la resistencia lateral negativa (rozamiento negativo) de las cargas, se deberán evitar los pilotes de talud. Si pilotes de talud se utilizan en áreas de carga sísmica significativa, el diseño de la cimentación reconoce el aumento de la rigidez de la cimentación resultante.

Artículo 735. REQUISITOS DE DISEÑO DEL PILOTE. El diseño del pilote incluye los siguientes temas, según corresponda:

- a) Resistencia nominal al aplastamiento que se especifica en el contrato, el tipo de pilote, y el tamaño del grupo de pilotes para prestar un apoyo adecuado, con la consideración de cómo la resistencia nominal al aplastamiento del pilote en el campo.
- b) La interacción de grupo.
- c) La estimación de la cantidad de pilotes y la penetración del pilote estimada y necesaria para cumplir con la resistencia axial nominal y otros requisitos de diseño.
- d) La penetración mínima del pilote necesaria para satisfacer las necesidades causadas por el levantamiento, la socavación, el rozamiento negativo, el asentamiento, la licuefacción, las cargas laterales, y las condiciones sísmicas.
- e) La deflexión de la cimentación para cumplir con el movimiento establecido y los criterios de desempeño asociados a la estructura.
- f) Resistencia nominal estructural de la cimentación de pilotes.
- g) Capacidad de conducción del pilote para confirmar que las tensiones de conducción aceptables y el conteo de golpes se podrán lograr en la resistencia nominal al aplastamiento, y en la resistencia estimada para llegar a la mínima elevación de la punta, si es requerida una mínima elevación de la punta, con un sistema de conducción disponible.
- h) durabilidad a largo plazo del pilote en servicio, es decir, la corrosión y el deterioro.

Artículo 736. DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE LOS PILOTES.

- a) **General.** Las cargas y los factores de carga para ser usados en el diseño de la cimentación de pilotes será la especificada en la Sección 3. Los supuestos de cálculo que se utilizan en la determinación de las cargas individuales de los pilotes se describen en la sección 4.
- b) **Rozamiento negativo.**
 1. Las disposiciones de la sección 8 del capítulo XI del título III se aplican para la determinación de la carga debido a la resistencia lateral negativa.
 2. Cuando los pilotes son llevados al apoyo final en un denso estrato o roca y el diseño

del pilote está estructuralmente controlado, el rozamiento negativo se deberá examinar en la resistencia y los estados límites extremos.

3. Para pilotes de fricción que podrán experimentar asentamiento en la punta, el rozamiento negativo se deberá examinar en el servicio, la fuerza y los estados límites extremos. La estimación del asentamiento del pilote y el grupo de pilotes de acuerdo con la sección 2 del capítulo VII del título VIII.
 4. La resistencia nominal del pilote disponible para soportar cargas de estructura más el rozamiento negativo, se estima teniendo en cuenta sólo el lado positivo y la resistencia de punta por debajo de la capa más baja contribuyendo al rozamiento negativo calculado como se especifica en la sección 8 del capítulo XI del título III.
- c) **Levantamiento debido a suelos expansivos.** Los pilotes que penetran suelo expansivo se deberán extender a una profundidad en suelos de humedad estable suficientes para proporcionar un anclaje adecuado para resistir la elevación. La liquidación suficiente deberá proporcionar entre la superficie del suelo y la parte inferior de los casquillos o pilotes de vigas de conexión para impedir la aplicación de cargas de levantamiento en la conexión de pilote/casquillo debido a las condiciones de hinchazón del terreno.
- d) **Estructuras cercanas.** Cuando los pilotes se colocan adyacentes a las estructuras existentes, se deberá investigar la influencia de la estructura existente sobre el comportamiento de la cimentación, y el efecto de la nueva cimentación en las estructuras existentes, incluyendo los efectos de vibración debido al pilote de instalación

SECCIÓN 2 DISEÑO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 737. GENERAL.

- a) El diseño de estado límite de servicio de cimentaciones pilotadas impulsadas incluye la evaluación del asentamiento debido a las cargas estáticas y las cargas por rozamiento negativo si se presentan, la estabilidad global, el aplastamiento lateral y la deformación lateral. La estabilidad general de una cimentación apoyada por pilotes deberá ser evaluada en:
1. La cimentación se coloca a través de un terraplén,
 2. La cimentación se encuentra en, cerca o dentro de una pendiente,
 3. Existe la posibilidad de la pérdida de apoyo de las cimentaciones a través de la erosión o socavación, o
 4. Los estratos de apoyo están inclinados de manera significativa.
- b) Las fuerzas laterales desequilibradas causadas por la falta de estabilidad general o compresión lateral deberán ser mitigadas a través de medidas de estabilización, si es posible.

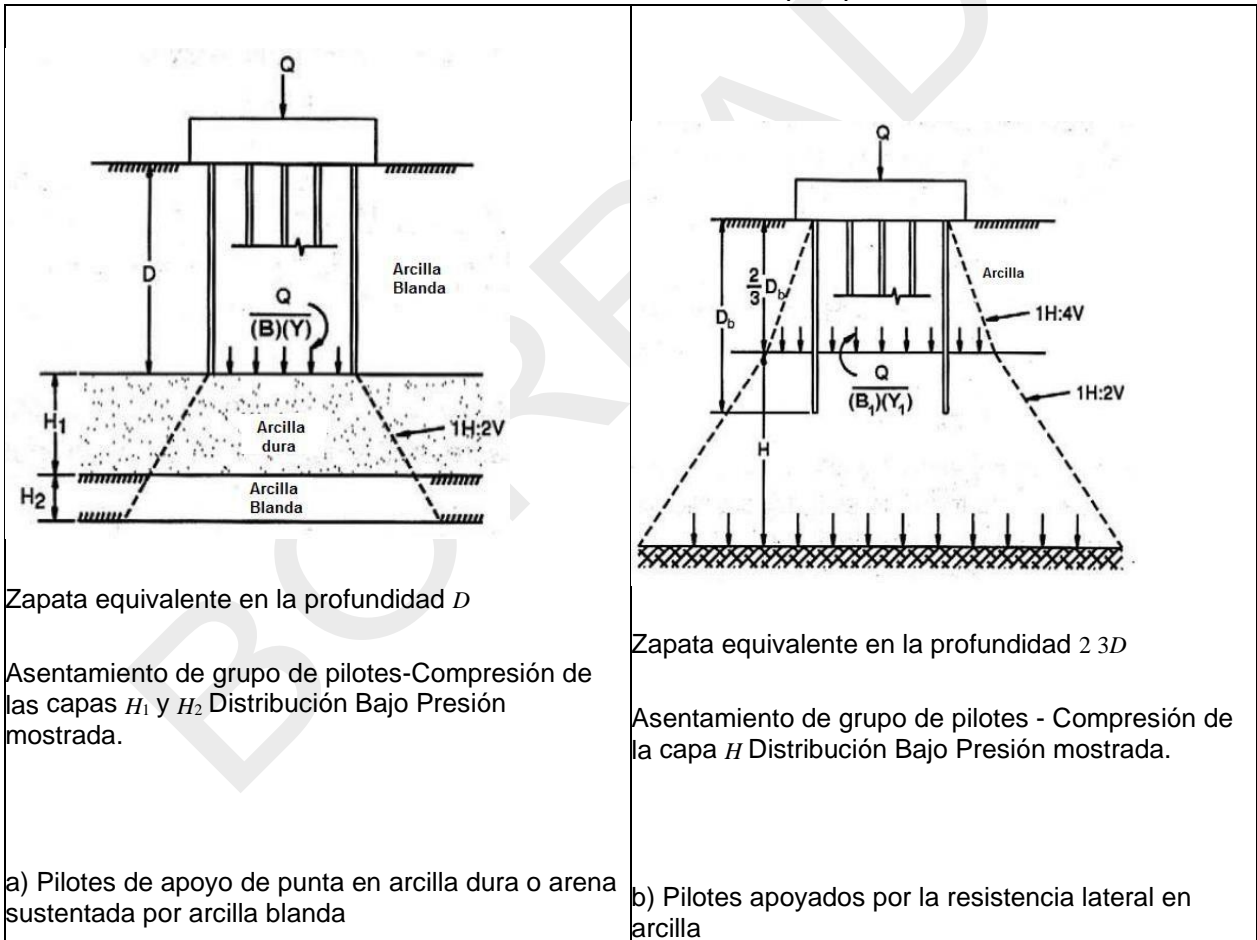
Artículo 738. MOVIMIENTOS TOLERABLES. Se aplican las disposiciones del Artículo 696.

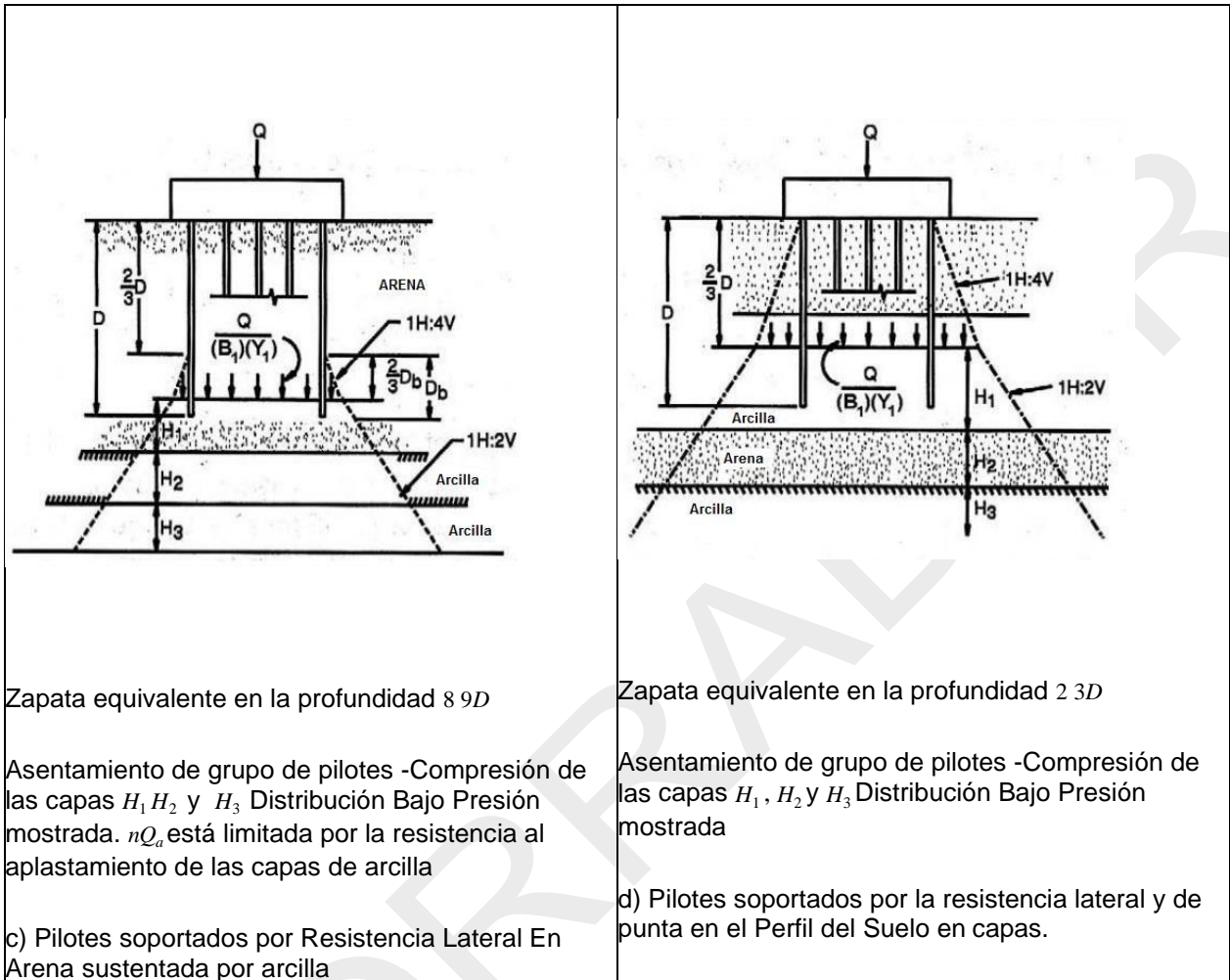
Artículo 739. ASENTAMIENTO.

- a) **Analogía Equivalente de Zapatas.**

1. Para efectos del cálculo de los asentamientos de grupos de pilotes, las cargas se deberá asumir para actuar en una zapata equivalente basado en la profundidad de empotramiento de los pilotes en la capa que proporciona soporte como se muestra en la FIGURA 94 y FIGURA 95.
2. El asentamiento del grupo de pilotes se evalúa por cimentaciones pilotadas en suelos cohesivos, suelos que incluyan capas cohesivas, y pilotes en suelos granulares flojos. La carga usada en el cálculo del asentamiento es la carga aplicada de modo permanente sobre la cimentación.
3. En la aplicación la analogía de zapata equivalente de cimentación pilotada, no se aplica la reducción de dimensiones equivalentes B' y L' , como se usa para el diseño de zapatas.

FIGURA 94
DISTRIBUCION DE TENSION POR DEBAJO DE ZAPATAS EQUIVALENTES PARA EL GRUPO DE PILOTES
DESPUES DE HANNIGAN ET AL. (2006).





Notas:

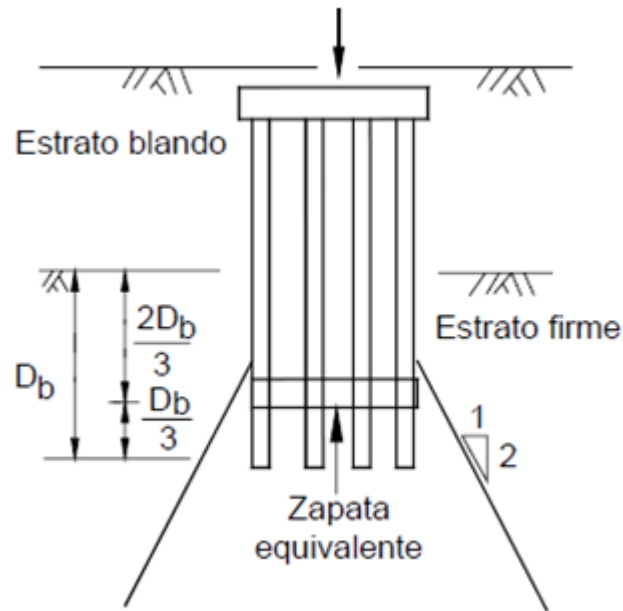
Plan zona del perímetro del grupo de pilotes = $(B)(Z)$.

Plan área $(B_1)(Z_1)$ = proyección de área $(B)(Z)$ en profundidad basado en la distribución de presión mostrada.

Para la tapa de pilote relativamente rígida, la distribución de presión se supone que varía con la profundidad como anteriormente.

Para losa flexible o de pequeñas presiones por soluciones elásticas.

FIGURA 95
UBICACIÓN DE ZAPATAS EQUIVALENTES (DESPUES DE DUNCAN Y BUCHIGNANI, 1976).



b) Grupo de pilotes en suelos cohesivos.

1. Los procedimientos de estimación de asentamiento cimentaciones superficiales se utilizan para estimar el asentamiento de un grupo de pilotes, utilizando la ubicación de la zapata equivalente especificada en la FIGURA 94 o la FIGURA 95.
2. El asentamiento de grupos de pilotes en suelos no cohesivos se podrá tomar como:

Usando SPT:

Ec. 700

$$\rho = \frac{30qI\sqrt{B}}{N_{160}}$$

Usando CPT:

Ec. 701

$$\rho = \frac{qB_1}{24q_c}$$

En el cual:

Ec. 702

$$I = 1 - 0.125 \frac{D'}{B} \geq 0.5$$

Dónde:

ρ asentamiento del grupo de pilotes (mm).

- q presión neta de la cimentación aplicada a $2D_b/3$, como se muestra en la FIGURA 94; esta presión es igual a la carga aplicada en la parte superior del grupo dividida por el área de la zapata equivalente y no incluye el peso de los pilotes o el suelo entre los pilotes (MPa).
- B ancho o dimensión más pequeña de grupo de pilotes (mm).
- I factor de influencia del empotramiento de grupo efectivo (adim).
- D' profundidad efectiva tomada como $2D_b/3$ (mm).
- $D_{b=}$ profundidad de empotramiento de los pilotes en la capa que proporciona soporte, tal como se especifica en la FIGURA 94 (mm).
- $1N$ SPT conteo de golpes corregido para efectos de sobrecarga y eficiencia martillo (blows/300mm) como se especifica en el Artículo 690d).
- Q_c resistencia de punta de cono estático (MPa).
3. Alternativamente, otros métodos para el cálculo del asentamiento en suelo no cohesivo, tales como el método de Hough como se especifica en Artículo 721b) también podrán utilizarse en relación con el enfoque de la zapata equivalente.
 4. El recuento de golpes SPT corregido o la resistencia de punta del cono estático deberá promediarse en una profundidad igual al ancho B del grupo de pilotes debajo de la base equivalente. Los métodos de SPT y CPT (Ecs. 10.7.2.3.2-1 y 10.7.2.3.2-2) sólo se consideran aplicables a las distribuciones que se muestran en la FIGURA 94 (b) y en la FIGURA 95.

Artículo 740. MOVIMIENTO HORIZONTAL DE LA CIMENTACIÓN PILOTADA.

- a) El movimiento horizontal inducido por cargas laterales deberá ser evaluado. Lo dispuesto en el Artículo 696 se aplica con respecto a los criterios de movimiento horizontal.
- b) Los movimientos horizontales tolerables de cimentaciones pilotadas se calculan mediante procedimientos que tengan en cuenta la interacción suelo-estructura. Los movimientos horizontales tolerables de pilotes se establecen sobre la base de los movimientos confirmados compatibles de los componentes estructurales, por ejemplo, conexiones de la columna al pilote, por la condición de carga bajo consideración.
- c) Los efectos de la resistencia lateral proporcionados por un casquillo incrustado podrán considerarse en la evaluación del movimiento horizontal.
- d) La orientación de las secciones transversales asimétricas de los pilotes deberá tenerse en cuenta al calcular la rigidez lateral de los pilotes.
- e) La resistencia lateral de pilotes individuales podrá ser determinada por la prueba de carga estática. Si se va a realizar una prueba de carga estática lateral, se deberá seguir los procedimientos especificados en ASTM D3966.

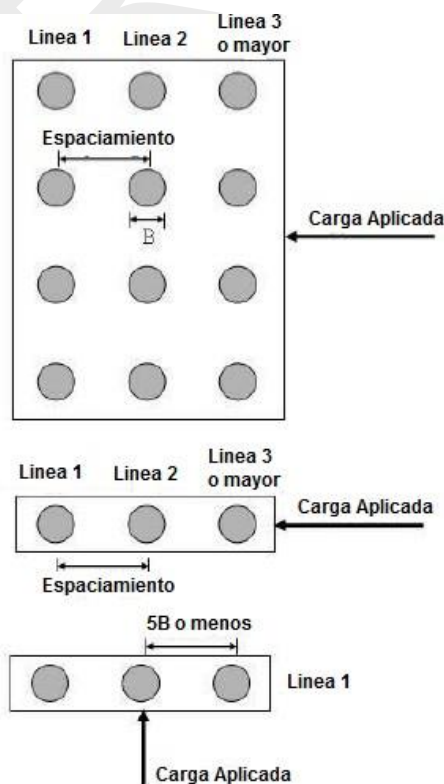
- f) Los efectos de la interacción del grupo se tienen en cuenta al evaluar el movimiento horizontal del grupo de pilotes. Cuando se usa el método de análisis P_y los valores de P deberá multiplicarse por los valores del multiplicador P_y , P_m para tener en cuenta los efectos de grupo. Se deberán utilizar Los valores de P proporcionados en la TABLA 104.

TABLA 104
MULTIPLICADORES P DE PILOTES, P_m , SOMBRADO POR VARIAS FILAS (PROMEDIO DE HANNIGAN ET AL.,2006).

Espaciamiento de pilotes CTC (en la dirección de la carga)	Multiplicadores P , P_m		
	Línea 1	Línea 2	Línea 3 y superior
3B	0.8	0.4	0.3
5B	1.0	0.85	0.7

- g) La dirección de carga y el espaciamiento se toman según se define en la FIGURA 96. Si la dirección de carga para una sola fila de pilotes es perpendicular a la fila (detalle abajo en la figura), un factor de reducción de grupo de menos de 1.0 sólo deberá utilizarse si el espaciado de pilotes es 5B o menos, es decir, un P_m del 0.8 para una separación de 3B, como se muestra en la FIGURA 96.

FIGURA 96
DEFINICION DE LA DIRECCION DE CARGA Y ESPACIAMIENTO PARA EFECTOS DE GRUPOS.



Artículo 741. ASENTAMIENTO DEBIDO AL ROZAMIENTO NEGATIVO.

- a) La resistencia nominal de los pilotes disponible para soportar cargas de estructura más el rozamiento negativo deberá estimarse teniendo en cuenta sólo el lado positivo y la resistencia de punta por debajo de la capa más baja contribuyendo al rozamiento negativo. En general, la resistencia geotécnica mayorada disponible deberá ser mayor que las cargas mayoradas aplicadas al pilote, incluyendo el rozamiento negativo, en el estado límite de servicio. En el caso en que no es posible obtener una resistencia geotécnica adecuada por debajo de la capa más baja se contribuye al rozamiento negativo, por ejemplo, los pilotes soportados por resistencia lateral, para resistir completamente el rozamiento negativo, la estructura deberá ser diseñada para tolerar la cantidad total de asentamiento resultante del rozamiento negativo y las otras cargas aplicadas.
- b) Si la resistencia geotécnica adecuada está disponible para resistir el rozamiento negativo más las cargas de la estructura en el estado límite de servicio, deberán ser estimadas la cantidad de deformación necesaria para movilizar completamente la resistencia geotécnica, y la estructura diseñada para tolerar el movimiento anticipado.

Artículo 742. COMPRESIÓN LATERAL. Los pilares de puentes apoyados sobre cimentaciones pilotadas impulsadas a través de suelos blandos que están sujetos a la carga desequilibrada de terraplén de relleno se evalúa para la compresión lateral.

**SECCIÓN 3
DISEÑO DEL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA**

Artículo 743. GENERAL. Para el diseño del estado límite de resistencia, se determina lo siguiente:

- a) Requisitos de cargas y de desempeño;
- b) Tipo de pilote, las dimensiones y la resistencia nominal al aplastamiento;
- c) Tamaño y configuración del grupo de pilotes para proporcionar un soporte adecuado a la cimentación;
- d) Longitud estimada del pilote que se utilizará en los documentos de construcción contratados para proporcionar una base para la licitación;
- e) Una penetración mínima, si se requiere, por las condiciones particulares del sitio y la carga, determinada con base en el máximo (la más profunda) de profundidad necesaria para cumplir con todos los requisitos aplicables señalados en la sección 6 del capítulo VII del título VIII;
- f) La resistencia de conducción máxima esperada con el fin de llegar a la penetración mínima del pilote requerida, si es aplicable, incluyendo cualquier resistencia lateral del suelo/pilote, que no contribuye a la resistencia nominal al aplastamiento a largo plazo del pilote, por ejemplo, el suelo que contribuye al rozamiento negativo, o el suelo que será eliminado por socavación;
- g) La capacidad de conducción del pilote seleccionado para conseguir la resistencia axial nominal requerida o la penetración mínima con las tensiones de conducción aceptables con un recuento de golpes satisfactorio por unidad de longitud de penetración; y
- h) La resistencia nominal estructural del pilote y/o del grupo de pilotes.

Artículo 744. PUNTOS DE APOYO DEL PILOTE SOBRE ROCA.

- a) **General.** Tal como se aplica a la resistencia a la compresión del pilote, el presente artículo se deberá considerar aplicable para rock suave, roca dura, y suelos muy fuertes, tales como cajas glaciales muy densas que proporcionan una alta resistencia al aplastamiento nominal en compresión con poca penetración.
- b) **Pilotes hincados en roca blanda.** La roca blanda que podrá ser penetrada por el hincado de pilotes deberá ser tratada de la misma manera que el suelo con el propósito de diseño para la resistencia al aplastamiento, de conformidad con el Artículo 750.
- c) **Pilotes hincados en roca dura.** La resistencia nominal de pilotes hincados para el punto de apoyo sobre la roca dura donde la penetración de pilote en la formación de roca es mínima y es controlada por el estado límite estructural. La resistencia al aplastamiento nominal no deberá exceder los valores obtenidos a partir del Artículo 496 con los factores de resistencia especificados en el Artículo 453 y el capítulo XV del título VI para condiciones severas de conducción. Un criterio de aceptación de hincado de pilotes se deberá desarrollar para evitar daños del pilote. Las mediciones dinámicas del pilote se deberán utilizar para controlar los daños del pilote.

Artículo 745. ESTIMACIONES DE LONGITUD PARA DOCUMENTOS DEL CONTRATO. La información geotécnica del subsuelo combinada con métodos de análisis estáticos (Artículo 750f), los programas de pre construcción de pilotes de sonda, y/o las pruebas de carga de pilotes (Artículo 750b)) se deberán utilizar para estimar la profundidad de penetración requerida para conseguir la resistencia nominal al aplastamiento deseada para establecer cantidades de pilotes del contrato. Si se utilizan los métodos de análisis estáticos, el sesgo potencial en el método seleccionado deberá considerarse al estimar la profundidad de penetración requerida para conseguir la resistencia nominal al aplastamiento deseada. La experiencia local en el hincado de pilotes también se considera la hora de hacer estimaciones de la cantidad de pilotes. Si la profundidad de la penetración requerida para obtener la resistencia al aplastamiento nominal, es decir, la resistencia a la compresión, es menor que la profundidad requerida para cumplir con las disposiciones de la sección 6 del capítulo VII del título VIII, la penetración mínima requerida por aquella sección se deberá utilizar como base para estimar las cantidades contractuales de pilotes.

Artículo 746. CAMBIO DE LA RESISTENCIA NOMINAL AXIAL DESPUÉS DEL HINCADO DE PILOTES.

- a) **General.** Se deberá tener en cuenta la posibilidad de un cambio en la resistencia axial nominal de los pilotes después del final del hincado de pilotes. El efecto de la relajación del suelo o de la configuración se deberá considerar en la determinación de la resistencia nominal axial de los pilotes para suelos que puedan estar sujetos a estos fenómenos.
- b) **Relajación.** Si la relajación es posible en los suelos en el lugar de los pilotes deberá someterse a ensayos de reencendido después de un tiempo transcurrido suficiente para el desarrollo de la relajación.
- c) **Configuración.** La configuración de la resistencia axial nominal podrá ser utilizada para soportar la carga aplicada. Donde el aumento de la resistencia debido a la configuración, sea utilizada, la existencia de la configuración deberá ser verificada después de un período de tiempo especificado por el reencendido de los pilotes.

Artículo 747. EFECTOS DE AGUA SUBTERRÁNEA Y FLOTABILIDAD. Efectos de las aguas subterráneas y la resistencia axial nominal de flotabilidad se deberá determinar utilizando el nivel de las aguas subterráneas consistente con el utilizado para el cálculo de la tensión efectiva a lo largo de los lados y la punta de los pilotes. El efecto de la presión hidrostática se considera en el diseño.

Artículo 748. SOCAVACIÓN.

- a) El efecto de la socavación deberá ser considerado en la determinación del empotramiento mínimo de los pilotes y la resistencia requerida de hincado nominal, R_{ndr} . La cimentación pilotada deberá ser diseñada de forma que la penetración del pilote después de que el diseño del evento de socavación cumpla, la resistencia requerida axial nominal y la resistencia lateral.
- b) Los factores de resistencia deberán ser los utilizados en el diseño sin socavación. La resistencia lateral de la pérdida de material debido a la socavación se deberá determinar mediante un análisis estático y no deberá ser mayorada, pero se deberá considerar el sesgo del método de análisis estático utilizado para predecir la resistencia. El sesgo del método se describe en el Artículo 745.
- c) La cimentación pilotada deberá ser diseñada para resistir las cargas de desechos que se producen durante el evento de inundación, además de las cargas aplicadas a la estructura.
- d) En algunos casos, la corriente de inundación llevará los residuos que inducen cargas horizontales en los pilotes.
- e) La Información adicional sobre el diseño del pilote para socavación se proporciona en Hannigan et al. (2006).

Artículo 749. ROZAMIENTO NEGATIVO.

- a) La cimentación deberá diseñarse de modo que el resistencia geotécnica mayorada disponible sea mayor que las cargas mayoradas aplicadas al pilote, incluyendo el rozamiento negativo, en el estado límite de resistencia. La resistencia nominal del pilote para soportar cargas de estructura más el rozamiento negativo se estimará teniendo en cuenta sólo la resistencia lateral positiva y la resistencia de punta debajo de la capa más baja contribuyendo al rozamiento negativo. La cimentación pilotada deberá ser diseñada para resistir estructuralmente el rozamiento negativo más las cargas de estructura.
- b) En el caso en el que no es posible obtener resistencia geotécnica adecuada debajo de la capa más baja contribuyendo al rozamiento negativo, por ejemplo, pilotes soportados por resistencia lateral, para resistir completamente el rozamiento negativo, o si se prevé que una deformación significativa se necesita para movilizar la resistencia geotécnica necesaria para resistir las cargas mayoradas incluyendo la carga del rozamiento negativo, la estructura deberá ser diseñada para tolerar el asentamiento resultante del rozamiento negativo y las otras cargas aplicadas tal como se especifica en el Artículo 741 (AASHTO 10.7.2.5).

Artículo 750. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA NOMINAL AL APLASTAMIENTO PARA PILOTES.

- a) **General.** La resistencia nominal al aplastamiento del pilote deberá ser verificada en el campo durante la instalación de del pilote mediante pruebas de carga estáticas, ensayos dinámicos, análisis de la ecuación de onda, o fórmula dinámica. El factor de resistencia seleccionado para el diseño se basa en el método usado para verificar la resistencia del al aplastamiento del pilote tal como se especifica en el Artículo 708c). Los pilotes de producción deberán ser hincados al mínimo conteo de golpe determinado de la prueba de carga estática, prueba dinámica, la ecuación de onda, o una fórmula dinámica y, si es necesario, a una penetración mínima necesaria para la elevación, socavación, resistencia lateral, u otros requisitos según se especifica en la sección 6 del capítulo VII del título VIII. Si se determina que las pruebas de carga estática no son métodos viables y los métodos dinámicos no son adecuados para la verificación de campo de la resistencia nominal al aplastamiento, los pilotes deberán ser

hincados a la elevación de la punta determinado a partir del análisis estático, y hacer frente a otros estados límite como se requiere en la sección 6 del capítulo VII del título VIII.

b) Prueba de carga estática.

1. Si una prueba de carga estática de pilote se utiliza para determinar la resistencia axial nominal del pilote, la prueba no deberá realizarse menos de 5 días después de que la prueba del pilote fue conducida a menos que sea aprobado por el Ingeniero. La prueba de carga se ajustará a los procedimientos especificados en la norma ASTM D1143, y el proceso de carga que se deberá seguir es el procedimiento de prueba de carga rápida.
2. A menos que se especifique lo contrario por el Ingeniero, la resistencia nominal al aplastamiento se determina a partir de los datos de prueba de la siguiente manera:
 - I. Para los pilotes de 610mm o menos de diámetro (longitud de lado para pilotes cuadrados), el método de Davisson;
 - II. Para los pilotes de más de 915mm de diámetro (longitud de lado para pilotes cuadrados), en un movimiento de la parte superior del pilote, s_f como se determina a partir de la Ec. 703; y
 - III. Para pilotes mayores que de 610mm, pero de menos de 915mm de diámetro, los criterios para determinar la resistencia nominal al aplastamiento que se interpola linealmente entre los criterios determinados en diámetros de 610mm y 915mm.

Ec. 703

$$s_f = \frac{QL}{12AE} + \frac{B}{2.5}$$

Dónde:

- Q Prueba de carga (N).
- L longitud del pilote (mm).
- A Área de sección transversal del pilote (mm²).
- E Modulo del pilote (MPa).
- B Diámetro del pilote (longitud del lado de las pilas cuadradas)(mm).

- IV. Criterios de conducción deberán establecerse teniendo en cuenta los resultados de la prueba de carga estática.

- c) **Pruebas dinámicas.** Las pruebas dinámicas se deberán realizar de acuerdo a los procedimientos indicados en la norma ASTM D4945. Si es posible, el ensayo dinámico deberá realizarse como un ensayo de reencendido si el Ingeniero anticipa fuerza dependiente del tiempo significativa cambiar. La resistencia nominal al aplastamiento del pilote se determina mediante un análisis de ajuste de señales de los datos de los ensayos dinámicos del pilote si la prueba dinámica se utiliza para establecer los criterios del hincado.

d) Análisis de la ecuación de onda.

1. Si un análisis de ecuación de onda se utiliza para establecer los criterios de hincado, que se realiza basándose en el sistema martillo y el sistema de hincado de pilotes que se utiliza para la instalación del pilote.
2. Si el análisis de la ecuación de onda se utiliza para la determinación de la resistencia nominal al aplastamiento, entonces el criterio del hincado (recuento de golpes) podrá ser el valor tomado ya sea al final del hincado (EOD) o al principio de la reconducción (BOR). Este último deberá ser utilizado donde los suelos presentan cambios significativos en la resistencia (configuración o relajación) con el tiempo. Cuando el conteo de golpes y el reencendido (es decir, BOR) se toman, es preciso calentar el martillo antes de las pruebas de reencendido y conteo de golpes y se toma con la mayor precisión posible para la primera pulgada de reencendido.
3. Si la ecuación de onda se utiliza para evaluar el potencial de daño del pilote, las tensiones de manejo no deberán exceder los valores obtenidos en la sección 8 del capítulo VII del título VIII, utilizando los factores de resistencia especificados o mencionados en la TABLA 93. Además, el recuento de golpes necesario para obtener la resistencia de conducción máxima anticipada deberá ser menor que el valor máximo establecido con base a las disposiciones de la sección 8 del capítulo VII del título VIII.

e) Fórmula dinámica.

1. Si una fórmula dinámica se utiliza para establecer el criterio del hincado, la Fórmula FHWA Gates (Ec. 10.7.3.8.5-1) se deberá utilizar. La resistencia nominal al aplastamiento del pilote, medida durante la conducción con este método se tomará como:

Ec. 704

$$R_{ndr} = 211\sqrt{E_d} \log_{10}(10N_b) - (4.45 \times 10^5)$$

Donde:

R_{ndr} resistencia nominal de conducción del pilote medida durante el hincado (N).

E_d energía del martillo desarrollada. Esta es la energía cinética del martillo pilón en el impacto de un golpe dado. Si la velocidad del martillo pilón no se mide, se podrá suponer igual a la energía potencial del martillo pilón a la altura del recorrido, tomado como el peso del martillo pilón veces la recorrido real (mm-N).

N_b Número de golpes de martillo de 1.0 in de ajuste de pilotes permanente (blows/300mm).

2. La fórmula Engineering News, modificada para predecir una resistencia nominal de aplastamiento, podrá ser utilizada. La resistencia nominal del pilote utilizada en este método deberá tomarse como:

Ec. 705

$$R_{ndr} = \frac{12E_d}{(s + 2.5)}$$

Dónde:

R_{ndr} resistencia nominal del pilote medida durante la conducción (N).

E_d energía del martillo desarrollada. Esta es la energía cinética del martillo pilón en el impacto de un golpe dado. Si la velocidad del martillo pilón no se mide, se podrá suponer igual a la energía potencial del martillo pilón a la altura del recorrido, tomado como el peso del martillo pilón veces la recorrido real (mm-N).

S Ajuste permanente de pilote, (mm).

3. Si se utiliza una fórmula dinámica diferente a la proporcionada aquí, esta deberá ser calibrada basada en los resultados medidos de la prueba de carga para obtener un factor de resistencia apropiado, de acuerdo con el Artículo 708.
4. Si no se lleva a cabo un análisis de capacidad de conducción, para pilotes de acero, las tensiones de diseño se deberán limitar según lo especificado en la sección 2 del capítulo XV del título VI.
5. Las fórmulas dinámicas no deberán utilizarse cuando la resistencia nominal requerida excede 600 kips.

f) Análisis estático.

1. General.

1. Cuando un método de análisis de predicción estática se utiliza para determinar los criterios de instalación del pilote, es decir para la resistencia al aplastamiento, la resistencia nominal del pilote deberá tenerse en cuenta en el estado límite de resistencia utilizando los factores de resistencia de la TABLA 93 asociados con el método utilizado para calcular la capacidad de carga nominal del pilote. La resistencia mayorada nominal al aplastamiento de pilotes, R_R , se podrá tomar como:

Ec. 706

$$R_R = \phi R_n$$

O:

Ec. 707

$$R_R = \phi R_n = \phi_{stat} R_p + \phi_{stat} R_s$$

En la cual:

Ec. 708

$$R_p = q_p A_p$$

Ec. 709

$$R_s = q_s A_s$$

Dónde:

φ_{stat}	factor de resistencia para la resistencia al aplastamiento de un único pilote se especifica en el Artículo 708c).
R_p	Resistencia de punta del pilote (N).
R_s	Resistencia lateral del pilote (N).
Q_p	Resistencia de punta de la unidad del pilote (MPa).
Q_s	Resistencia lateral de la unidad del pilote (MPa).
A_s	superficie del costado del pilote (mm ²).
A_p	Área de la punta del pilote (mm ²).

Tanto la tensión total y métodos efectivos de tensión podrán ser utilizados siempre que los parámetros apropiados del suelo de resistencia estén disponibles. Los factores de resistencia para la resistencia lateral y la resistencia de punta, calculados utilizando estos métodos, son los especificados en la TABLA 93. Las limitaciones de cada método como se describe en el Artículo 708c) deberán aplicarse en el uso de estos métodos de análisis estático.

2. Metodo α .

- I. El método α , basado en la tensión total, podrá usarse para relacionar la adhesión entre el pilote y la arcilla a la fuerza sin drenaje de la arcilla. Para este método, la unidad de resistencia lateral nominal, en MPa, deberá tomarse como:

Ec. 710

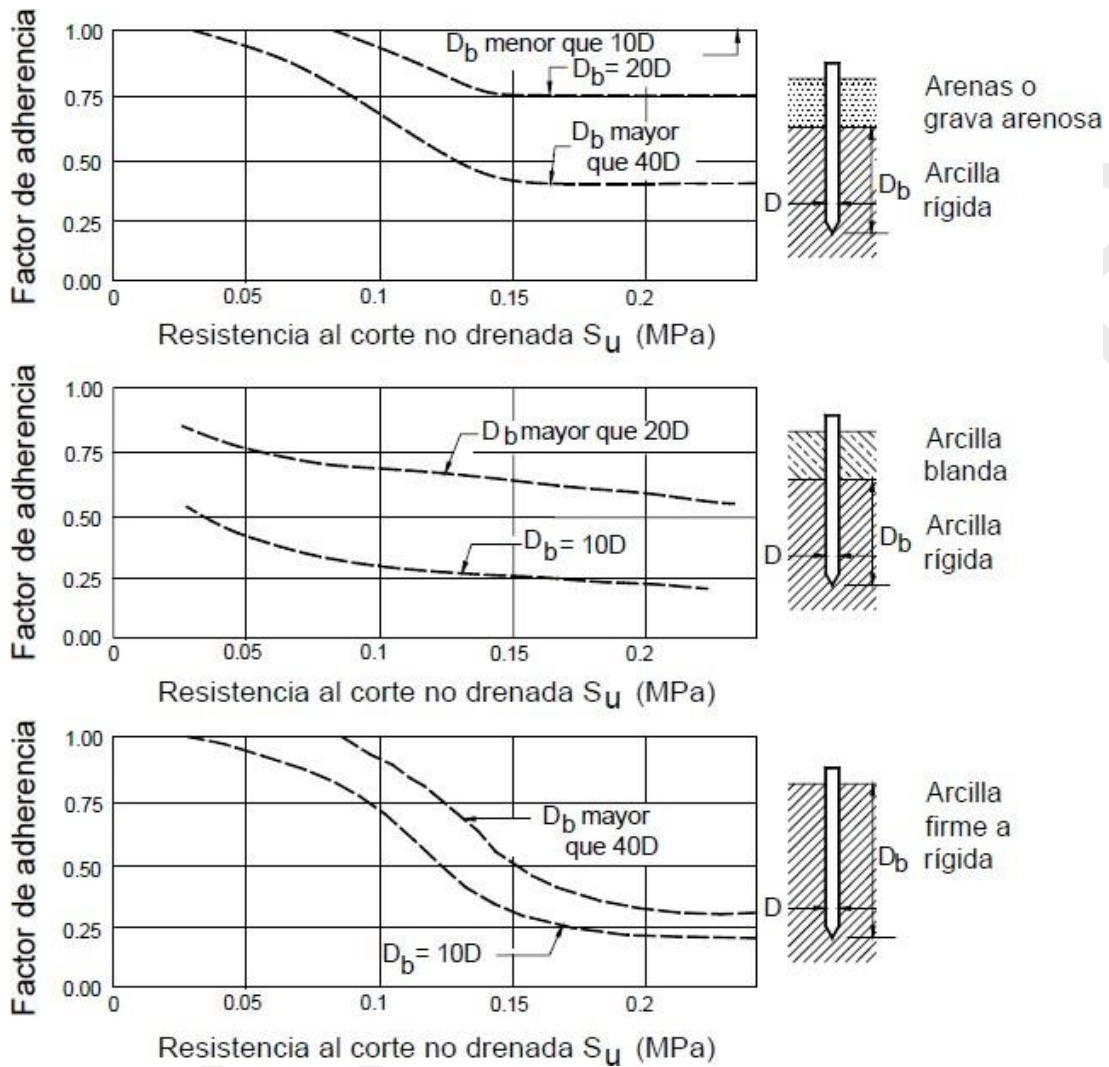
$$q_s = \alpha S_u$$

Dónde:

S_u	resistencia al corte sin drenaje (MPa).
α	factor de adhesión aplicado a S_u (adim).

- II. El factor de adhesión para este método, α , se supone que varían con el valor de la fuerza sin drenaje, S_u , como se muestra en la FIGURA 97.

FIGURA 97
CURVAS DE DISEÑO PARA LOS FACTORES DE ADHESION PARA PILOTES HINCADOS EN SUELOS
ARCILLOSOS DESPUES TORNLINSON (1980).



3. Método β .

- I. El Método β basado en la tensión efectiva, podrá ser utilizado para predecir la resistencia lateral de pilotes prismáticos. La unidad de fricción de piel nominal para este método, en MPa, estará relacionada con las tensiones efectivas en el suelo como:

Ec. 711

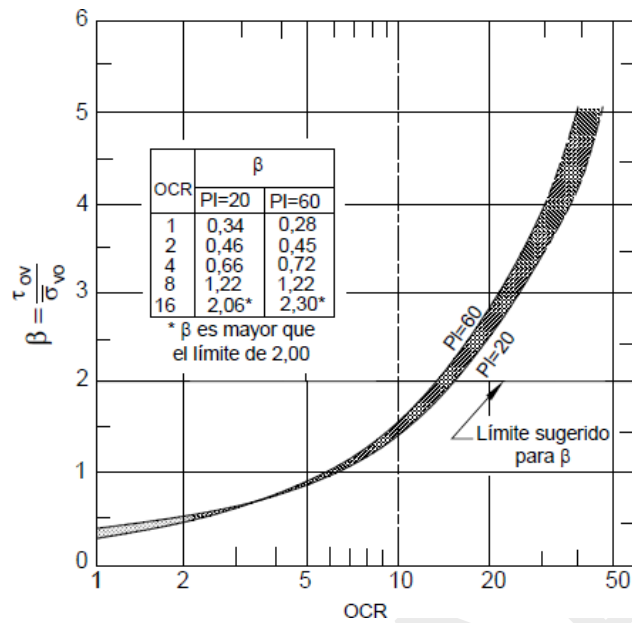
$$q_s = \beta \sigma'_v$$

Dónde:

σ'_v Esfuerzo vertical efectivo (MPa).

β factor tomado se la FIGURA 98.

FIGURA 98
 β VERSUS OCR PARA PILOTES DE DESPLAZAMIENTO DESPUÉS DE ESRIG Y KIRBY (1979).



4. Método λ.

- I. El método λ, basado en la tensión efectiva (aunque contiene un parámetro de tensión total), podrá usarse para relacionar la resistencia lateral de la unidad, en MPa, a la presión pasiva de la tierra. Para este método, la unidad de fricción de la piel deberá tomarse como:

Ec. 712

$$q_s = \lambda (\sigma'_v + 2S_u)$$

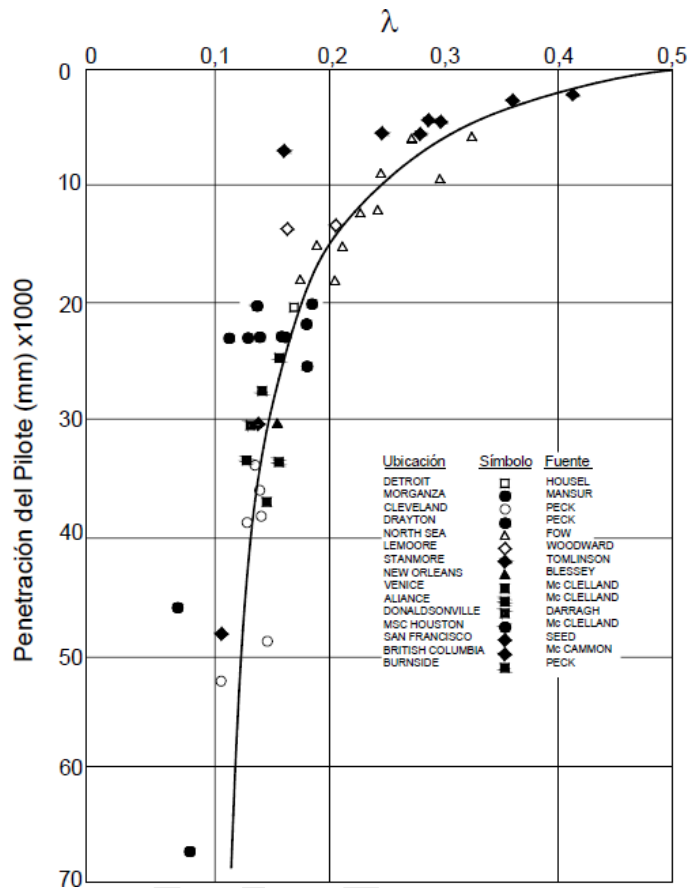
Dónde:

$\sigma'_v + 2S_u$ presión pasiva lateral de la tierra (MPa).

σ'_v la tensión efectiva vertical en el punto medio de la capa de suelo en estudio (MPa).

λ un coeficiente empírico tomado de la FIGURA 99 (adim).

FIGURA 99
UN COEFICIENTE DE PILOTES DE TUBERIAS CONDUCTIDOS DESPUES DE VIJAYVERGIYA Y FOCHT (1972).



5. Resistencia de punta en suelos cohesivos.

- I. La resistencia nominal unitaria a la punta de los pilotes en arcilla saturada, en MPa, se tomará como:

Ec. 713

$$q_p = 9S_u$$

Dónde:

S_u resistencia al corte sin drenaje de la arcilla cerca de la punta del pilote (MPa).

6. Método Nordlund/Thurman en suelos no cohesivos.

- I. Este método de tensión efectiva se deberá aplicar sólo a las arenas y limos no plásticos. La resistencia nominal lateral de la unidad, q_s , para este método, en MPa, deberá tomarse como:

Ec. 714

$$q_s = K_s C_F \sigma'_v \frac{s \operatorname{sen}(\delta + \omega)}{\cos \omega}$$

Dónde:

- K_δ coeficiente de presión lateral de la tierra en el punto medio de la capa de suelo (adim).
- C_F factor de corrección para K_δ cuando $\delta \neq \phi_f$.
- σ'_v esfuerzo de sobrecarga efectivo en el punto medio de la capa de suelo en consideración (MPa).
- δ ángulo de fricción entre el pilote y el suelo (grados).
- ω ángulo de la punta del pilote respecto a la vertical, pilote con punta cónica (grados).
- II. La unidad de resistencia nominal de punta, q_p , en MPa por el método Nordlund / Thurman deberá tomarse como:

Ec. 715

$$q_p = \alpha_t N'_q \sigma'_v \leq q_L$$

Dónde:

- α_t coeficiente (adim).
- N'_q factor de capacidad de apoyo.
- σ'_v tensión efectiva de sobrecarga en la punta del pilote (MPa)
0.15 ≤ MPa.
- q_L unidad limitante de la resistencia de punta.

g) Uso SPT y CPT en suelos no cohesivos.

- I. Estos métodos se aplicarán únicamente a las arenas y limos no plásticos.
- II. La resistencia nominal para unidad de punta el método de Meyerhof, en MPa, para pilotes enterrados a una profundidad D_b en un estrato de suelo sin cohesión deberá tomarse como:

Ec. 716

$$q_p = \frac{0.038(N_{160})D_b}{D} \leq q_t$$

Dónde:

- N_{160}** recuento de golpes representativo SPT cerca de la punta del pilote corregido por presión de sobrecarga como se especifica en el Artículo 690d) (blows/300mm).
- D** ancho o diámetro del pilote (mm).
- D_b** profundidad de penetración en los estratos (mm).
- q_i** limitante de la resistencia de punta tomado hasta ocho veces el valor de $0.4 \frac{1}{80}$ para arenas y seis veces el valor de $0.3 \frac{1}{80}$ para limo no plástico (MPa).

- III. La resistencia nominal lateral de pilotes en suelos no cohesivos para el método de Meyerhof, en MPa, deberá tomarse como:

Para pilotes hincados desplazados:

Ec. 717

$$q_s = 0.0019 \bar{N}_{160}$$

para pilotes hincados no desplazados, por ejemplo, pilotes H de acero:

Ec. 718

$$q_s = 0.00096 \bar{N}_{160}$$

dónde:

q_s unidad de resistencia lateral para pilotes hincados (MPa).

\bar{N}_{160} media corregida de recuento de golpes SPT a lo largo del lado del pilote (blows/300mm).

La resistencia de punta, q_p , para el método de Nottingham y Schmertmann, en MPa.

En la cual:

Ec. 719

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2}$$

Dónde:

- q_{1c}** qc promedio sobre una distancia de y D por debajo de la punta del pilote (ruta a-b-c), la suma de los valores de qc hacia abajo, (camino a-b) y hacia arriba (camino a-c), utilizar los valores reales qc largo de la trayectoria a-b y la mínima regla de ruta a lo largo del recorrido mínimo b-e ; calcular q_{1c} para valores de y desde 0.7 hasta 4.0 y utilizar el valor mínimo obtenido q_{1c} (MPa)
- q_{2c}** promedio q_e a una distancia de $8D$ por encima de la punta del pilote (ruta c-e), el uso de la regla de ruta mínima como para la ruta b-c en el q_{1c} . Cálculos, ignorar cualquier depresión de pico de arena menor que "x" si es en arena, pero si se incluyen en la ruta mínima si es en arcilla (MPa)

La resistencia media mínima del cono entre 0.7 y cuatro diámetros de pilote debajo de la elevación de la punta del pilote se obtiene mediante un proceso de ensayo y error, con el uso de la norma mínima de la ruta. La norma mínima de ruta también se utiliza para encontrar el valor de la resistencia del cono para el suelo a una distancia de ocho diámetros de pilote por encima de la punta. Los dos resultados se promedian para determinar la resistencia de punta del pilote.

La resistencia lateral nominal de pilotes para este método, en kips, se toma como:

Ec. 720

$$R_s = K_{s,c} \left[\sum_{i=1}^{N_1} \left(\frac{L_i}{8D_i} \right) f_{si} a_{si} h_i + \sum_{i=1}^{N_2} f_{si} a_{si} h_i \right]$$

Dónde:

- $K_{s,c}$** factores de corrección K_c para arcillas y K_s , para arenas (adim).
- L_i** Profundidad a la mitad del intervalo de la longitud en el punto considerado (mm).
- D_i** Ancho o diámetro del pilote en el punto considerado (mm).
- F_{si}** resistencia a la fricción de la unidad de manga local de la CPT en el punto considerado (MPa).
- A_{si}** perímetro del pilote en el punto considerado (mm).
- H_i** longitud del intervalo en el punto considerado (mm).
- N_1** número de intervalos entre la superficie del suelo y un punto $8D$ por debajo de la superficie del terreno.

N_2 número de intervalos entre $8D$ por debajo de la superficie del suelo y la punta del pilote.

Artículo 751. LA RESISTENCIA DE GRUPOS DE PILOTES EN COMPRESIÓN.

- a) Para los grupos de pilotes en arcilla, la resistencia nominal al aplastamiento del grupo de pilotes, se considera la menor de:
 - 1. La suma de las resistencias individuales nominales de cada pilote en el grupo, o
 - 2. La resistencia nominal de un muelle equivalente consistente de los pilotes y el bloque de suelo dentro del área delimitada por los pilotes.
- b) Si el tapón no está en contacto firme con el suelo y si el suelo en la superficie es suave, la resistencia individual nominal de cada pilote se multiplica por un factor de eficiencia de T_1 , tomado como:
 - 1. $0.65\eta =$ Para un espacio de centro a centro de 2.5 diámetros,
 - 2. $1.0\eta =$ Para un espacio de centro a centro de 6.0 diámetros.
- c) Para separaciones intermedias, el valor de η deberá ser determinado por interpolación lineal.
- d) Si la tapa está en contacto firme con el suelo, no se requiere reducción en la eficiencia. Si la tapa no está en contacto firme con el suelo y si el suelo es rígido, no se requiere reducción en la eficiencia.
- e) La resistencia nominal al aplastamiento de grupos de pilotes en suelo no cohesivo es la suma de la resistencia de todos los pilotes del grupo. El factor de eficiencia, η , deberá ser 1.0, donde la tapa de pilotes está o no en contacto con el suelo para una separación entre pilotes de centro a centro de 2.5 diámetros o mayor. El factor de resistencia es el mismo que para los pilotes individuales, tal como se especifica en la TABLA 93.
- f) Para grupos de pilotes en arcilla o arena, si un grupo de pilotes está inclinado en un depósito de suelo fuerte que recubre un depósito débil, la resistencia al aplastamiento del bloque se deberá evaluar con consideración al grupo de pilotes de perforación como un grupo en la capa subyacente más débil. Los métodos en el Artículo 724b)1 para determinar la resistencia al aplastamiento de una zapata en una capa más fuerte que recubre una capa más débil son de aplicación, con la localización teórica de la zapata como se indica en el Artículo 739.

Artículo 752. RESISTENCIA A LA ELEVACIÓN PARA PILOTES.

- a) La elevación sobre pilotes individuales se deberá evaluar cuando las fuerzas de tracción están presentes. La resistencia mayorada de tracción nominal de pilote debido a un fallo del suelo deberá ser mayor que las cargas mayoradas pilote.

La resistencia a la elevación nominal de un solo pilote se deberá estimar de una manera similar a la estimación de la resistencia lateral de pilotes en compresión especificada en el Artículo 750f).

- b) La resistencia mayorada a la elevación en kips, se considera:

Ec. 721

$$R_R = \phi R_n = \phi_{up} R_s$$

Dónde:

R_s resistencia nominal al aplastamiento debida a la resistencia lateral (N).

$\phi_{up} =$ factor de resistencia para resistencia a la elevación especificada en la TABLA 93.

- c) La resistencia a la elevación nominal de pilotes individuales podrá ser determinada por la prueba de carga estática o por prueba dinámica con la coincidencia de la señal. Si una prueba de elevación estática se va a realizar, se deberá seguir los procedimientos especificados en la norma ASTM D3689. Si se realizan ensayos dinámicos con coincidencia de señal, se deberán llevar a cabo según lo especificado en el Artículo 750c). Si se utilizan las pruebas dinámicas con coincidencia de señal para determinar la elevación, se deberá utilizar un máximo de 80 por ciento de la elevación determinada a partir la prueba dinámica.
- d) Las pruebas de carga estática de elevación del pilote se deberán utilizar para calibrar el método de análisis estático, es decir, calcular de nuevo las propiedades del suelo, para ajustar la resistencia a la elevación calculada para las variaciones en la estratigrafía. El criterio de penetración mínima para obtener la resistencia a la elevación deseada deberá basarse en la resistencia a la elevación calculada utilizando los resultados de las pruebas de carga estática de elevación de los pilotes.

Artículo 753. RESISTENCIA A LA ELEVACIÓN DE GRUPOS DE PILOTES.

- a) La resistencia nominal a la elevación de grupos de pilotes se deberá evaluar cuando la cimentación se somete a cargas de elevación.
- b) La resistencia a la elevación mayorada del grupo de pilotes, en kips, se considera:

Ec. 722

$$R_R = \phi R_n = \phi_{ug} R_{ug}$$

Dónde:

ϕ_{ug} Factor de resistencia especificado en la TABLA 93.

R_{ug} resistencia a la elevación nominal del grupo de pilotes (N).

- c) La resistencia a la elevación nominal, R_{ug} , de un grupo de pilotes se tomará como el menor de:
 1. La suma de las resistencias a la elevación de pilotes individuales, o
 2. La resistencia a la elevación del grupo de pilotes considerado como un bloque.

- d) Para grupos de pilotes en suelos no cohesivos, el peso del bloque que va a ser elevado, deberá determinarse utilizando un diferencial de carga de 1H en 4V de la base del grupo de pilotes. El peso de la unidad de flotación se utiliza para el suelo debajo del nivel de las aguas subterráneas.
- e) En suelos cohesivos, el bloque utilizado para resistir el levantamiento en corte sin drenaje se toma de la figura 10.7.3.11-2.
- f) La resistencia nominal a la elevación del grupo podrá tomarse como:

Ec. 723

$$R_n = R_{ug} = (2XZ + 2YZ) \bar{S}_u + W_g$$

Dónde:

- X** ancho del grupo, como se muestra en la figura 10.7.3.11-2 (mm).
 - Y** longitud del grupo, como se muestra en la figura 10.7.3.11-2 (mm).
 - Z** profundidad del bloque de suelo debajo de la tapa del pilote (mm).
 - \bar{S}_u resistencia media al corte sin drenaje a lo largo de los lados del grupo de pilotes (MPa).
 - W_g peso del bloque de suelos, pilotes, y la tapa del pilote (N).
- g) El factor de resistencia para la resistencia nominal a la elevación del grupo, R_{ug} , determinado como la suma de las resistencias de pilotes individuales, deberá ser tomado como mismo que el de la resistencia a la elevación de pilotes individuales como se especifica en la TABLA 93.
 - h) El factor de resistencia para la resistencia a la elevación del grupo de pilotes considerado como un bloque se toma según se especifica en la TABLA 93 para grupos de pilotes en todos los suelos.

Artículo 754. RESISTENCIA NOMINAL LATERAL DE CIMENTACIONES PILOTADAS.

- a) La resistencia nominal de cimentaciones pilotadas a cargas laterales se deberá evaluar sobre la base de propiedades de geomateriales y propiedades estructurales. La resistencia de suelos lateral a lo largo de los pilotes deberá ser modelada utilizando curvas P_y -desarrolladas para los suelos en el sitio.
- b) Las cargas aplicadas deberán ser cargas de elevación mayoradas y deberán incluir tanto las cargas laterales y como las axiales. El análisis se podrá realizar en un solo pilote representativo con la condición de límite superior del pilote apropiada o en el grupo de pilotes completo. Las curvas P_y -se deberán modificar para los efectos de grupo. Los multiplicadores P en la TABLA 104 deberán utilizarse para modificar las curvas. Si la tapa del pilote siempre

se incorpora, la resistencia lateral P y de la tierra en la cara de la tapa podrá estar incluida en la resistencia lateral nominal.

- c) La penetración mínima de los pilotes bajo tierra (véase la sección 6 del capítulo VII del título VIII) requerida en el contrato deberá establecerse de tal manera que se obtenga fijación. Para esta determinación, las cargas aplicadas al pilote se tienen en cuenta como se especifica en la Sección 3, y un factor de resistencia del suelo de 1.0 se utiliza como se especifica en la TABLA 94.
- d) Si la fijación no podrá obtenerse, deberán añadirse pilotes adicionales, los pilotes de mayor diámetro se utilizan si es factible conducirlos a la profundidad requerida, o deberá ser considerado un espaciado más amplio de pilotes dentro del grupo para proporcionar la resistencia lateral necesaria. Los pilotes de talud se podrán añadir para proporcionar la resistencia lateral necesaria, a menos que se anticipe rozamiento negativo. Si no se anticipa rozamiento negativo, los pilotes de talud no se deberán utilizar. Si la fijación no podrá ser obtenida, el procedimiento de diseño deberá tener en cuenta la falta de fijación del pilote.
- e) La resistencia lateral de pilotes individuales podrá ser determinada por la prueba de carga estática. Si una prueba de carga estática lateral se va a realizar, se deberá seguir los procedimientos especificados enASTMD3966.

Artículo 755. RESISTENCIA ESTRUCTURAL DE PILOTES.

a) Pilotes de acero.

- 1. La resistencia nominal de compresión axial en el estado límite estructural para los pilotes cargados en compresión es la indicada en el Artículo 496 para los pilotes no compuestos y en el Artículo 500 para los pilotes compuestos. Si el pilote está totalmente incorporado, λ en la Ec. 362, se considera cero.
- 2. La resistencia axial nominal de pilotes no compuestos tal que se extienden por encima de la superficie de la tierra en el aire o el agua se determina a partir de la Ec. 325 o Ec. 326. La resistencia axial nominal de pilotes compuestos sin soporte que se extienden por encima de la superficie de la tierra en el aire o el agua se determina a partir de la Ec. 362 o Ec. 363.
- 3. La longitud efectiva de pilotes sin soporte lateral deberá determinarse sobre la base de lo dispuesto en el Artículo 755d).
- 4. Los factores de resistencia para el estado límite de compresión se especifican en el Artículo 453.

b) Pilotes de concreto.

- 1. La resistencia nominal de compresión axial para los pilotes de concreto y pilotes de concreto pretensados es la indicada en el Artículo 278.
- 2. La resistencia a la compresión axial nominal para pilotes de concreto que están la sin soporte lateral en el aire o el agua se determina según los procedimientos indicados en el Artículo 277 y Artículo 183. La longitud efectiva de pilotes sin soporte lateral deberán determinarse sobre la base de lo dispuesto en el Artículo 755d).
- 3. El factor de resistencia para el estado límite de compresión para pilotes de concreto es la que figura en el Artículo 255a) del concreto cargado en compresión axial.

- c) **Pilotes de madera.** No aplica.
- d) **Pandeo y estabilidad lateral.**
 - 1. En la evaluación de la estabilidad, la longitud efectiva del pilote es igual a la longitud sin soporte lateral, además de una profundidad embebido para fijación.
 - 2. La posibilidad de pandeo de longitudes de pilotes no soportados y la determinación de la estabilidad bajo carga lateral deberá ser evaluada por métodos que tengan en cuenta la interacción suelo-estructura tal como se especifica en el Artículo 754.

SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.

Artículo 756. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.

- a) Se aplica lo dispuesto en el Artículo 709. Para las cargas mayoradas aplicables, incluidos los señalados en el Artículo 736, para cada estado límite de evento extremo, los pilotes deberán ser diseñados para tener una adecuada resistencia axial mayorada y lateral. Para el diseño sísmico, todo el suelo dentro y encima de la zona licuable, si el suelo es licuable, no se considera que contribuya a la resistencia al aplastamiento. El rozamiento negativo resultante de la licuefacción asentamiento inducido se determina según lo especificado en la sección 8 del capítulo XI del título III y se incluyen en las cargas aplicadas a la cimentación. Las cargas estáticas de rozamiento negativo no deberán combinarse con las cargas sísmicas de rozamiento negativo debido a la licuefacción.
- b) La cimentación pilotada también se diseña para resistir la fuerza horizontal resultante de la difusión lateral, si es aplicable, o el suelo licuable deberá ser mejorado para evitar la licuefacción y la difusión lateral. Para la resistencia lateral del suelo de la cimentación pilotada, los parámetros del suelo de la curva P_y deberá ser reducida para dar cuenta de la licuefacción. Para determinar la cantidad de reducción, la duración de la agitación fuerte y deberá ser considerada la capacidad del suelo para desarrollar plenamente una condición de licuado durante el período de agitación fuerte.
- c) Cuando se diseña para socavación, el diseño de la cimentación pilotada se lleva cabo como se describe en el Artículo 748, salvo que se utilice la inundación de verificación y los factores de resistencia en consonancia con el Artículo 709b).

SECCIÓN 5 CORROSIÓN Y EL DETERIORO

Artículo 757. CORROSIÓN Y EL DETERIORO.

- a) Los efectos de la corrosión y el deterioro de las condiciones ambientales se consideran en la selección del tipo de pilote y en la determinación de la sección transversal requerida del pilote.
- b) Como mínimo, los siguientes tipos de deterioro se consideran:
 - 1. La corrosión de cimentaciones pilotadas de acero, especialmente en suelos de relleno, suelos de pH bajo, y ambientes marinos;

2. Ataque del sulfato, cloruro y ácido a los pilotes de concreto, y
 3. Descomposición de pilotes de madera de los ciclos de humedecimiento y secado o por insectos o polillas de mar.
- c) El suelo o las condiciones del lugar siguientes deberán ser considerados como indicativos de un deterioro potencial del pilote o situación de corrosión:
1. Resistividad menos de 2.000 ohm-cm,
 2. pH inferior a 5.5,
 3. pH entre 5.5 y 8.5 en suelos con alto contenido orgánico,
 4. Las concentraciones de sulfato superiores a 1.000 ppm,
 5. Los vertederos y rellenos de ceniza,
 6. Los suelos sometidos a minas o drenaje industrial,
 7. Las áreas con una mezcla de suelos de alta resistividad y suelos alcalinos de baja resistividad, y
 8. Insectos (pilotes de madera).
- d) Las condiciones del agua deberán considerar los siguientes indicativos de deterioro potencial del pilote o situación de corrosión:
1. Contenido de cloruros superior a 500 ppm,
 2. concentración de sulfato superior a 500 ppm,
 3. Mina o escorrentía industrial,
 4. Alto contenido de materia orgánica,
 5. pH inferior a 5.5,
 6. Marina barrenadores, y
 7. Pilotes expuesto a ciclos wetldry.
- e) Cuando se sospechan los residuos químicos, se considera un análisis químico completo de muestras de suelo y agua subterránea.

SECCIÓN 6 DETERMINACIÓN DE LA PENETRACIÓN MÍNIMA DEL PILOTE

Artículo 758. DETERMINACIÓN DE LA PENETRACIÓN MÍNIMA DEL PILOTE.

- a) La penetración mínima del pilote, si es necesario para las condiciones particulares del sitio y la carga, deberá ser basada en la profundidad máxima (es decir, la elevación de punta) necesaria para cumplir los siguientes requisitos según sea aplicable:

1. Asentamiento de grupo de pilotes y pilotes individuales (estado límite de servicio).
 2. Desviación lateral (estado límite de servicio).
 3. Elevación (estado límite de resistencia).
 4. Penetración en los suelos de soporte necesarios para conseguir por debajo del suelo cargas de rozamiento negativo sobre la cimentación pilotada resultantes de la consolidación de tensiones estáticas en suelo blando o cargas de rozamiento negativo debido a la licuefacción (estado límite de evento extremo y resistencia, respectivamente).
 5. La penetración en suelos de soporte necesarios para obtener debajo del suelo para sujetos a socavación.
- b) La penetración en suelos de soporte necesarios para obtener fijación para resistir las cargas aplicadas laterales a la cimentación (estado límite de resistencia)
1. Elevación Axial y resistencia lateral nominal para resistir cargas de estados límite de eventos extremos.
- c) Los documentos del contrato deberán indicar la penetración mínima del pilote, si aplicable, según lo determinado anteriormente sólo si uno o más de los requisitos antes mencionados son aplicables a la cimentación pilotada. Los documentos del contrato también deberán incluir la resistencia nominal requerida de compresión axial, R_{ndr} como se especifica en la sección 7 del capítulo VII del título VIII y el método por el que se verificará la resistencia, si es aplicable, de tal manera que el factor de resistencia (s) que se utiliza para el diseño es consistente con la construcción de métodos de verificación de campo de la resistencia nominal a la compresión axial.

SECCIÓN 7

DETERMINACIÓN DE R_{NDR} UTILIZADO PARA ESTABLECER CRITERIOS CONTRACTUALES DE MANEJO DE RESISTENCIA NOMINAL AL APLASTAMIENTO.

Artículo 759. DETERMINACIÓN DE R_{NDR} UTILIZADO PARA ESTABLECER CRITERIOS CONTRACTUALES DE MANEJO DE RESISTENCIA NOMINAL AL APLASTAMIENTO.

- a) El valor de R_{ndr} utilizado para la construcción de la cimentación pilotada para establecer los criterios de conducción para obtener la resistencia nominal al aplastamiento deberá ser el valor que cumple o excede los siguientes estados límites, según corresponda:
1. Estado límite de Resistencia nominal al aplastamiento especificada en el Artículo 750.
 2. Estado límite de resistencia nominal al aplastamiento, incluyendo rozamiento negativo especificado en el Artículo 749.
 3. Estado límite de resistencia nominal al aplastamiento, lo que representa socavación especificada en el Artículo 748.
 4. Estado límite de evento Extremo de resistencia nominal al aplastamiento por sísmica especificada en la sección 4 del capítulo VII del título VIII.
 5. Estado límite de evento Extremo de resistencia nominal al aplastamiento para

socavación especificada en la sección 4 del capítulo VII del título VIII.

SECCIÓN 8 ANÁLISIS DE MANEJABILIDAD

Artículo 760. ANÁLISIS DE MANEJABILIDAD.

- a) El establecimiento de los criterios de instalación de pilotes hincados deberá incluir un análisis de capacidad de conducción. Salvo que se especifique lo contrario, el análisis de capacidad de conducción se lleva a cabo por el Ingeniero mediante un análisis de la ecuación de onda, y las tensiones de conducción (σ_{dr}) en cualquier lugar en el pilote determinado a partir del análisis deberá ser inferior a los siguientes límites:

1. Pilotes de acero, compresión y tensión:

Ec. 724

$$\sigma_{dr} = 0.9\varphi_{da}f_y$$

Dónde:

f_y Resistencia a la fluencia del acero (MPa).

φ_{da} factor de resistencia como se especifica en la TABLA 94.

2. Pilotes de concreto:

- I. En compresión:

Ec. 725

$$\sigma_{dr} = \varphi_{da} 0.85f'_c$$

- II. En tensión, teniendo en cuenta sólo el refuerzo de acero:

Ec. 726

$$\sigma_{dr} = 0.7\varphi_{da}f_y$$

Dónde:

f'_c resistencia a la compresión del concreto (Mpa).

f_y Resistencia a la fluencia del refuerzo de acero (MPa).

3. Pilotes de concreto pretensado, los ambientes normales:

- I. En compresión:

Ec. 727

$$\sigma_{dr} = \varphi_{da} (0.85 f'_c - f_{pe})$$

En tensión:

Ec. 728

$$\sigma_{dr} = \varphi_{da} (0.095 \sqrt{f'_c} + f_{pe})$$

Dónde:

f_{pe} tensión efectiva en el concreto pretensado (MPa).

4. Pilotes de concreto pretensado en ambientes de corrosión severa:

I. En tensión:

Ec. 729

$$\sigma_{dr} = \varphi_{da} f_{pe}$$

5. Pilotes de madera, en compresión y tensión:

Ec. 730

$$\sigma_{dr} = \varphi_{da} (F_{co})$$

Dónde:

F_{co} resistencia de la base de madera en compresión paralela a grano (MPa).

b) Este análisis de capacidad de desplazamiento se basa en la resistencia al desplazamiento máxima necesaria:

1. Para obtener los requisitos mínimos de penetración previstos en la sección 6 del capítulo VII del título VIII,
2. Para superar la resistencia de suelo que no se podrá contar para proporcionar resistencia axial o lateral a lo largo de la vida de diseño de la estructura, por ejemplo, material sujeto a erosión, o material sujeto a rozamiento negativo, y
3. Para obtener la resistencia requerida al aplastamiento.

SECCIÓN 9 PILOTES DE SONDA

Artículo 761. PILOTES DE SONDA.

- a) Los pilotes de sonda deberán ser desplazados en varios lugares en el sitio para establecer una longitud de orden. Si no se toman las mediciones dinámicas estos pilotes de sonda

deberán ser impulsados después de que los criterios de desplazamiento han sido establecidos.

- b) Si las mediciones dinámicas se toman durante el desplazamiento, deberán establecerse en longitudes de orden y en criterios de desplazamiento después de que son accionados los pilotes de sonda.

CAPÍTULO VIII POZOS PERFORADOS

SECCIÓN 1 GENERAL

Artículo 762. ALCANCE.

- a) Las disposiciones de esta Sección se aplican al diseño de pozos perforados. A lo largo de estas disposiciones, el uso del término "pozo perforado" deberá interpretarse en el sentido de un pozo construido utilizando perforación (orificio abierto o con perforación de lechada) o la cubierta y equipo de excavación y la tecnología.
- b) Estas disposiciones también se aplican a los pozos que se construyen utilizando casing advancers que tuerquen o rotan cubiertas en el suelo concurrente con la excavación en lugar de la perforación.
- c) Las disposiciones de esta sección no se consideran aplicables a pozos perforados, por ejemplo, los pilotes augercast, instalados con barrenas de vuelo continuas que se concretaron como la barrena se está extrayendo.

Artículo 763. ESPACIADO DEL EJE, LIQUIDACIÓN Y EMPOTRAMIENTO EN TAPA.

- a) Si la separación de centro a centro de los pozos perforados es menor que 4.0 diámetros, los efectos de interacción entre pozos adyacentes deberán ser evaluados. Si la separación de centro a centro de los pozos perforados es inferior a 6.0 diámetros, la secuencia de la construcción deberá ser especificada en el pliego de condiciones.
- b) Los ejes utilizados en grupos deberán ubicarse de tal manera que la distancia desde el lado de cualquier pozo al borde más cercano de la tapa no es inferior a 300mm. Los ejes deberán estar lo suficientemente incrustados en la tapa para desarrollar la resistencia estructural requerida.

Artículo 764. DIÁMETRO DEL EJE Y BASES AGRANDADAS.

- a) Si el eje es inspeccionado manualmente, el diámetro del eje no deberá ser menor de 750 mm. El diámetro de las columnas apoyadas por ejes deberá ser menor o igual que el diámetro del eje de taladrado.
- b) En suelos rígidos cohesivos, una base ampliada (campana, o underream) se podrá utilizar en la punta del eje para aumentar el área de apoyo en la punta para reducir la presión final de la unidad de apoyo o para proporcionar resistencia adicional para elevar cargas.

- c) Cuando el fondo del pozo perforado es seco, se efectuó la limpieza e inspección antes de la colocación del concreto, y la superficie de base es entera, podrán considerarse como eficaces en la transferencia de cargas.

Artículo 765. EJES MALTRATADOS. Los ejes maltratados deberán ser evitados. Donde la resistencia lateral creciente es necesaria, se deberá considerar la posibilidad de aumentar el diámetro del eje o aumentar el número de ejes.

RESISTENCIA DEL EJE PERFORADO.

- a) Los ejes perforados deberán ser diseñados para tener suficiente resistencia axial y estructural, asentamientos tolerables y desplazamientos laterales tolerables. La resistencia axial de pozos perforados se determina a través de una combinación adecuada de las investigaciones del subsuelo, de laboratorio y/o pruebas in-situ, métodos analíticos y pruebas de carga, con referencia a la historia de los resultados anteriores. Asimismo, se estudiará la posibilidad de:
1. La diferencia entre la resistencia de un solo eje y de un grupo de ejes;
 2. La resistencia de las capas subyacentes para soportar la carga del grupo de ejes;
 3. Los efectos de la construcción del eje (s) sobre las estructuras adyacentes;
 4. La posibilidad de socavación y sus efectos;
 5. La transmisión de fuerzas, tales como fuerzas de rozamiento negativo, a partir de la consolidación del suelo;
 6. La penetración de eje mínima necesaria para satisfacer las necesidades causadas por el levantamiento, socavación, rozamiento negativo, asentamiento, licuefacción, cargas laterales y las condiciones sísmicas;
 7. El comportamiento satisfactorio bajo cargas de servicio;
 8. Resistencia estructural nominal del eje , y
 9. Durabilidad a largo plazo del eje en servicio, es decir, la corrosión y deterioro.
- b) Los factores de resistencia para la resistencia del eje axial para el estado límite de resistencia son los especificados en la TABLA 95.
- c) El método de construcción podrá afectar la resistencia axial del eje y la resistencia lateral. Los parámetros de diseño del eje deberán tener en cuenta las metodologías de construcción que se utilizan para instalar el eje.

Artículo 766. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DEL EJE.

- a) **General.** Las cargas mayoradas que se utilizan en el diseño de la cimentación de eje se especifican en la Sección 3. Los supuestos de cálculo que se utilizan en la determinación de las cargas individuales de ejes también se especifican en la Sección 3.
- b) **Rozamiento negativo.** Se aplican las disposiciones del Artículo 736b) y la sección 8 del capítulo XI del título III.

- c) **Elevación** Se aplican las disposiciones del Artículo 736c).

SECCIÓN 2 DISEÑO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 767. MOVIMIENTOS TOLERABLES. Se aplican los requerimientos del Artículo 696.

Artículo 768. ASENTAMIENTOS.

- a) **General.** El asentamiento de una cimentación de eje perforado la que se utilizan los ejes perforados individuales o grupos de ejes perforados no deberán superar los criterios del movimiento seleccionados de conformidad con el Artículo 696.
- b) **Asentamiento de un solo eje-perforado.**
1. El asentamiento de ejes perforados individuales se estimará teniendo en cuenta:
 - I. Asentamiento de corto plazo,
 - II. Asentamiento de Consolidación si se construye en suelos cohesivos, y
 - III. La compresión axial del eje.
 2. Las curvas normalizadas de asentamiento de carga deberán utilizarse para limitar la resistencia del eje axial nominal calculada como se especifica para el estado límite de resistencia en la sección 3 del capítulo VIII del título VIII para los movimientos tolerables del estado límite de servicio. Los valores coherentes de asentamiento normalizados se utilizan para limitar la resistencia de base y la lateral al usar estas figuras. El asentamiento a largo plazo deberá ser calculado de acuerdo con la sección 2 del capítulo VII del título VIII utilizando el método de zapata equivalente y se añade a los asentamientos de corto plazo estimados.
 3. Otros métodos para la evaluación de los asentamientos del eje que se podrán utilizar se encuentran en O'Neill y Reese (1999).
- c) **Geo-materiales intermedios (IGMs).** Para la estimación de asentamiento detallado de los ejes en IGMs, deberán utilizarse los procedimientos previstos por O'Neill y Reese (1999).
- d) **Asentamiento de grupo.** Se aplican las disposiciones del Artículo 739. El efecto sobre grupo de ejes deberá ser considerado para grupos de 2 o más ejes.

Artículo 769. MOVIMIENTO HORIZONTAL DE EJES Y GRUPOS DE EJES. Se aplican las disposiciones del Artículo 696 y Artículo 740.

Artículo 770. ASENTAMIENTO DEBIDO A ROZAMIENTO NEGATIVO. Se aplican las disposiciones del Artículo 741.

Artículo 771. COMPRESIÓN LATERAL. Se aplican las disposiciones del Artículo 742.

SECCIÓN 3 DISEÑO DE ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Artículo 772. GENERAL. Las resistencias nominales del eje que deberán ser examinadas en el estado límite de resistencia a incluyen:

- a) Resistencia a la compresión axial,
- b) Resistencia al levantamiento axial,
- c) Perforación de pozos a través del suelo fuerte en una capa más débil,
- d) Resistencia Lateral geotécnica del suelo y estrato de roca,
- e) Resistencia cuando ocurre la socavación,
- f) Resistencia Axial cuando se produce rozamiento negativo, y
- g) Resistencia estructural de los ejes.

Artículo 773. LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS DE MESA Y FLOTABILIDAD. Se aplican las disposiciones del Artículo 747.

Artículo 774. SOCAVACIÓN. Se aplican las disposiciones del Artículo 748.

Artículo 775. ROZAMIENTO NEGATIVO. Se aplican las disposiciones del Artículo 749.

Artículo 776. RESISTENCIA NOMINAL DE COMPRESIÓN AXIAL DE EJES PERFORADOS INDIVIDUALES.

- a) La resistencia mayorada de ejes perforados, RR, se toma como:

Ec. 731

$$R_R = \phi R_n = \phi_{qp} R_p + \phi_{qs} R_s$$

En la cual:

Ec. 732

$$R_p = q_p A_p$$

Ec. 733

$$R_s = q_s A_s$$

Dónde:

R_p Resistencia de punta nominal del eje (N).

R_s Resistencia lateral nominal del eje (N).

ϕ_{qp} factor de resistencia para la resistencia especificada en la TABLA 95.

ϕ_{qs} factor de resistencia para la resistencia lateral del eje especificada en la TABLA 95.

Q_p unidad de resistencia de punta (MPa).

Q_s unidad de resistencia lateral (MPa).

A_p área de la punta del eje (mm²).

A_s área de superficie lateral del eje (mm²).

- b) Deberán ser utilizados los métodos para estimar la resistencia del eje perforado en el presente artículo. Podrán utilizarse los métodos de resistencia del estado límite de resistencia del eje que no se tratan específicamente en este artículo que necesitan experiencia exitosa regional o nacional, la información adecuada y la experiencia también están disponible para desarrollar factores de resistencia apropiados.

1. Estimación de la resistencia del eje perforado en suelos cohesivos.

- I. General. Los ejes perforados en suelos cohesivos deberán ser diseñados por los métodos de tensión total y efectiva para las condiciones de carga sin drenaje y con drenaje, respectivamente.
- II. Resistencia lateral. La resistencia lateral de la unidad nominal, q_s , en MPa, para ejes en suelos cohesivos cargados bajo condiciones de carga sin drenaje por el Método q_s deberá tomarse como:

Ec. 734

$$q_s = \alpha S_u$$

En la cual:

Ec. 735

$$\alpha = 0.55 \text{ para } \frac{S_u}{P_a} \leq 1.5$$

Ec. 736

$$\alpha = 0.55 - 0.1(S_u/P_a - 1.5) \\ \text{para } 1.5 \leq S_u/P_a \leq 2.5$$

Dónde:

S_u resistencia al corte sin drenaje (MPa).

α factor de adhesión (adim).

P_a presión atmosférica (=0.101 MPa).

- III. Las siguientes partes de un pozo perforado, no se deberán tomar para contribuir al desarrollo de la resistencia a través de la fricción superficial:

1. Por lo menos la parte superior 1500mm de cualquier eje;
 2. Para ejes rectos, una longitud de la parte inferior del eje tomada como el diámetro del eje;
 3. Periferia de extremos acampanados, infundidos, y
 4. Distancia por encima de un extremo acampanado tomado como igual al diámetro del eje.
- IV. Cuando se utiliza una cubierta permanente, la resistencia lateral se ajusta con consideración al tipo y la longitud de la cubierta para ser utilizado, y la forma en que está instalado.
- V. Los valores para porciones contributivas de ejes excavados en seco en agujeros abiertos o entubados agujeros deberán ser como se especifica en las Ec. 735 y Ec. 736.
1. Resistencia de punta.

- I. Para ejes cargados axialmente en suelos cohesivos, la unidad de resistencia nominal de punta, q_p , por el método de tensión total según lo dispuesto en O'Neill y Reese (1999) deberá tomarse como:

Ec. 737

$$q_p = N_c S_u \leq 4.0$$

En la cual:

Ec. 738

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9$$

Dónde:

D diámetro del eje perforado (mm).

Z penetración de eje (mm).

S_u resistencia al corte sin drenaje (MPa).

- II. El valor de S_u deberá determinarse a partir de los resultados de las pruebas in-situ y/o de las pruebas de laboratorio de muestras inalteradas obtenidos dentro de una profundidad de 2.0 diámetros por debajo de la punta del eje. Si el suelo dentro de 2.0 diámetros de la punta tiene $S_u < 0.024 M$, el valor de N_c ; se deberá multiplicar por 0.67.

c) Estimación de la resistencia del eje perforado en suelos no cohesivos.

1. General. Los ejes en los suelos no cohesivos deberán ser diseñados por los métodos de tensión efectiva en condiciones de carga drenadas o por métodos empíricos basados en los resultados de pruebas in-situ.

2. Resistencia lateral.
- I. La resistencia axial nominal de ejes perforados en suelos no cohesivos mediante el método β , deberá tomarse como:

Ec. 739

$$q_s = \beta \sigma'_v \leq 0.19 \text{ para } 0.25 \leq \beta \leq 1.2$$

En el que, para suelos arenosos:

Ec. 740

- para $N_{60} \geq 15$:

$$\beta = 1.5 - (7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z})$$

Ec. 741

- para $N_{60} < 15$:

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z})$$

Dónde:

σ'_v tensión vertical efectiva en la capa de suelo a media profundidad (MPa).

β Coeficiente de transferencia de carga (adim).

z profundidad bajo tierra, en la capa de suelo a media profundidad (mm).

N_{60} promedio *SPT* conteo de golpes (corrección sólo para la eficiencia martillo) en la zona de diseño bajo consideración (blows/300mm).

- II. Los valores más altos podrán ser utilizados si son verificados por pruebas de carga.

- III. Para arenas de grava y gravas, la Ec. 742 deberá ser usada para el cálculo □ donde $N_{60} \geq 15$. Si $N_{60} < 15$ deberá usarse la Ec. 741.

Ec. 742

$$\beta = 2.0 - 0.00082(z)^{0.75}$$

- IV. Cuando la cubierta permanente se utiliza, la resistencia lateral se deberá ajustar con consideración al tipo y la longitud de la cubierta a ser utilizada, y la forma en que está instalada.

3. Resistencia de punta.

- I. La resistencia nominal de punta, q_p , en MPa, para ejes perforados en suelos no cohesivos por el método O'Neill y Reese (1999) deberá tomarse como:

Ec. 743

$$\text{Para } 0.057N_{60} \leq 50, q_p = 1.2N_{60}$$

Dónde:

N_{60} promedio conteo de golpes *SPT* (corregido sólo por la eficiencia martillo) en la zona de diseño bajo consideración (blows/300mm).

- II. El valor de q_p en la Ec. 743 se deberá limitar a 3.0 MPa, a menos que los valores mayores se puedan justificar por los datos de prueba de carga.
- III. Los suelos no cohesivos con conteo de golpes *SPT* N_{60} superior a 50 se consideran como geomaterial intermedio (IGM) y la resistencia de punta, en MPa, tomada como:

Ec. 744

$$q_p = 0.59 \left[N_{60} \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right) \right]^{0.8} \sigma'_v$$

Dónde:

P_a presión atmosférica (= 0.101 MPa).

σ'_v tensión vertical efectiva en la elevación de la punta del eje (MPa).

N_{60} deberá limitarse a 100 en la Ec. 744 si se miden los valores más altos.

- d) Los ejes en suelo firme Cubriendo el suelo compresible más débil Donde un eje está inclinado en una capa de suelo fuerte que recubre una capa más débil, la resistencia de base se reducirá si la base del eje está dentro de una distancia de 1.5B de la parte superior de la capa más débil. Un promedio ponderado que se deberá utilizar varía linealmente desde la resistencia de base completa en la capa de recubrimiento fuerte a una distancia de 1.5B por encima de la parte superior de la capa más débil a la resistencia de base de la capa más débil en la parte superior de la capa más débil.
- e) Estimación de la resistencia del eje perforado en roca.

1. General.

- I. Los ejes perforados en roca sujetos a cargas de compresión se deberán diseñar para soportar las cargas mayoradas en: muro lateral de corte que comprende fricción superficial en la pared de la cavidad de roca, o extremo del apoyo sobre el material por debajo de la punta del eje perforado, o una combinación de ambos.
 - II. La diferencia en la deformación necesaria para movilizar fricción superficial en el suelo y la roca frente a lo que se necesita para movilizar el apoyo extremo deberá ser considerada al estimar la resistencia a la compresión axial de los ejes incrustados en la roca. Cuando el apoyo extremo en roca se utiliza como parte de la resistencia a la compresión axial en el diseño, la contribución de la fricción superficial en la roca se reducirá para tener en cuenta la pérdida de fricción superficial que se produce una vez que la deformación por cortante a lo largo de los lados del eje es mayor que la deformación por cortante de la roca, es decir, una vez que la resistencia al corte de la roca empieza a disminuir hasta un valor residual.
2. Resistencia lateral (
- I. Para ejes perforados en la roca, la resistencia del eje, en MPa, se podrá tomar como (Horvath y Kenney, 1979):

Ec. 745

$$q_s = 0.65\alpha_E P_a (q_u / P_a)^{0.5} < 7.8 P_a (f'_c / P_a)^{0.5}$$

Dónde:

- Q_u resistencia a la compresión uniaxial de la roca (MPa).
- P_a Presión atmosférica (=0.101 MPa).
- α_E Factor de reducción para tener en cuenta para la unión en la roca como en la TABLA 105.
- f'_c resistencia a la compresión de concreto (MPa).

TABLA 105
ESTIMACIÓN DE α_E (O'NEILL Y REESE, 1999).

E_m / E_i	α_E
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55

0.05	0.45
------	------

f) Resistencia de punta.

I. El apoyo extremo para ejes perforados en la roca se podrá tomar así:
Si la roca por debajo de la base del eje perforado hasta una profundidad de $2.0B$ es intacta o fuertemente articulada, es decir, no hay material compresible o hendiduras llenas de uniones y la profundidad de la cavidad es mayor que $1.5B$ (O'Neill y Reese, 1999):

Ec. 746

$$q_p = 2.5q_u$$

Si la roca por debajo de la base del eje hasta una profundidad de $2.0B$ es articulada, las juntas tienen una orientación aleatoria, y la condición de las articulaciones podrá ser evaluada como:

Ec. 747

$$q_p = \left[\sqrt{s} + \sqrt{(m\sqrt{s} + s)} \right] q_u$$

Dónde:

s, m parámetros de masa de roca fracturada y se especifican en la TABLA 88.

q_u resistencia a compresión simple de la roca (MPa).

1. **Resistencia combinada lateral y de punta.** Los métodos de diseño que tienen en cuenta la diferencia en el movimiento del eje necesario para movilizar la fricción superficial en la roca frente a lo que se necesita para movilizar el apoyo extremo, tales como la metodología proporcionada por O'Neill y Reese (1999), que se utiliza para estimar la resistencia a la compresión axial de los ejes incrustados en roca.

- g) **Estimación de la resistencia del eje perforado en Geomateriales intermedios (IGMs).** Para una base detallada y procedimientos de estimación de resistencia para ejes en IGM, deberán utilizarse los procedimientos previstos por O'Neill y Reese (1999).

h) Prueba de carga del eje.

1. Cuando se usan, las pruebas de carga se deberán llevar a cabo en condiciones representativas de suelo utilizando ejes construidos de forma y de dimensiones y materiales similares a las previstas para los ejes de producción. La prueba de carga se deberá ajustar a los procedimientos especificados en la norma ASTM D1143. El procedimiento de carga deberá seguir el método de prueba de carga rápida, a menos que se necesiten datos de asentamientos de cargas detalladas a largo plazo en cuyo caso deberá utilizarse el procedimiento de carga.
2. La resistencia nominal se determina de acuerdo con la definición de falla de:
 - I. Hundimiento "del eje de perforado, o
 - II. Un asentamiento bruto o elevación del cinco por ciento del diámetro del eje si el hundimiento si no se produce.

3. Los factores de resistencia para la resistencia a la compresión axial o resistencia a la elevación axial se deberán tomar como se especifica en la TABLA 95.
4. En cuanto al uso de los datos de la prueba de carga del eje para determinar la resistencia del eje, los resultados de la prueba de carga se deberán aplicar a los ejes de producción que no son probados con una carga, haciendo coincidir la predicción de la resistencia estática a los resultados de la prueba de carga. El método calibrado de análisis estático se deberá entonces aplicar a lugares adyacentes dentro del sitio para determinar la elevación de punta del eje requerida, en consideración de las variaciones en la estratigrafía geológica y propiedades de diseño en cada ubicación del eje de producción. La definición de un sitio y el número de pruebas de carga necesarias para dar cuenta de la variabilidad del sitio será el indicado en el Artículo 708c).

Artículo 777. RESISTENCIA DEL GRUPO DE EJES.

- a) **General.** La reducción de la resistencia de los efectos de grupo se deberá evaluar.
- b) **Suelos cohesivos.**
 1. Lo dispuesto en el Artículo 751 será de aplicación.
 2. El factor de resistencia para la resistencia de grupo de un muelle equivalente o falla de bloque proporcionado en la TABLA 95 se aplica cuando la tapa está, o no está, en contacto con el suelo.
 3. Los factores resistencia para la resistencia de grupo calculado utilizando la suma de las resistencias individuales de ejes perforados son los mismos que los de las resistencias de eje único perforado.
- c) **Suelos no cohesivos.**
 1. La resistencia individual nominal de cada eje en un grupo deberá ser reducida mediante la aplicación de un factor de ajuste η tomado como se muestra en la TABLA 106.
 2. Para separaciones intermedias, el valor de η podrá determinarse por interpolación lineal.

**TABLA 106
FACTORES DE REDUCCIÓN PARA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DEL GRUPO DE EJES EN ARENA.**

Configuración del grupo de ejes	Espaciamiento del eje de centro a centro	Condiciones especiales	Factor de reducción para efectos de grupo, η
Fila Única	2D		0.90
	3D o más		1.0
Fila múltiple	2.5D		0.67
	3D		0.80

	4D o más		1.0
Filas múltiples y únicas	2D o más	Tapa de grupo de ejes en íntimo contacto con el suelo que consiste en suelo medio denso o denso, y no se prevé socavación por debajo de la tapa del eje	1.0
Filas múltiples y únicas	2D o más	La lechada de presión se utiliza a lo largo de los lados del eje para restaurar pérdidas laterales de tensión causadas por la instalación del eje, y la punta del eje es presionada con lechada	1.0

- d) **Grupos de eje en el Suelo Fuerte superpuesto al suelo débil.** Para los grupos de ejes que colectivamente se inclinan en una capa de suelo fuerte que cubre una capa suave, una capa cohesionada, la resistencia al bloqueo de apoyo deberá ser evaluada de acuerdo con el Artículo 751.

Artículo 778. RESISTENCIA AL LEVANTAMIENTO.

- a) **General.** La resistencia al levantamiento se evalúa cuando las cargas ascendentes actúan en los ejes perforados. Los ejes perforados sometidos a las fuerzas de levantamiento deberán ser investigados para resistencia a la extracción, por su resistencia estructural, y por la fuerza de su conexión con los componentes compatibles.

b) **La Resistencia de pilote perforado individual.**

1. La resistencia a la elevación de un eje perforado individual de lados rectos se deberá estimar de una manera similar a la que se usa para determinar la resistencia lateral de ejes perforados en compresión, tal como se especifica en el Artículo 774.
2. En la determinación de la resistencia a la elevación de un eje acampanado, la resistencia lateral por encima de la campana deberá despreciarse de forma conservadora si la se considera la resistencia al levantamiento de la campana, y se podrá suponer que la campana se comporta como un ancla.
3. La resistencia mayorada al levantamiento nominal de un eje acampanado perforado en un suelo cohesivo, R_R , en kips, se deberá determinar como:

Ec. 748

$$R_R = \phi R_n = \phi_{up} R_{sbell}$$

En la cual:

Ec. 749

$$R_{sbell} = q_{sbell} A_u$$

Dónde:

Q_{sbell} $N_u S_u$ (MPa).

A_u $\pi(D_p^2 - D^2)/4$ (mm²)

U_n Factor de adhesión al levantamiento (adim) diámetro de la campana (mm).

D_p Profundidad de empotramiento en la capa de fundación (mm).

D_b Diámetro del eje (mm).

S_u Resistencia al corte sin drenar promediado sobre una distancia de 2.0 diámetros de campana ($2D_p$) encima de la base (MPa).

ϕ_{up} Factor de resistencia especificado en la TABLA 95.

4. Si el suelo por encima del estrato de fundación es expansivo, S_u deberá promediarse en el menor de $2.0D_p$ por encima de la parte inferior de la base o sobre la profundidad de penetración del eje perforado en el estrato fundación.
5. El valor de N_u podrá suponerse que varía linealmente desde 0.0 a D_b / D_p 0.75 a un valor de 8.0 a D_b / D_p 2.5, donde D_b es la profundidad por debajo del estrato de fundación. La parte superior del estrato de fundación se deberá tomar en la base de la zona de cambio de humedad estacional.

c) **Resistencia al levantamiento de grupo.** Se aplican las disposiciones del Artículo 753.

d) **Pruebas de carga de Levantamiento.** Se aplican las disposiciones del Artículo 752.

Artículo 779. RESISTENCIA NOMINAL HORIZONTAL DEL EJE Y GRUPOS DE EJES.

- a) Las disposiciones del Artículo 754 aplicar.
- b) El diseño de ejes perforados cargados horizontalmente deberá contabilizar los efectos de la interacción entre el eje y el suelo, incluyendo el número de ejes en el grupo.
- c) Para ejes utilizados en los grupos, la cabeza del eje perforado se fija en la tapa.

Artículo 780. RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL EJE.

- a) **General.** El diseño estructural de ejes perforados deberá estar de acuerdo con las disposiciones de la sección 5 para el diseño de concreto armado.
- b) **Pandeo y estabilidad lateral.** Se aplican las disposiciones del Artículo 755d).
- c) **Refuerzo.**

1. Donde el potencial de carga lateral es insignificante, los ejes perforados podrán ser reforzados para soportar cargas axiales solamente. Las partes de los ejes perforados que no son compatibles lateralmente se deberán diseñar como columnas de concreto reforzado, de conformidad con la sección 4 del capítulo VII del título V. El acero de refuerzo deberá extenderse un mínimo de 3000mm por debajo del plano donde el suelo ofrece fijeza.
2. Donde el potencial de carga lateral es significativo, la parte no soportada del eje deberá ser diseñada de acuerdo con al Artículo 410 y la sección 11 del capítulo X del título V.
3. La separación mínima entre las barras longitudinales, así como entre las barras transversales o espirales, deberá ser suficiente para permitir el paso libre del concreto a través de la jaula y en el espacio anular entre la jaula y la pared del pozo.
4. Los requisitos mínimos para considerar la cubierta de acero para transporte de carga se ajustan a lo dispuesto en el Artículo 409d).

d) Refuerzo transversal.

1. El refuerzo transversal podrá estar construido como aros de acero en espiral.
2. Las disposiciones sísmicas se hacen de conformidad con el Artículo 410.

e) **Concreto.** El tamaño máximo agregado, el asentamiento, la colocación en húmedo o seco, y resistencia necesaria de diseño se deberá considerar cuando se especifica el concreto del eje. El concreto seleccionado deberá ser capaz de ser colocado y consolidado adecuadamente para la condición de construcción anticipada, y los detalles del eje deberán ser especificados. El agregado de tamaño máximo deberá cumplir con los requisitos del Artículo 780c).

f) **Refuerzo en superestructuras.** El refuerzo suficiente deberá disponer de la unión del eje con la tapa de eje o columna para realizar una conexión adecuada. El empotramiento del refuerzo en la tapa deberá cumplir con las disposiciones sobre pilotes vaciados en la Sección 5.

g) **Bases agrandadas.** Las bases agrandadas se deberán diseñar para asegurar que el concreto simple no sufre esfuerzos excesivos. La base ampliada, deberá inclinarse en un ángulo lateral no mayor de 30 grados desde la vertical y tener un diámetro inferior no mayor de tres veces el diámetro del eje. El espesor del borde inferior de la base agrandada no deberá ser inferior a 150mm.

**SECCIÓN 4
ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO**

Artículo 781. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO. Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 709 y la sección 4 del capítulo VII del título VIII.

CAPÍTULO IX MICROPILOTES

SECCIÓN 1 GENERAL

Artículo 782. GENERAL.

- a) Las disposiciones de la sección 1 del capítulo VII del título VIII son aplicables, excepto como se indica en este documento.
- b) Los micropilotes se clasifican por tipo basado en su método de instalación de la siguiente manera:
 1. Tipo A micropilotes que son construidos mediante la colocación de un mortero de cemento y arena o lechada de cemento puro en el pilote solo bajo un cabezal de gravedad;
 2. Tipo B micropilotes que son construidos mediante la inyección de una lechada de cemento puro a presión (típicamente 0.3 - 1 MPa) en el orificio taladrado, mientras que la cubierta o la barrena de perforación temporal se retira;
 3. Tipo C micropilotes que son cementados como para el Tipo A, seguido de 15-25 minutos después de la lechada primaria mediante la inyección de lechada adicional bajo presión (por lo general superior a 1 MPa) a través de un tubo de manga de lechada pre colocado.
 4. Tipo D micropilotes que son cementados similar al tipo C, pero la lechada primaria se deja endurecer antes de la inyección bajo presión de la lechada secundaria (típicamente 2-8.5 MPa) con un programa de compresión para conseguir el tratamiento de los intervalos de pilotes específicos o materiales de horizonte, o
 5. Tipo E micropilotes que se construyen mediante la perforación con inyección de la lechada a través de un continuo de hilos, y barras de acero de núcleo hueco. La inyección de lechada sirve para limpiar cortes, lograr la penetración de la lechada en el suelo y estabilizar el agujero de perforación. A menudo, la lechada inicial tiene una relación alta de agua a cemento y luego se reemplaza con una lechada espesa estructural cerca de la finalización de la perforación.
- c) La lechada primaria, donde se proporciona una transferencia de carga directa a lo largo del micro pilote al terreno circundante, deberá ser de base de cemento Portland con lechada inyectada en el agujero del micro pilote antes o después de la instalación del refuerzo.
- d) La lechada posterior, también conocida como regrouting o lechada secundaria, se toma como la inyección de lechada de cemento Portland adicional en el tramo de unión del micro pilote después de la instalación de la lechada primaria para mejorar la adherencia lechada- terreno.

Artículo 783. ALCANCE.

- a) Las disposiciones del presente artículo se aplican al diseño de micropilotes.

- b) Las disposiciones del presente artículo no se toman como aplicables a ejes perforados, por ejemplo, los pilotes augercast, instalados con barrenas de vuelo continuas que se concretan como la barrena se extrae.

Artículo 784. SEPARACIÓN MÍNIMA DE MICROPILOTES, GALIBO Y EMPOTRAMIENTO EN TAPA. El espaciamiento de centro a centro de pilotes no deberá ser menor de 30.0 pulgadas o 3.0 diámetros de pilote, el que sea mayor. De lo contrario se aplican, las disposiciones del Artículo 732.

Artículo 785. MICRO PILOTES MEDIANTE RELLENO DEL TERRAPLÉN (AASHTO 10.9.1.3). Los micro pilotes se extienden a través de terraplenes deberán penetrar un mínimo de 3m en suelo original, a menos que la requerida resistencia nominal axial y lateral se produzca a una menor penetración por debajo del terraplén en roca u otros materiales de apoyo adecuados.

Artículo 786. MICRO PILOTES MALTRATADOS. Se aplica lo dispuesto en el Artículo 734.

Artículo 787. REQUISITOS DE DISEÑO DE MICRO PILOTES. El diseño de micro pilotes incluye los siguientes temas, según corresponda:

- a) Resistencia nominal axial que se especifique en el contrato y el tamaño del grupo de micro pilotes obligado a proporcionar el apoyo adecuado, con la consideración de cómo la resistencia nominal axial del micro pilote se determinará en el campo;
- b) Interacción de grupos;
- c) la estimación de la cantidad de pilotes a partir de la penetración estimada del pilote necesaria para cumplir con la resistencia axial nominal y otros requisitos de diseño
- d) Penetración del pilote mínima necesaria para satisfacer las necesidades causadas por el levantamiento, la socavación, rozamiento negativo, asentamiento, licuefacción, cargas laterales, y las condiciones sísmicas;
- e) deflexión de la cimentación para cumplir con el movimiento establecido y los criterios de desempeño asociados a la estructura;
- f) Resistencia estructural nominal de cimentaciones pilotada, y
- g) Durabilidad a largo plazo del micro pilote en servicio, es decir, la corrosión y el deterioro.

Artículo 788. DETERMINACIÓN DE CARGAS DE MICROPILOTE. Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 736.

- a) **Rozamiento negativo.** Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 736b) y la sección 8 del capítulo XI de título III.
- b) **Levantamiento debido a suelos expansivos.** Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 736c).
- c) **Estructuras cercanas.** Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 736d).

SECCIÓN 2 DISEÑO DE ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 789. GENERAL. Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 737.

Artículo 790. MOVIMIENTOS TOLERABLES. Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 696 y Artículo 697.

Artículo 791. ASENTAMIENTO. Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 739.

- a) **Grupos de micro pilotes en suelos cohesivos.** Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 739a).
- b) **Grupos de micro pilotes en suelos no cohesivos.** Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 739b).

Artículo 792. MOVIMIENTO DE CIMENTACIONES DE MICROPILOTES HORIZONTAL. Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 696 y Artículo 740.

Artículo 793. ASENTAMIENTO DEBIDO A ROZAMIENTO NEGATIVO. Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 741.

Artículo 794. COMPRESIÓN LATERAL. Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 742.

SECCIÓN 3 DISEÑO DEL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Artículo 795. GENERAL. Para el diseño de estado límite de resistencia, deberán ser determinado:

- a) Las cargas y requisitos de desempeño;
- b) Dimensiones del micro pilote y la resistencia nominal axial micro pilotes;
- c) Tamaño y la configuración del grupo de micro pilotes para proporcionar un soporte adecuado a la cimentación;
- d) La longitud del micro pilote estimada a ser utilizada en los documentos de construcción contratados para proporcionar una base para la licitación;
- e) Una penetración de micropilotes mínima, si es necesario, para las condiciones particulares del sitio y la carga, determinada con base en la máxima (la más profunda) penetración necesaria para satisfacer todos los requisitos aplicables identificados en la sección 6 del capítulo VII del título VIII; y
- f) La resistencia nominal axial estructural de micro pilotes y/o grupo de micro pilotes.

Artículo 796. CAPA FREÁTICA Y FLOTABILIDAD. Deberán aplicarse las disposiciones del Artículo 746.

Artículo 797. SOCAVACIÓN. Deberán aplicarse las disposiciones del Artículo 747.

Artículo 798. ROZAMIENTO NEGATIVO. Deberán aplicarse las disposiciones del Artículo 748.

Artículo 799. COMPRESIÓN NOMINAL AXIAL RESISTENCIA DE UN MICROPILOTE INDIVIDUAL.

- a) **General.**

Ec. 750

$$R_R = \phi R_n = \phi_{qp} R_p + \phi_{qs} R_s$$

En la cual:

Ec. 751

$$R_p = q_p A_p$$

Ec. 752

$$R_s = q_s A_s$$

Dónde:

- R_p Resistencia nominal de punta (N).
- R_s Resistencia nominal grout-to-ground bond (N).
- ϕ_{qp} factor de resistencia para la resistencia de punta especificada en la TABLA 96.
- ϕ_{as} factor de resistencia para nominal grout-to-ground bond especificada en la TABLA 96.
- q_p unidad de resistencia de punta (MPa).
- q_s Resistencia grout-to-ground bond (MPa).
- A_p área de punta de micropilote (mm²).
- A_s area de superficie de grout-to-ground bond (mm²).

1. Para el diseño final, la resistencia del micro pilote deberá verificarse mediante la realización de pruebas de carga del micro pilote como se describe en el Artículo 799d). Los factores de resistencia para los micro pilotes se toman como se especifica en la TABLA 96.

b) Estimación de la Resistencia de la conexión Lechada-suelo.

1. La Resistencia nominal de la conexión lechada-suelo sobre la longitud de conexión de un micropilote, R_s , in MPa deberá tomarse como:

Ec. 753

$$R_s = \pi d_b \alpha_b L_b$$

Dónde:

D_b diámetro de orificio de perforación del micro pilote a través de longitud del vínculo (mm).

α_b nominal micropile grout-to-ground bond strength (MPa).

L_b micropile bonded length (mm).

- Para el diseño final, la capacidad del micro pilote deberá verificarse mediante la realización de pruebas de carga del micro pilote como se describe en el Artículo 799 d).

TABLA 107
RESUMEN DE LOS VALORES TÍPICOS DE AB (ENLACE LECHADA A TIERRA) PARA EL DISEÑO DE MICROPILOTE PRELIMINAR (MODIFICADO DESPUÉS DE SABATINI, ET AL., 2005).

Descripción Suelo/Roca	Rango típico de Grout-to-Ground Bond Nominal Resistance para tipos de micropilotes" (MPa)				
	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D	Tipo E
Limo y arcilla (un poco de arena) (plástico medio suave)	0.035-0.07	0.035-0.1	0.035-0.125	0.035-0.150	0.035-0.1
Limo y arcilla (un poco de arena) (rígida, densa a muy densa)	0.035-0.125	0.07-0.2	0.1 - 0.2	0.1 – 0.2	0.070 – 0.2
arena (algún limo, grava) (fino-grueso, medio muy denso)	0.1 – 0.225	0.125-0.375	0.15 - 0.375	0.150 - 0.4	0.125 - 0.375
Grava (un poco de arena) (mediana a muy densa)	0.1 – 0.275	0.125-0.375	0.15 - 0.375	0.15 – 0.4	0.125–0.375
caja glacial (limo, arena, grava) (mediana a muy densa, cementada)	0.1 – 0.2	0.1 – 0.325	0.125–0.325	0.125 – 0.35	0.1 - 0.325
Las lutitas blandas (fractura fresca o moderada, poco o nada de desgaste)	0.215-0.575	N/A	N/A	N/A	N/A
Las pizarras y esquistos duros (fractura fresca o moderada, poco o nada de desgaste)	0.54 - 1.44	N/A	N/A	N/A	N/A
	1.08 - 2.16	N/A	N/A	N/A	N/A
Piedra caliza (fractura fresca o moderada, poco o nada de desgaste)	1.08 - 2.16	N/A	N/A	N/A	N/A

Arenisca (fractura fresca o moderada, poco o nada de desgaste)	0.54 – 1.8	N/A	N/A	N/A	N/A
El granito y basalto (fractura fresca o moderada, poco o nada de desgaste)	1.44 – 4.385	N/A	N/A	N/A	N/A

(1) Consulte el artículo 10.9.I para la descripción de los tipos de micropilotes.

c) Estimación de la Resistencia de punta del micropilote en roca.

1. Los métodos utilizados para el diseño de micropilotes apoyados en roca deberán considerar la presencia, la orientación, y la condición de las discontinuidades, perfiles de resistencia a la intemperie, y otros perfiles similares que se aplican en un sitio particular. El diseñador deberá juzgar la competencia de un macizo rocoso, de conformidad con lo dispuesto en el Artículo 692.
2. Para micropilotes fundados sobre roca competente, la resistencia de punta podrá ser estimada de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 776e)f).

d) Prueba de carga del micropilote.

1. La prueba de carga se ajusta a los procedimientos especificados en la norma ASTM D1143 para la compresión y ASTM D3689 para la tensión. El procedimiento de carga deberá seguir el método de prueba de carga rápida, a menos que se necesiten datos detallados a largo plazo de asentamiento de carga, en cuyo caso el procedimiento de carga estándar se deberá utilizar. A menos que se especifique lo contrario por el Ingeniero, la resistencia axial del pilote se determina a partir de los datos de prueba utilizando el método de Davisson tal como se presenta en el Artículo 750b).
2. El número de pruebas de carga necesarias para dar cuenta de la variabilidad del sitio es el indicado en el Artículo 708b). El número de micropilotes de prueba requeridos se deberá incrementar en las condiciones uniformes del subsuelo.
3. Además, las pruebas de carga a la carga mayorada requerida se realizan en un pilote por unidad de subestructura o cinco por ciento de los pilotes, lo que sea mayor, a menos que se especifique lo contrario por el Ingeniero.
4. Los factores de resistencia para la resistencia a la compresión axial o resistencia a la elevación axial se toman como se especifica en la TABLA 96.

Artículo 800. RESISTENCIA DEL GRUPO DE MICROPILOTES EN COMPRESIÓN. Reducción de la resistencia de los efectos de los grupos deberán ser evaluados de acuerdo a las disposiciones del Artículo 751.

Artículo 801. RESISTENCIA AL LEVANTAMIENTO NOMINAL DE UN MICROPILOTE INDIVIDUAL. La resistencia al levantamiento se evalúa cuando las cargas ascendentes actúan sobre los micropilotes. Micropilotes objeto de fuerzas de levantamiento deberán ser investigados por resistencia a la extracción, por su resistencia estructural, y por la fuerza de su conexión con componentes soportados.

Artículo 802. RESISTENCIA A LA ELEVACIÓN NOMINAL DE LOS GRUPOS DE MICROPILOTES.
Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 753.

Artículo 803. RESISTENCIA NOMINAL HORIZONTAL DE MICROPILOTES Y GRUPOS DE MICROPILOTES.

- a) Se aplican las disposiciones del Artículo 754.
- b) El diseño de micropilotes cargados horizontalmente tiene en cuenta los efectos de la interacción entre los micropilotes y la tierra, incluyendo el número y el espaciamiento de micropilotes en el grupo.
- c) Para micropilotes utilizados en grupos, la cabeza del micropilote se deberá incrustar en la tapa y el grado de fijeza se deberá considerar en el diseño.

Artículo 804. RESISTENCIA ESTRUCTURAL.

a) General.

1. El diseño estructural de los micropilotes se hace de conformidad con las disposiciones de la Sección 5 para el diseño de concreto reforzado y la sección 6 para el diseño de acero.
2. La longitud entubada y sin entubar de cada micropilote deberá ser diseñada para resistir las fuerzas distribuidas al micropilote basada en la inclinación del micropilote y el espaciamiento.
3. Los factores de resistencia para el diseño estructural deberán ser los especificados en la TABLA 97.

b) Resistencia a la compresión axial.

1. La sección superior entubada de un micropilote sometido a una carga de compresión deberá ser diseñada estructuralmente para soportar la carga total mayorada sobre el micropilote. La sección inferior de un micropilote sin entubar sometida a una carga de compresión deberá ser diseñada estructuralmente para soportar la máxima carga mayorada completa sobre el micropilote menos la carga transferida al terreno circundante de la porción de entubada del pilote en la longitud de inmersión (si se utiliza), como se describe en el Artículo 8040.
2. Para micropilotes que se extienden a través de una capa superior de suelo débil, que se extiende por encima del suelo, sujeta a erosión, que se extiende a través de las minas/cuevas, o se extiende a través del suelo que podrá licuarse, el efecto de cualquier longitud no soportada lateralmente se deberá considerar en la determinación de la resistencia a la compresión axial.
3. La resistencia mayorada estructural de un micropilote a una carga de compresión axial, R_e , en kips se podrá tomar como:

Ec. 754

$$R_C = \phi_C R_n$$

Dónde:

ϕ_c factor de resistencia especificado en la TABLA 97 para la resistencia estructural de micropilotes en compresión axial.

R_n resistencia nominal de compresión axial del micropilote especificada en el Artículo 804b)4 y b)5 (N).

4. Longitud entubada. La resistencia estructural mayorada de la longitud superior entubada de un micropilote sin tener longitud no soportada y cargada en compresión, R_{CC} , en kips se podrá tomar como:

Ec. 755

$$R_{CC} = \phi_{CC} R_n$$

Para la cual:

Ec. 756

$$R_n = 0.85 \left[0.85 f'_c A_g + f_y (A_b + A_c) \right]$$

Dónde:

ϕ_{CC} factor de resistencia especificada en la TABLA 97 para la resistencia estructural de la sección entubada de un micropilote sometido a una carga de compresión.

f'_c Resistencia a la compresión especificada de la lechada de un micropilote a los 28 días a menos que se especifique otro tiempo (MPa).

A_g área de sección transversal de la lechada dentro de micropilote (mm²).

f_y resistencia a la fluencia mínima de la barra de refuerzo o cubierta de acero, o la tensión en la barra de acero reforzado o la cubierta en una deformación de 0.003, lo que sea menor (MPa).

A_b área de sección transversal de la barra de acero reforzado (mm²).

A_c área de sección transversal de la cubierta de acero (mm²).

5. Longitud sin entubar. La resistencia mayorada estructural de la inferior, sin entubar un micropilote sin tener longitud no soportada y cargada en compresión, R_{CU} , en kips se podrá tomar como:

Ec. 757

$$R_{CU} = \phi_{CU} R_n$$

En la cual:

Ec. 758

$$R_n = 0.85 [0.85 f'_c A_g + f_y A_b]$$

Dónde:

- ϕ_{CU} factor de resistencia especificado en la TABLA 97 para la resistencia estructural de la sección sin entubar de un micropilote sometido a una carga de compresión.
- f'_c resistencia a la compresión especificada de lechada de un micropilote a los 28 días a menos que se especifique otro tiempo (MPa).
- A_g área de sección transversal de la lechada dentro de un micropilote (mm²).
- f_y resistencia a la fluencia mínima de la barra de refuerzo o la tensión en la barra de acero reforzado en una deformación de 0.003, lo que sea menor (MPa).
- A_b área de sección transversal de la barra de acero reforzado (mm²).

c) Resistencia a la tensión axial.

1. La sección superior entubada de un micropilote sometido a carga de tensión deberá ser diseñada estructuralmente para soportar la carga total mayorada sobre un micropilote. La sección inferior de un micropilote sin entubar sometida a carga de tensión deberá ser diseñada estructuralmente para soportar la máxima carga mayorada completa sobre un micropilote menos la carga transferida al terreno circundante de la parte entubada del micropilote en la longitud de inmersión, como se describe en Artículo 8040.
2. La resistencia mayorada estructural de un pilote sometido a tensión R_T , se podrá tomar como:

Ec. 759

$$R_T = \phi_T R_n$$

Dónde:

- ϕ_T factor de resistencia especificado en la TABLA 97 para la resistencia estructural de un micropilote sometido a carga de tensión (adim).
- R_n resistencia nominal a la tensión axial del micropilote especificado en el Artículo 804c)3 y c)4.
3. Longitud entubada. La resistencia estructural mayorada de la longitud superior entubada un micropilote sometido a carga de tensión, R_{TC} , en kips se podrá tomar como:

Ec. 760

$$R_{TC} = \phi_{TC} R_n$$

Para la cual:

Ec. 761

$$R_n = f_y (A_b + A_{ct})$$

Dónde:

ϕ_{TC} Factor de resistencia especificado en la TABLA 97 para la resistencia estructural de la sección entubada de un micropilote sometido a carga de tensión (adim).

f_y resistencia a la fluencia mínima de la barra de refuerzo o la cubierta de acero, lo que sea menor (MPa).

A_b área de sección transversal de la barra de acero reforzado (mm²).

A_c área de sección transversal de la cubierta de acero considerando la reducción de hilos (mm²).

4. Longitud sin entubar. La resistencia mayorada estructural de la longitud inferior sin entubar. La resistencia mayorada estructural de la longitud inferior sin entubar R_{TU} , en kips se podrá tomar como:

Ec. 762

$$R_{TU} = \phi_{TU} R_n$$

En la cual:

Ec. 763

$$R_n = f_y A_b$$

Dónde:

ϕ_{TU} factor de resistencia especificado en la TABLA 97 para la resistencia estructural de la sección sin entubar de un micropilote sometido a carga de tensión (adim).

f_y resistencia a la fluencia mínima de la barra de refuerzo o la cubierta de acero, lo que sea menor (MPa).

A_b área de sección transversal de la barra de acero reforzado (mm²).

d) Longitud de inmersión de transferencia de carga.

1. La carga axial mayorada transferida a la tierra a través de la longitud de inmersión de la parte entubada de un micropilote, P_t en kips, se podrá tomar como:

Ec. 764

$$P_t = \phi \left[\pi d_b \alpha_b L_p \right]$$

Donde:

- ϕ factor de resistencia especificado en la TABLA 96 para la resistencia al aplastamiento geotécnica o resistencia a la elevación, en su caso, de un micropilote único.
- d_b diámetro de orificio de perforación del micropilote a través de la longitud enlazada (mm).
- α_b nominal micropile grout-to-ground bond strength (MPa).
- L_p longitud de inmersión de la cubierta del micropilote (mm).
2. Si la transferencia de carga a través de la longitud de inmersión de la parte entubada de un micropilote se considera al reducir la carga en la parte inferior de la parte sin entubar del micropilote, la carga mayorada axial en la porción del micropilote sin entubar en compresión o tensión, P_u , en kips, se podrá tomar como:

Ec. 765

$$P_u = Q - P_t$$

Dónde:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

carga total axial mayorada sobre el micropilote (N)

P_t la longitud inmersión de transferencia de carga de la Ec. 764 (N)

- e) **Lechada al enlace de acero.** La cubierta a enlace de lechada deberá ser comprobada y longitud de desarrollo de la barra de refuerzo se efectúa de conformidad con las disposiciones de la Sección 5.
- f) **Pandeo y estabilidad lateral.** Se aplican las disposiciones del Artículo 755d).
- g) **Refuerzo en la superestructura.** Se deberá disponer de un refuerzo suficiente en la unión del micropilote con la zapata del micropilote o columna para realizar una conexión adecuada. El empotramiento del refuerzo en la tapa deberá cumplir con las disposiciones sobre pilotes vaciados en el lugar de la sección 5.

SECCIÓN 4 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

Artículo 805. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO. Se aplican las disposiciones del Artículo 709 y la sección 4 del capítulo VII del título VIII.

SECCIÓN 5

CORROSIÓN Y DETERIORO

Artículo 806. CORROSIÓN Y DETERIORO. Se aplican las disposiciones de la sección 5 del capítulo VII del título VIII.

TÍTULO IX MUROS, ESTRIBOS Y PILAS

CAPÍTULO I CAMPO DE VALIDEZ

Artículo 807. CAMPO DE VALIDEZ. Este Capítulo presenta los requerimientos para el diseño de muros y estribos. Se consideran los muros de contención convencionales, muros tipo pantalla, muros anclados, muros de suelo estabilizado mecánicamente, y muros constituidos por elementos modulares prefabricados.

CAPÍTULO II DEFINICIONES

Artículo 808. DEFINICIONES.

- a) **Estribo (“Abutment”).** Estructura que soporta el extremo de un tramo de puente, y provee soporte lateral al material de relleno sobre el cual descansa la carretera inmediatamente adyacente al puente. En la práctica, se podrán utilizar diferentes tipos de estribos. Estos incluyen:
1. **Estribo corto (“Stub abutment”).** Estos estribos están localizados en o cerca de la parte superior del relleno de aproximación, con un respaldo suficientemente profundo para acomodar la profundidad de la estructura y los elementos de apoyo que se sientan sobre el asiento del apoyo.
 2. **Estribo de profundidad parcial (“Partial-depth abutment”).** Los estribos de profundidad parcial están localizados aproximadamente a la mitad de la pendiente frontal del terraplén de aproximación. El respaldo y los aleros más altos podrán retener el material de relleno, o la pendiente del terraplén podrá continuar detrás del respaldo. En este último caso, una losa estructural de aproximación o el diseño del tramo extremo deberá cubrir el espacio sobre la pendiente del relleno y, además, se deberán proveer muros cortina para cerrar el espacio abierto. Para esta situación se deberá proporcionar acceso de inspección.
 3. **Estribo de profundidad total (“Full-depth abutment”).** Los estribos de profundidad total están localizados aproximadamente en la puntera frontal del terraplén de aproximación, restringiendo las aberturas debajo de la estructura.
 4. **Estribo integral (“Integral abutment”).** Los estribos integrales están rígidamente unidos a la superestructura y se apoyan sobre una zapata o sobre fundaciones profundas capaces de permitir los movimientos horizontales necesarios.

- b) **Muros anclados (“Anchored wall”).** Sistema de contención de tierra compuesto generalmente por los mismos elementos de los muros en voladizo (no de gravedad), y que obtiene resistencia lateral adicional a partir de uno o más niveles de anclajes.
- c) **Muros de suelo estabilizado mecánicamente (“Mechanically stabilized earth wall”).** Es un sistema de contención del suelo, en el cual se emplean refuerzos de tracción, dentro de la masa del suelo, ya sean tipo cinta o malla, metálicos, o poliméricos, y un elemento de revestimiento que es vertical o casi vertical.
- d) **Muros en voladizo (no de gravedad) (“Nongravity cantilever wall”).** Es un sistema de contención del suelo que obtiene resistencia lateral a través del empotramiento de los elementos del muro vertical y por los apoyos del suelo retenido con los elementos de revestimiento. Los elementos del muro vertical podrán consistir de elementos discretos, es decir, pilotes hincados, pilotes excavados o pilotes in-situ barrenados unidos por un revestimiento estructural, por ejemplo, revestimientos, paneles u hormigón proyectado. Alternativamente, los elementos del muro vertical y el revestimiento podrán ser continuos, por ejemplo, tablestacas, paneles de muro tipo pantalla, pilotes tangentes o pilotes tangentes excavados.
- e) **Pila (“Pier”).** Aquella parte de la estructura de un puente que proporciona soporte intermedio a la superestructura. Podrán ser:
1. **Pilas de muro macizo (“Solid wall piers”).** Las pilas tipo muro macizo son diseñadas como columnas para fuerzas y momentos que actúan sobre el eje débil y como pilas para fuerzas y momentos que actúan sobre el eje fuerte. Estas podrán ser articuladas, empotradas o libres en la parte superior y, convencionalmente, están empotradas en la base. En pilas cortas a menudo están articuladas en la base para eliminar los momentos elevados que se desarrollarían debido al empotramiento. Anteriormente, los diseños más masivos se consideraban del tipo gravitacional.
 2. **Pilas de muro doble (“Double wall piers”).** Las pilas de muro doble consisten de dos muros separados, espaciados en la dirección del tránsito, para dar apoyo en el intradós continuo de las secciones de la superestructura de hormigón tipo cajón. Estos muros se integran con la superestructura y deberán también ser diseñados para los momentos que se desarrollan en la superestructura debido a las sobrecargas y condiciones de montaje.
 3. **Pilas tipo marco (“Bent piers”).** las pilas tipo marco constan de dos o más columnas, espaciadas transversalmente, de varias secciones transversales macizas; este tipo de pilas, son diseñadas para efecto pórtico, relativas a fuerzas actuando alrededor del eje fuerte de la pila. Estas pilas, usualmente, están empotradas en la base y son integrales con la superestructura o con un cabezal en la parte superior. Las columnas podrán estar soportadas por una fundación directa, una zapata sobre pilotes, o sobre el eje de un muro macizo; también podrán ser prolongaciones de los pilotes por encima del nivel del terreno.
 4. **Pilas de una sola columna (“Single-column piers”).** Las pilas de una sola columna, frecuentemente conocidas como pilas “T” o pilas “martillo”, son usualmente soportadas por una fundación directa o una zapata sobre pilotes hincados o excavados y podrán ser ya sea integral con, o proporcionar apoyo independiente para, la superestructura. Su sección transversal podrá ser de varias formas y la columna podrá ser prismática o acampanada para formar el cabezal de la pila o para mejorar la unión con la sección transversal de la superestructura. Este tipo de pila permite evitar las complejidades de los apoyos oblicuos si se construyen de forma que sean integrales con la

superestructura y su apariencia reduce la masividad frecuentemente asociada con las superestructuras.

5. **Pilas tubulares (“Tubular piers”).** Sección de núcleo hueco que podrá ser de acero, hormigón armado u hormigón pretensado; tal que le permite soportar las fuerzas y momentos que actúan sobre los elementos. Debido a su vulnerabilidad frente a cargas laterales, el espesor de la pared de las pilas tubulares deberá ser suficiente para soportar las fuerzas y momentos para todas las situaciones de carga que corresponda. Las configuraciones prismáticas podrán ser prefabricadas por secciones o pretensadas mientras se montan.
- f) **Muro modular prefabricado (“Prefabricated modular wall”).** Sistema de retención de suelo que emplea módulos o compartimientos entrelazados de madera, hormigón armado o acero, rellenos de tierra y actuando como muros de contención de gravedad para resistir los empujes del suelo.
 - g) **Muros rígidos de contención (convencionales) de gravedad y semi-gravedad (“Rigid gravity and semi-gravity (conventional) retaining wall”).** Estructura que provee apoyo lateral a una masa de suelo y que deberá su estabilidad principalmente a su peso propio y al peso de cualquier suelo ubicado directamente sobre su base. En la práctica, podrán ser utilizados diferentes tipos de muros de contención de gravedad y semi-gravedad. Estos incluyen:
 1. Un **muro de gravedad (“gravity wall”)** deberá su estabilidad exclusivamente al peso de la mampostería de piedra u hormigón y de cualquier suelo ubicado directamente sobre la mampostería. Sólo se coloca una cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para prevenir la fisuración superficial debida a cambios de temperatura.
 2. Un **muro de semi-gravedad (“semi-gravity wall”)** es un poco más esbelto que un muro de gravedad y requiere armadura constituida por barras verticales a lo largo de la cara interna y pasadores que continúen hasta la fundación. Este muro deberá disponer armadura de temperatura cerca de las caras expuestas.
 3. Un **muro en voladizo (“cantilever wall”)** consta de una pantalla de hormigón y una losa base de hormigón, ambos son relativamente delgados y están totalmente reforzados para resistir los momentos y cortes a los cuales están sujetos.
 4. Un **muro de contrafuertes (“counterfort wall”)** consta de una delgada losa de hormigón, generalmente vertical, que sirve como paramento y es soportada a intervalos en el lado interno por losas verticales o contrafuertes que forman ángulos rectos con al paramento. Tanto el paramento como los contrafuertes están conectados a una losa de base, y el espacio por encima de la losa de base y entre los contrafuertes se rellena con suelo. Todas las losas están totalmente armadas.

CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA

Artículo 809. SIMBOLOGÍA GENERAL.

A_c Área de la sección transversal de la unidad del acero de refuerzo, en mm².

A_s coeficiente de aceleración pico sísmica del terreno modificado por un factor de sitio para periodo corto.

B ancho de la base del muro, en m.

b ancho unitario del acero de refuerzo; ancho del módulo tipo cajón, en m.

b_r ancho del área cargada de la zapata, en m.

C factor general de la geometría del área superficial del refuerzo, adimensional.

CR_{cr} factor de reducción de resistencia de la conexión a largo plazo que considera la reducción de la resistencia última atribuible a la conexión, adimensional.

CR_u factor de reducción de resistencia de la conexión a corto plazo que considera la reducción de la resistencia última atribuible a la conexión, adimensional.

C_u coeficiente de uniformidad del suelo definido como la relación entre el tamaño de partícula de suelo que es **60 por ciento** más fina en tamaño (**D₆₀**) y el tamaño de partícula de suelo que es **10 por ciento** más fina en tamaño (**D₁₀**), adimensional.

D profundidad embebida de diseño del elemento vertical [m]; diámetro de la barra o alambre [mm].

D* diámetro de la barra o alambre corregido para considerar las pérdidas por corrosión, en mm.

D_o profundidad embebida para la cual el empuje pasivo neto es suficiente para proporcionar equilibrio de momentos, en m.

d diámetro del orificio perforado para el anclaje [mm]; desplazamiento lateral del muro [mm]; relleno sobre el muro [m].

E_c espesor del refuerzo metálico al final de la vida de servicio, en mm.

E_n espesor nominal del refuerzo de acero en el momento de la construcción, en mm.

E_s espesor de metal sacrificable que se espera perder por corrosión uniforme durante la vida de servicio, en mm.

e excentricidad de la carga desde el eje de fundación, en m.

F_p fuerza estática lateral debida a una sobrecarga concentrada, en kN/m.

F_r fuerza resultante debida al empuje activo lateral del suelo, en kN/m.

F_v factor de ajuste de clase de sitio para la aceleración espectral de 1 seg., adimensional.

F_y tensión de fluencia mínima del acero, MPa.

F* factor de fricción para el arrancamiento del refuerzo de acero, adimensional.

G_u distancia al centro de gravedad de una unidad de bloque de fachada modular, incluyendo el relleno de agregado, medida desde el frente de la unidad, en m.

H altura del muro, en m.

H_h altura de articulación para la fachada modular, en m.

H_u altura de una unidad de bloque de fachada modular, en m.

H_1 altura equivalente del muro, en m.

h distancia vertical entre la superficie del terreno y la base del muro en la parte posterior del talón del muro, en m.

h_a distancia entre la base del muro, o de la línea de lodo en frente del muro, y la fuerza sísmica resultante debida al empuje activo del suelo, en m.

h_i altura de la zona de suelo reforzado que contribuye carga horizontal al refuerzo en el nivel i , en m.

h_p distancia vertical entre la base del muro y la fuerza estática lateral de sobrecarga F_p , en m.

i ángulo de la pendiente del relleno, en grados.

i_b pendiente de la base de fachada, hacia abajo respecto de la horizontal y hacia el interior del relleno, en grados.

K coeficiente sísmico de presión pasiva, adimensional.

K_{AE} coeficiente sísmico de presión activa, adimensional.

k_a coeficiente de empuje activo del suelo, adimensional.

k_{af} coeficiente de empuje activo del suelo de relleno, adimensional.

k_h coeficiente de aceleración sísmica horizontal, adimensional.

k_{ho} coeficiente de aceleración sísmica horizontal para desplazamiento nulo, adimensional.

k_v coeficiente de aceleración sísmica vertical, adimensional.

k_r coeficiente de empuje horizontal del relleno reforzado, adimensional.

k_y aceleración de fluencia en el análisis del bloque deslizante que resulta en el deslizamiento del muro, adimensional.

L separación entre elementos verticales o apoyos de fachada; longitud de los elementos de refuerzo en un muro de suelo estabilizado mecánicamente (MSE, "mechanically stabilized earth") y su correspondiente fundación, en m.

L_a longitud del refuerzo en zona activa, en m.

L_b longitud de adherencia del anclaje, en m.

L_e longitud del refuerzo en la zona resistente, en m.

L_{ei} longitud efectiva del refuerzo para la capa i , en m.

M magnitud de momento del sismo de diseño, adimensional.

$MARV$ valor mínimo promedio del rollo

$M_{m\acute{a}x}$ máximo momento flexor en el elemento o fachada vertical del muro, en kN·m o kN·m/m.

N componente normal de la resultante sobre la base de la fundación o resistencia a la penetración estándar obtenida a partir del SPT, en kN/m o golpes/m, respectivamente.

n número total de capas de refuerzo en el muro, adimensional.

P_{AE} empuje dinámico activo horizontal, incluyendo la presión estática del suelo, en kN/m.

P_a fuerza resultante de la presión activa de suelo por unidad de ancho del muro, en kN/m.

P_b presión dentro del módulo tipo cajón, en kN/m².

PGA aceleración pico del terreno, adimensional.

P_H fuerza lateral debida a la superestructura u otras cargas concentradas, en kN/m.

P_i fuerza horizontal mayorada por metro de muro transmitida al refuerzo del suelo en el nivel i ; fuerza inercial interna, debida al peso del relleno dentro de la zona activa, en kN/m.

P_{IR} fuerza inercial horizontal, en kN/m.

P_{ir} fuerza inercial horizontal provocada por la aceleración del relleno reforzado, en kN/m.

P_{is} fuerza inercial interna provocada por la aceleración de la sobrecarga inclinada, en kN/m.

P_{PE} empuje dinámico pasivo horizontal, incluyendo la presión estática del suelo, en kN/m.

P_r resistencia última al arrancamiento del refuerzo del suelo por unidad de ancho del refuerzo, en kN/m.

P_{seis} fuerza lateral total aplicada en el muro durante la carga sísmica, en kN/m.

P_v carga sobre la zapata corrida, en kN/m.

P_v' carga sobre la zapata rectangular aislada o carga puntual, en kN.

PVG velocidad pico del terreno, en m/s.

p presión lateral promedio, incluyendo el suelo, la sobrecarga y la presión hidrostática, actuando sobre la sección del elemento de muro que se está considerando, en kN/m².

Q_n resistencia nominal (última) del anclaje, en kN.

Q_R resistencia minorada del anclaje, en kN.

q_s presión debida a la sobrecarga, en kN/m².

$q_{m\acute{a}x}$ máxima presión unitaria del suelo sobre la base de la fundación, en kN/m².

R fuerza resultante en la base del muro, en kN/m.

R_{BH} relación de levantamiento de la base.

R_c relación de cobertura de los refuerzos, adimensional.

R_n resistencia nominal, en kN o kN/m.

R_R resistencia minorada, en kN o kN/m.

RF factor de reducción de la resistencia combinada que considera la posible degradación a largo plazo debido a los daños en la instalación, la fluencia y el envejecimiento químico/biológico de los refuerzos geosintéticos, adimensional.

RF_c factor de reducción de la resistencia combinada que considera la degradación a largo plazo de la conexión del refuerzo geosintético, adimensional.

RF_{CR} factor de reducción de la resistencia para prevenir la rotura del refuerzo por fluencia lenta a largo plazo, adimensional.

RF_D factor de reducción de la resistencia para prevenir la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica, adimensional.

RF_{ID} factor de reducción de la resistencia para considerar el daño del refuerzo durante la instalación, adimensional.

S_h separación horizontal de los refuerzos, en m.

S_t separación entre elementos transversales de la malla, en m.

S_u resistencia al corte no drenada, en kN/m².

S_v separación vertical de los refuerzos, en m.

S_{rs} resistencia última a tracción de los refuerzos, requerida para resistir la componente de carga estática, en kN/m.

S_{rt} resistencia última a tracción de los refuerzos, requerida para resistir la componente de carga transitoria, en kN/m.

S_1 coeficiente de aceleración espectral para **1 segundo**, adimensional.

T_{ac} resistencia de diseño nominal a largo plazo de la conexión refuerzo/fachada, en kN/m.

T_{at} resistencia de diseño nominal a largo plazo de los refuerzos, en kN/m.

T_{CRC} resistencia de la conexión reducida, debido a la fluencia lenta, por unidad de ancho del refuerzo determinada a partir de la envolvente de rotura en la vida de diseño especificada obtenida a partir de una serie de ensayos de fluencia lenta a largo plazo de la conexión, en kN/m.

T_{lot} resistencia última a tracción de bandas anchas por unidad de ancho del refuerzo (ASTM D4595 "Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method" o ASTM D6637 "Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method", hasta tanto se redacte la norma IRAM-IAS correspondiente) para el lote del material de refuerzo utilizado para el ensayo de resistencia de la conexión, en kN/m.

T_{md} fuerza de inercia dinámica incremental mayorada, en kN/m.

$T_{ultconn}$ resistencia última de la conexión por unidad de ancho del refuerzo, en kN/m.

T_{ult} resistencia última a tracción del refuerzo, en kN/m.

$T_{máx}$ carga aplicada al refuerzo, en kN/m.

T_o carga mayorada de tracción en la conexión refuerzo/fachada, en kN/m.

t espesor de los elementos transversales, en m.

T_s periodo fundamental del muro, en seg.

T_{total} carga total (estática y dinámica) sobre la capa de refuerzo por unidad de ancho del muro, en kN/m.

V_s velocidad de onda de corte del suelo detrás del muro, en m/s.

V_1 peso de suelo soportado por el talón del muro, excluyendo el peso de la sobrecarga de suelo, en kN/m.

V_2 peso de la sobrecarga de suelo que está directamente sobre el talón del muro, en kN/m.

W_s peso del suelo que está inmediatamente por encima del muro, incluyendo el talón del muro, en kN/m.

W_u ancho unitario de fachada modular, en m.

W_w peso del muro, en kN/m.

W_1 peso del cuerpo del muro, en kN/m.

W_2 peso de la zapata o base del muro, en kN/m.

x separación entre elementos de apoyo vertical, en m.

Z profundidad debajo del coronamiento efectivo del muro o hasta el refuerzo, en m.

Z_p profundidad de suelo en la capa de refuerzo al inicio de la zona resistente para el cálculo del arrancamiento, en m.

α factor de corrección por el efecto de escala, o factor de reducción de aceleración por altura del muro para considerar la dispersión de la onda, adimensional.

β inclinación de la pendiente del terreno detrás de la cara del muro, en grados.

γ_{EQ} factor de carga para sobrecarga aplicada simultáneamente con las cargas sísmicas indicadas en el artículo 3.4.1 del Reglamento CIRSOC 801, adimensional.

γ_P factor de carga para empuje vertical del suelo indicado en el artículo 3.4.1, adimensional.

γ_s peso unitario del suelo, en kN/m³.

γ'_s peso unitario efectivo del suelo, en kN/m³.

γ_r peso unitario del relleno reforzado, en kN/m³.

γ_f peso unitario del relleno, en kN/m³.

$\Delta\sigma_H$ esfuerzo horizontal en los refuerzos debido a la sobrecarga horizontal concentrada; esfuerzo debido al impacto sobre la barrera para el tránsito aplicada por encima del área de influencia del refuerzo, en kN/m².

$\Delta\sigma_v$ esfuerzo vertical debido a la carga de la zapata, en kN/m².

δ ángulo de fricción en la interface entre el muro y el relleno, en grados.

$\delta_{máx}$ desplazamiento máximo, en mm.

δ_R coeficiente de desplazamiento relativo.

θ inclinación del muro respecto a la horizontal, en grados.

θ_{MO} $\text{arc tg} [k_h / (1 - k_v)]$ para el análisis M-O, en grados.

ρ ángulo de fricción suelo-refuerzo, en grados.

ϕ factor de resistencia.

ϕ_f ángulo de fricción interna del suelo de fundación o de relleno, en grados.

ϕ_r ángulo de fricción interna del relleno reforzado, en grados.

$\phi_{\hat{r}}$ ángulo de fricción interna efectivo del suelo, en grados.

σ_H esfuerzo horizontal mayorado a nivel del refuerzo, en kN/m².

$\sigma_{H máx}$ máximo esfuerzo en el refuerzo del suelo en las zonas de los estribos.

σ_v esfuerzo vertical en el suelo, en kN/m².

σ_{vI} esfuerzo vertical del suelo sobre el ancho efectivo de la base, en kN/m².

τ_n esfuerzo nominal de adherencia del anclaje, en MPa.

ω inclinación del muro debido al retroceso de las unidades de fachada modular, en grados.

CAPÍTULO IV PROPIEDADES DEL SUELO Y MATERIALES

SECCIÓN 1

REQUISITOS GENERALES

Artículo 810. REQUISITOS GENERALES. Los materiales utilizados como relleno deberán ser granulares, y permitir el libre drenaje. Si los muros retienen suelos cohesivos in situ, se deberá proveer un drenaje adecuado para reducir la presión hidrostática detrás del muro.

SECCIÓN 2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

Artículo 811. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO. Se deberán aplicar los requisitos de los capítulos II y X del título IV de este reglamento.

CAPÍTULO V ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 812. REQUISITOS GENERALES.

- a) El diseño de los estribos, pilas y muros deberán satisfacer los criterios especificados en la Sección 2 Capítulo V del presente título para el estado límite de servicio, y los criterios especificados en la Sección 3 Capítulo V del presente título para el estado límite de resistencia.
- b) Los estribos, pilas y muros de contención se deberán diseñar para resistir las presiones laterales del suelo y las hidrostáticas, incluyendo el peso de cualquier sobrecarga (transitoria o permanente), el peso propio del muro, los efectos de contracción y temperatura, y las cargas sísmicas, de acuerdo con los principios generales especificados en este Capítulo.
- c) Las estructuras de contención del suelo se deberán diseñar para una vida de servicio en base a la consideración de los posibles efectos a largo plazo del deterioro de los materiales, filtración, corrientes parásitas y otros factores ambientales potencialmente perjudiciales sobre cada uno de los componentes materiales que constituyen la estructura. En la mayoría de las aplicaciones, los muros de contención permanentes se deberán diseñar para una vida mínima de servicio de **75 años**. Las aplicaciones de muros de contención definidas como temporales deberán ser consideradas para tener una vida de servicio menor o igual a **36 meses**.
- d) Para muros que soportan estribos de puentes, edificios, instalaciones críticas de servicios públicos, u otras instalaciones para las cuales las consecuencias de un desempeño pobre o falla serían severas, podrá ser apropiado considerar un nivel más alto de seguridad y/o mayor vida de servicio, por ejemplo, **100 años**.
- e) Las estructuras permanentes se deberán diseñar de manera que conserven una apariencia estética agradable, y que esencialmente estén libres de mantenimiento durante la totalidad de su vida de servicio considerada para el diseño.

SECCIÓN 2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 813. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

- a) Los estribos, pilas, y muros se deberán analizar para verificar sus desplazamientos excesivos (verticales y laterales), y la estabilidad global, en el estado límite de servicio. Los criterios para establecer las deformaciones admisibles (verticales y laterales) para los muros de contención se deberán desarrollar en base a la función y el tipo del muro, la vida de servicio proyectada, y las consecuencias de los movimientos inaceptables del muro y de cualquier estructura cercana que pudiera resultar afectada, tanto estructural como estéticamente. La estabilidad global se deberá evaluar utilizando métodos de análisis de equilibrio límite.
- b) Para el análisis de los movimientos verticales del muro se deberán aplicar los requisitos del Artículo 719 y Artículo 738 y de la sección 2 del capítulo VIII del título VIII. Para los muros anclados, las deformaciones se deberán estimar de acuerdo con los requisitos del Artículo 864. Para los muros de suelo estabilizado mecánicamente (MSE, “mechanically stabilized earth”), las deformaciones se deberán estimar de acuerdo con los requisitos de la sección 4 de capítulo X del presente título.

SECCIÓN 3 ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA

Artículo 814. ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA. Los estribos, muros, y pilas se deberán analizar en los estados límites de resistencia utilizando la Ec. 1 de este reglamento para:

- a) falla por capacidad de carga,
- b) deslizamiento lateral,
- c) pérdida de contacto en la base debido a la excentricidad de la carga,
- d) falla por arrancamiento de los anclajes o refuerzos del suelo, y
- e) falla estructural.

SECCIÓN 4 ESTADOS LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTOS EXTREMOS

Artículo 815. REQUISITOS GENERALES.

- a) Los estribos, muros, y pilas se deberán analizar en el estado límite de evento extremo para:
 1. falla de estabilidad global,
 2. falla por capacidad de carga,
 3. deslizamiento lateral,
 4. pérdida de contacto en la base debido a la excentricidad de la carga,

5. falla por arrancamiento de los anclajes o refuerzos del suelo, y
 6. falla estructural.
- b) La aceleración pico del terreno ajustada para el sitio, A_s (es decir, $F_{pga} \cdot PGA$, especificada en el Artículo 101), utilizada para el diseño sísmico de muros de contención se deberá determinar de acuerdo con el Capítulo X del Título III.

Artículo 816. EVENTO EXTREMO I, SIN ANÁLISIS SÍSMICO.

- a) Para muros localizados en Zonas de Desempeño Sísmico **1 a 3**, o para muros ubicados en lugares donde la aceleración pico del terreno ajustada para el sitio, A_s , sea menor o igual a **0.4g**, no se deberá considerar obligatorio el diseño sísmico a menos que una de las siguientes condiciones sea cierta:
1. La extensión lateral o pendiente de falla inducida por licuefacción, o la pendiente de falla inducida sísmicamente, debida a la presencia de arcillas sensibles que pierden resistencia durante el movimiento sísmico, podrá afectar la estabilidad del muro para el sismo de diseño.
 2. El muro soporta otra estructura que requiere, con base en el código o especificación de diseño aplicable para la estructura soportada, ser proyectada para cargas sísmicas y que el pobre desempeño sísmico del muro podría afectar el comportamiento sísmico de esa estructura.
- b) La opción de no realizar un análisis sísmico se deberá limitar al diseño por estabilidad sísmica, interna y externa, del muro. Si el muro es parte de un talud más grande, aún se deberá evaluar la estabilidad sísmica global de la combinación del muro y el talud.
- c) Estas disposiciones de no utilizar análisis sísmico, no se deberán considerar aplicables a muros que funcionen como pilas de apoyo de puentes.

**SECCIÓN 5
REQUISITOS DE RESISTENCIA**

Artículo 817. REQUISITOS DE RESISTENCIA.

- a) Los estribos, pilas y estructuras de contención y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar mediante los métodos apropiados especificados en los capítulos VI, VII, VIII, IX, X ó XI del presente título de manera que su resistencia satisfaga la sección 6 del capítulo V del presente título.
- b) La resistencia minorada, R_R , calculada para cada uno de los estados límite aplicables deberá ser la resistencia nominal, R_n , multiplicada por un factor de resistencia apropiado, ϕ , especificado en la TABLA 108.

**SECCIÓN 6
COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGA**

Artículo 818. COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGA.

- a) Los estribos, pilas y estructuras de contención y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar para todas las combinaciones de carga aplicables especificadas en la Sección 1 Capítulo IV Título III.
- b) Para los efectos de las cargas sísmicas sobre la presión lateral del suelo, el factor de carga sísmica se deberá aplicar a toda la fuerza de presión lateral del suelo creada por la masa de suelo retenida por el muro o estribo. Para cualquier sobrecarga actuando sobre el muro (por ejemplo, **ES**) en combinación con la carga sísmica, **EQ**, se deberá aplicar el factor de carga para cargas sísmicas.

**SECCIÓN 7
FACTORES DE RESISTENCIA – ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y RESISTENCIA**

Artículo 819. FACTORES DE RESISTENCIA - ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y RESISTENCIA.

- a) Los factores de resistencia para los estados límite de servicio se deberán tomar igual a **1.0**, excepto lo dispuesto para la estabilidad global en el Artículo 829.
- b) Para el estado límite de resistencia, se deberán utilizar los factores de resistencia proporcionados en la TABLA 108 para el diseño del muro, a menos que se disponga de valores regionales específicos o de experiencia exitosa sustancial para justificar valores más elevados.
- c) Los factores de resistencia para el diseño geotécnico de las fundaciones que se puedan necesitar para el apoyo del muro, a menos que se identifiquen específicamente en la TABLA 108, son como se especifica en la TABLA 92, TABLA 93 y TABLA 95.
- d) Si para estimar la resistencia se utilizan métodos diferentes a los indicados en el presente Reglamento, los factores de resistencia seleccionados deberán proveer la misma confiabilidad que los indicados en la TABLA 92, TABLA 93, TABLA 95, y TABLA 108.
- e) Los elementos verticales, tales como el muro berlinés, los pilotes tangentes y los muros de hormigón en zanja con lodo de perforación se deberán tratar ya sea como fundaciones superficiales o profundas, según corresponda, a los fines de determinar la capacidad de carga, utilizando los procedimientos descritos en los Capítulos VI, VII y VIII del Título X.
- f) Podrá ser apropiado algún incremento en los factores de resistencia prescritos para el diseño de muros temporales consistentes con el incremento en los esfuerzos admisibles para estructuras temporales en el diseño por tensiones admisibles.

TABLA 108
FACTORES DE RESISTENCIA PARA MUROS DE CONTENCION PERMANENTES.

Tipo de muro y condición		Factor de resistencia
Muros en voladizo y muros anclados		
Resistencia axial a compresión de los elementos verticales		Aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva de los elementos verticales		0,75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽¹⁾	<ul style="list-style-type: none"> • Suelos no cohesivos (granular) • Suelos cohesivos • Roca 	0,65 ⁽¹⁾ 0,70 ⁽¹⁾ 0,50 ⁽¹⁾
Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽²⁾	<ul style="list-style-type: none"> • Cuando se realizan pruebas de verificación 	1,0 ⁽²⁾
Resistencia a la tracción de los tendones de anclaje	<ul style="list-style-type: none"> • Acero de dureza natural (por ejemplo, barras IRAM-IAS U 500-528) 	0,90 ⁽³⁾
	<ul style="list-style-type: none"> • Acero de alta resistencia (por ejemplo, barras ASTM A722/A722M-15 Standard Specification for High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete, hasta tanto se redacte la norma IRAM-IAS correspondiente) 	0,80 ⁽³⁾
Capacidad a flexión de los elementos verticales		0,90
Muros de suelo estabilizado mecánicamente, muros de gravedad, y muros de semigravedad		
Capacidad de carga	<ul style="list-style-type: none"> • Muros de gravedad y semigravedad 	0,55
	<ul style="list-style-type: none"> • Muros de suelo estabilizado mecánicamente 	0,65
Deslizamiento		1,0
Resistencia a la tracción de los refuerzos metálicos y sus conectores	Refuerzos en faja ⁽⁴⁾ <ul style="list-style-type: none"> • Carga estática 	0,75
	Refuerzos en malla ⁽⁴⁾⁽⁵⁾ <ul style="list-style-type: none"> • Carga estática 	0,65
Resistencia a la tracción de los refuerzos geosintéticos y sus conectores	<ul style="list-style-type: none"> • Carga estática 	0,90
Resistencia al arrancamiento de los refuerzos a tracción.	<ul style="list-style-type: none"> • Carga estática 	0,90

TABLA 109
FACTORES DE RESISTENCIA PARA MUROS DE CONTENCION PERMANENTES (CONT).

Tipo de muro y condición	Factor de resistencia
Muros modulares prefabricados	
Capacidad de carga	Aplica el artículo 10.5
Deslizamiento	Aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva	Aplica el artículo 10.5
<p>(1) Para el diseño preliminar aplicar el esfuerzo de adherencia unitario último supuesto para anclajes del artículo C 11.9.4.2.</p> <p>(2) Se aplica cuando se realiza(n) prueba(s) de verificación en cada anclaje de producción a una carga igual a 1,0 o más veces la carga mayorada sobre el anclaje.</p> <p>(3) Se aplica a la máxima carga de prueba de verificación del anclaje. Para el acero de dureza natural, aplicar el factor de resistencia a F_y. Para el acero de alta resistencia, aplicar el factor de resistencia para garantizar la resistencia última a tracción.</p> <p>(4) Se aplica a la sección transversal bruta menos el área sacrificable. En el caso de secciones con orificios, reducir el área bruta de acuerdo con el artículo 6.8.3 del Reglamento CIRSOC 803 (en preparación) y aplicar a la sección neta menos el área sacrificable.</p> <p>(5) Se aplica a los refuerzos en malla conectados a un elemento de revestimiento rígido, por ejemplo, un panel o bloque de hormigón. Para los refuerzos en malla conectados a un revestimiento flexible o que son continuos con el revestimiento, utilizar el factor de resistencia correspondiente a refuerzos en faja.</p>	

SECCIÓN 8
FACTORES DE RESISTENCIA – ESTADOS LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO.

Artículo 820. FACTORES DE RESISTENCIA - ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO.

- a) A menos que se especifique lo contrario, todos los factores de resistencia deberán ser iguales a **1.0** cuando se analice el estado límite correspondiente a evento extremo.
- b) Para la estabilidad global del muro de contención cuando se incluye la carga sísmica, se deberá utilizar un factor de resistencia, ϕ , de 0.9. Para capacidad de carga, se deberá utilizar un factor de resistencia de 0.8 para muros de gravedad y semigravedad y de 0.9 para muros de suelo estabilizado mecánicamente.
- c) Para la resistencia a tracción del refuerzo metálico y los conectores, cuando se incluye la carga sísmica, se deberán utilizar los siguientes factores de resistencia:
 1. Refuerzo en faja, $\phi = 1.0$.
 2. Refuerzo en malla, $\phi = 0.85$.
- d) Las Notas 4 y 5 de la TABLA 108 también se aplican a estos factores de resistencia para refuerzos metálicos.
- e) Para la resistencia a tracción del refuerzo geosintético y los conectores, se deberá utilizar un factor de resistencia, ϕ , de **1.20**.
- f) Para la resistencia al arrancamiento del refuerzo metálico y geosintético, se deberá utilizar un factor de resistencia, ϕ , de **1.20**.

CAPÍTULO VI ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA

SECCIÓN 1 CONSIDERACIONES GENERALES

Artículo 821. GENERAL.

- a) Los muros de contención rígidos de gravedad y semigravedad se podrán utilizar para subestructuras de puentes o separación de niveles y generalmente son para aplicaciones permanentes.
- b) Si el suelo/roca de apoyo es propenso a excesivos asentamientos totales o diferenciales no se deberán utilizar muros rígidos de gravedad y semigravedad sin fundaciones profundas de soporte.

Artículo 822. CARGAS.

- a) Los estribos y muros de contención se deberán analizar para:
 - 1. presiones laterales del suelo y del agua, incluyendo cualquier sobrecarga transitoria o permanente;
 - 2. el peso propio del estribo/muro;
 - 3. las cargas aplicadas por la superestructura del puente;
 - 4. los efectos de la deformación por temperatura y contracción; y
 - 5. las cargas sísmicas, según lo especificado en este artículo, en el Capítulo 3 y en otros artículos de este Reglamento.
- b) Se deberán aplicar las disposiciones de la Sección 5 Capítulo XI Título III. Para los cálculos de estabilidad, las cargas del suelo se deberán multiplicar por los factores de carga máximos y/o mínimos indicados en la TABLA 3, según corresponda.

El diseño se deberá analizar considerando cualquier combinación de fuerzas que pueda producir la condición de carga más desfavorable. El diseño de estribos sobre suelo estabilizado mecánicamente y muros modulares prefabricados deberán ser consistentes con la Sección 11 Capítulo X y Sección 6 del Capítulo XI del Título XI.

- c) Para el cálculo de las solicitaciones en los estribos, el peso del material de relleno directamente sobre la cara posterior inclinada o escalonada, o sobre la base de una zapata de hormigón armado, se podrá considerar como parte del peso efectivo del estribo.
- d) Si se utilizan zapatas, la proyección posterior se deberá diseñar como un voladizo apoyado en el alma del estribo y cargado con la totalidad del peso del material superpuesto, a menos que se utilice un método más exacto.

Artículo 823. ESTRIBOS INTEGRALES.

- a) Los estribos integrales se deberán diseñar para resistir y/o absorber las deformaciones por fluencia lenta, contracción y temperatura de la superestructura.
- b) Cuando se determinan los movimientos potenciales del estribo, dicho cálculo deberá considerar los efectos de las variaciones de temperatura, fluencia lenta y el acortamiento del pretensado a largo plazo.
- c) Para evitar que ingrese agua detrás del estribo, la losa de aproximación deberá estar conectada directamente al estribo (no a los aleros del muro), y se deberán adoptar las disposiciones adecuadas para proveer el drenaje del agua que pudiera quedar atrapada.

Artículo 824. ALEROS DEL MURO.

- a) Los aleros del muro se podrán diseñar ya sea como monolíticos con los estribos o separados del muro del estribo con una junta de expansión y diseñados para que trabajen de manera independiente.
- b) Las longitudes de los aleros del muro se deberán calcular utilizando las pendientes requeridas para la carretera. Dichos aleros deberán tener una longitud suficiente para retener el terraplén de la carretera y proporcionar protección contra la erosión.

Artículo 825. REFUERZO.

- a) **Estribos y muros convencionales.** El refuerzo para resistir la formación de fisuras por temperatura y contracción se deberá diseñar como se especifica en el Artículo 348 (AASHTO 5.10.8).
- b) **Aleros del muro.** A través de la unión entre los aleros del muro y los estribos se deberán disponer barras de refuerzo o secciones laminadas adecuadamente separadas para unirlos entre sí. Estas barras se deberán prolongar hacia el interior de la mampostería a cada lado de la junta una longitud suficiente para desarrollar la resistencia de la barra tal como se especifica para las barras de refuerzo, y su longitud deberá ser variada para evitar generar planos débiles en los extremos del hormigón. Si no se utilizan barras, se deberá proveer una junta de expansión y el alero del muro se introducirá en el cuerpo del estribo.

Artículo 826. JUNTAS DE EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN. En los muros de contención convencionales y en estribos se deberán proporcionar juntas de contracción a intervalos no mayores de 9 m y juntas de expansión a intervalos no mayores de 27 m. Todas las juntas se deberán rellenar con un material aprobado que asegure su funcionalidad. En los estribos, las juntas deberán estar ubicadas aproximadamente en la mitad de la distancia entre los elementos longitudinales que se apoyan sobre los estribos.

**SECCIÓN 2
MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO**

Artículo 827. ESTRIBOS. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 721, Artículo 722, Artículo 739 a Artículo 741, Artículo 768 a Artículo 770 y la Sección 2 Capítulo V Título XI, según corresponda.

Artículo 828. MUROS CONVENCIONALES DE CONTENCIÓN. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 721, Artículo 722, Artículo 739 a Artículo 741, Artículo 768 a Artículo 770 y la Sección 2 Capítulo V Título XI, según corresponda.

Artículo 829. ESTABILIDAD GLOBAL.

- a) La estabilidad global del muro de contención, talud retenido y el suelo o roca de fundación se deberán evaluar para todos los muros utilizando métodos de análisis en base al equilibrio límite. También se deberá evaluar la estabilidad global de los taludes temporales desmontados para facilitar la construcción. Para los estribos de puentes o muros de contención, construidos sobre depósitos de suelo blando podrá ser necesario realizar exploraciones, ensayos y análisis especiales.
- b) La evaluación de la estabilidad global de los taludes de tierra, con o sin unidad de fundación, se deberá analizar para la combinación de cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I y adoptando un factor de resistencia adecuado. En ausencia de información más precisa, el factor de resistencia, ϕ , se podrá tomar como:
 1. Si los parámetros geotécnicos están bien definidos, y el talud no soporta ni contiene un elemento estructural: **0.75**.
 2. Si los parámetros geotécnicos se basan en información limitada, o si el talud contiene o soporta un elemento estructural: **0.65**.

SECCIÓN 3

CAPACIDAD PORTANTE Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

Artículo 830. REQUISITOS GENERALES. Los estribos y muros de contención se deberán dimensionar para asegurar su estabilidad contra la falla por capacidad de carga, volcamiento, y deslizamiento. También se deberá analizar la seguridad contra la falla por desplazamiento profundo, de acuerdo con los requisitos del Artículo 722.

Artículo 831. CAPACIDAD PORTANTE. La capacidad portante se deberá analizar en el estado límite de resistencia utilizando las cargas mayoradas y resistencias minoradas, suponiendo las siguientes distribuciones de presión del suelo:

- a) Si el muro es soportado por una fundación sobre suelo:

El esfuerzo vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área efectiva de la base como se ilustra en la FIGURA 100.

La presión vertical sobre el suelo será calculada de la siguiente forma:

Ec. 766

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e}$$

Donde:

$\sum V$ sumatoria de las fuerzas verticales, y las demás variables se definen en la FIGURA 100.

- b) Si el muro es soportado por una fundación sobre roca:

El esfuerzo vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área efectiva de la base como se ilustra en la FIGURA 100. Si la resultante se encuentra dentro del tercio central de la base:

Ec. 767

$$\sigma_{vmax} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right)$$

Ec. 768

$$\sigma_{vmin} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right)$$

Donde las variables son tal como han sido definidas en la FIGURA 101. Si la resultante se encuentra fuera del tercio central de la base:

Ec. 769

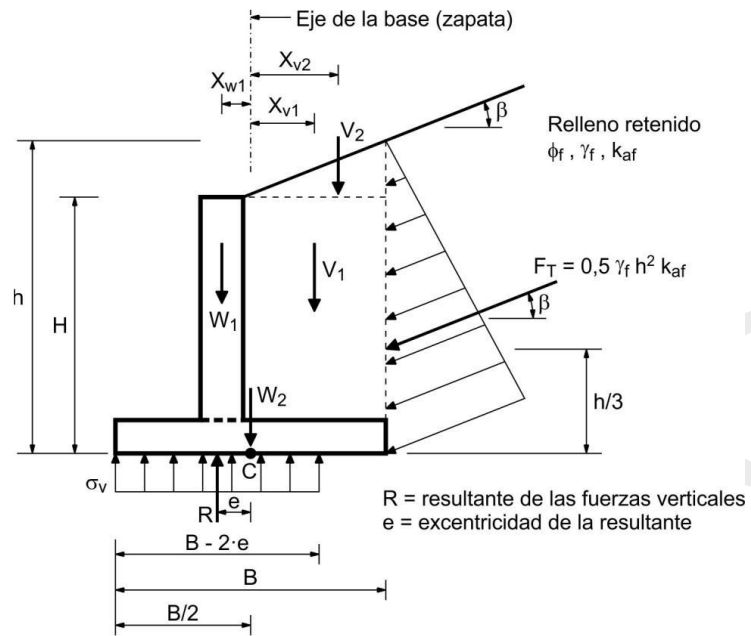
$$\sigma_{vmax} = \frac{2 \sum V}{3[(B/2) - e]}$$

Ec. 770

$$\sigma_{vmin} = 0$$

Donde las variables son tal como han sido definidas en la FIGURA 101.

FIGURA 100
CRITERIOS PARA DETERMINAR LA PRESION DE CONTACTO EN LA FUNDACION DE MUROS CONVENCIONALES SOBRE SUELO.

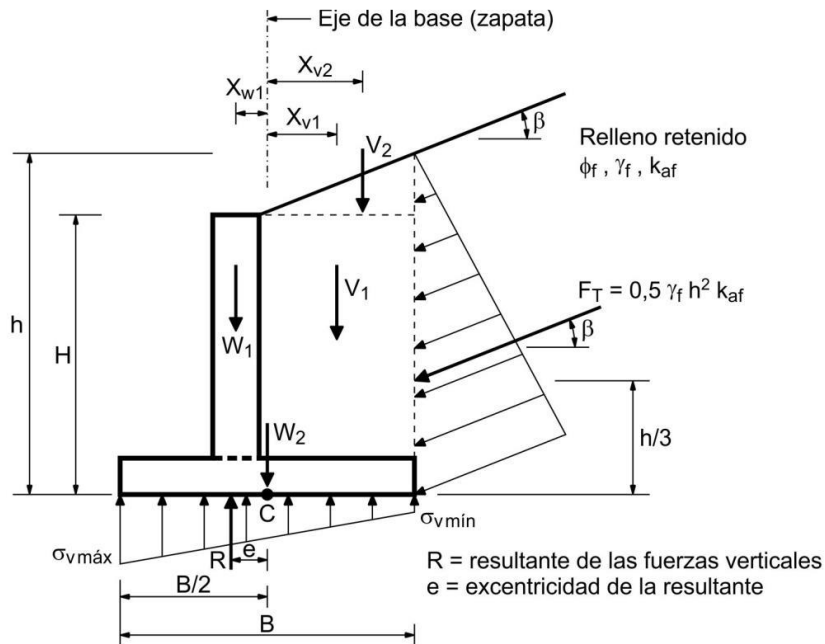


Sumando los momentos respecto al Punto C:

$$e = \frac{(F_T \cos \beta) h/3 - (F_T \sin \beta) B/2 - V_1 X_{v1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin \beta}$$

FIGURA 101

CRITERIOS PARA DETERMINAR LA PRESION DE CONTACTO EN LA FUNDACION DE MUROS CONVENCIONALES SOBRE ROCA.



Si $e > B/6$, $\sigma_{v\min}$ disminuirá hasta cero, y a medida que e se incrementa, se incrementa la parte del talón de la zapata que tiene esfuerzo vertical igual a cero.

Sumando los momentos respecto al Punto C:

$$e = \frac{(F_T \cos \beta) h/3 - (F_T \sin \beta) B/2 - V_1 X_{v1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin \beta}$$

Artículo 832. LÍMITES DE EXCENTRICIDAD.

- En las fundaciones sobre suelo, la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar ubicada dentro de las dos terceras partes centrales del ancho de la base.
- En las fundaciones sobre roca, la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar ubicada dentro de las nueve décimas partes centrales del ancho de la base.

Artículo 833. EROSIÓN SUBSUPERFICIAL.

- Para muros construidos a lo largo de ríos y arroyos, durante el diseño se deberá evaluar la socavación de los materiales de fundación, tal como se especifica en el Artículo 43b). Si se prevén condiciones potencialmente problemáticas, en el diseño se deberán incorporar medidas adecuadas de protección.
- Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 711.
- El gradiente hidráulico no deberá exceder:
 - Para limos y suelos cohesivos: **0.20**.
 - Para otros suelos no cohesivos: **0.30**.
- Si hay filtración de agua por debajo del muro, se deberán considerar los efectos de las fuerzas de levantamiento y filtración.

Artículo 834. RESISTENCIA PASIVA.

- a) Para los cálculos de estabilidad se deberá omitir la resistencia pasiva, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la profundidad máxima de socavación, congelamiento/deshielo u otras perturbaciones. En el último caso, únicamente se deberá considerar efectiva la longitud de empotramiento por debajo de la mayor de estas profundidades.
- b) Si se utiliza la resistencia pasiva para asegurar la estabilidad adecuada del muro, la resistencia pasiva calculada del suelo, delante de los estribos y muros convencionales, deberá ser suficiente para prevenir movimientos inaceptables del muro hacia adelante. La resistencia pasiva se deberá despreciar si el suelo que proporciona dicha resistencia es, o probablemente se vuelva blando, suelto, o perturbado, o si no hay contacto firme entre el suelo y el muro.
- c) La resistencia pasiva se deberá omitir si el suelo que provee dicha resistencia es o pudiera volverse blando o perturbado o si el contacto entre pared y muro no es firme.

Artículo 835. DESLIZAMIENTO. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 727.

**SECCIÓN 4
SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES**

Artículo 836. SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES.

- a) El diseño estructural de los elementos individuales y las fundaciones de los muros deberán cumplir los requisitos de las Secciones 5, 6, 7 y 8.
- b) En el diseño estructural de las zapatas se deberán aplicar los requisitos del Artículo 724 (AASHTO 10.6.3.1) para determinar la distribución de la presión de contacto.

**SECCIÓN 5
DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRIBOS Y MUROS CONVENCIONALES DE CONTENCIÓN**

Artículo 837. REQUISITOS GENERALES.

- a) Los muros de contención rígidos de gravedad y semigravedad y los estribos deberán diseñarse para que cumplan con los requisitos de estabilidad global, estabilidad externa y estabilidad interna durante la carga sísmica. Los procedimientos especificados en el Artículo 829 para estabilidad global, la Sección 3 Capítulo VI Título XI para estabilidad portante y el Artículo 727 para estabilidad por deslizamiento deberán usarse, pero, incluyendo presión de suelo y fuerzas inerciales sísmicamente inducidas y utilizando los factores de carga y de resistencia del estado límite de Evento Extremo I especificados en la Sección 8 Capítulo V Título XI.
- b) Para la evaluación de la excentricidad sísmica de muros con cimentaciones sobre suelo y roca, la localización de la resultante de las reacciones deberá estar dentro de los dos tercios medios de la base para $\gamma_{EQ} = 0,0$ y dentro de los ocho décimos medios de la base para $\gamma_{EQ} = 1,0$. Para valores de γ_{EQ} entre 0,0 and 1,0, la restricción de la ubicación de la resultante deberá obtenerse por medio de interpolación lineal de los valores dados en este Artículo.

- c) Para estribos de puentes, el diseño sísmico de los estribos deberá realizarse de acuerdo con los Artículos 5.2 y 6.7 de la AASHTO's Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design pero con las siguientes excepciones:
1. k deberá ser determinada como se especifica en el Artículo 838, y
 2. las presiones laterales de tierras deberán ser estimadas de acuerdo con el Artículo 839.
- d) Para evaluar la seguridad contra falla estructural (es decir, estabilidad interna) para diseño sísmico, el diseño estructural de los muros deberá cumplir los requisitos de las Secciones 5, 6, 7 y 8.
- e) La fuerza lateral total aplicada al muro debida al sismo y presión de tierra, P_{seis} , deberá determinarse considerando el efecto combinado de P_{AE} y P_{IR} , donde:

Ec. 771

$$P_{IR} = k_h (W_w + W_s)$$

Donde:

P_{AE} = Fuerza dinámica lateral debida a la presión de tierras (N/mm).

P_{IR} = Fuerza horizontal debida a la fuerza sísmica de la masa del muro (N/mm).

k_h = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal.

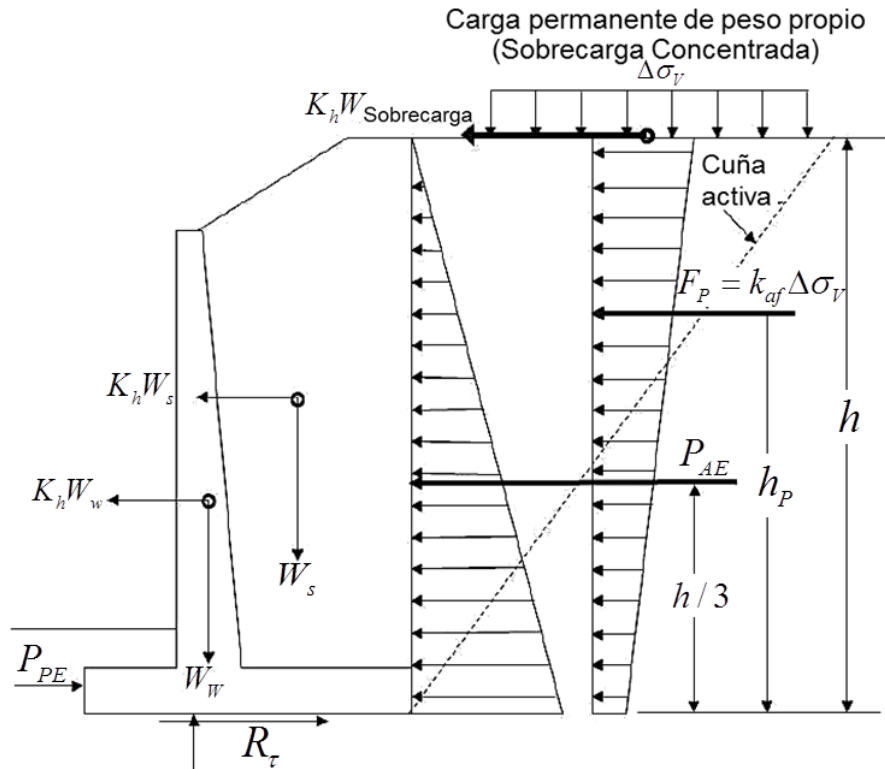
W_w = Peso del muro (N/mm).

W_s = Peso del suelo que está inmediatamente encima del muro incluyendo el talón del muro (N/mm).

- f) Para investigar la estabilidad del muro considerando el efecto combinado P_{AE} y P_{IR} y considerando que estos no son concurrentes, los siguientes dos casos deberán ser evaluados:
1. Combinar el 100% de la presión sísmica de tierras P_{AE} con el 50% de la fuerza inercial del muro P_{IR} , y
 2. Combinar el 50% de P_{AE} , pero no menos que la fuerza de presión activa estática (es decir, F_1 en la FIGURA 107), con el 100 % de la fuerza inercial P_{IR} .
- g) Para el diseño del muro deberá utilizarse el resultado más conservador de estos dos análisis. Alternativamente, si es aprobado por el Propietario, podrán utilizarse métodos numéricos más sofisticados para investigar la no concurrencia. Para suelos competentes que no pierden resistencia bajo la acción sísmica, en el diseño sísmico deberán utilizarse los parámetros estáticos de resistencia.
1. Para suelos cohesivos, en el análisis sísmico deberán usarse los parámetros de resistencia del suelo (esfuerzos totales) basados en pruebas en suelo no drenado.
 2. Para suelos limpios no cohesivos, deberá usarse el ángulo de fricción para esfuerzo efectivo.

- h) Para suelos cohesivos sensibles o suelos no cohesivos saturados, en el análisis deberá tratarse el potencial de pérdida de resistencia inducido por el sismo.

FIGURA 102
Diagrama de fuerza sísmica para la evaluación de estabilidad de muros de gravedad.



Artículo 838. CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE ACCELERACION SISMICA PARA EL DISEÑO DEL MURO.

a) Caracterización de la Aceleración en la Base del Muro.

1. El coeficiente sísmico de aceleración horizontal (k_h) para el cálculo de las presiones y las fuerzas sísmicas laterales del suelo deberá determinarse con base en el PGA en la superficie del terreno (es decir, $k_{ho} = F_{pga} PGA = A_s$, donde k_{ho} es el coeficiente sísmico de aceleración horizontal suponiendo que no ocurre ningún desplazamiento del muro). El coeficiente de aceleración determinado en la superficie original del terreno deberá considerarse como el coeficiente de aceleración que actúa en la base del muro. Para muros cimentados sobre suelos de clase A o B (roca dura o blanda), k_{ho} deberá estar basado en 1.2 veces el coeficiente de aceleración pico del terreno ajustado por sitio (es decir, $k_{ho} = 1.2 F_{pga} PGA$).
2. El coeficiente sísmico de aceleración vertical, k_v , deberá suponerse igual a cero para el cálculo de las presiones laterales del suelo, a menos que el muro esté significativamente afectado por efectos de fuente cercana (ver Capítulo X Título III), o si es probable que aceleraciones verticales relativamente altas actúen simultáneamente con la aceleración horizontal.

b) Estimación de la aceleración que actúa sobre la masa del muro.

1. El coeficiente sísmico de aceleración lateral del muro, k_h , deberá determinarse considerando los efectos de la dispersión de onda o la amplificación del movimiento del terreno dentro del muro y la capacidad del muro de desplazarse lateralmente. Para muros con altura menor que 18000 mm, podrá considerarse aceptable el análisis pseudoestático para determinar la aceleración de diseño de la masa del muro. Para muros con altura mayor que 18000 mm, deberán realizarse análisis dinámicos especiales de interacción suelo-estructura para evaluar el efecto de la variabilidad espacial de los movimientos del terreno (dentro y detrás del muro), y de las deformaciones laterales sobre la aceleración de la masa del muro.
2. La altura del muro, h , deberá tomarse como la distancia desde el fondo del talón de la estructura de contención hasta la superficie del terreno directamente sobre el talón.
3. Si el muro es libre de moverse lateralmente bajo la influencia de la carga sísmica y si el movimiento lateral del muro durante el evento sísmico de diseño es aceptable para el propietario, k_{h0} deberá reducirse para tener en cuenta la deformación lateral permitida del muro. La selección de una deformación lateral máxima aceptable deberá tener en cuenta el efecto que esa deformación tiene sobre la estabilidad del muro bajo consideración, el nivel deseado de desempeño sísmico, y el efecto que esa deformación pudiese tener sobre cualquier red de servicios públicos o estructura soportada por el muro. Donde el muro sea capaz de desplazarse de 25 mm a 50 mm o más durante el evento sísmico de diseño, k_h podrá reducirse hasta $0.5 k_h$ sin llevar a cabo un análisis de deformaciones usando el método de Newmark (Newmark, 1965) o una de sus versiones simplificadas. Esta reducción de k_h deberá también considerarse aplicable a la investigación de la estabilidad global del muro y el talud.
4. Deberá usarse un análisis del bloque deslizante de Newmark o una forma simplificada de ese tipo de análisis para estimar los efectos de la deformación lateral, a menos que el Propietario apruebe el uso de métodos de análisis numéricos más sofisticados para establecer la relación entre k_h y el desplazamiento del muro. Los análisis simplificados de Newmark deberán usarse sólo si las suposiciones usadas para desarrollarlos son válidas para el muro bajo consideración.

Artículo 839. CÁLCULO DE LAS PRESIONES SÍSMICAS ACTIVAS DEL SUELO.

- a) Las presiones sísmicas activas y pasivas del suelo para muros de contención de gravedad y semigravedad deberán determinarse siguiendo los métodos descritos en este Artículo. Para seleccionar el método más apropiado deberá considerarse las condiciones del sitio, la geometría del suelo y del muro de contención, y el movimiento sísmico del terreno, determinado para el sitio.
- b) El coeficiente sísmico (k_h), usado para calcular las presiones sísmicas del suelo, deberá ser la aceleración pico del terreno en la superficie ajustada para el sitio, identificada en el Artículo 838a) (es decir, A_s) después de los ajustes para 1) efectos de la dispersión de onda o espectral y 2) cantidades limitadas de deformación permanente como se determine apropiado para el muro y cualquier cosa que el movimiento del muro pueda afectar (Artículo 838b)). El coeficiente de aceleración vertical (k_v) deberá suponerse igual a cero para el diseño como se especifica en el Artículo 838a).
- c) Para las presiones sísmicas activas del suelo, deberá usarse el método de Mononobe-Okabe ($M-O$) o el método Generalizado del Equilibrio Límite (OLE). Para geometría del muro o condiciones del sitio para las cuales el método $M-O$ no es apropiado, deberá usarse el método OLE.

- d) El método *M-O* deberá considerarse aceptable para la determinación de presiones sísmicas activas del suelo sólo donde:
1. El material detrás del muro podrá aproximarse razonablemente como suelo uniforme sin cohesión dentro de una zona definida por la cuña 3H: 1V desde el talón del muro,
 2. El relleno no está saturado y en una condición suficientemente suelta como para que pueda licuarse durante el sismo, y
 3. La combinación de la aceleración pico del terreno y el ángulo del relleno no excede el ángulo de fricción del suelo detrás del muro, como se especifica en la Ec. 772

Ec. 772

$$\phi \geq i + \theta_{MO} = i + \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

Donde

ϕ = ángulo de fricción del relleno del muro (grados).

i = ángulo de la inclinación del relleno (grados).

k_h = coeficiente de aceleración horizontal (adim).

k_v = coeficiente de aceleración vertical (adim).

Una vez se determina K_{AE} , la fuerza sísmica activa, P_{AE} , deberá determinarse así:

Ec. 773

$$P_{AE} = 0.5 \gamma h^2 K_{AE}$$

Donde

K_{AE} = coeficiente sísmico de presión activa del suelo (adim).

γ = peso unitario del suelo detrás del muro (N/mm).

h = altura total del muro, incluyendo cualquier sobrecarga de suelo presente, en la parte de atrás del muro.

- e) La fuerza activa externa, calculada a partir del método generalizado del equilibrio límite, distribuida sobre la altura del muro h , deberá usarse como la presión sísmica del suelo.
- f) La presión equivalente que representa la fuerza activa total estática y sísmica (P_{AE}) calculada mediante cualquiera de los métodos deberá distribuirse usando la misma distribución de la presión estática del suelo usada para diseñar el muro en la evaluación de la estabilidad externa, como se ilustra en la FIGURA 102, pero no menos que $H/3$. Para el caso en el cual está presente una sobrecarga de suelo inclinado detrás de la cara del muro (h en la FIGURA 102), esta fuerza deberá distribuirse sobre toda la altura, h .
- g) Para sistemas de muro complejos o condiciones de sitio complejas, también deberá considerarse, con la aprobación del Propietario, métodos numéricos dinámicos de interacción suelo-estructura (SSI).

Artículo 840. CÁLCULO DE LA PRESIÓN SÍSMICA DE TIERRAS PARA ESTRIBOS Y MUROS QUE NO ALCANZAN LA FLUENCIA. Para muros estribo y otros muros de los cuales se considera que no alcanzan la fluencia, el valor de k_h usado para calcular la presión sísmica del suelo deberá ser incrementado a $1.0 k_{h0}$, a menos que el Propietario apruebe el uso de técnicas numéricas de análisis más sofisticadas para determinar la presión del suelo (inducida sísmicamente) que actúa sobre el muro, considerando la capacidad del muro para deformarse plásticamente en respuesta a fuerzas laterales. En este caso, k_h no deberá ser corregido por desplazamiento del muro, ya que el desplazamiento se asume como cero. Sin embargo, k_h deberá ser corregido por el efecto de dispersión de la onda como se especifica en el Artículo 838b).

Artículo 841. CÁLCULO DE LA PRESIÓN SÍSMICA PASIVA DEL SUELO.

- a) Para estimar las presiones sísmicas pasivas del suelo, deberá considerarse la fricción del muro y la deformación requerida para movilizar la resistencia pasiva y deberá usarse una metodología de diseño de registro espiral. El método de *M-O* no deberá usarse para estimar la presión sísmica pasiva del suelo.
- b) Las presiones sísmicas pasivas del suelo deberán estimarse usando los procedimientos que tengan en cuenta la fricción entre el muro de contención y el suelo, la superficie de falla no lineal que se desarrolla en el suelo durante la fuerza de presión pasiva, y para muros embebidos mayores o iguales que 1.5 m, las fuerzas inerciales en la zona de presión pasiva en frente del muro debido al terremoto. Para profundidades de muros embebidos menores que 1.5 m, deberá calcularse la presión pasiva usando los métodos estáticos proporcionados en el Capítulo 3.
- c) A falta de cualquier directriz específica o resultados de investigación para carga sísmica, deberá usarse una fricción de interfaz del muro igual a dos tercios del ángulo de fricción del suelo al calcular las presiones sísmicas pasivas.

Artículo 842. DETALLES DE LOS MUROS PARA MEJORAR SU DESEMPEÑO ANTE LOS SISMOS. Entre los detalles que deberán tratarse para muros de gravedad y de semigravedad en zonas sísmicas activas, definidas como zonas sísmicas 2 o mayores, o una aceleración pico del terreno A_s mayor que 0.15g, se incluyen los siguientes:

- a) ***Juntas Verticales de Deslizamiento, Juntas de Expansión, y Juntas Verticales entre un Muro de Cortina para Estribo y el Muro en Voladizo:*** Diseñar para prevenir que la junta se abra dejando que el relleno fluya a través de la abertura sin sacrificar la capacidad de la junta de deslizarse para permitir el movimiento diferencial vertical. Esto también aplica a juntas en las esquinas de los muros. Deberá usarse rellenos compresibles para juntas, almohadillas de soporte, y sellantes para minimizar el daño a las unidades de revestimiento debido a la vibración. La junta también deberá diseñarse de manera que permita una cantidad de deformaciones diferenciales entre secciones adyacentes de revestimiento para prevenir la acumulación de esfuerzos entre estas durante la vibración (Evento Extremo I), así como debido a las deformaciones diferenciales entre secciones adyacentes del muro en la junta para los estados límite de servicio y de resistencia.
- b) ***Mojinete en la corona del Muro:*** Deberá usarse para prevenir la caída de las unidades de revestimiento de la corona y el movimiento lateral excesivo del revestimiento.
- c) ***Estabilidad el relleno del Muro:*** El relleno deberá ser bien gradado y suficientemente angular como para entrelazarse y minimizar el riesgo de que el relleno se derrame a través de juntas de muro abiertas.
- d) ***Contenido de Limos y Arcillas en el relleno:*** Los rellenos de muros clasificados como limo o arcilla en general no deberán usarse en áreas sísmicamente activas.

- e) **Estructuras y cimentaciones dentro de la Zona Activa del Muro:** El efecto de estas estructuras y cimentaciones sobre la carga sísmica del muro deberá evaluarse y el muro deberá diseñarse para tomar la carga adicional.
- f) **Salientes a través de la Cara del Muro:** deberá evaluarse la fuerza sísmica adicional transmitida al muro, especialmente la del recubrimiento, a través de la estructura saliente (por ejemplo, una alcantarilla o un tubo de drenaje). También deberá considerarse el efecto de la deformación diferencial entre el saliente y la cara del muro. Las fuerzas transmitidas a la cara del muro por la estructura saliente deberán reducirse mediante el uso de un relleno compresible de junta o por medio de almohadillas de soporte y sellante.

SECCIÓN 6 DRENAJE

Artículo 843. DRENAJE. Se deberá proveer drenaje en los rellenos detrás de los estribos y muros de contención o, si esto no fuera posible, el estribo o muro se deberá diseñar para las cargas debidas al empuje del suelo más la presión hidrostática total debida al agua presente en el relleno.

CAPÍTULO VII PILAS DE PUENTE

SECCIÓN 1 SOLICITACIONES EN LAS PILAS DE PUENTE

Artículo 844. SOLICITACIONES EN LAS PILAS DE PUENTE.

- a) Las pilas se deberán diseñar de manera que transmitan a las fundaciones las cargas de la superestructura y las cargas que actúan sobre la propia pila. Las cargas y las combinaciones de cargas deberán ser como se especifica en el Capítulo 3.
- b) El diseño estructural de las pilas se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 5, 6, 7 y 8, respectivamente, según corresponda.

SECCIÓN 2 PROTECCIÓN DE LAS PILAS

Artículo 845. COLISIONES. Cuando exista la posibilidad de que se produzca la colisión de vehículos de carretera o embarcaciones contra la pila, se deberá realizar un análisis de riesgos adecuado para determinar el grado de resistencia al impacto a proveer y/o el sistema de protección adecuado. Las fuerzas de colisión se deberán determinar como se especifican en la Sección 6 Capítulo VI y Capítulo XIV del Título III.

Artículo 846. MUROS DE COLISIÓN. Los propietarios de un ferrocarril podrán requerir la construcción de muros de colisión si la pila se encuentra muy próxima al ferrocarril.

Artículo 847. SOCAVACIÓN. Se deberá determinar la potencial socavación y el diseño se deberá desarrollar para minimizar las fallas atribuibles a esta condición, tal como se especifica en el Artículo 43.

Artículo 848. REVESTIMIENTO. Cuando corresponda, el borde de ataque de la pila se deberá diseñar de manera que rompa o desvíe efectivamente los arrastres o el hielo flotante.

CAPÍTULO VIII MUROS EN VOLADIZO O TIPO PANTALLA

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 849. REQUISITOS GENERALES. Se podrá considerar el uso de muros en voladizo como soporte temporal y permanente de masas de suelo y roca estables e inestables. La factibilidad de utilizar un muro en voladizo en una ubicación determinada se basará en la idoneidad de las condiciones del suelo y de la roca, dentro de la profundidad de empotramiento del elemento vertical, para soportar el muro.

SECCIÓN 2 REQUISITOS GENERALES

Artículo 850. CARGAS. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 822. El factor de carga para el empuje lateral del suelo (EH) se deberá aplicar a los empujes laterales del suelo para el diseño de los muros tipo pantalla.

SECCIÓN 3 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 851. MOVIMIENTO. Se aplicarán los requisitos del Artículo 738 y la Sección 2 Capítulo VIII del Título X. Se deberán considerar los efectos de los movimientos del muro sobre las instalaciones adyacentes en la selección del empuje del suelo de diseño, de acuerdo con los requisitos de la Sección 1 Capítulo XI Título III.

Artículo 852. ESTABILIDAD GLOBAL. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 829.

SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO EN EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

Artículo 853. ESTABILIDAD GLOBAL.

- a) Se aplicarán los requisitos del Artículo 829 y Artículo 834.

- b) Los elementos verticales se deberán diseñar de manera que soporten la totalidad de los empujes de diseño debidos al suelo, las sobrecargas y la presión hidrostática entre los elementos. Al determinar la profundidad de empotramiento para movilizar la resistencia pasiva, se deberán considerar los planos de debilidad, como, por ejemplo, los espejos de falla, los planos de estratificación y el conjunto de juntas que podrían reducir la resistencia del suelo o la roca determinada por ensayos de campo o de laboratorio. La profundidad embebida en roca intacta, incluyendo los macizos rocosos hasta aquellas apreciablemente agrietadas que no deberán fallar a través de una superficie agrietada, se deberá basar en la resistencia al corte del macizo rocoso.

SECCIÓN 5 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

Artículo 854. ELEMENTOS VERTICALES DEL MURO. Los elementos verticales del muro se deberán diseñar para resistir todas las fuerzas debidas al empuje horizontal del suelo, las sobrecargas, la presión hidrostática, y las cargas sísmicas.

Artículo 855. REVESTIMIENTO DE FACHADA. La máxima separación entre elementos verticales discretos del muro se deberá determinar en base a la rigidez relativa de los elementos verticales y el revestimiento, el tipo y condición del suelo a soportar, y el tipo y condición del suelo en el cual están embebidos los elementos verticales del muro. El revestimiento se podrá diseñar suponiendo apoyo simple entre los elementos, considerando o no la acción de arco del suelo, o suponiendo soporte continuo sobre varios elementos.

SECCIÓN 6 DISEÑO SÍSMICO DE MUROS TIPO PANTALLA

Artículo 856. GENERAL.

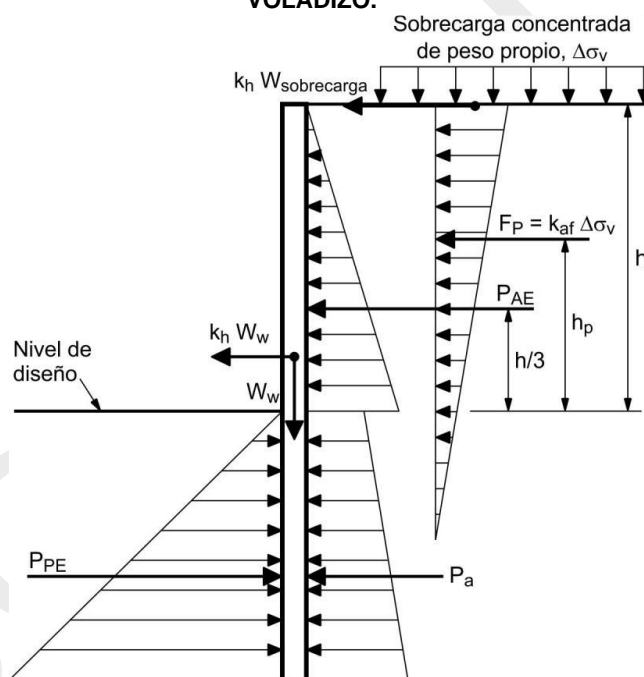
- a) Se deberá analizar el efecto de carga sísmica utilizando el estado límite de Evento Extremo I de la TABLA 2, con el factor de resistencia $\phi = 1.0$ y el factor de carga $\gamma_p = 1.0$ y una metodología aceptable, con la excepción de la estabilidad global del muro, en cuyo caso se deberá utilizar un factor de resistencia de **0.9** como se especifica en la Sección 8 Capítulo V Título XI.
- b) El análisis sísmico del muro de contención en voladizo deberá demostrar que el muro en voladizo mantendrá la estabilidad global y resistirá las presiones sísmicas del suelo, inducidas por el sismo de diseño, sin momentos ni cortes excesivos sobre la sección del muro en voladizo. Se deberán utilizar métodos de equilibrios límite o los análisis numéricos de desplazamiento para confirmar un aceptable comportamiento del muro.
- c) Se deberá también realizar verificaciones de diseño para fallas por debajo del nivel de excavación, pero a través de la estructura. Estos análisis deberán incluir las contribuciones de la sección estructural a la estabilidad del talud. Si la contribución estructural a la resistencia se tiene en cuenta en la evaluación de la estabilidad, los momentos y cortes desarrollados por la sección estructural se deberán verificar para confirmar que no se exceden los límites estructurales establecidos.

Artículo 857. PRESIÓN SÍSMICA LATERAL ACTIVA DEL SUELO. Los empujes laterales del suelo y las fuerzas inerciales para el diseño sísmico de muros en voladizo se deberán determinar como se especifica en la Sección 5 Capítulo VI Título XI. La presión sísmica activa resultante del suelo se deberá

distribuir como se especifica en el Artículo 839, por encima del nivel de excavación como se indica en la FIGURA 103. Para reducir el coeficiente sísmico de aceleración lateral k_{ho} para los efectos del desplazamiento horizontal del muro de acuerdo con el Artículo 838b), los análisis deberán demostrar que los desplazamientos asociados con la aceleración de fluencia no resultan en ninguno de los siguientes casos:

- fluencia de los elementos estructurales que conforman el muro, tal como con un muro apoyado en pilotes,
- cargas aplicadas a los sistemas de apoyo lateral (por ejemplo, anclajes del terreno en sistemas de muros anclados; ver la Sección 6 Capítulo IX Título XI) que exceden la resistencia minorada disponible, y
- deformación o daño inaceptable a cualquier instalación localizada en la vecindad del muro.

FIGURA 103
DIAGRAMA DE FUERZA SISMICA PARA LA EVALUACION DE LA ESTABILIDAD EXTERNA DE UN MURO EN VOLADIZO.



Artículo 858. PRESIÓN SÍSMICA LATERAL PASIVA DEL SUELO.

- El método utilizado para calcular la presión sísmica pasiva deberá considerar la fricción en la interfaz del muro, la superficie de falla no lineal que se desarrolla durante la fuerza de presión pasiva, y la respuesta inercial del suelo dentro de la cuña de presión pasiva para profundidades mayores que **1.50 m**. En la determinación se deberán incluir las propiedades de cohesión y fricción del suelo. La presión pasiva bajo carga sísmica se deberá determinar como se especifica en el Artículo 841.
- En ausencia de directrices específicas y de resultados de investigación con carga sísmica, se deberá utilizar para calcular las presiones sísmicas pasivas una fricción en la interfaz del muro igual a dos tercios del ángulo de fricción del suelo.

- c) La presión sísmica pasiva se deberá aplicar como una distribución triangular de presiones similar al de la carga estática. También se deberá considerar en los análisis la cantidad de desplazamiento para movilizar la presión pasiva.
- d) La presión sísmica pasiva pico, se deberá basar en:
 - 1. el nivel freático medio, promediado en el tiempo,
 - 2. toda la profundidad del elemento estructural bajo el terreno, sin omitir los **0.6 m** superiores de suelo como generalmente se realiza para el análisis estático,
 - 3. la resistencia del suelo para carga no drenada, y
 - 4. la fricción estimada del muro en la presión pasiva tomada como dos tercios de los parámetros de resistencia del suelo de un análisis de esfuerzos totales.
- e) A falta de directrices específicas para carga sísmica, se deberá aplicar un factor de reducción de **0.67** a la presión sísmica pasiva durante la verificación sísmica para limitar el desplazamiento requerido para movilizar la presión pasiva del suelo.

Artículo 859. ANALISIS DE DESPLAZAMIENTO DEL MURO PARA DETERMINAR LAS PRESIONES DEL SUELO. Si se utilizan análisis numéricos de desplazamiento, deberán mostrar que los momentos, las fuerzas de corte, y los desplazamientos estructurales que resultan de las aceleraciones pico en la superficie del terreno están dentro de niveles aceptables. Estos análisis se deberán realizar utilizando un modelo del sistema del muro que incluya la rigidez estructural de la sección del muro, así como la respuesta de desplazamiento de la carga del suelo por encima y por debajo del nivel de excavación.

SECCIÓN 7 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Artículo 860. PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN. El nivel y el alcance de la protección contra la corrosión será función de las condiciones medio ambientales del terreno y de las potenciales consecuencias por la falla del muro.

SECCIÓN 8 DRENAJE

Artículo 861. DRENAJE.

- a) Se deberán aplicar los requisitos de la Sección 3 Capítulo XI Título III.
- b) La filtración se deberá controlar instalando un medio drenante detrás del revestimiento de fachada con orificios de salida en o próximos a la base del muro. Los paneles de drenaje deberán mantener sus características drenantes ante las condiciones contempladas en el diseño con respecto a presiones del suelo y sobrecargas, y se deberán extender desde la base del muro hasta un nivel de **0.30 m** por debajo de la corona del muro.
- c) Si se utilizan paneles delgados de drenaje detrás de un muro, y es posible que el suelo saturado o húmedo detrás de los paneles esté sujeto a ciclos de congelamiento y expansión, los muros se deberán aislar para evitar el congelamiento del suelo o bien se los deberá diseñar considerando las presiones que el suelo congelado ejercerá sobre los mismos.

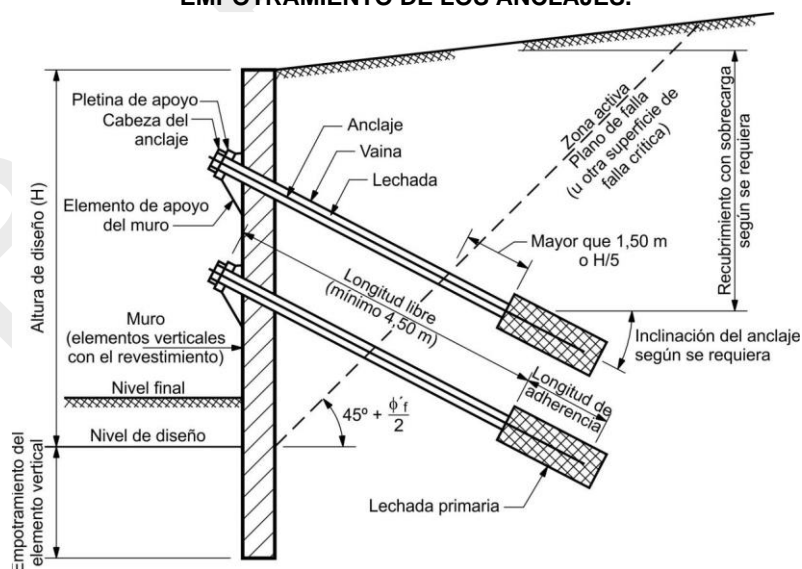
CAPÍTULO IX MUROS ANCLADOS

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 862. REQUISITOS GENERALES.

- Los muros anclados, cuyos elementos podrán ser patentados, utilizan lechada en los elementos de anclaje, en elementos verticales del muro y en el revestimiento de fachada.
- El uso de muros anclados, ilustrados en la FIGURA 104, se podrá considerar para proveer apoyo temporal o permanente de masas de suelo y roca estables e inestables.
- La factibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación determinada se deberá basar en la idoneidad de las condiciones subsuperficiales del suelo y de la roca dentro de la zona de tensión de adherencia de los anclajes.
- Si se coloca relleno detrás del muro, ya sea alrededor o por encima de la longitud no adherente, se deberán proveer diseños y especificaciones constructivas especiales para evitar el daño de los anclajes.

FIGURA 104
NOMENCLATURA DE LOS MUROS ANCLADOS Y LINEAMIENTOS PARA LA LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO DE LOS ANCLAJES.



SECCIÓN 2 CARGAS

Artículo 863. CARGAS. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 822, excepto que no es necesario considerar los efectos de la contracción y temperatura.

SECCIÓN 3 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 864. MOVIMIENTO.

- a) Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 719, Artículo 738, y Artículo 769.
- b) En el desarrollo del diseño del muro se deberán considerar los efectos de los movimientos del muro sobre las instalaciones adyacentes.

Artículo 865. ESTABILIDAD GLOBAL. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 829.

SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS DEL SUELO

Artículo 866. CAPACIDAD DE CARGA.

- a) Se deberán aplicar los requisitos de las Secciones 3 de los Capítulos VI, VII y VIII del Título X.
- b) La capacidad de carga se deberá determinar suponiendo que todas las componentes verticales de las cargas se transfieren a la sección embebida de los elementos verticales del muro.

Artículo 867. CAPACIDAD DE LOS ANCLAJES CONTRA EL ARRANCAMIENTO.

- a) Los anclajes pretensados se deberán diseñar para resistir el arrancamiento de la longitud adherente en suelo o roca. La resistencia minorada al arrancamiento de los anclajes de eje recto en suelo o roca, Q_R , se determina de la siguiente manera:

Ec. 774

$$Q_R = \phi Q_n = \phi \pi d \tau_n L_b$$

Donde:

ϕ factor de resistencia para el arrancamiento de los anclajes, adimensional.

Q_n resistencia nominal al arrancamiento de los anclajes, en kN.

d diámetro del orificio para el anclaje, en mm.

τ_n tensión de adherencia nominal del anclaje, en MPa.

L_b longitud de adherencia del anclaje, en m.

- b) Para el diseño preliminar, la resistencia de los anclajes se podrá basar ya sea por los resultados de ensayos de carga de arrancamiento del anclaje; con base estimada en la

revisión de datos geológicos y de perforaciones, muestras de suelo y roca, ensayos de laboratorio y experiencias previas; o bien utilizando directrices estimadas publicadas sobre la adherencia suelo/roca-lechada. Para el diseño final, las especificaciones técnicas podrán requerir que se realicen pruebas pilotos tales como ensayos de arrancamiento o ensayos extendidos de fluencia sobre anclajes sacrificables para establecer que las longitudes y capacidades del anclaje sean consistentes con el método de instalación elegido por el contratista. Se deberán realizar ensayos de verificación o de comportamiento sobre cada anclaje producido a **1.0 o más veces** la carga mayorada para verificar su capacidad.

- c) La carga de anclaje deberá ser desarrollada por un empotramiento adecuado fuera de la superficie de falla crítica en la masa de suelo retenida.
- d) Al determinar la longitud no adherente del anclaje, la inclinación, y la cubierta de sobrecarga se deberá considerar lo siguiente:
 1. la ubicación de la superficie de falla crítica más alejada del muro,
 2. la mínima longitud requerida para asegurar la mínima pérdida de pretensado de los anclajes debido a los movimientos a largo plazo del terreno,
 3. la profundidad hasta el estrato adecuado para el anclaje, tal como se indica en la FIGURA 104, y
 4. el método de instalación e inyección de lechada en los anclajes.
- e) La mínima separación horizontal de los anclajes deberá ser igual al mayor valor entre **tres veces** el diámetro de la zona adherente y **1.5 m**. Si para desarrollar la carga requerida se requieren separaciones menores, se podrán considerar diferentes inclinaciones de los anclajes entre anclajes alternos.

Artículo 868. RESISTENCIA PASIVA. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 834, Artículo 835 y Artículo 853.

SECCIÓN 5 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES.

Artículo 869. ANCLAJES. La componente horizontal de la fuerza de diseño del anclaje se deberá calcular utilizando los requisitos de la Sección 2 Capítulo IX Título XI y cualquier otra componente de empuje horizontal que actúe sobre el muro de acuerdo con el Capítulo XI Título III. La fuerza de diseño total del anclaje se deberá determinar con base en la inclinación del anclaje. La separación horizontal del anclaje y su capacidad se deberá seleccionar con el fin de proporcionar la fuerza de anclaje de diseño total requerida.

Artículo 870. ELEMENTOS VERTICALES DEL MURO. Los elementos verticales del muro se deberán diseñar para resistir todas las cargas horizontales debidas al empuje del suelo, las sobrecargas, la presión hidrostática, los anclajes, y las cargas sísmicas, así como la componente vertical de las cargas de anclajes y cualquier otra carga vertical que corresponda. Se podrán suponer apoyos horizontales en cada ubicación de anclaje y en el fondo de la excavación si el elemento vertical tiene un empotramiento suficiente por debajo del fondo de la excavación.

Artículo 871. REVESTIMIENTO DE FACHADA. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 855.

SECCIÓN 6 DISEÑO SÍSMICO

Artículo 872. DISEÑO SÍSMICO.

- a) Se deberán aplicar las disposiciones de la Sección 6 Capítulo VIII Título XI excepto como se las modifica en este artículo.
- b) El análisis sísmico del muro de contención anclado deberá demostrar que el muro anclado podrá mantener la estabilidad global y resistir las presiones sísmicas de suelo inducidas por el sismo de diseño sin exceder la capacidad de los anclajes o la sección del muro estructural que soporta el suelo. Los métodos de equilibrio límite o análisis numérico de desplazamiento se deberán utilizar para confirmar el desempeño aceptable del muro.
- c) Los anclajes se deberán localizar detrás de la superficie de falla de equilibrio límite para la carga sísmica. La ubicación de la superficie de falla para carga sísmica se deberá establecer utilizando métodos que tienen en cuenta el coeficiente sísmico y las propiedades del suelo (es decir, c y ϕ) dentro de la zona de anclaje.

SECCIÓN 7 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Artículo 873. PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN. Los anclajes pretensados y las cabezas de los anclajes se deberán proteger contra la corrosión de manera consistente con las condiciones del suelo y del agua subterránea en el sitio de emplazamiento. El nivel y el alcance de la protección contra la corrosión se deberán determinar en función de las condiciones del terreno y de las potenciales consecuencias por la falla del anclaje. La protección contra la corrosión se deberá aplicar de acuerdo con los requisitos de la Norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Sección 6, "Anclajes en el terreno".

SECCIÓN 8 CONSTRUCCIÓN E INSTALACIÓN

Artículo 874. PRUEBA Y TENSADO DE LOS ANCLAJES.

- a) Todos los anclajes en producción deberán estar sujetos a la prueba de carga y al tensado de acuerdo con los requisitos de la Norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, artículo 6.5.5, "Prueba y tensado". Si en el sitio de emplazamiento se detectan condiciones poco habituales se podrán especificar pruebas piloto de carga para verificar la seguridad con respecto a la carga de diseño para establecer la carga última del anclaje (ensayos de arrancamiento), o para identificar la carga bajo la cual ocurre fluencia lenta excesiva.
- b) Al final de la prueba de cada anclaje en producción, el anclaje deberá ser bloqueado para quitar la holgura en el sistema del muro anclado para reducir la deformación del muro después de la construcción. La carga de bloqueo se deberá determinar y aplicar tal como se describe en AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, artículo 6.5.5.6.

SECCIÓN 9

DRENAJE

Artículo 875. DRENAJE. Se deberán aplicar los requisitos de la Sección 8 Capítulo VIII Título XI.

**CAPÍTULO X
MUROS DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE**

**SECCIÓN 1
REQUISITOS GENERALES**

Artículo 876. REQUISITOS GENERALES.

- a) Se podrán considerar los muros de suelo estabilizado mecánicamente cuando se consideran los muros de contención convencionales de gravedad, en voladizo, o con contrafuertes de hormigón y modulares prefabricados, y particularmente en aquellos casos en los cuales se anticipan asentamientos totales y diferenciales significativos.
- b) Cuando el ángulo interior entre dos muros que se intersecan es menor o igual que **70°**, la parte afectada del muro se deberá diseñar como una estructura tipo cajón restringido internamente utilizando coeficientes de empuje del suelo en reposo.
- c) No se deberán utilizar muros de suelo estabilizado mecánicamente en ninguna de las siguientes situaciones:
 1. Si se han de construir instalaciones para servicios públicos (salvo el drenaje de la carretera) dentro de la zona reforzada, a menos que se proporcione acceso a las instalaciones sin perturbar los refuerzos y que la rotura de las líneas de servicios públicos no afecte negativamente sobre la estabilidad de la estructura.
 2. Si la erosión o socavación de la zona de inundación podrá afectar la zona de relleno reforzado o el revestimiento, o cualquier estructura de apoyo.
 3. Si los refuerzos podrán llegar a estar expuestos a agua superficial o subterránea contaminada por ácido del drenaje minero, otros contaminantes industriales, o condiciones ambientales definidas como agresivas en el artículo 7.3.6.3 de la Norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, a menos que se realicen estudios ambientales específicos, corrosión a largo plazo, o estudios de degradación.
- d) Los muros de suelo estabilizado mecánicamente se deberán diseñar considerando tanto la estabilidad externa del muro como la estabilidad interna de la masa de suelo reforzado detrás del revestimiento de fachada. Se deberán considerar las fallas por estabilidad global y compuesta. También se deberá considerar el diseño estructural del revestimiento del muro.
- e) Las especificaciones aquí indicadas para muros de suelo estabilizado mecánicamente no se aplican a los sistemas de muros de suelo estabilizado mecánicamente geoméricamente complejos, como por ejemplo los muros apilados (muros apilados uno sobre otro), muros adosados, o los muros de sección trapezoidal. Para estos casos hay lineamientos de diseño en la publicación FHWA-NHI-10-024 (Berg et al., 2009).

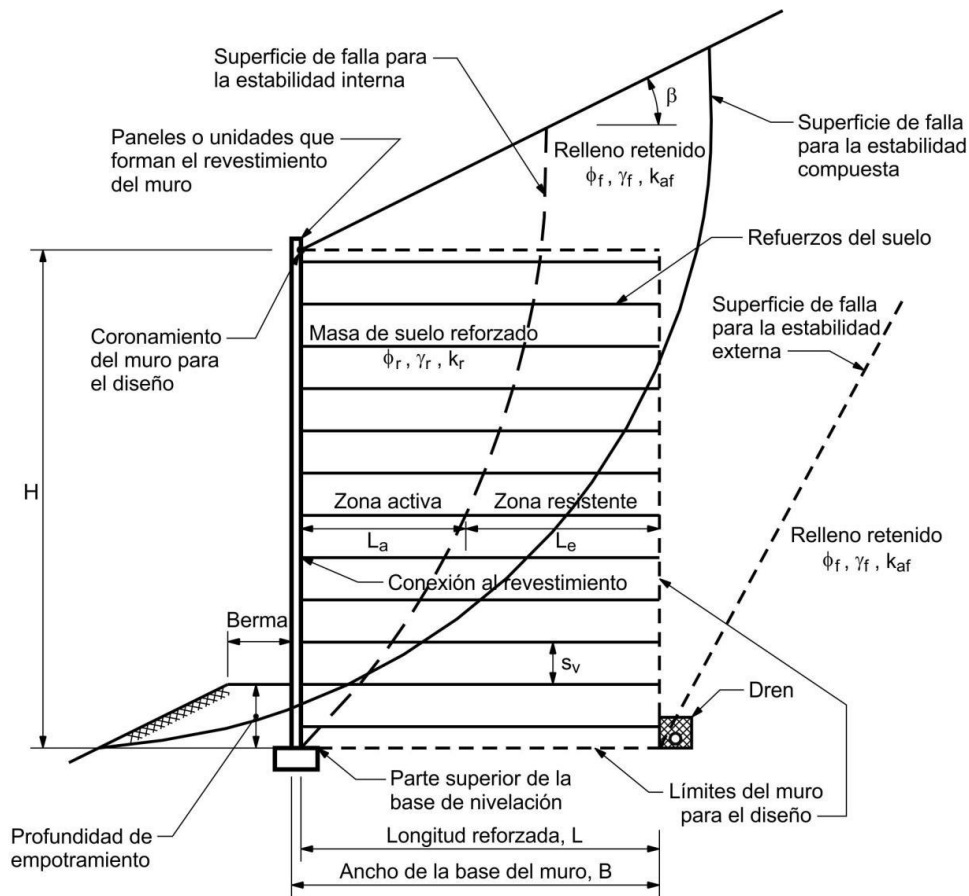
- f) La estabilidad compuesta también se deberá evaluar para estos sistemas complejos de muros de suelo estabilizado mecánicamente (ver el Artículo 884).

SECCIÓN 2 DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA

Artículo 877. DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA.

- a) La FIGURA 105 ilustra las dimensiones requeridas para diseñar los elementos del muro de suelo estabilizado mecánicamente.
- b) El tamaño y la profundidad embebida de la masa de suelo reforzado se deberá determinar con base en los siguientes factores:
1. requisitos para estabilidad y resistencia geotécnica, tal como se especifica en la Sección 5 Capítulo X Título XI consistentes con los requisitos para muros de gravedad,
 2. requisitos para resistencia estructural dentro de la propia masa de suelo reforzado, tal como se especifica en la Sección 6 Capítulo X Título XI, para los paneles unitarios, y para el desarrollo de los refuerzos más allá de las zonas supuestas de falla, y
 3. requisitos tradicionales para la longitud de los refuerzos, no menos que el **70 por ciento** de la altura del muro, salvo lo indicado en el Artículo 878.

FIGURA 105 DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE UN MURO DE SUELO ESTABILIZADO MECANICAMENTE NECESARIOS PARA EL DISEÑO.



Generalmente para los cálculos de estabilidad interna y externa se ignoran el peso y las dimensiones de los elementos que forman el revestimiento. Sin embargo, se pueden incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en los cálculos de deslizamiento y capacidad de carga. Para el cálculo de la estabilidad interna, se considera que las dimensiones del muro comienzan en la parte posterior de los elementos que forman el revestimiento.

Artículo 878. LONGITUD MÍNIMA DE LOS REFUERZOS DEL SUELO.

- a) Para los refuerzos tipo lámina, faja y malla, la mínima longitud del refuerzo de suelo deberá ser igual al **70 por ciento** de la altura del muro medida a partir de la base de nivelación. La longitud de refuerzo se deberá aumentar según sea necesario para considerar las sobrecargas y demás cargas externas, o por la presencia de suelos blandos de fundación.
- b) La longitud de refuerzo deberá ser uniforme en la totalidad de la altura del muro, a menos que se presente evidencia que demuestre que una variación de la longitud es satisfactoria.

Artículo 879. EMPOTRAMIENTO MÍNIMO DE LA CARA FRONTAL.

- a) La mínima profundidad embebida de la parte inferior de la masa de suelo reforzado (parte superior de la base de nivelación) se deberá basar en los requisitos sobre capacidad de carga, asentamiento, y estabilidad determinados de acuerdo con el Capítulo 10.
- b) A menos que se construya sobre fundaciones en roca, la profundidad embebida en la cara frontal del muro, en **m**, no deberá ser menor que los siguientes valores:

1. una profundidad basada en la profundidad predominante de la penetración de las heladas, si el suelo debajo del muro es susceptible a las heladas, y el requisito de estabilidad externa, y
 2. **0.6 m** si se trata de terreno inclinado (pendiente mayor o igual que **4-H:1-V**) o si es posible que el suelo delante de la puntera del muro sea removido debido a procesos erosivos o excavaciones futuras, o **0.3 m** si se trata de un terreno nivelado y no existe potencial de erosión ni habrá futuras excavaciones del suelo delante de la puntera del muro.
- c) Para muros construidos a lo largo de ríos y arroyos, las profundidades de empotramiento se deberán establecer como mínimo **0.6 m** por debajo de la profundidad de socavación potencial determinada de acuerdo con el Artículo 834.
 - d) En presencia de suelos susceptibles a las heladas, en lugar de ubicar la base del muro por debajo de la profundidad de penetración de las heladas una alternativa consiste en retirar el suelo dentro de la zona afectada por las heladas (en profundidad y extensión lateral) y reemplazarlo por un suelo granular limpio no susceptible a las heladas.
 - e) Delante de los muros fundados en pendientes se deberá proporcionar una berma horizontal con un ancho mínimo de **1.2 m**. La berma se podrá formar o la pendiente podrá continuar por encima de dicho nivel tal como se indica en la FIGURA 105.
 - f) La capa más baja de refuerzo del relleno no deberá estar ubicada por encima de la superficie a largo plazo del terreno delante del muro.

Artículo 880. REVESTIMIENTO DE FACHADA.

- a) Los elementos del revestimiento de fachada se deberán diseñar para resistir la fuerza horizontal en los refuerzos del suelo en la conexión entre los refuerzos y el revestimiento, tal como se especifica en el Artículo 891d) y Artículo 896.
- b) Además de estas fuerzas horizontales, los elementos del revestimiento de fachada también se deberán diseñar para resistir los potenciales esfuerzos generados por las operaciones de compactación cerca de la cara del muro durante la construcción del mismo.
- c) Se podrá suponer que la tracción en los refuerzos es resistida por un empuje del suelo uniformemente distribuido en la parte posterior del revestimiento de fachada.
- d) Se deberá estabilizar el revestimiento de fachada de manera que no se deforme lateralmente ni que pandee más allá de las tolerancias establecidas.
- e) Revestimientos rígidos de hormigón y acero.
 1. Los elementos del revestimiento de fachada se deberán diseñar estructuralmente de acuerdo con los Capítulos 5 y 6, para hormigón y acero, respectivamente.
 2. El espesor mínimo para los paneles de hormigón en, y en la zona de influencia de tensión de, las conexiones embebidas, deberá ser de **0.14 m**, y para otras partes de **0.09 m**. El recubrimiento mínimo de hormigón deberá ser de **40 mm**. En cada panel se deberá proporcionar armadura para resistir las condiciones de carga promedio. Se deberá proveer armadura de temperatura y contracción tal como se especifica en el Artículo 348.
 3. La integridad estructural de los paneles de hormigón utilizados como revestimiento de

fachada se deberá evaluar considerando el corte y el momento flexor entre los refuerzos unidos al panel frontal de acuerdo con el Capítulo 5.

4. Para los bloques de fachada modular de hormigón, los cálculos de estabilidad del revestimiento deberán incluir una evaluación de la máxima separación vertical entre capas de refuerzos, la altura máxima permitida de revestimiento por encima de la capa de refuerzo superior, la capacidad de corte entre unidades y la resistencia al pandeo del revestimiento. La separación máxima entre las capas de refuerzo deberá ser menor o igual que **dos veces el ancho, W_u** , de la unidad de bloque de fachada modular de hormigón (ilustrado en la FIGURA 118) o menor o igual que **0.82 m**, cualquiera sea el valor que resulte menor. La altura máxima del revestimiento hasta el nivel superior del muro por encima de la capa superior de refuerzo deberá ser menor o igual que **1.5· W_u** (ilustrado en la FIGURA 118) o menor o igual que **0.6 m**, cualquiera sea el valor que resulte menor, siempre que mediante cálculos detallados se demuestre que el revestimiento por encima de la capa superior de refuerzo es estable contra una falla por desmoronamiento. La profundidad máxima del revestimiento por debajo de la capa inferior de refuerzo deberá ser menor o igual que el ancho, **W_u** , de la unidad de bloque de fachada modular de hormigón propuesta.

f) Revestimientos flexibles del muro.

1. Si se utilizan revestimientos de malla soldada, metal expandido u otros elementos similares, los mismos se deberán diseñar de manera de evitar que se produzca el pandeo excesivo cuando el relleno detrás del revestimiento se comprime debido a los esfuerzos de compactación o al peso propio del relleno. Esto se podrá lograr limitando las dimensiones verticales de los elementos individuales del revestimiento y la separación vertical y horizontal entre las capas de refuerzo del suelo, y exigiendo que el revestimiento tenga un adecuado deslizamiento vertical y superposición entre elementos adyacentes.
2. La parte superior del revestimiento flexible en el coronamiento del muro deberá estar unida a una capa de refuerzo del suelo para proporcionar estabilidad al revestimiento superior.
3. En general, los elementos de revestimiento geosintético utilizados en muros permanentes no deberán permanecer expuestos a la luz solar (específicamente a la radiación ultravioleta). Si los elementos de revestimiento geosintético han de permanecer permanentemente expuesto a la luz solar, el geosintético se deberá estabilizar de manera que sea resistente a la radiación ultravioleta. Se deberán proporcionar datos de ensayos específicos del producto a utilizar que se puedan extrapolar a la vida de diseño prevista y que demuestren que el producto será capaz de comportarse de la manera pretendida en un ambiente expuesto.

g) Problemas de corrosión en los revestimientos de fachada de los muros de suelo estabilizado mecánicamente.

1. Se deberá evitar el contacto acero con acero entre las conexiones del refuerzo del suelo y el refuerzo de acero del revestimiento de fachada de hormigón, de manera que no se produzca contacto entre metales distintos, por ejemplo, el acero de refuerzo al descubierto del revestimiento de fachada y el acero de refuerzo del suelo galvanizado.
2. Si se prevé el humedecimiento con agua salada se deberá proporcionar un sistema de protección contra la corrosión.

SECCIÓN 3 CARGAS

Artículo 881. CARGAS. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 822, excepto que los efectos de contracción y temperatura no necesitan ser considerados al entrar en contacto con los elementos de acero del muro.

SECCIÓN 4 MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

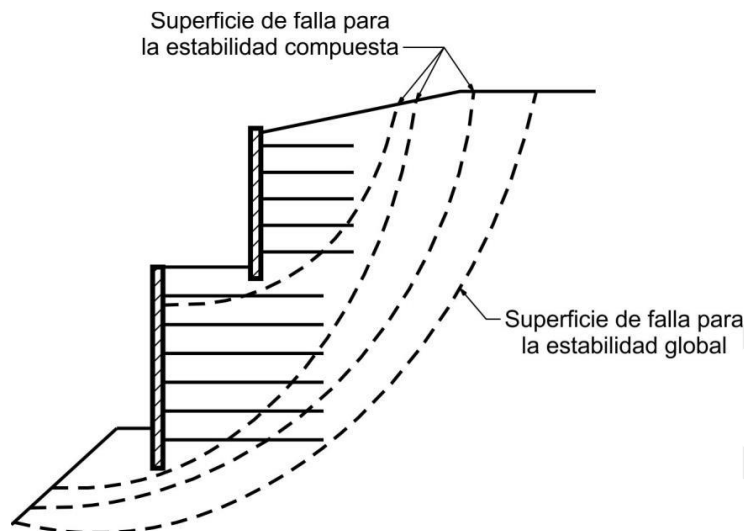
Artículo 882. ASENTAMIENTO.

- a) Se deberán aplicar los requisitos de la Sección 2 Capítulo VI Título XI según corresponda.
- b) El asentamiento admisible de los muros de suelo estabilizado mecánicamente se deberá establecer con base en la capacidad de deformación longitudinal del revestimiento de fachada y el propósito final de la estructura.
- c) Si las condiciones de fundación indican que en una distancia horizontal corta habrá grandes asentamientos diferenciales, se deberán proveer juntas verticales de deslizamiento en toda la altura del muro.
- d) También se deberá evaluar el asentamiento diferencial entre el frente y la parte posterior del muro, particularmente considerando su efecto sobre la deformación, la alineación y los esfuerzos de conexión del revestimiento de fachada.

Artículo 883. DESPLAZAMIENTO LATERAL. Los desplazamientos laterales de un muro se deberán estimar en función de la rigidez global de la estructura, el grado de compactación, el tipo de suelo, la longitud de los refuerzos utilizados, el grado de ajuste de las conexiones entre los refuerzos y el revestimiento de fachada, y la deformabilidad del sistema de revestimiento de fachada o con base en el comportamiento del muro monitoreado.

Artículo 884. ESTABILIDAD GLOBAL. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 829. Además, para los muros de suelo estabilizado mecánicamente con geometría compleja, se deberán analizar las superficies de falla compuestas que pasan a través de una porción de la masa de suelo reforzado como se indica en la FIGURA 106, especialmente si el muro está ubicado en terreno inclinado o blando donde la estabilidad global podrá no ser adecuada. En el análisis del equilibrio límite para la estabilidad de taludes la resistencia a largo plazo de cada capa de refuerzo del suelo de relleno intersectada por la superficie de falla se deberá considerar como fuerzas restauradoras.

**FIGURA 106
ESTABILIDAD GLOBAL Y COMPUESTA DE SISTEMAS DE MUROS COMPLEJOS DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE.**



SECCIÓN 5 SEGURIDAD CONTRA LA FALLA DEL SUELO (ESTABILIDAD EXTERNA)

Artículo 885. REQUISITOS GENERALES.

- Las estructuras de suelo estabilizado mecánicamente se deberán dimensionar para satisfacer los criterios de excentricidad y deslizamiento generalmente asociados con las estructuras que trabajan por gravedad.
- La seguridad contra la falla del suelo se deberá evaluar suponiendo que la masa de suelo reforzado es un cuerpo rígido. El coeficiente de empuje activo del suelo, k_a , utilizado para calcular el empuje del suelo retenido detrás de la masa de suelo reforzado se deberá determinar utilizando el ángulo de fricción del suelo retenido. En ausencia de datos específicos, para los suelos granulares se podrá utilizar un ángulo máximo de fricción de 30° . Se deberán realizar ensayos para determinar el ángulo de fricción de los suelos cohesivos considerando tanto las condiciones drenadas como no drenadas.

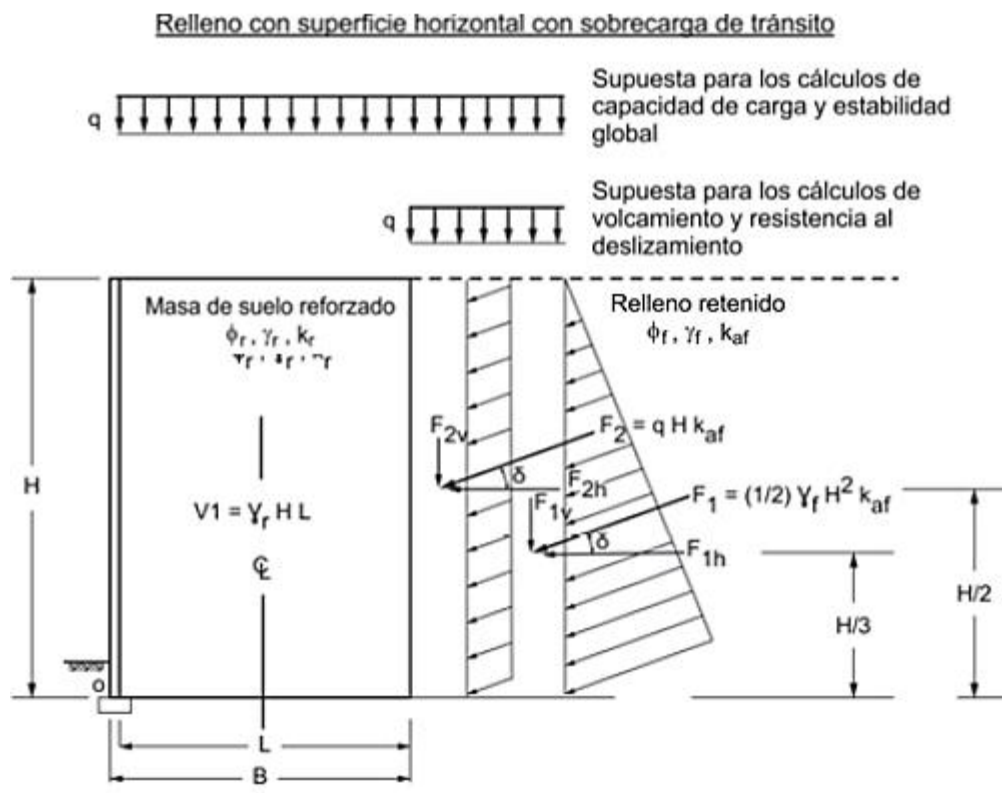
Artículo 886. CARGAS.

- Para el diseño de los muros de suelo estabilizado mecánicamente las distribuciones del empuje lateral del suelo se deberán tomar como se especifica en el Artículo 127. Para el estudio de la estabilidad externa e interna, las cargas se deberán aplicar como se especifica en las Secciones 5 y 6 del Capítulo X del Título XI, respectivamente. Las sobrecargas se deberán aplicar como se especifica en la Sección 11 Capítulo X Título XI. Para estas cargas se deberán aplicar los factores de carga especificados en la Sección 5 Capítulo V Título XI.
- Sólo para el cálculo de la estabilidad externa, los coeficientes de empuje activo del suelo para el relleno retenido, es decir para el relleno detrás de la masa de suelo reforzado, se deberán tomar como se especifica en el Artículo 122 con δ **no mayor que** $2/3 \phi$ de la zona reforzada o de retención, la que sea menor.
- Las sobrecargas permanentes, si corresponde, se deberán tomar en cuenta de acuerdo con la Sección 10 Capítulo X Título XI.

- d) Para analizar la estabilidad frente al deslizamiento y la excentricidad, se deberá considerar que las sobrecargas continuas debidas al tránsito actúan más allá del extremo de la zona reforzada como se indica en la FIGURA 107. Para estas cargas se deberán aplicar los factores de carga especificados en la Sección 5 Capítulo V Título XI.

FIGURA 107

Estabilidad externa para un muro con pendiente horizontal del relleno y sobrecarga debida al tránsito.



Artículo 887. DESLIZAMIENTO.

- a) Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 727.
- b) El coeficiente de fricción por deslizamiento en la base de la masa de suelo reforzado se deberá determinar utilizando el ángulo de fricción del suelo de fundación. Si los refuerzos del suelo son discontinuos, como por ejemplo en forma de fajas, el ángulo de fricción por deslizamiento se deberá tomar como el menor valor entre el ϕ_r del relleno reforzado y el ϕ_f del suelo de fundación.
- c) Si los refuerzos del suelo son continuos, por ejemplo, en forma de mallas o láminas, el ángulo de fricción por deslizamiento se deberá tomar como el menor valor entre ϕ_r, ϕ_f y ρ , siendo ρ el ángulo de fricción en la interfase suelo-refuerzo. En ausencia de datos específicos, se podrá utilizar un ángulo máximo de fricción, ϕ_r , igual a 30° y un ángulo máximo en la interfase suelo-refuerzo, ρ , igual a $2/3 \cdot \phi_f$ ó $2/3 \phi_f$.
- d) Si la última capa de refuerzo está por encima del nivel inferior de la superficie del muro, para verificar el deslizamiento de la base del muro, se tomará el ángulo de fricción de la base de fundación ϕ_f o el suelo del relleno reforzado ϕ_r , el que sea menor. Para verificar en este caso

la resistencia al deslizamiento de la última capa de relleno y dado que la armadura se encuentra completamente dentro del relleno reforzado, el ángulo de fricción de la interfase ρ se adoptará como el ángulo de fricción del relleno reforzado, ϕ_r .

Artículo 888. CAPACIDAD DE CARGA.

- a) A los efectos de calcular la capacidad de carga, se deberá suponer una zapata equivalente cuya longitud es igual a la longitud del muro, y cuyo ancho es igual a la longitud de la faja de refuerzo en el nivel de fundación. Las presiones de contacto se deberán calcular utilizando una distribución uniforme de las presiones de base sobre un ancho efectivo de la zapata determinado de acuerdo con los requisitos del Artículo 724 y Artículo 725.
- b) Si hay suelos blandos o terreno inclinado delante del muro, al evaluar la capacidad de carga se deberá tomar en cuenta la diferencia entre los esfuerzos de contacto calculados para la zona relativa al muro de suelo reforzado y los esfuerzos de contacto localizados debajo de los elementos del revestimiento de fachada. En ambos casos, la base de nivelación deberá estar adecuadamente embebida para satisfacer con los requisitos de capacidad de carga.

Artículo 889. VOLCAMIENTO. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 832.

**SECCIÓN 6
SEGURIDAD CONTRA LA FALLA ESTRUCTURAL (ESTABILIDAD INTERNA)**

Artículo 890. REQUISITOS GENERALES.

- a) La seguridad contra la falla estructural se deberá evaluar considerando el arrancamiento y la rotura de los refuerzos.
- b) Se podrá realizar una estimación preliminar del tamaño estructural de la masa de suelo estabilizado con base en el arrancamiento de los refuerzos más allá de la zona de falla, para lo cual la resistencia se especifica en el Artículo 892.

Artículo 891. CARGAS.

- a) La carga en el refuerzo se deberá determinar en dos ubicaciones críticas: en la zona de máxima tensión y en la conexión con la cara del muro. El potencial de rotura y arrancamiento de los refuerzos se deberán evaluar en la zona de máxima tensión, la cual se supone ubicada en el límite entre la zona activa y la zona resistente ilustrada en la FIGURA 105. También se deberá evaluar el potencial de rotura y arrancamiento del refuerzo en la conexión entre los refuerzos y el revestimiento de fachada del muro.
- b) Se deberá suponer que el ángulo máximo de fricción, utilizado para el cálculo de la fuerza horizontal dentro de la masa del suelo reforzado, es de **34°**, a menos que un relleno seleccionado para un proyecto específico sea evaluado para determinar su resistencia friccional mediante los métodos de ensayo de corte triaxial o directo, de acuerdo con las Normas AASHTO T 296 y T 297 o T 236, respectivamente. No se deberá utilizar un ángulo de fricción de diseño mayor que **40°** con el Método Simplificado, incluso si el ángulo de fricción medido sea mayor que **40°**.
- c) Cargas máximas en los refuerzos.

1. Las cargas máximas en los refuerzos se deberán calcular utilizando el Método

Simplificado o el Método de Gravedad Coherente. Se considerará que el Método Simplificado se aplica a los sistemas de muros reforzados con acero y a los reforzados con geosintéticos.

2. El Método de Gravedad Coherente se deberá aplicar principalmente a los sistemas de suelos reforzados con acero. Para el Método Simplificado, la carga en el refuerzo se deberá obtener multiplicando la presión vertical del suelo en el refuerzo por el coeficiente de empuje lateral del suelo, y aplicando la presión lateral resultante al área tributaria del refuerzo. Para el Método de Gravedad Coherente, la carga en el refuerzo se deberá obtener de la misma manera que en el Método Simplificado, excepto por lo siguiente:
 - I. La presión vertical del suelo en cada nivel de refuerzo se deberá calcular utilizando una distribución de presión base uniforme equivalente sobre un ancho efectivo de masa de muro reforzado, determinada de acuerdo con las disposiciones del Artículo 830 y Artículo 831.
 - II. Para sistemas de muros reforzados con acero, el coeficiente de empuje lateral del suelo utilizado deberá ser igual a k_0 en el punto de intersección de la superficie teórica de falla con la superficie del terreno en o por encima del tope del muro, cambiando a k_a a una profundidad de **6 m** por debajo de ese punto de intersección, y constante en k_a a profundidades mayores que **6 m**. Si se utilizan sistemas reforzados con geosintéticos, k_a se deberá utilizar a lo largo de la altura del muro.
3. Todas las demás disposiciones de este artículo se aplican a ambos métodos.
4. Otros métodos de diseño ampliamente aceptados y publicados para calcular las cargas del refuerzo se podrán utilizar bajo la discreción del propietario del muro u organismo aprobatorio, siempre y cuando el proyectista desarrolle factores de resistencia específicos para el método empleado.
5. Para el Método Simplificado, el esfuerzo horizontal mayorado, σ_H , en cada nivel del refuerzo se deberá determinar como:

Ec. 775

$$\sigma_H = \gamma_P (\sigma_V k_r + \Delta\sigma_H)$$

Donde:

γ_P = factor de carga para la presión vertical del suelo **EV**, tomado de TABLA 3.

k_r = coeficiente de empuje horizontal, adimensional.

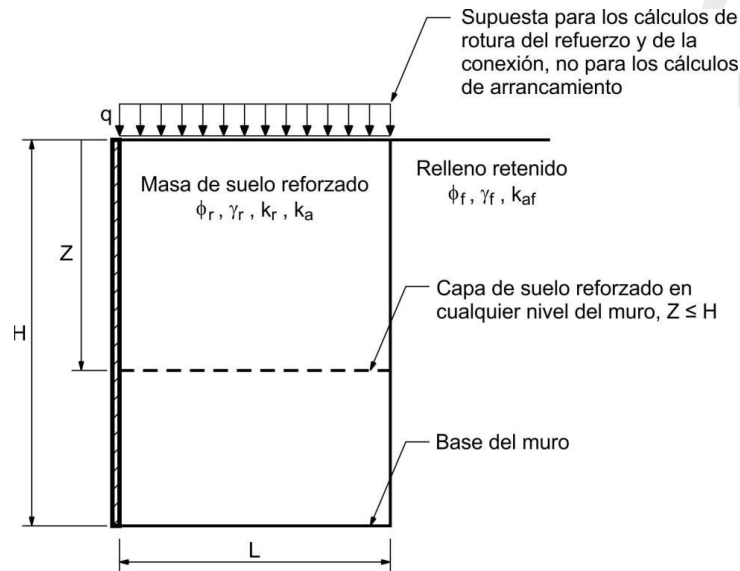
σ_V = presión debida a la resultante de las fuerzas gravitatorias del peso propio del suelo dentro e inmediatamente por encima del muro de relleno reforzado, y cualquier sobrecarga presente, en kN/m².

$\Delta\sigma_H$ = esfuerzo horizontal en el nivel de refuerzo debido a cualquier aplicación de sobrecarga horizontal concentrada según lo especificado en el Artículo 900, en kN/m².

6. Para el Método Simplificado, la presión vertical para el cálculo de la máxima carga en el refuerzo se deberá determinar como indican la FIGURA 108 y FIGURA 109. Para el Método de Gravedad Coherente, el esfuerzo vertical se deberá calcular en cada nivel de refuerzo utilizando una presión base uniforme equivalente que tenga en cuenta la

excentricidad de la carga causada por el empuje lateral del suelo actuando en la parte posterior de la masa de suelo reforzado por encima del nivel del refuerzo bajo consideración. Esta presión base se deberá aplicar sobre un ancho efectivo de masa de muro reforzado, determinada de acuerdo con las disposiciones del Artículo 830 y Artículo 831. Así como lo es para el Método Simplificado, la sobrecarga no se incluye en el cálculo del esfuerzo vertical al determinar $T_{m\acute{a}x}$ para evaluar las cargas de arrancamiento cuando se utiliza el Método de Gravedad Coherente.

FIGURA 108
CÁLCULO DEL ESFUERZO VERTICAL PARA RELLENOS DE SUPERFICIE HORIZONTAL, INCLUYENDO LAS SOBRECARGAS TEMPORARIAS Y PERMANENTES PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA.



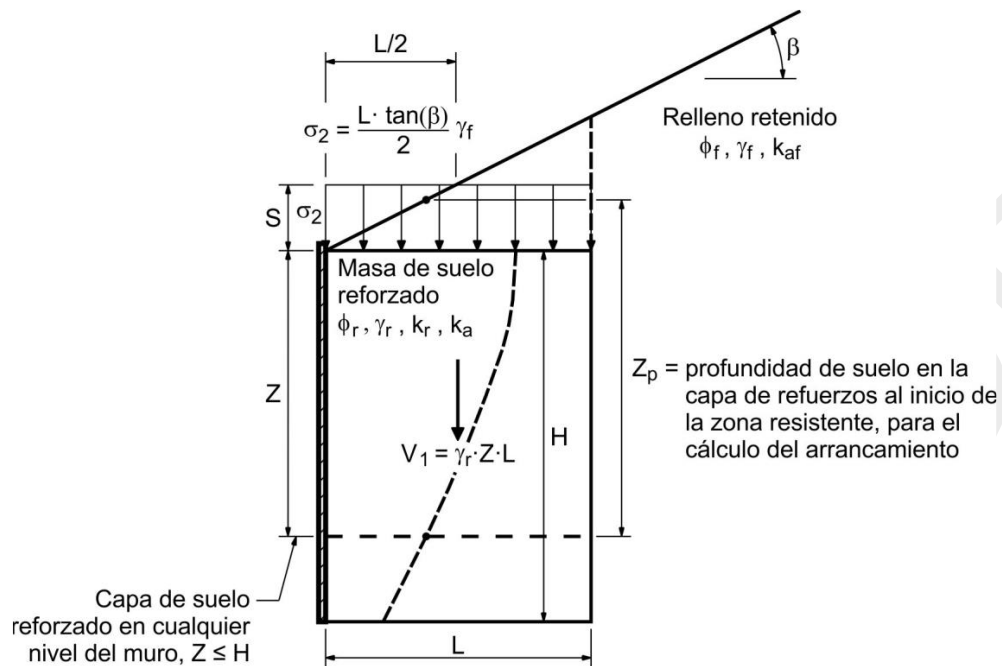
Esfuerzo máximo: $\sigma_v = \gamma_r Z + q + \Delta\sigma_v$

Arrancamiento: $\sigma_v = \gamma_r Z + \Delta\sigma_v$

Nota: $\Delta\sigma_v$ es determinado a partir de la Figura 11.10.10.1-1

H es la altura total del muro en la cara frontal

FIGURA 109
CÁLCULO DEL ESFUERZO VERTICAL PARA RELLENOS DESUPERFICIE INCLINADA, PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA.



Esfuerzo máximo: $S = (1/2) L (\tan \beta)$

$$\sigma_v = \gamma_r Z + (1/2) L (\tan \beta) \gamma_f$$

Determinar k_{af} utilizando un ángulo igual a β

Determinar k_r a partir de la Figura 11.10.6.2.1-3

Arrancamiento: $\sigma_v = \gamma_r Z_p$ y $Z_p \geq Z + S$

Nota: H es la altura total del muro en la cara frontal

7. Para el Método Simplificado, el coeficiente de empuje lateral del suelo k_r se determina aplicando un multiplicador al coeficiente de presión activa del suelo, k_a . El multiplicador k_a para el Método Simplificado se deberá determinar como se indica en la FIGURA 110. Para la evaluación del arrancamiento del refuerzo, se utilizará el multiplicador del Método Simplificado para muros de fajas de acero para todos los muros reforzados con acero. Para la rotura del refuerzo, se deberá utilizar el multiplicador aplicable al tipo específico del refuerzo de acero. Para el Método de Gravedad Coherente, el coeficiente del empuje lateral del suelo utilizado para el diseño de estabilidad interna para sistemas de muros de suelo estabilizado mecánicamente con refuerzos de acero se deberá determinar como se indica en la FIGURA 111. Para sistemas de muros reforzados con geosintéticos, k_a se utiliza a lo largo de la altura del muro. Para ambos métodos, k_a se deberá determinar utilizando la Ec. 21, suponiendo que no hay fricción en el muro, es decir, $\delta = \beta$. Para el Método de la Gravedad Coherente, k_0 deberá determinarse usando la Ec. 19.
8. La carga mayorada aplicada a los refuerzos, $T_{m\acute{a}x}$, se deberá determinar utilizando una carga por unidad de ancho de muro de la siguiente manera:

Ec. 776

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma_H S_v$$

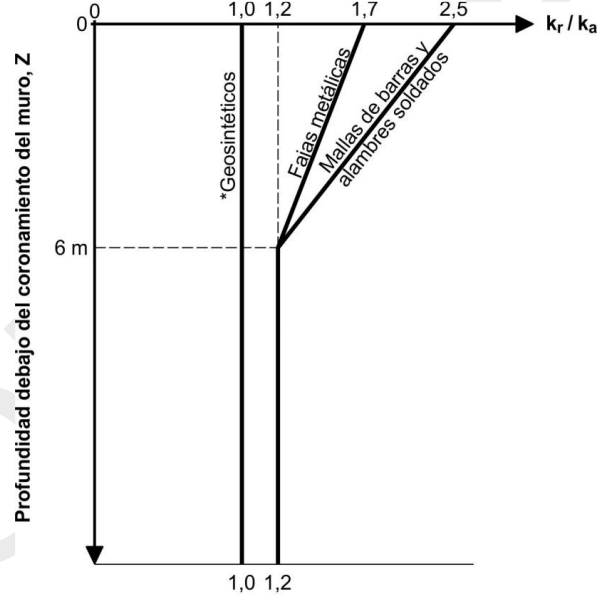
Donde:

σ_H = esfuerzo horizontal mayorado del suelo en los refuerzos, en kN/m².

S_v = separación vertical de los refuerzos, en m.

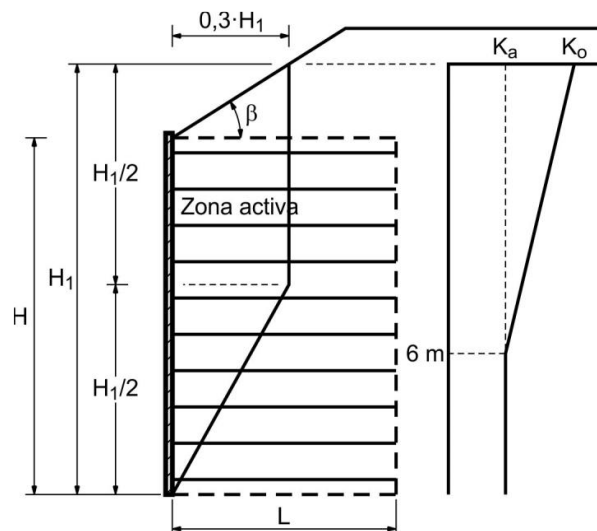
9. No se deberá utilizar una separación vertical, S_v , mayor que **0.80 m** si no se cuenta con datos del muro a escala real (por ejemplo, cargas y deformaciones del refuerzo, y deflexiones totales) que confirmen que es aceptable utilizar mayores separaciones verticales, excepto para sistemas MSE con unidades de frente con altura igual o mayor a 0.80 m y con un ancho de las unidades W_u igual o mayor que su altura. Para estas unidades de frente mayores, el máximo espaciamiento, S_v , no excederá el ancho de la unidad de frente, W_u ó 0.80 m, el que esa menor.
10. Las sobrecargas se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. Se deberán aplicar los requisitos de la Sección 6 Capítulo XI Título III.

FIGURA 110
VARIACIÓN ENTRE LA RELACIÓN DE COEFICIENTES DEL ESFUERZO LATERAL k_r / k_a Y LA PROFUNDIDAD EN UN MURO DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE.



* No se aplica a los refuerzos poliméricos en forma de faja

FIGURA 111
DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE EMPUJE LATERAL DEL SUELO PARA EL DISEÑO DE ESTABILIDAD INTERNA DE MUROS DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE REFORZADOS CON ACERO UTILIZANDO EL MÉTODO DE GRAVEDAD COHERENTE.



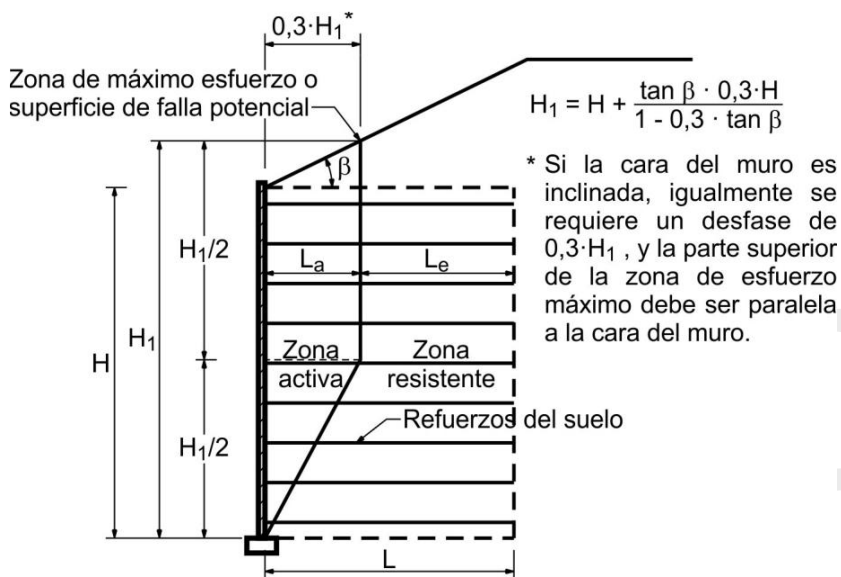
- d) **Cargas aplicadas al refuerzo en la conexión con la cara del muro.** Para todos los sistemas de muro, independientemente del tipo de revestimiento de fachada y de refuerzos, la carga mayorada de tracción aplicada a la conexión del refuerzo del suelo en la cara del muro, T_o , deberá ser igual a la máxima tracción mayorada en el refuerzo, $T_{m\acute{a}x}$.

Artículo 892. ARRANCAMIENTO DE LOS REFUERZOS.

a) Límite entre la zona activa y la zona resistente.

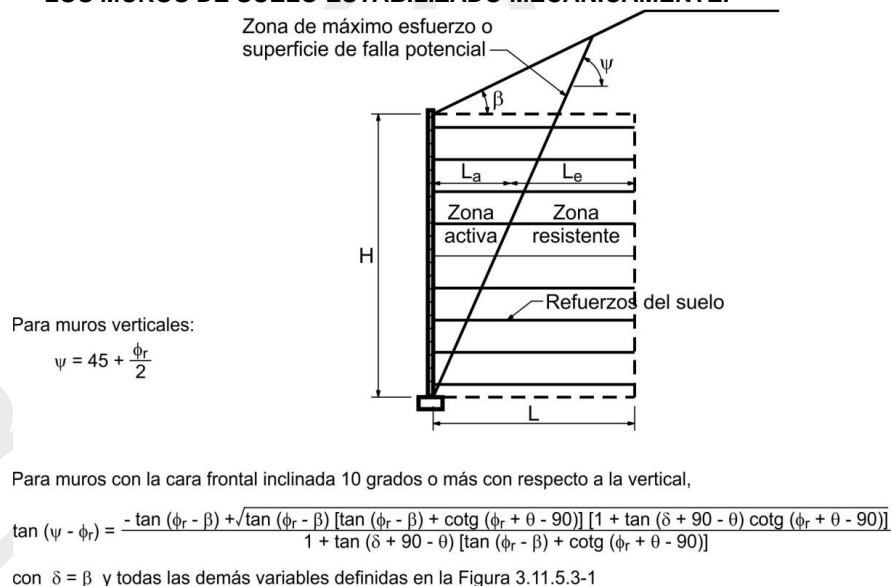
1. Para los sistemas de muros inextensibles y extensibles la ubicación de la zona de máximo esfuerzo, es decir, el límite entre la zona activa y la zona resistente, se deberá determinar cómo se indica en la FIGURA 112 y FIGURA 113. Para todos los sistemas de muros, se deberá suponer que la zona de máximo esfuerzo comienza en la parte posterior de los elementos del revestimiento de fachada en la base del muro.
2. Para los sistemas de muros extensibles con su cara inclinada a menos de 10° respecto de la vertical, la zona de máximo esfuerzo se deberá determinar utilizando el método de Rankine. Dado que el método de Rankine no podrá tener en cuenta la inclinación de la cara del muro ni el efecto de las sobrecargas concentradas sobre la zona de relleno reforzado, en el caso de los muros con refuerzos extensibles que tienen una inclinación significativa, definida como 10° o más respecto de la vertical, y sobrecargas concentradas, para determinar la ubicación de la zona de máximo esfuerzo se utilizará el método de Coulomb.

FIGURA 112
UBICACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLA POTENCIAL PARA EL DISEÑO DE ESTABILIDAD INTERNA DE LOS MUROS DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE.



(a) Refuerzos inextensibles

FIGURA 113
UBICACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLA POTENCIAL PARA EL DISEÑO DE ESTABILIDAD INTERNA DE LOS MUROS DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE.



(b) Refuerzos extensibles

b) Diseño por arrancamiento de los refuerzos.

1. Se deberá verificar la resistencia contra el arrancamiento de los refuerzos en todos los niveles. Para este cálculo sólo se deberá utilizar la longitud de arrancamiento efectiva que se extiende más allá de las superficies de falla teóricas indicadas en la Figura FIGURA 112 y FIGURA 113. En la zona resistente se deberá utilizar una longitud mínima, L_e , igual a **0.9 m**. La longitud total de refuerzo requerida para evitar el arrancamiento es igual a $L_a + L_e$, tal como se indica en la FIGURA 112 y FIGURA 113.

2. Nótese que en el cálculo de la resistencia contra el arrancamiento se ignoran las cargas correspondientes al tránsito (ver FIGURA 108).
3. La longitud efectiva requerida para evitar el arrancamiento se deberá determinar aplicando la siguiente expresión:

Ec. 777

$$L_e \geq \frac{T_{m\acute{a}x}}{\phi F^* \alpha \sigma_v C R_c}$$

Donde:

L_e = longitud del refuerzo en la zona resistente, en m.

$T_{m\acute{a}x}$ = carga mayorada aplicada en el refuerzo, determinada mediante la Ec. 776, en kN/m.

ϕ = factor de resistencia para el arrancamiento de los refuerzos, obtenido de la TABLA 108, adimensional.

F^* = factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos, adimensional.

α = factor de corrección por efectos de escala, adimensional.

σ_v = esfuerzo vertical no mayorado al nivel del refuerzo en la zona resistente, en kN/m².

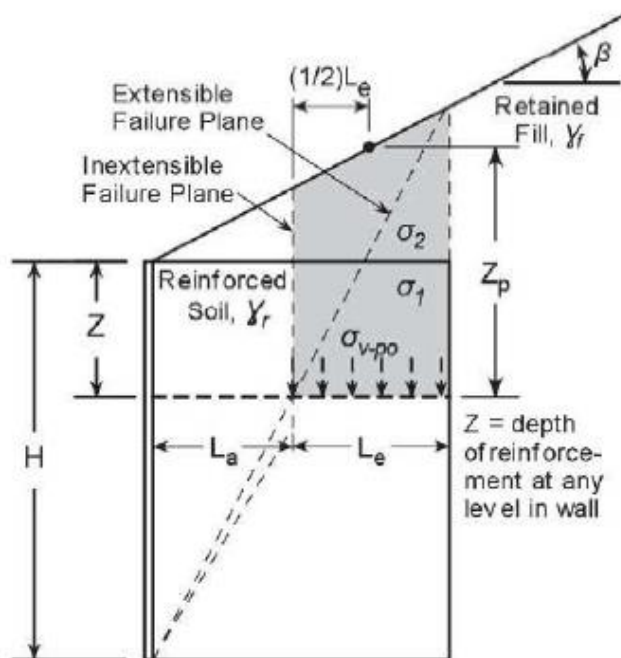
C = factor que considera la geometría del área superficial del refuerzo global con base en el perímetro bruto del refuerzo; para los refuerzos en forma de faja, malla y lámina (es decir, refuerzos de dos lados) este factor es igual a 2, adimensional.

R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el Artículo 893a), adimensional.

4. El esfuerzo vertical σ_v utilizado para calcular la resistencia al arrancamiento será determinado para la condición de relleno horizontal como se muestra en la FIGURA 109 y para la condición de relleno con pendiente como se muestra en la FIGURA 114.

FIGURA 114

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO VERTICAL Y PROFUNDIDAD Z_p EN ZONA RESISTENTE BAJO RELLENO CON PENDIENTE.



Presión de confinamiento vertical:

$$\sigma_1 = \gamma_r Z.$$

$$\sigma_2 = \gamma_f (Z_p - Z) \text{ para relleno en pendiente.}$$

$$\sigma_{v-p0} = \gamma_r Z + \gamma_f (Z_p - Z).$$

$$Z_p = Z + (L_a + (1/2) L_e) \tan \beta \text{ para relleno con pendiente } \beta .$$

5. Las variables F^* y α , se deberán determinar a partir de ensayos de arrancamiento realizados sobre los refuerzos específicos a utilizar en el material de relleno proyectado o de un suelo equivalente, o bien se podrán estimar empírica o teóricamente.
6. En el caso de los materiales de relleno estándares (ver el artículo 7.3.6.3 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications), excepto para las arenas uniformes (es decir, arenas con un coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60} / D_{10} < 4$), si no hay datos de ensayos disponibles, para F^* y α se podrán utilizar por defecto los valores conservadores indicados en la FIGURA 114 y la TABLA 110. Si se utilizan fajas de acero nervadas y en el momento del diseño se desconoce el valor del C_u específico del muro de relleno, para determinar F^* se deberá suponer un valor $C_u = 4.0$.

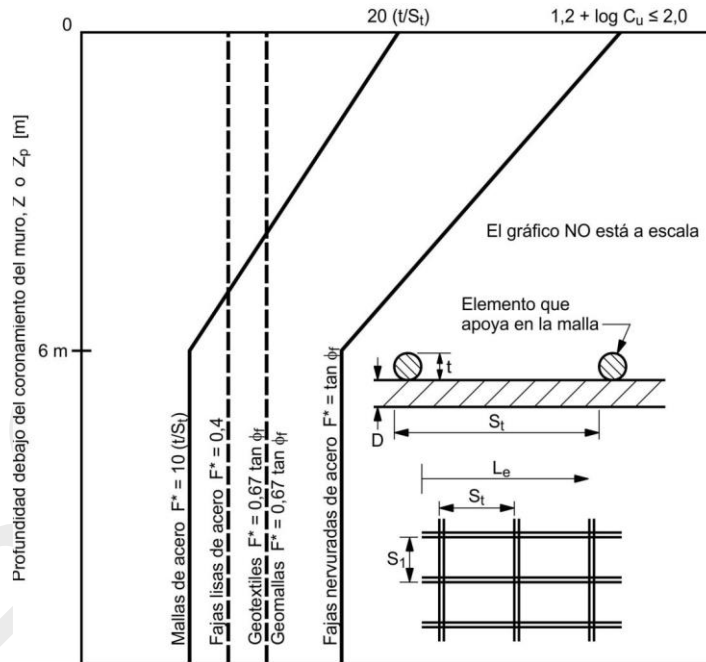
TABLA 110
VALORES POR DEFECTO DEL FACTOR DE CORRECCIÓN QUE CONSIDERA LOS EFECTOS DE LA ESCALA,
 α .

Tipo de refuerzo	Valor por defecto de α
Refuerzos de acero (todos)	1,0
Geomallas	0,8
Geotextiles	0,6

- En el caso de las mallas, la separación entre los elementos transversales de las mismas, S_t , deberá ser uniforme en toda la longitud del refuerzo en lugar de concentrar elementos transversales de la malla sólo en la zona resistente.

FIGURA 115
VALORES POR DEFECTO DEL FACTOR DE FRICCIÓN PARA EL ARRANCAMIENTO DE LOS REFUERZOS, F^* .

Valores por defecto para el factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos, F^*



Artículo 893. RESISTENCIA DE LOS REFUERZOS.

a) Requisitos generales.

Para cada nivel dentro del muro, la resistencia de los refuerzos se deberá verificar tanto en el límite entre las zonas activa y resistente (es decir, en la zona de máximo esfuerzo) como en la conexión de los refuerzos a la cara del muro, para los estados límite de resistencia aplicables de la siguiente manera:

- En la zona de máximo esfuerzo:

Ec. 778

$$T_{m\acute{a}x} \leq \phi T_{al} R_c$$

Donde:

$T_{m\acute{a}x}$ = carga mayorada aplicada al refuerzo, determinada mediante la Ec. 776, en kN/m.

ϕ = factor de resistencia para tracci3n del refuerzo, especificado en la TABLA 108, adimensional.

T_{al} = resistencia nominal de dise1o a largo plazo del refuerzo, en kN/m.

R_c = relaci3n de cobertura del refuerzo, especificada en el Art3culo 893a), adimensional.

T_{al} se deber1 determinar como se especifica en el Art3culo 893c)3 para refuerzos de acero y en el Art3culo 893c)4 para refuerzos geosint3ticos.

2. En la conexi3n con la cara del muro:

Ec. 779

$$T_o \leq \phi T_{ac} R_c$$

Donde:

T_o carga mayorada aplicada en la conexi3n refuerzo/revestimiento especificada en el Art3culo 891d), en kN/m.

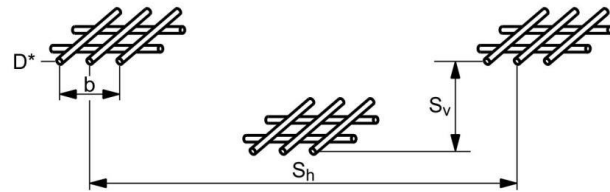
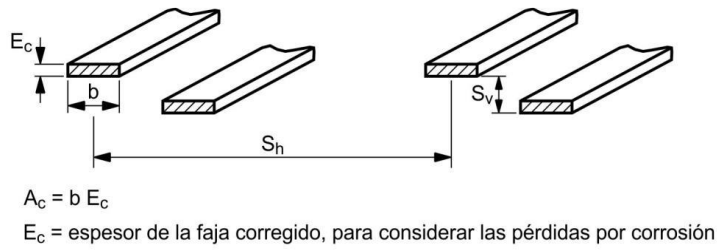
ϕ factor de resistencia para la tracci3n del refuerzo en los conectores, especificado en la TABLA 108, adimensional.

T_{ac} resistencia nominal de dise1o a largo plazo de la conexi3n refuerzo/revestimiento, en kN/m.

R_c relaci3n de cobertura del refuerzo, especificada en el Art3culo 893a), adimensional.

3. T_{ac} se deber1 determinar en la conexi3n con el revestimiento de fachada del muro tal como se especifica en el Art3culo 893d)1 para refuerzos de acero y en el Art3culo 893d)2 para refuerzos geosint3ticos. Al determinar T_{ac} se deber1 considerar la diferencia entre el entorno que se produce inmediatamente detr1s de la cara del muro y el entorno dentro de la zona de relleno reforzado, y su efecto sobre la durabilidad a largo plazo del refuerzo/conexi3n.
4. T_{al} se determinar1 en base a la resistencia a largo plazo por unidad de ancho del refuerzo y multiplicar1 por la relaci3n de cobertura del refuerzo R_c , de modo que se pueda comparar directamente con $T_{m\acute{a}x}$, la cual se determina con base en una carga por unidad de ancho de muro (esto tambi3n se aplica a T_{ac} y T_o). En el caso de los refuerzos discretos (es decir, refuerzos no continuos) tales como las fajas de acero o las mallas de barras, la resistencia del refuerzo se convierte a una resistencia por unidad de ancho del muro como se indica en la FIGURA 116 y FIGURA 117. Para las capas de refuerzos continuos, $b = 1$ y $R_c = 1$.

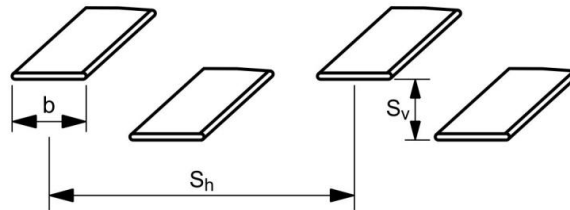
FIGURA 116
RELACI3N DE COBERTURA DE LOS REFUERZOS PARA EL CASO DE REFUERZOS MET1LICOS.



$R_c = \text{relación de cobertura de los refuerzos} = \frac{b}{S_h}$

Para los refuerzos continuos utilizar $R_c = 1$ (es decir, $S_h = b = 1$ unidad de ancho)

FIGURA 117
RELACIÓN DE COBERTURA DEL REFUERZO PARA EL CASO DE REFUERZOS GEOSINTÉTICOS.
 Láminas geosintéticas discontinuas:



Láminas geosintéticas continuas:



$R_c = \text{relación de cobertura de los refuerzos} = \frac{b}{S_h}$

Para las láminas geosintéticas continuas utilizar $R_c = 1$ (es decir, $S_h = b = 1$ unidad de ancho)

b) Consideraciones relacionadas con la vida de diseño. Se deberán aplicar los requisitos de la Sección 1 Capítulo V Título XI.

1. **Refuerzos de acero.**

Los refuerzos de acero utilizados en el suelo deberán cumplir los requisitos del artículo 7.6.4.2, de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specification, "Steel Reinforcements".

El diseño estructural de los refuerzos de acero utilizados en el suelo y sus conexiones se deberá realizar con base en un espesor, E_c , determinado de la siguiente manera:

Ec. 780

$$E_c = E_n - E_s$$

Donde:

E_c = espesor del refuerzo metálico al final de su vida de servicio como se indica en la FIGURA 116, en mm.

E_n = espesor nominal del refuerzo de acero en el momento de la construcción, en mm.

E_s = espesor sacrificable del metal que se prevé será perdido por corrosión uniforme durante la vida de servicio de la estructura, en mm.

Para el diseño estructural, se deberá calcular el espesor sacrificable para cada superficie expuesta, suponiendo que el suelo utilizado para el relleno no es agresivo:

- Pérdida de galvanizado:
 - = **0.015 mm/año** durante los 2 primeros años.
 - = **0.004 mm/año** durante los años siguientes.
- Pérdida de acero al carbono:
 - = **0.012 mm/año** una vez agotado el zinc.

Generalmente los suelos se deberán considerar no agresivos si satisfacen los siguientes criterios:

- pH = **5 a 10**.
- Resistividad \geq **30000 ohm·mm**.
- Cloruros \leq **100 ppm**.
- Sulfatos \leq **200 ppm**.
- Contenido orgánico \leq **1 %**.

Si la resistividad del suelo es mayor o igual que **50000 ohm·mm** se podrán obviar los requisitos referidos a cloruros y sulfatos. En el caso de los refuerzos tipo emparrillados de barras o mallas, al calcular el área de la sección transversal del acero remanente luego de las pérdidas por corrosión, el espesor sacrificable arriba indicado se deberá aplicar al radio del alambre o barra.

Los elementos transversales y longitudinales de las mallas se deberán dimensionar de acuerdo con la norma ASTM A185. El diámetro del alambre transversal deberá ser menor o igual que el diámetro del alambre longitudinal.

Los revestimientos galvanizados deberán ser como mínimo de **0.61 kg/m²** o tener como mínimo un espesor de **0.086 mm**; aplicados de acuerdo con la norma AASHTO M 111M/M 111 (ASTM A123/A 123M) si se trata de refuerzos tipo faja o de acuerdo con la norma ASTM A641 si se trata de refuerzos de acero tipo emparrillado de barras o mallas.

2. Refuerzos geosintéticos.

Si se establecen límites específicos en cuanto al uso del muro, las condiciones del suelo, y el tipo de polímero, es posible anticipar que la degradación de la resistencia provocada por factores ambientales sea mínima y relativamente constante de producto a producto, y el impacto de cualquier degradación que ocurra será mínimo. Esto permite aplicar a la resistencia última a tracción, un único factor de reducción predeterminado, **RF**, que considera las pérdidas de resistencia a largo plazo, tal como se describe en el Artículo 893c)4.

Si los límites de aplicación del muro, la agresividad del suelo y los requisitos del polímero son consistentes con las condiciones listadas a continuación, se podrá utilizar un único factor de reducción predeterminado tal como aquí se especifica:

- el escaso comportamiento de falla no tendrá consecuencias graves,
- el suelo se considera no agresivo,
- el material polimérico satisface los requisitos indicados en la TABLA 111.

I. *Problemas relacionados con la aplicación de la estructura:* La identificación de las aplicaciones para las cuales las consecuencias de un comportamiento deficiente o de una falla son severas será como se describe en la Sección 1 Capítulo V Título XI. En tales aplicaciones, no se utilizará un único factor de reducción predeterminado para el diseño final.

II. *Determinación de la agresividad del suelo:* La agresividad del suelo para los materiales geosintéticos se deberá evaluar en función del **pH** del suelo, la gradación, la plasticidad, el contenido orgánico y la temperatura dentro del suelo. El suelo se definirá como no agresivo si se cumplen los siguientes criterios:

- **pH = 4.5 a 9** si se trata de una aplicación permanente ó **3 a 10** si se trata de una aplicación temporaria (**pH** determinado de acuerdo con la norma AASHTO T 289),
- El tamaño máximo de la partícula del suelo es menor que **19 mm**, a menos que se realicen ensayos de daños de instalación a escala real de acuerdo con la norma ASTM D5818,
- El contenido orgánico del suelo, determinado de acuerdo con la norma AASHTO T 267 para material más fino que el pasante del **tamiz N°10 (2 mm)** es **≤ 1%**, y
- Temperatura de diseño en el sitio del muro:
≤ 30°C para aplicaciones permanentes.

≤ 35°C para aplicaciones temporarias.

El relleno del suelo que no cumpla con los requisitos aquí especificados se deberá considerar agresivo. Además de las condiciones ambientales dentro del relleno, también se deberán evaluar las condiciones ambientales en la cara del muro, particularmente si la estabilidad del revestimiento de fachada depende de la resistencia del geosintético en la cara, es decir, el refuerzo geosintético constituye la conexión principal entre el cuerpo del muro y el revestimiento de fachada.

También se deberán considerar las propiedades químicas del suelo nativo que rodea el relleno de suelo estabilizado mecánicamente si existe la posibilidad de que se filtre agua subterránea desde los suelos nativos circundantes hacia el relleno estabilizado mecánicamente. En este caso, los suelos circundantes también deberán satisfacer los requisitos químicos establecidos para el material de relleno si el ambiente se ha de considerar no agresivo, o bien se deberán proveer drenajes adecuados a largo plazo alrededor de la masa de suelo reforzado con material geosintético para garantizar que no ingresen líquidos químicamente agresivos al interior del relleno reforzado.

- III. *Requisitos de los polímeros:* Si se ha de utilizar un único factor de reducción predeterminado se deberán emplear polímeros que probablemente tengan una buena resistencia a la degradación química a largo plazo, para minimizar el riesgo de ocurrencia de una degradación significativa a largo plazo. Por lo tanto, se deberán satisfacer los requisitos referentes a los materiales poliméricos establecidos en la TABLA 111, si no se obtienen datos detallados específicos del producto como se describe en AASHTO PP 66 y Elias, et al. (2009). Sólo se podrán utilizar materiales poliméricos que no satisfagan los requisitos de la TABLA 111 si se obtienen datos específicos detallados sobre el producto particular a utilizar, extrapolados para la vida de diseño prevista de la estructura.

Si la aplicación involucra:

- graves consecuencias de un pobre comportamiento o falla,
- condiciones agresivas del suelo,
- polímeros que no satisfacen los requisitos específicos indicados en la TABLA 111, o
- el deseo de utilizar un factor de reducción global menor que el factor de reducción predeterminado aquí especificado,

se deberán realizar estudios previos de durabilidad específicos del producto a utilizar, para determinar el factor de reducción de resistencia a largo plazo, **RF**. Estos estudios específicos del producto se deberán utilizar para estimar los efectos a corto y largo plazo de estos factores ambientales sobre las características de resistencia y deformación del refuerzo geosintético a lo largo de la vida de diseño del refuerzo.

TABLA 111
REQUISITOS MINIMOS QUE DEBERÁN CUMPLIR LOS PRODUCTOS GEOSINTETIS PARA QUE SE PERMITA

EL USO DEL VALOR PREDETERMINADO DEL FACTOR DE REDUCCION PARA LA DEGRADACION A LARGO PLAZO.

Tipo de polimero	Propiedad	Método de prueba	Criterio para permitir el uso del RF por defecto
Polipropileno	Resistencia a la oxidación por UV	ASTM D4355	Mantiene como mínimo el 70% de la resistencia luego de 500 horas en aparato de meteorización
Poliétileno	Resistencia a la oxidación por UV	ASTM D4355	Mantiene como mínimo el 70% de la resistencia luego de 500 horas en aparato de meteorización
Polipropileno	Resistencia a la termo-oxidación	ENV ISO 13438:1999, Método A	Mantiene como mínimo el 50% de la resistencia luego de 28 días
Poliétileno	Resistencia a la termo-oxidación	ENV ISO 13438:1999, Método B	Mantiene como mínimo el 50% de la resistencia luego de 56 días
Poliéster	Resistencia a la hidrólisis	Método de la Viscosidad Intrínseca (ASTM D4603) y Métodos de Ensayo GRI GG8, o determinar directamente usando cromatografía por permeabilidad en gel	Mínimo peso molecular promedio: 25000
Poliéster	Resistencia a la hidrólisis	ASTM D7409	Máximo contenido de grupos carboxilo terminales: 30
Todos los polímeros	Capacidad de supervivencia	Peso por unidad de area (ASTM D5261)	Mínimo 270 g/m ²
Todos los polímeros	% en peso de material reciclado (post-consumidor)	Certificación de los materiales utilizados	Máximo 0%

c) Resistencia a la tracción de diseño.

3. Refuerzos de acero.

La resistencia nominal a tracción de los refuerzos se determina multiplicando la tensión de fluencia por el área de la sección transversal de los refuerzos de acero luego de las pérdidas por corrosión (ver FIGURA 116). La pérdida de sección debida a la corrosión se deberá determinar de acuerdo con el Artículo 893b)1. La resistencia a tracción del refuerzo se deberá determinar como:

Ec. 781

$$T_{al} = \frac{1}{1000} \frac{A_c F_y}{b}$$

Donde:

T_{al} resistencia nominal de diseño del refuerzo a largo plazo, en kN/m.

F_y resistencia mínima de fluencia del acero, en MPa.

A_c área del refuerzo corregido para considerar las pérdidas por corrosión (FIGURA 116), en mm².

b ancho unitario del refuerzo (FIGURA 116), en m.

4. Refuerzos geosintéticos.

La resistencia nominal a tracción a largo plazo de los refuerzos se deberá determinar como:

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF}$$

Ec. 782

Donde:

$$RF = RF_{ID} \cdot RF_{CR} \cdot RF_D$$

Ec. 783

y:

T_{al} = resistencia nominal de diseño a largo plazo del refuerzo, en kN/m.

T_{ult} = resistencia última a tracción en función del valor mínimo promedio por rollo (MARV, "minimum average roll value"), en kN/m.

RF = factor combinado de reducción de resistencia que considera la degradación potencial a largo plazo debida a los daños durante la instalación, la fluencia y el envejecimiento químico, adimensional.

RF_{ID} = factor de reducción de resistencia que considera los daños ocasionados al refuerzo durante su instalación, adimensional.

RF_{CR} = factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo por fluencia a largo plazo, adimensional.

RF_D = factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica, adimensional.

Los valores de RF_{ID} , RF_{CR} , y RF_D se deberán determinar a partir de resultados de ensayos específicos del producto como se especifica en el Artículo 893b)2. Aun cuando existan resultados de ensayos específicos del producto, ni RF_{ID} ni RF_D deberán ser menores que 1.1.

Para aplicaciones de muros que se definen como sin consecuencias severas si tienen un pobre desempeño o si ocurre la falla, con condiciones de suelo no agresivas, y si el producto geosintético cumple con los requisitos mínimos listados en la TABLA 112, la resistencia a tracción a largo plazo del refuerzo se podrá determinar utilizando un factor de reducción predeterminado para RF como se proporciona en la TABLA 112 en lugar de los resultados de ensayos específicos del producto.

TABLA 112
VALORES MINIMOS Y PREDETERMINADOS DEL FACTOR DE REDUCCION TOTAL DE RESISTENCIA EN EL ESTADO LIMITE ULTIMO PARA LOS PRODUCTOS GEOSINTETICOS, RF.

Aplicación	Factor de reducción total, RF
Todas las aplicaciones, pero con datos específicos del producto obtenidos y analizados de acuerdo con AASHTO PP 66	Todos los factores de reducción se deben basar en datos específicos del producto. RF_D y RF_D no deben ser menores que 1,1.
Aplicaciones permanentes en las cuales no habrá consecuencias severas en caso de falla o comportamiento pobre, suelos no agresivos, y polímeros que satisfacen los requisitos listados en la Tabla 11.10.6.4.2b-1	7,0
Aplicaciones temporales en las cuales no habrá consecuencias severas en caso de falla o comportamiento pobre, suelos no agresivos, y polímeros que satisfacen los requisitos listados en la Tabla 11.10.6.4.2b-1, los datos específicos del producto no están disponibles.	3,5

d) Resistencia de diseño en la conexión refuerzo/revestimiento de fachada.

1. Refuerzos de acero.

Las conexiones se deberán diseñar para resistir los esfuerzos resultantes de las fuerzas activas, T_o , indicadas en el Artículo 891d), así como aquellas resultantes de los movimientos diferenciales entre el relleno reforzado y los elementos que forman el revestimiento de fachada del muro.

Los elementos de la conexión que están embebidos en el elemento del revestimiento de fachada se deberán diseñar con una longitud adherente y un área de contacto adecuados en el hormigón para resistir las fuerzas de conexión. La capacidad del conector embebido deberá ser verificada mediante ensayos según se requiere en la Sección 3 Capítulo XI Título V. Las conexiones entre el refuerzo de acero y las unidades del revestimiento de fachada del muro (por ejemplo, soldaduras, bulones, pasadores, etc.) se deberán diseñar de acuerdo con la Sección 3 Capítulo XIII Título VI.

Los materiales utilizados para la conexión se deberán diseñar considerando las pérdidas por corrosión de acuerdo con el Artículo 893b)1. Al evaluar las posibles pérdidas por corrosión se deberán considerar las diferencias potenciales entre el medio ambiente en la fachada del muro en relación al medio ambiente dentro de la masa de suelo reforzado.

2. Refuerzos geosintéticos.

La parte de la conexión embebida en el revestimiento de fachada de hormigón se deberá diseñar de acuerdo con la Sección 3 Capítulo XI Título V.

La resistencia nominal a largo plazo de una conexión geosintética, T_{ac} , en base a la carga por unidad de ancho del refuerzo, se deberá determinar de la siguiente manera:

Ec. 784

$$T_{ac} = \frac{T_{ult} CR_{cr}}{RF_D}$$

Donde:

T_{ac} = resistencia nominal de diseño a largo plazo de la conexión refuerzo/revestimiento de fachada por unidad de ancho del refuerzo a una presión especificada de confinamiento, en kN/m.

T_{ult} = resistencia última a tracción del refuerzo del suelo en función del valor mínimo promedio por rollo (MARV), en kN/m.

CR_{cr} = factor de reducción de resistencia de la conexión a largo plazo para tener en cuenta la resistencia última reducida resultante de la conexión, adimensional.

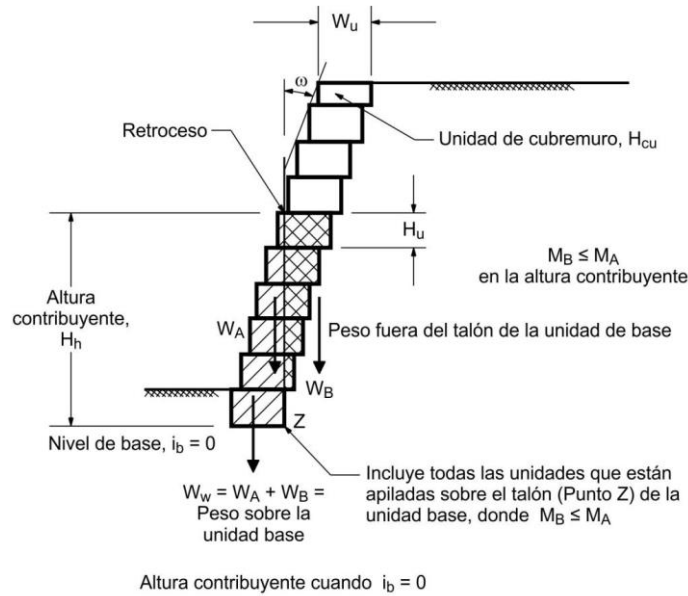
RF_D = factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica (Artículo 893(c)4), adimensional.

Los valores de RF_{CR} y RF_D se deberán determinar a partir de resultados de ensayos específicos del producto, a menos que se especifique lo contrario en este documento. Las condiciones ambientales en la conexión de la fachada del muro podrán ser diferentes a las condiciones ambientales alejadas de la fachada del muro en el relleno detrás del muro. Esto se deberá considerar al determinar RF_{CR} y RF_D .

CR_{cr} se deberá determinar para la presión de confinamiento vertical anticipada entre los bloques del revestimiento en la cara del muro. La presión de confinamiento vertical se deberá calcular utilizando el Método de la Altura Contribuyente o de las Articulaciones ("Hinge Height Method") (altura del muro que contribuye al esfuerzo normal) como se indica en la FIGURA 118; si la inclinación de la cara del muro, ω , es mayor que 8° . T_{ac} no deberá ser mayor que a T_{al} .

Los muros con geosintéticos se podrán diseñar utilizando una plancha de refuerzo flexible como revestimiento usando sólo una superposición con el refuerzo principal del suelo. Las superposiciones se deberán diseñar mediante una metodología basada en el arrancamiento. Reemplazando $T_{m\acute{a}x}$ por T_o , la Ec. 777 se podrá utilizar para determinar la mínima longitud de superposición requerida, pero en ningún caso la longitud de superposición deberá ser menor que $0.9 m$. $tg(\rho)$ se determina experimentalmente con base en el contacto entre el suelo y el refuerzo, si se anticipa contacto entre refuerzo y refuerzo $tg(\rho)$ se deberá reducir un **30 por ciento**.

FIGURA 118
DETERMINACIÓN DE LA ALTURA CONTRIBUYENTE EN UN MURO DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE CON REVESTIMIENTO FORMADO POR BLOQUES DE HORMIGÓN.



Altura contribuyente, H_h : Se considerará que la totalidad del peso de todos los bloques, que forman parte del revestimiento en la altura H_h , actúa sobre la base del primer bloque.

La altura contribuyente, H_h , indicada en la FIGURA 118, se deberá determinar de la siguiente manera:

Ec. 785

$$H_h = 2 [(W_u - G_u - 0,5 H_u \operatorname{tg}(i_b))] \cos(i_b) / \operatorname{tg}(\varpi + i_b)$$

Donde:

H_u = altura de una unidad de bloque de fachada modular, en m.

W_u = ancho de una unidad de bloque de fachada modular, desde el frente hasta el respaldo, en m.

G_u = distancia hasta el centro de gravedad de una unidad de bloque de fachada modular horizontal, incluyendo el material de relleno, medida a partir del frente de la unidad, en m.

ω = inclinación del muro debido al retroceso por hilada, en grados.

H = altura total del muro, en m.

H_h = altura contribuyente, en m.

SECCIÓN 7 DISEÑO SÍSMICO DE MUROS ESTABILIZADOS MECÁNICAMENTE

Artículo 894. ESTABILIDAD EXTERNA.

- a) La evaluación de la estabilidad externa de muros de suelo estabilizado mecánicamente para condiciones de carga sísmica se deberá realizar como se especifica en la Sección 5 Capítulo

VI Título XI, excepto como se modifica en este artículo para el diseño de muros de suelo estabilizado mecánicamente.

- b) Las fuerzas inerciales de la masa del muro (P_{IR}) se deberán calcular con base en una masa efectiva que tiene un ancho mínimo igual al ancho estructural del revestimiento de fachada del muro (W_u) más una porción del relleno reforzado igual al **50 por ciento** de la altura efectiva del muro. Para muros en los cuales la superficie del relleno es horizontal, la altura efectiva en la FIGURA 119 se deberá tomar igual a H . Para muros en los cuales la superficie del relleno es inclinada, la fuerza inercial, P_{IR} , se deberá calcular en una masa efectiva que tenga una altura igual a H_2 y un ancho de base igual a $0.5 \cdot H_2$, en el cual H_2 es determinada de la siguiente manera:

Ec. 786

$$H_2 = H + \frac{0,5 H \operatorname{tg}(\beta)}{[1 - 0,5 \operatorname{tg}(\beta)]}$$

Donde:

β = inclinación del relleno detrás del muro, en grados.

Para los rellenos de superficie inclinada, P_{IR} se deberá determinar como:

Ec. 787

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is}$$

Donde:

P_{ir} = fuerza inercial producida por la aceleración del relleno reforzado, en kN/m.

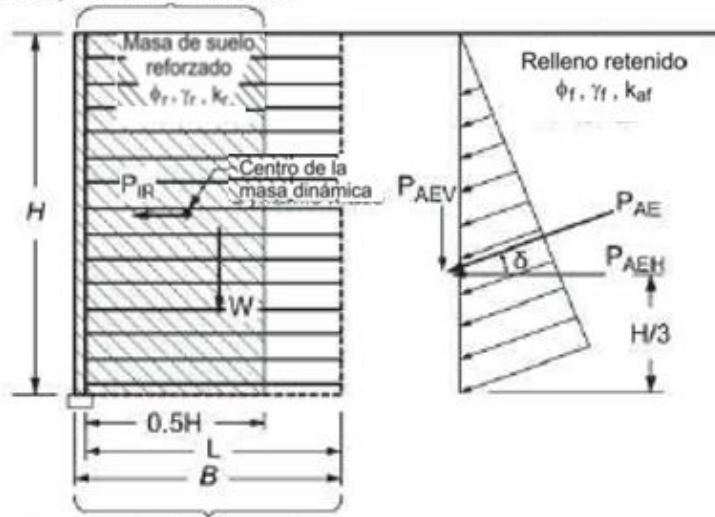
P_{is} = fuerza inercial producida por la aceleración de la sobrecarga de suelo de superficie inclinada por encima del relleno reforzado, en kN/m.

- c) P_{IR} deberá actuar en el baricentro combinado de la fuerza inercial de la masa del muro reforzado, P_{ir} , y la fuerza inercial resultante de la masa del suelo de sobrecarga por encima del volumen del muro reforzado, P_{is} . P_{ir} deberá incluir la fuerza inercial a partir de la cara frontal del muro. La determinación de las fuerzas inerciales del muro de suelo estabilizado mecánicamente deberá ser como se indica en la FIGURA 119.

FIGURA 119
ESTABILIDAD EXTERNA DE UN MURO DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE SUJETO A CARGA SÍSMICA

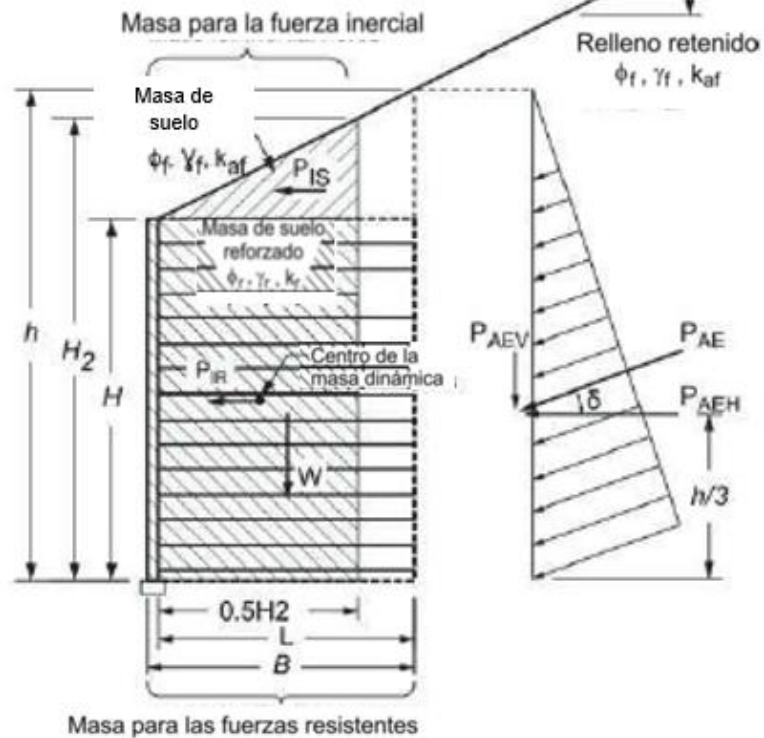
Capas de refuerzos

Masa para la fuerza inercial



Masa para las fuerzas resistentes

(a) Condición de relleno a nivel



Masa para las fuerzas resistentes

(b) Condición de relleno con pendiente

Artículo 895. ESTABILIDAD INTERNA.

- a) Los refuerzos se deberán diseñar para soportar las fuerzas horizontales generadas por la fuerza inercial interna, P_i , y las fuerzas estáticas. La fuerza de inercia total, P_i , por unidad de longitud de la estructura se deberá considerar igual a la masa de la zona activa por el coeficiente de aceleración del muro, k_h , reducido por el desplazamiento lateral del muro durante la vibración. El coeficiente reducido de aceleración, k_h , deberá ser consistente con el valor de k_h utilizado para estabilidad externa.
- b) Para muros con refuerzo inextensible (por ejemplo, acero), esta fuerza inercial se deberá distribuir a los refuerzos de forma proporcional a sus áreas resistentes a partir de una carga por unidad de ancho de la base del muro de la siguiente manera:

Ec. 788

$$T_{md} = \gamma P_i \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^m (L_{ei})}$$

- c) Para muros con refuerzo extensible, esta fuerza inercial se deberá distribuir uniformemente a los refuerzos a partir de una carga por unidad de ancho de la base del muro de la siguiente manera:

Ec. 789

$$T_{md} = \gamma \left(\frac{P_i}{n} \right)$$

Donde:

T_{md} = fuerza de inercia dinámica incremental mayorada en la capa i , en kN/m.

γ = factor de carga para las cargas **EQ**, de la TABLA 2 adimensional.

P_i = fuerza inercial interna debida al peso del relleno dentro de la zona activa, es decir, el área sombreada en la FIGURA 120, en kN/m.

$K_h \cdot W_a$ = donde W_a es el peso de la zona activa y K_h es calculada como se especifica en el Artículo 837.

n = número total de capas de refuerzo en el muro, adimensional.

L_{ei} = longitud efectiva del refuerzo para la capa i , en m.

- d) Esta distribución de presión se deberá determinar de la fuerza inercial total utilizando k_h (después de la reducción por dispersión de onda y desplazamiento lateral).

La carga total mayorada aplicada al refuerzo, a partir de una carga por unidad de ancho de la base del muro, como se indica en la

- e) FIGURA 120, se determina de la siguiente manera:

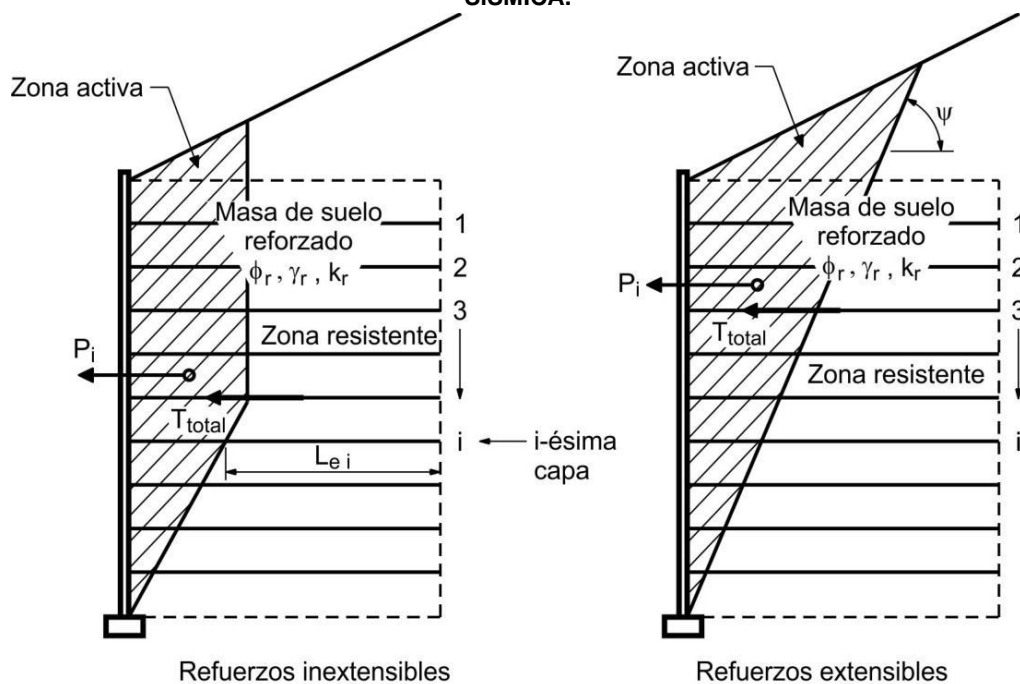
Ec. 790

$$T_{total} = T_{m\acute{a}x} + T_{md}$$

donde:

$T_{m\acute{a}x}$ = carga estática mayorada aplicada a los refuerzos, determinada mediante la Ec. 776.

FIGURA 120
ESTABILIDAD INTERNA DE UN MURO DE SUELO ESTABILIZADO MECÁNICAMENTE SUJETO A CARGA SÍSMICA.



ψ = Ángulo de la línea de falla que limita la zona activa, determinada a partir de la Figura 11.10.6.3.1-1.

P_i = Fuerza inercial interna debida al peso del relleno dentro de la zona activa.

$L_{e i}$ = Longitud del refuerzo en la zona resistente de la capa i .

$T_{m\acute{a}x}$ = Fuerza mayorada por unidad de ancho de muro aplicada a cada capa de refuerzo debido a las fuerzas estáticas.

T_{md} = Fuerza mayorada por unidad de ancho de muro aplicada a cada capa de refuerzo debido a las fuerzas dinámicas.

Fuerza total mayorada por unidad de ancho de muro aplicada a cada capa de refuerzo,

$$T_{total} = T_{m\acute{a}x} + T_{md}$$

f) Para evitar la rotura del refuerzo geosintético, el refuerzo se deberá diseñar para resistir las componentes estáticas y dinámicas de la carga, las cuales se determinan de la siguiente manera:

1. Para la componente estática:

Ec. 791

$$S_{rs} \geq \frac{T_{m\acute{a}x} RF}{\phi R_c}$$

2. Para la componente dinámica:

Ec. 792

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} RF_{ID} RF_D}{\phi R_c}$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia para la combinación de cargas estáticas/sísmicas, a partir de la TABLA 108, adimensional.

S_{rs} = resistencia última a tracción del refuerzo requerida para resistir la componente estática de carga, en kN/m.

S_{rt} = resistencia última a tracción del refuerzo requerida para resistir la componente dinámica de carga, en kN/m.

R_c = relación de cobertura del refuerzo, especificada en el Artículo 893a), adimensional.

RF = factor combinado de reducción de resistencia que considera la posible degradación a largo plazo debido a daños durante la instalación, la fluencia, y el envejecimiento químico, especificado en el Artículo 893c)4, adimensional.

RF_{ID} = factor de reducción de resistencia que considera los daños ocasionados al refuerzo durante su instalación, especificado en el Artículo 893c)4, adimensional.

RF_D = factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica, especificado en el Artículo 893c)4, adimensional.

- g) La resistencia última requerida del refuerzo geosintético a la tracción se deberá determinar de la siguiente manera:

Ec. 793

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt}$$

- h) Para evitar el arrancamiento de los refuerzos, ya sean de acero o geosintéticos:

Ec. 794

$$L_e \geq \frac{T_{total}}{\phi (0,8 F^* \alpha \sigma_v C R_c)}$$

Donde:

L_e = longitud del refuerzo en la zona resistente, en m.

T_{total} = máxima tracción mayorada en el refuerzo, a partir de la Ec. 789, en kN/m.

ϕ = factor de resistencia para el arrancamiento del refuerzo, obtenido de TABLA 108, adimensional.

F^* = factor de fricción para el arrancamiento del refuerzo, adimensional.

α = factor de corrección por el efecto de escala, adimensional.

σ_v = esfuerzo vertical no mayorado al nivel del refuerzo en la zona resistente, en kN/m².

C = factor que considera la geometría global del área superficial del refuerzo, adimensional.

R_c = relación de cobertura del refuerzo, especificada en el Artículo 893a), adimensional.

- i) Para condiciones de carga sísmica, el valor de **F*** (factor utilizado para la resistencia al arrancamiento) se deberá reducir al **80 por ciento** del valor utilizado bajo condiciones de diseño estático, a menos que se realicen ensayos de arrancamiento con carga dinámica para determinar directamente el valor de **F***.

Artículo 896. CONEXIÓN DE LOS REFUERZOS AL REVESTIMIENTO DE FACHADA.

- a) Los elementos del revestimiento de fachada se deberán diseñar para resistir las cargas sísmicas determinadas como se especifica en el Artículo 895, es decir, **T_{total}**. Dichos elementos se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos aplicables de los Capítulos 5 y 6 para elementos de hormigón armado y acero, respectivamente, excepto que para el estado límite de Evento Extremo I, todos los factores de resistencia deberán ser igual a **1.0**, a menos que se especifique lo contrario para este estado límite.
- b) En el caso de los muros con revestimientos construidos por bloques modulares de hormigón, los bloques ubicados por encima de la capa superior del refuerzo del relleno se deberán diseñar para resistir las fallas por desmoronamiento durante la aplicación de cargas sísmicas.
- c) En el caso de las conexiones con refuerzos geosintéticos sujetas a cargas sísmicas, la resistencia minorada a largo plazo de la conexión, $\phi \cdot T_{ac}$, deberá ser mayor que **T_{máx} + T_{md}**. Si la resistencia de la conexión depende parcial o totalmente de la fricción entre los bloques del revestimiento de fachada y el refuerzo, la resistencia de la conexión frente a las cargas sísmicas se deberá reducir al 80 por ciento de su valor estático de la siguiente manera:

1. Para la componente estática de la carga:

Ec. 795

$$S_{rs} \geq \frac{T_{máx} RF_D}{0,8 \phi CR_{cr} R_c}$$

2. Para la componente dinámica de la carga:

Ec. 796

$$S_{\pi} \geq \frac{T_{md} RF_D}{0,8 \phi CR_u R_c}$$

Donde:

S_{rs} = resistencia última a tracción del refuerzo requerida para resistir la componente estática de carga, en kN/m.

T_{máx} = carga aplicada al refuerzo, en kN/m.

RF_D = factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica, especificado en el Artículo 893d)2, adimensional.

ϕ = factor de resistencia, de la TABLA 108, adimensional.

CR_{cr} = factor de reducción de resistencia de la conexión a largo plazo para tener en cuenta la resistencia última reducida resultante de la conexión, adimensional.

R_c = relación de cobertura del refuerzo, especificada en el Artículo 893a), adimensional.

S_{rt} = resistencia última a tracción del refuerzo requerida para resistir la componente dinámica de carga, en kN/m.

T_{md} = fuerza de inercia dinámica incremental mayorada, en kN/m.

CR_u = factor de reducción de resistencia de la conexión a corto plazo para tener en cuenta la resistencia última reducida resultante de la conexión, como se especifica en el Artículo 893d)2, adimensional.

- d) En el caso de las conexiones mecánicas que no dependen de una componente friccional, se podrá eliminar el multiplicador **0.8** de las Ec. 795 y Ec. 796.
- e) La resistencia última requerida a tracción de los refuerzos geosintéticos en la conexión es igual a:

Ec. 797

$$T_{ult} = S_{rs} + S_r$$

- f) Para las estructuras ubicadas en Zonas de Desempeño Sísmico **3** o **4**, las conexiones a un muro con revestimientos construidos por bloques modulares de hormigón deberán utilizar dispositivos resistentes al corte entre los bloques del revestimiento y los refuerzos del suelo, como por ejemplo conectores de corte, pasadores, etc., y no deberán depender exclusivamente de la resistencia friccional entre los refuerzos del suelo y los bloques del revestimiento de fachada.

Artículo 897. DETALLES DE LOS MUROS PARA MEJORAR SU COMPORTAMIENTO SÍSMICO.

Los detalles especificados en el Artículo 842 para muros de gravedad se deberán también aplicar a muros de suelo estabilizado mecánicamente en áreas sísmicamente activas, definidas como Zonas de Desempeño Sísmico 2 o mayores. También se deberán incluir, para muros de suelo estabilizado mecánicamente, los siguientes requisitos adicionales:

- a) **Paneles de fascia de segunda etapa:** las conexiones utilizadas para conectar los paneles de fascia a la estructura principal del muro de gravedad se deberán diseñar para minimizar el movimiento entre paneles durante la vibración.
- b) **Longitud del refuerzo del suelo:** se deberá utilizar una longitud mínima del refuerzo del suelo de **0.7·H**. Se deberá también considerar una longitud mayor del refuerzo del suelo en los **0.60 m** a **1.20 m** superiores de la altura del muro (mínimo dos capas de refuerzo) para mejorar el comportamiento sísmico del muro. Si el muro se coloca inmediatamente en frente de un talud muy empinado, de un apuntalamiento existente, o de un muro permanente, el refuerzo dentro de los **0.60 m** a **1.20 m** superiores de la altura del muro (mínimo dos capas de refuerzo aplicable a alturas de muro de **3.00 m** o más) se deberá extender por lo menos **1.50 m** detrás del talud empinado o del muro existente.
- c) **Esquinas de muros y cambios bruscos de la alineación del revestimiento del muro:** se deberán diseñar utilizando especialmente unidades preformadas de revestimiento para salvar

la esquina y traslapar las unidades del revestimiento del muro adyacente para prevenir que la esquina se abra durante la vibración. Las esquinas del muro también se deberán diseñar para el potencial desarrollo de cargas más altas de las que se determinarían utilizando un análisis bidimensional. Las esquinas de muros y los giros de radios pequeños se definen con ángulos encerrados de **120 grados** o menos.

SECCIÓN 8 DRENAJE

Artículo 898. DRENAJE.

- a) En todas las estructuras se deberán considerar medidas de drenaje interno para prevenir la saturación del relleno reforzado e interceptar cualquier flujo superficial que contenga elementos agresivos.
- b) Los muros de suelo estabilizado mecánicamente en áreas de desmonte y relleno, en las cuales se conoce el nivel freático, se deberán construir con mantos de drenaje detrás y debajo de la zona reforzada.
- c) Para los muros de suelo estabilizado mecánicamente soportando calzadas en los cuales, durante el invierno, se aplican productos anticongelantes podrá ser necesario utilizar una membrana impermeable debajo del pavimento e inmediatamente encima de la primera capa de refuerzos del suelo para interceptar cualquier flujo que pudiera contener productos anticongelantes. La membrana deberá tener una pendiente que permita el drenaje en sentido contrario al revestimiento y hacia un drenaje longitudinal ubicado más allá de la zona reforzada. Generalmente se deberá utilizar una geomembrana de PVC, HDPE o LLDPE de superficie rugosa de **0.75 mm** de espesor. Todas las costuras en la membrana deberán estar soldadas para evitar que ocurran pérdidas.

SECCIÓN 9 EROSIÓN SUBSUPERFICIAL.

Artículo 899. EROSIÓN SUBSUPERFICIAL. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 834.

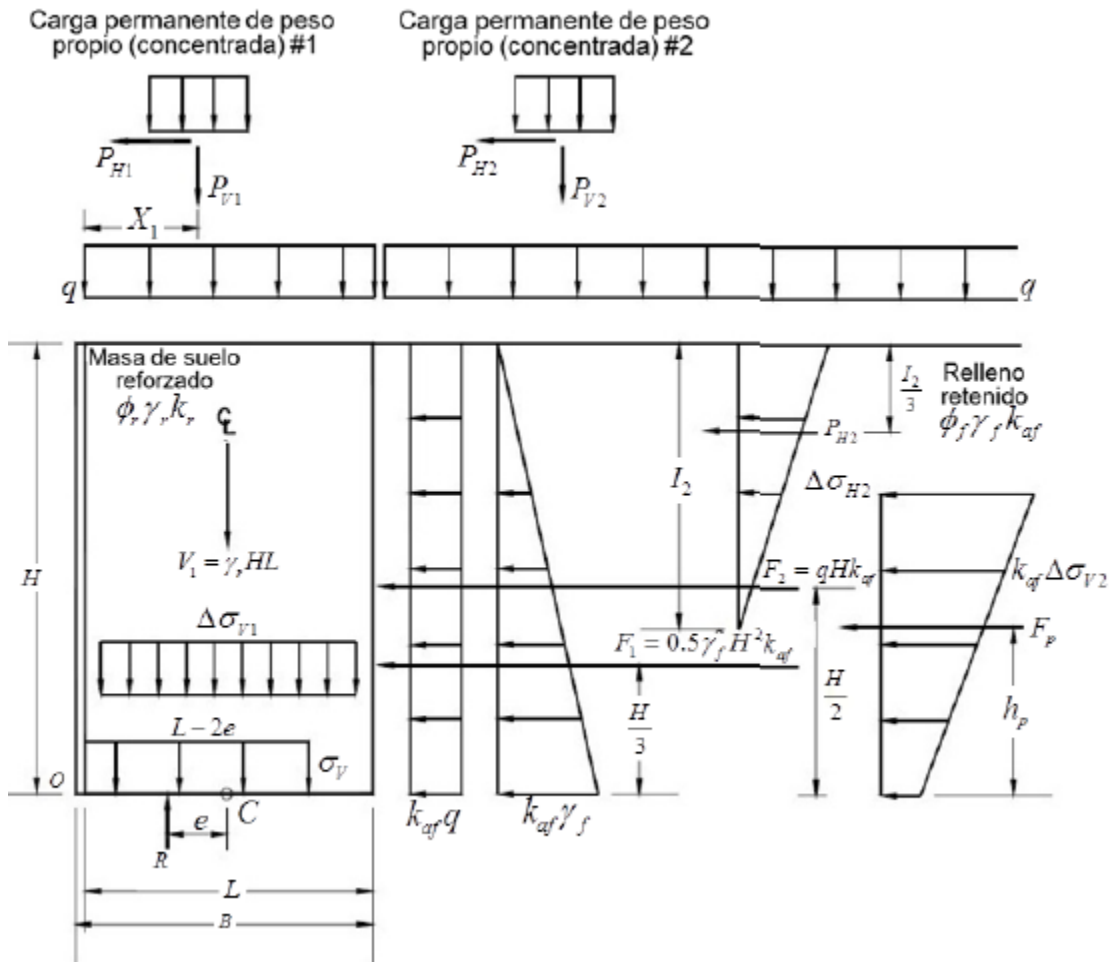
SECCIÓN 10 CONDICIONES DE CARGA ESPECIALES.

Artículo 900. CARGAS PERMANENTES CONCENTRADAS.

- a) La distribución de esfuerzos dentro y detrás del muro, resultante de las cargas concentradas aplicadas en el coronamiento o detrás del muro, se deberá determinar de acuerdo con el Artículo 133.
- b) La FIGURA 121 ilustra la combinación de cargas utilizando el principio de superposición para evaluar la estabilidad interna y externa del muro. Dependiendo de la magnitud y la ubicación de la carga permanente concentrada, es posible que sea necesario ajustar la ubicación del límite entre la zona activa y resistente como se indica en la FIGURA 122.

FIGURA 121

SUPERPOSICIÓN DE CARGAS PERMANENTES CONCENTRADAS PARA EVALUAR LA ESTABILIDAD INTERNA Y EXTERNA.



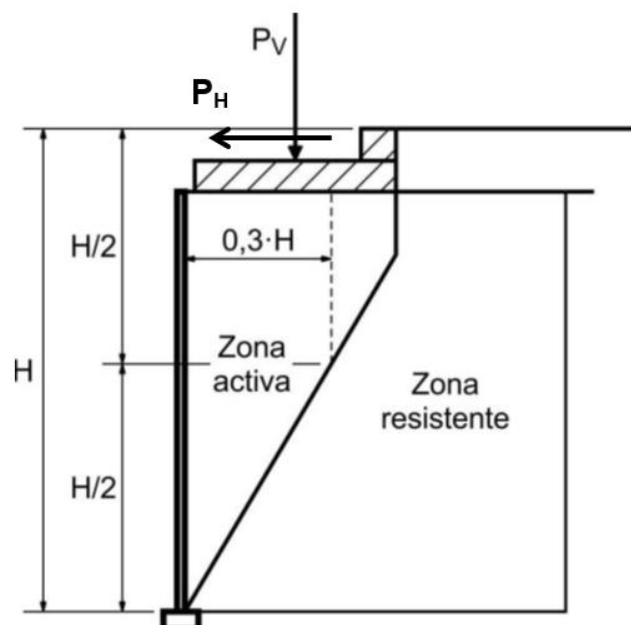
NOTAS:

Estas ecuaciones asumen que la carga permanente de peso propio (concentrada) está ubicada dentro de la zona activa detrás de la masa de suelo reforzado.

Para revestimientos con elementos de espesor relativamente grande (por ejemplo, bloques de hormigón por segmentos) es aceptable incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en los cálculos de deslizamiento, volcamiento y capacidad de carga (es decir, B en lugar de L).

$P_{V1}, P_{H1}, \Delta\sigma_{V1}, \Delta\sigma_{V2}, \Delta\sigma_{H2}$ e I_2 , se determinan a partir de la FIGURA 35 y FIGURA 36 y F_p se obtiene a partir de P_{V2} (es decir, $k\Delta\sigma_{V2}$ a partir de la FIGURA 35) H es la altura total del muro en su cara frontal h_p es la distancia entre el centroide de la distribución trapezoidal mostrada y la parte inferior de tal distribución.

FIGURA 122
UBICACIÓN DE LA LÍNEA DE MÁXIMA FUERZA DE TRACCIÓN PARA EL CASO DE LOSAS DE SOBRECARGA DE GRANDES DIMENSIONES (REFUERZOS INEXTENSIBLES).


Artículo 901. CARGAS DE TRÁNSITO Y BARRERAS.

- a) Las cargas debidas al tránsito se deberán tratar como sobrecargas uniformes de acuerdo con los criterios indicados en el Artículo 132. La presión de sobrecarga no deberá ser inferior a **0.60 m** de tierra. Los parapetos y barreras para el tránsito construidas sobre o en línea con la cara frontal del muro, se deberán diseñar para resistir momentos de vuelco mediante su propia masa. Las losas de base no deberán tener juntas transversales, salvo las juntas constructivas, y las losas adyacentes deberán estar unidas mediante pasadores de corte. La o las capas superiores de refuerzos del suelo deberán tener suficiente capacidad de tracción para resistir una carga horizontal concentrada igual a $\gamma \cdot P_H$, siendo $P_H = 44.5 \text{ kN}$ distribuida sobre una longitud de barrera igual a **1.50 m**. Esta distribución de fuerza toma en cuenta la fuerza pico localizada en los refuerzos del suelo próximos a la carga concentrada. Esta fuerza distribuida sería igual a $\gamma \cdot P_{H1}$, donde $P_{H1} = 29 \text{ kN/m}$ y se aplica como se indica en la FIGURA 36. $\gamma \cdot P_{H1}$ se distribuye a los refuerzos suponiendo b_1 igual al ancho de la losa de base. Se deberá proveer suficiente espacio lateral entre la parte posterior de los paneles del revestimiento y la losa/barrera para el tránsito, para permitir que la barrera y la losa resistan la carga de impacto en deslizamiento y vuelco sin transmitir la carga directamente a las unidades superiores del revestimiento.
- b) Para verificar la seguridad contra el arrancamiento de los refuerzos, la carga de impacto lateral del tránsito se deberá distribuir a los refuerzos superiores del suelo utilizando la FIGURA 36, suponiendo b_1 igual al ancho de la losa de base. La totalidad de la longitud de los refuerzos se deberá considerar efectiva para resistir el arrancamiento debido a la carga de impacto. La o las capas superiores de refuerzos del suelo deberán tener capacidad suficiente contra el arrancamiento para resistir una carga horizontal igual a $\gamma \cdot P_{H1}$, donde $P_H = 44.5 \text{ kN}$ distribuida en una longitud de losa de base igual a **6 m**.
- c) Debido a la naturaleza transitoria de las cargas de impacto sobre una barrera de tránsito, al diseñar para evitar la rotura de los refuerzos, los refuerzos geosintéticos se deberán diseñar para resistir las componentes estática y transitoria (impacto) de la carga de la siguiente manera:

1. Para la componente estática, ver Ec. 790.
2. Para las componentes transitorias:

Ec. 798

$$\Delta\sigma_H S_v \leq \frac{\phi S_{rt} R_c}{RF_{ID} RF_D}$$

Donde:

$\Delta\sigma_H$ esfuerzo debido al impacto sobre la barrera de tránsito aplicado sobre el área de influencia del refuerzo, de acuerdo con el Artículo 900, en kN/m².

S_v = separación vertical de los refuerzos, en m.

S_{rt} = resistencia última a tracción del refuerzo requerida para resistir la componente de carga dinámica, en kN/m.

R_c = relación de cobertura de los refuerzos, especificada en el Artículo 893a), adimensional.

RF_{ID} = factor de reducción de resistencia que considera los daños ocasionados al refuerzo durante su instalación, especificado en el Artículo 893c)4, adimensional.

RF_D = factor de reducción de resistencia para evitar la rotura del refuerzo debido a la degradación química y biológica, especificado en el Artículo 893c)4, adimensional.

- d) Para determinar la resistencia última total requerida utilizando la Ec. 797, la resistencia de los refuerzos requerida para la componente de carga estática, se deberá sumar a la resistencia requerida de los refuerzos para la componente de carga transitoria.
- e) Los parapetos y barreras para el tránsito deberán satisfacer los requisitos sobre ensayos de choque especificados en el Capítulo 13. La losa de anclaje deberá ser lo suficientemente fuerte para resistir la resistencia última del parapeto estándar.
- f) Si se utilizan barreras flexibles tipo viga y poste, se deberán colocar a una distancia mínima de **0.9 m** del muro, hincar a **1.5 m** por debajo del nivel del terreno, y separados entre sí de manera que en lo posible no coincidan con los refuerzos del suelo. Si no es posible evitar que coincidan con los refuerzos, el muro se deberá diseñar considerando la presencia de una obstrucción como se describe en el Artículo 903. Las dos filas de refuerzos superiores se deberán diseñar para una carga horizontal adicional igual a $\gamma \cdot P_{H1}$, donde $P_{H1} = 4.4 \text{ kN por m}$ lineal de muro, **50 por ciento** de la cual se distribuye a cada capa del refuerzo.

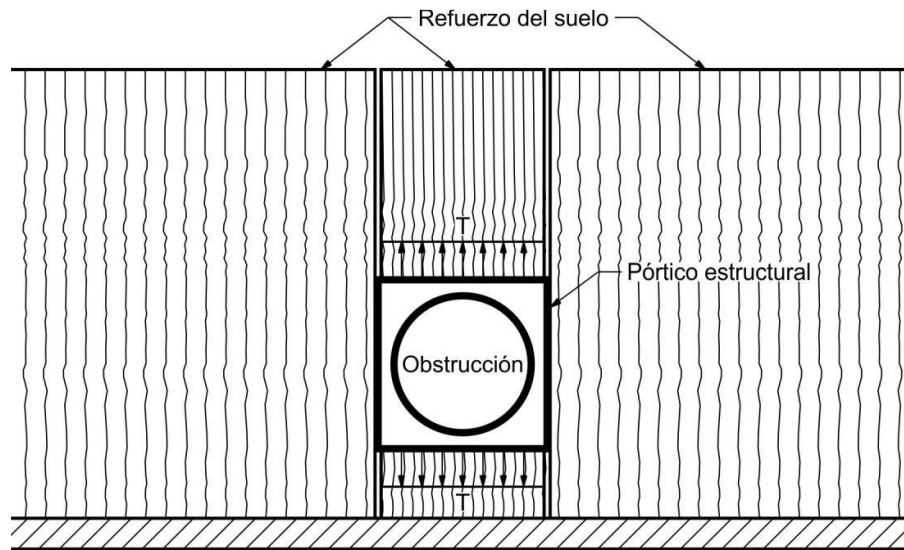
Artículo 902. PRESIONES HIDROSTÁTICAS. Para el diseño de las estructuras construidas a lo largo de ríos y arroyos, se deberá considerar una presión hidrostática diferencial mínima igual a **0.90 m** de columna de agua. Esta carga se deberá aplicar en el nivel de pleamar. Para el cálculo de la estabilidad interna y externa se deberán utilizar los pesos unitarios efectivos comenzando en niveles inmediatamente debajo del nivel de aplicación de la presión hidrostática diferencial.

Artículo 903. OBSTRUCCIONES EN LA ZONA DEL SUELO REFORZADO.

- a) Si es imposible evitar la colocación de una obstrucción dentro de la zona del muro de suelo reforzado tal como un sumidero, una reja de entrada, fundación de un dispositivo de señalización o iluminación, un poste de guardarriel, o una alcantarilla, el diseño del muro cerca de la obstrucción se deberá modificar aplicando una de las siguientes alternativas:

1. Suponer que las capas de refuerzos están parcial o totalmente interrumpidas en el sitio donde se encuentra la obstrucción, y diseñar las capas de refuerzos circundantes para que transfieran la carga adicional que debía ser soportada por los refuerzos interrumpidos.
 2. Colocar alrededor de la obstrucción un pórtico estructural capaz de transferir la carga de los refuerzos delante de la obstrucción a los refuerzos conectados al pórtico estructural detrás de la obstrucción, tal como se ilustra en la FIGURA 123.
 3. Si los refuerzos del suelo constan de fajas discretas y dependen del tamaño y ubicación de la obstrucción, podrá que sea posible desviar los refuerzos alrededor de la obstrucción.
- b) Para la Alternativa 1, la parte del revestimiento de fachada del muro delante de la obstrucción deberá ser estable contra las fallas por desmoronamiento (vuelco) o deslizamiento. Si esto no se podrá lograr, los refuerzos del suelo entre la obstrucción y la cara del muro se podrán conectar estructuralmente a la obstrucción de manera tal que la cara del muro no se desmorone, o bien los elementos del revestimiento se podrán conectar estructuralmente a otros elementos adyacentes del revestimiento para evitar este tipo de falla.
 - c) Para la segunda alternativa, el pórtico y las conexiones se deberán diseñar de acuerdo con el Capítulo 6 para pórticos de acero.
 - d) Para la tercera alternativa, el ángulo de desviación, medido a partir de una línea perpendicular a la cara del muro, deberá ser lo suficientemente pequeño para que la desviación no genere momentos en los refuerzos ni en la conexión de los refuerzos a la cara del muro. La resistencia a tracción de los refuerzos desviados se deberá reducir multiplicando el coseno del ángulo de desviación.
 - e) Si la obstrucción deberá penetrar la cara del muro, los elementos del revestimiento de fachada del muro se deberán diseñar para que se ajusten a la geometría de la obstrucción y sean estables (es decir, se deberán evitar las cargas puntuales), de manera tal que el suelo de relleno detrás del muro no pueda salir por las juntas de la obstrucción. Para esta terminación, podrá ser necesario colocar un collar alrededor de la obstrucción próximo a la cara del muro.
 - f) Si es necesario colocar pilotes hincados o perforados que atraviesen la zona reforzada, se deberán respetar las recomendaciones indicadas en la Sección 11 Capítulo X Título XI.

FIGURA 123
CONEXIÓN ESTRUCTURAL DE LOS REFUERZOS DEL SUELO ALREDEDOR DE UNA OBSTRUCCIÓN EN EL RELLENO.



T = carga total que debe soportar el pórtico estructural

VISTA EN PLANTA

SECCIÓN 11 ESTRIBOS MSE

Artículo 904. ESTRIBOS MSE.

- Los estribos colocados sobre muros de suelo estabilizado mecánicamente se deberán dimensionar de manera que satisfagan los criterios especificados en la Sección 2 a 6 del Capítulo 6 Título XI.
- El muro de suelo estabilizado mecánicamente, debajo de la zapata del estribo, se deberá diseñar para las cargas adicionales impuestas por la presión de contacto de la zapata y los empujes adicionales del suelo, resultantes de las cargas horizontales aplicadas en el asiento del puente y del respaldo del estribo. La carga de la zapata se podrá distribuir como se describe en el Artículo 900.
- La fuerza horizontal mayorada que actúa sobre los refuerzos en cualquier nivel de refuerzos, $T_{máx}$, se deberá tomar como:

Ec. 799

$$T_{máx} = \sigma_{H_{máx}} S_v$$

Donde:

$\sigma_{H_{máx}}$ = esfuerzo horizontal mayorado en la capa i , definida por la Ec. 800, en kN/m².

S_v = separación vertical de los refuerzos, en m.

- Los esfuerzos horizontales en las zonas reforzadas del estribo se deberán determinar por superposición de la siguiente manera, y como se especifica en el Artículo 900:

Ec. 800

$$\sigma_{H_{max}} = \gamma_p (\sigma_v k_r + \Delta\sigma_v k_r + \Delta\sigma_H)$$

Donde:

γ_p = factor de carga para el empuje vertical del suelo indicado en la TABLA 3.

$\Delta\sigma_H$ = magnitud del empuje lateral debido a la sobrecarga, en kN/m².

σ_v = esfuerzo vertical del suelo sobre el ancho efectivo de la base ($B - 2 \cdot e$), en kN/m².

$\Delta\sigma_v$ = esfuerzo vertical del suelo debido a la carga de zapata, en kN/m².

k_r = coeficiente de empuje del suelo que varía en función de k_a como se especifica en el Artículo 891c).

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo especificado en el Artículo 127.

- e) La longitud efectiva utilizada para calcular la estabilidad interna debajo de la zapata del estribo deberá ser como se describe en el Artículo 900 y la FIGURA 122.
- f) La distancia mínima desde el eje del apoyo sobre el estribo hasta el borde exterior del revestimiento deberá ser de **1.10 m**. La mínima distancia entre la cara posterior del panel y la zapata deberá ser de **0.15 m**.
- g) Si se anticipa una penetración significativa de las heladas, la zapata del estribo se deberá colocar sobre un lecho compactado de agregado grueso de **0.90 m** de espesor como se describe en el Artículo 879.
- h) El peso unitario, longitud, y sección transversal de los refuerzos del suelo diseñados para soportar el estribo se deberán continuar sobre los aleros del muro una distancia horizontal mínima igual al **50 por ciento** de la altura del estribo.
- i) En los estribos soportados por pilotes hincados o perforados, las fuerzas horizontales transmitidas a los elementos de la fundación profunda deberán ser resistidas por la capacidad lateral de los elementos de la fundación profunda ya sea proveyendo refuerzos adicionales para sujetar el cabezal del pilote hincado o perforado en la masa de suelo o bien mediante pilotes inclinados. Las cargas laterales transmitidas de los elementos de la fundación profunda al relleno reforzado se podrán determinar utilizando la técnica de análisis de carga lateral **P-Y**. El revestimiento deberá estar aislado de las cargas horizontales asociadas con las deformaciones laterales de los pilotes hincados o perforados. Se deberá proveer una distancia libre mínima de **0.45 m** entre el revestimiento y los elementos de la fundación profunda. Se deberá especificar que los pilotes hincados o perforados se coloquen antes de la construcción del muro utilizando camisas para atravesar el relleno si fuera necesario.
- j) Se deberá verificar el equilibrio del sistema en cada nivel del refuerzo por debajo del asiento del puente.
- k) Debido a las presiones de contacto relativamente elevadas cerca de las conexiones entre paneles, se deberán realizar ensayos de arrancamiento y flexión, utilizando paneles a escala real, para determinar si la capacidad última de las conexiones entre paneles es adecuada.

CAPÍTULO XI MUROS MODULARES PREFABRICADOS

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 905. REQUISITOS GENERALES.

- a) Se podrá considerar el uso de sistemas modulares prefabricados en los mismos casos en los cuales se considera el uso de muros de contención convencionales de hormigón gravitatorios, en voladizo o con contrafuertes.
- b) No se deberán utilizar sistemas de muros modulares prefabricados bajo las siguientes condiciones:
 1. En curvas con un radio menor que **240 m**, a menos que la curva pueda ser reemplazada por una serie de cuerdas.
 2. No se deberán utilizar sistemas modulares de acero si el nivel freático o el escurrimiento superficial está contaminado con ácido o si se anticipa el uso de productos anticongelantes.

SECCIÓN 2 CARGAS

Artículo 906. CARGAS. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 822 y Artículo 128, excepto que no sea necesario considerar los efectos de contracción y temperatura.

SECCIÓN 3 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Artículo 907. MOVIMIENTO EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. Se deberán aplicar los requisitos de la sección 2 del capítulo VI del presente título según corresponda.

SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA LA FALLA DEL SUELO

Artículo 908. REQUISITOS GENERALES.

- a) A los fines del cálculo de la estabilidad frente al deslizamiento y el vuelco, se deberá suponer que el sistema actúa como un cuerpo rígido. Se deberá determinar la estabilidad en cada nivel del módulo.
- b) Para el cálculo de la estabilidad se deberán omitir los empujes pasivos, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la máxima profundidad de socavación, de influencia de

los ciclos de congelamiento y deshielo, u otras perturbaciones. Exclusivamente en estos casos, la profundidad embebida debajo de la mayor de estas profundidades se podrá considerar efectiva para proveer resistencia pasiva.

Artículo 909. DESLIZAMIENTO.

- a) Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 727.
- b) Para los cálculos de la estabilidad frente al deslizamiento se podrá considerar que la fricción entre el suelo utilizado como relleno y el suelo de fundación, y la fricción entre los módulos inferiores o la zapata y el suelo de fundación son efectivos para resistir el deslizamiento. El coeficiente de fricción por deslizamiento entre el suelo de relleno y el suelo de fundación en la base del muro deberá ser igual al menor valor entre el ϕ_r del suelo de relleno y el ϕ_r del suelo de fundación. El coeficiente de fricción por deslizamiento entre los módulos inferiores o la zapata y el suelo de fundación en la base del muro se deberá reducir, según corresponda, para tomar en cuenta cualquier posible área de contacto lisa.
- c) En ausencia de datos específicos, para ϕ_r de los suelos granulares se deberá utilizar un ángulo máximo de fricción igual a **30°**. Para determinar el ángulo de fricción de los suelos cohesivos se deberán realizar ensayos que consideren tanto condiciones drenadas como no drenadas.

Artículo 910. CAPACIDAD DE CARGA.

- a) Se deberán aplicar los requisitos de la sección 3 del capítulo VI del título VIII.
- b) La capacidad de carga se deberá calcular suponiendo que las cargas permanentes y las cargas debidas al empuje del suelo son resistidas por apoyos puntuales por unidad de longitud en la parte posterior y delantera de los módulos o en la ubicación de las patas inferiores. Se deberá considerar que al menos el **80 por ciento** del peso del suelo dentro de los módulos se transmite a los puntos de apoyo delanteros y posteriores. Si las condiciones de fundación requieren una zapata debajo del área total del módulo, se deberá considerar la totalidad del peso del suelo dentro de los módulos.

Artículo 911. VOLCAMIENTO.

- a) Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 832.
- b) Un máximo del **80 por ciento** del suelo utilizado como relleno dentro de los módulos es efectivo para resistir los momentos de vuelco.

Artículo 912. EROSIÓN SUBSUPERFICIAL. Los muros tipo cajón sólo se podrán utilizar en áreas sensibles a la socavación si se ha establecido que son adecuados. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 834 (AASHTO 11.6.3.5).

Artículo 913. ESTABILIDAD GLOBAL. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 829.

Artículo 914. RESISTENCIA PASIVA Y DESLIZAMIENTO. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 727 y Artículo 835, según corresponda.

**SECCIÓN 5
SEGURIDAD CONTRA LA FALLA ESTRUCTURAL**

Artículo 915. ELEMENTOS MODULARES.

- a) Las unidades modulares prefabricadas se deberán diseñar para las presiones mayoradas del suelo detrás del muro y para las presiones mayoradas que se desarrollan dentro de los módulos. Las superficies de las caras posteriores se deberán diseñar para las presiones mayoradas del suelo que se desarrollan dentro de los módulos durante la construcción y para la diferencia entre las presiones mayoradas del suelo detrás y dentro de los módulos una vez finalizada la construcción. Los requisitos para la resistencia y el refuerzo de los módulos de hormigón deberán estar en concordancia con el Capítulo 5.
- b) Los requisitos para la resistencia de los módulos de acero deberán estar en concordancia con el Capítulo 6. La sección neta utilizada para el diseño se deberá reducir de acuerdo con el Artículo 893b)1.
- c) Las presiones mayoradas en los cajones deberán ser iguales para cada módulo y no deberán ser menores que:

Ec. 801

$$P_b = \gamma \gamma_s b$$

Donde:

P_b = presión mayorada dentro del módulo tipo cajón, en kN/m².

γ_s = peso unitario del suelo, en kN/m³.

γ = factor de carga para el empuje vertical del suelo especificado en la TABLA 3.

b = ancho del módulo tipo cajón, en m.

- d) El refuerzo de acero deberá ser simétrico en ambas caras, a menos que se pueda asegurar la identificación de las caras positivas de modo que se evite la colocación de unidades al revés. Las esquinas deberán ser adecuadamente reforzadas.

**SECCIÓN 6
DISEÑO SISMORRESISTENTE PARA MUROS MODULARES PREFABRICADOS**

Artículo 916. DISEÑO SISMORRESISTENTE PARA MUROS MODULARES PREFABRICADOS. Se deberán aplicar los requisitos de la sección 5 del capítulo VI del presente título.

**SECCIÓN 7
ESTRIBOS**

Artículo 917. ESTRIBOS.

- a) Los asientos de estribos construidos sobre unidades modulares se deberán diseñar considerando los empujes del suelo y las presiones horizontales suplementarias debidas a la viga de asiento del estribo y los empujes del suelo sobre el respaldo del estribo. El módulo superior se deberá dimensionar de manera que sea estable bajo la acción combinada de los

empujes normales y suplementarios del suelo. El módulo superior deberá tener un ancho mínimo de **1.80 m**. El eje del apoyo deberá estar ubicado como mínimo a **0.60 m** de la cara externa del módulo prefabricado superior. La viga de asiento del estribo deberá ser soportada por el módulo superior y hormigonado en forma integral con el mismo.

- b) El espesor de la cara frontal del módulo superior se deberá diseñar considerando los esfuerzos de flexión desarrollados por los empujes del suelo suplementarios. Las cargas de la viga de asiento del estribo se deberán transferir al nivel de fundación y se deberán considerar en el diseño de las zapatas.
- c) Se deberán aplicar los requisitos sobre asentamientos diferenciales especificados en la sección 4 del capítulo X del presente título.

SECCIÓN 8 DRENAJE

Artículo 918. DRENAJE.

- a) En áreas de corte y relleno de pendientes laterales, las unidades modulares prefabricadas se deberán diseñar con un drenaje subsuperficial continuo colocado en, o cerca de, el nivel de la zapata y con salida según sea necesario. En áreas de corte y relleno de pendientes laterales en las cuales se anticipan niveles de napa freática establecida o potencial por encima del nivel de la zapata, se deberá proveer un manto de drenaje continuo y conectado al sistema de drenaje longitudinal.
- b) En los sistemas con caras frontales abiertas, se deberá proveer un sistema de drenaje superficial sobre la parte superior del muro.

TÍTULO X ESTRUCTURAS ENTERRADAS Y REVESTIMIENTOS PARA TÚNELES

CAPÍTULO I ALCANCE

Artículo 919. ALCANCE.

- a) Esta sección contiene requisitos para la selección de las propiedades estructurales y las dimensiones de las estructuras enterradas, por ejemplo, las alcantarillas, y las placas de acero utilizadas para soportar excavaciones de túneles en suelo.
- b) Las estructuras enterradas consideradas en la presente sección comprenden los tubos metálicos, los tubos metálicos construidos con placas estructurales, las estructuras de gran anchura construidas con placas estructurales, las estructuras en cajón construidas con placas estructurales, los tubos de concreto reforzado, los arcos, estructuras en cajón y de sección elíptica de concreto reforzado prefabricado y vaciado *in situ*, y los tubos termoplásticos. El tipo de placas de revestimiento consideradas son paneles de acero fundido en frío

CAPÍTULO II DEFINICIONES

Artículo 920. DEFINICIONES.

1. **Abrasión.** Se dice de un sistema que ha sido ensayado con éxito con una matriz de choque y un nivel de ensayo aceptable, o bien de uno que se ha evaluado geométrica y estructuralmente y se ha determinado que equivale a un sistema ensayado.
2. **Alcantarilla.** Conducto enterrado de sección curva o rectangular que se utiliza para conducir agua, vehículos, servicios públicos o peatones.
3. **Anchura de una Zanja Angosta.** Luz o ancho exterior de un tubo rígido, más 0.3 m.
4. **Corrosión.** Pérdida de sección de una estructura enterrada provocada por procesos químicos y/o electroquímicos.
5. **Envoltente de Suelo.** Zona de relleno de suelo controlado que se coloca alrededor de una alcantarilla; su objetivo es asegurar el comportamiento esperado con base en la interacción suelo-estructura.
6. **Estructura Enterrada.** Término genérico que se aplica a las estructuras construidas mediante métodos en zanja o bajo terraplén.
7. **MEF.** Método de los Elementos Finitos.
8. **Relación de Proyección.** Relación entre la distancia vertical desde la parte superior externa del tubo hasta el suelo o la superficie del lecho de asiento y la altura vertical exterior del tubo; se aplica solamente en el caso de tubos de concreto reforzado.
9. **Radio de lado.** Para estructuras profundas de placas estructurales corrugadas, el radio de lado es el radio de la placa en la sección adyacente a la sección de la corona (parte superior) de la estructura. En las estructuras en cajón, a esto frecuentemente se le llama el radio de cartela.
10. **Sistema con Interacción Suelo-Estructura.** Estructura enterrada cuyo comportamiento estructural se ve afectado por su interacción con la envoltente de suelo.
11. **Túnel.** Abertura horizontal o prácticamente horizontal que se excava en el suelo de acuerdo con una geometría prediseñada aplicando métodos de tunelaje, excluyendo los métodos de corte y cubierta.

CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA

Artículo 921. SIMBOLOGÍA.

- A área de las paredes (mm^2/m)
- A_{eff} área efectiva de las paredes (mm^2/mm)

A_g	área bruta de las paredes dentro de una longitud igual a un período (mm^2)
A_L	carga por eje, considerada como el 50 por ciento de todas las cargas por eje que se podrán colocar sobre la estructura simultáneamente (N); sumatoria de todas las cargas por eje de un grupo de ejes (N); carga por eje total en un eje simple o eje tándem (N)
A_s	área de refuerzo de tracción (mm^2/mm)
A_{maxs}	mínima área de refuerzo de flexión sin estribos (mm^2/mm)
A_T	área de la porción superior de la estructura por encima de la línea de arranque (mm^2)
A_{vr}	área de estribos para resistir las fuerzas de tracción radial en una sección transversal de ancho unitario b en cada línea de estribos con una separación circunferencial, s (mm^2/mm)
A_{vs}	área de estribos requerida como refuerzo de corte (mm^2/mm)
B	anchura de la alcantarilla (mm)
B_c	diámetro exterior o ancho de la estructura (mm)
B_c'	altura vertical exterior del tubo (mm)
B_d	ancho horizontal de la zanja en la parte superior del tubo (mm)
B_{FEE}	factor de asiento para la carga de suelo
B_{FLL}	factor de asiento para la sobrecarga
B_1	coeficiente de control de agrietamiento que tiene en cuenta el efecto del recubrimiento de concreto y la separación del refuerzo
b	ancho de la sección (mm)
b_e	ancho efectivo del elemento (mm)
C_A	constante correspondiente a la geometría del tubo
C_c	coeficiente de carga para tubos con proyección positiva
C_d	coeficiente de carga para instalación en zanja
C_{dt}	coeficiente de carga para instalación en túnel

C_H	factor de ajuste que considera las alcantarillas metálicas en cajón con poca altura de recubrimiento
C_L	coeficiente de distribución de la sobrecarga
C_n	factor de calibración para considerar los efectos no lineales
C_{II}	sobrecarga ajustada para considerar las cargas por eje, los ejes en tándem y los ejes que tienen un número de ruedas diferente de cuatro: $C_1 C_2 A$ (N)
C_N	parámetro que depende de la carga vertical y de la reacción vertical
C_s	coeficiente de rigidez constructiva para las placas de revestimiento de túneles (N/mm)
C_1	1.0 para ejes simples y $0.5+S/50 \leq 1.0$ para ejes tándem; coeficiente de ajuste que considera el número de ejes; coeficiente relacionado con el control de la agrietamiento que depende del tipo de refuerzo utilizado.
C_2	factor de ajuste que considera el número de ruedas de un eje de diseño como se especifica en la TABLA 120; coeficiente de ajuste que considera el número de ruedas por eje.
D	longitud de la porción recta de la cartela (mm); diámetro del tubo (mm); capacidad de <i>Carga D</i> –(<i>D-load</i>) requerida de un tubo de concreto (N/mm); diámetro al centroide de la pared del tubo (mm).
<i>Carga D</i>	resistencia del tubo obtenida a partir de un ensayo de carga en tres apoyos con una carga que produce una fisura de 0.25 mm <i>Carga D</i> –(N/mm).
D_f	factor de forma.
D_i	diámetro interior del tubo (mm).
D_o	diámetro exterior del tubo (mm)
d	ancho de suelo envolvente requerido, adyacente a la estructura (mm); distancia desde la cara comprimida hasta el centroide del refuerzo de tracción (mm)
d'	ancho del terraplén alabeado para proveer apoyo adecuado para una instalación con esviaje (mm)
d_1	distancia desde la estructura (mm)
E	módulo de elasticidad del plástico (MPa); modulo inicial de elasticidad
E_m	módulo de elasticidad del metal (MPa)

$E(x)$	carga lateral distribuida no equilibrada en la alcantarilla debajo del terreno en pendiente y con esviaje en el muro de extremo (N)
E_{50}	módulo de elasticidad a los 50 años (MPa)
E_{75}	módulo de elasticidad a los 75 años (MPa)
F	carga concentrada que actúa en la coronación de una alcantarilla (N)
F_c	factor de corrección por la curvatura
F_{cr}	factor para ajustar el control del agrietamiento respecto de la anchura máxima de fisura promedia de 0.25 mm correspondiente a $F_{cr}=1.0$
F_d	factor que considera el efecto de la profundidad de agrietamiento que provoca un aumento de la tracción diagonal, el corte y la resistencia a medida que disminuye d
F_e	factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén
FF	factor de flexibilidad (mm/N)
F_n	coeficiente para el efecto thrust sobre la resistencia de corte
F_{np}	factor que considera el efecto del proceso constructivo y los materiales locales sobre la resistencia a tracción radial del tubo
F_{rt}	factor para considerar el efecto del tamaño del tubo en la tracción radial de resistencia
F_t	factor que considera la interacción suelo-estructura para instalaciones trench
F_u	resistencia mínima especificada a tracción (MPa); resistencia de fluencia del material para la duración de la carga de diseño (MPa)
F_{vp}	factor que considera el efecto del proceso constructivo y los materiales locales sobre la resistencia al corte del tubo
F_y	tensión de fluencia del metal (MPa)
f'_c	resistencia a la compresión del concreto (MPa)
f_{cr}	tensión crítica de pandeo (MPa)
f_s	máxima tensión en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio (MPa)

f_y	tensión de fluencia mínima especificada para el acero de refuerzo (MPa)
H	altura de la alcantarilla (mm); altura de recubrimiento desde la parte superior de la alcantarilla en cajón hasta la parte superior del pavimento (mm); altura de recubrimiento sobre la coronación (mm); altura de relleno sobre la parte superior del tubo (mm)
HAF	factor de acción de arco horizontal
H_D	distancia vertical desde la mitad de la profundidad de las corrugas hasta el nivel superior
$H_{diseño}$	altura de diseño del recubrimiento sobre la parte superior de la alcantarilla o sobre la coronación de los arcos o tubos (mm)
H_L	reacción de la faja de remate del muro (N)
H_s	profundidad del nivel freático por encima de la línea de arranque del tubo (mm)
H_w	profundidad del nivel freático por encima de la línea de arranque del tubo (mm)
H_1	profundidad de la coronación de la alcantarilla debajo de la superficie del terreno (mm); altura de recubrimiento encima de la zapata hasta la superficie de tránsito (mm)
H_2	altura real de recubrimiento sobre la parte superior de la alcantarilla o sobre la coronación de los arcos o tubos (mm); altura de recubrimiento desde la línea de arranque de la estructura hasta la superficie de tránsito (mm)
h	distancia vertical desde la parte superior del recubrimiento para la altura de diseño hasta el punto de aplicación de la carga horizontal (mm); espesor de pared de la alcantarilla de sección circular o en cajón (mm); altura de la superficie del terreno por encima de la parte superior del tubo (mm)
I	momento de inercia (mm ⁴ /mm)
ID	diámetro interno (mm)
IM	amplificación por carga dinámica especificada en la TABLA 6 (por ciento)
I_p	momento de inercia del perfil del tubo por unidad de longitud del tubo (mm ⁴ /mm)
i	coeficiente que considera el efecto de la fuerza axial en el estado límite de servicio, f_s
j	coeficiente para el brazo de momento en el estado límite de servicio, f_s
K	relación entre el empuje lateral unitario efectivo del suelo y el empuje vertical unitario efectivo del suelo, es decir, el coeficiente de empuje activo del suelo de Rankine

K_B	coeficiente de asiento
K_h	empuje lateral del suelo para alcantarillas debajo de terreno inclinado (MPa/mm)
K_{1h}	distribución del empuje lateral del suelo que actúa en la superficie pendiente arriba de la alcantarilla (MPa/mm)
K_{2h}	distribución del empuje lateral del suelo que actúa en la superficie pendiente abajo de la alcantarilla (MPa/mm)
K_t	factor de tiempo especificado en la TABLA 136
K_{wa}	factor por incertidumbre en el nivel freático
K_1	coeficiente para considerar la ubicación del diseño (mm)
K_2	coeficiente para tener en cuenta la variación en el empuje alrededor de la circunferencia
K_{vE}	factor de instalación
k	factor de rigidez del suelo; coeficiente de apoyo de los bordes; coeficiente de pandeo en la platina
L	distancia a lo largo de la longitud de la alcantarilla desde la junta de expansión hasta la línea de centro del muro de remate (mm); longitud del nervio rigidizador en la porción recta de la cartela (mm);
$LLDF$	factor para distribución de la carga viva a través de los rellenos de suelo especificado en el Artículo 68f)
L_0	longitud del área de contacto de la superficie de carga viva paralela al diámetro del tubo como se especifica en el Artículo 68e) (AASHTO 3.6.1.2.5) (mm)
L_w	ancho de carril (mm); ancho de distribución de la sobrecarga horizontal en la dirección circunferencial, a la altura de la coronación (mm)
$M_{d\ell}$	momento debido a la carga permanente (N mm/mm); sumatoria de los momentos nominales en la coronación y el acartelado debidos a la carga permanente (N mm/mm)
M_{du}	momento mayorado debido a la carga permanente como se especifica en el Artículo 1005 (N-mm)
$M_{\ell\ell}$	momento debido a la sobrecarga (N mm/mm); sumatoria de los momentos nominales en la coronación y el acartelado debidos a la sobrecarga (N mm/m)

$M_{\ell \ell u}$	momento mayorado debido a las sobrecargas como se especifica en el Artículo 1005 (N-mm)
M_{nu}	momento mayorado que actúa en una sección transversal de ancho unitario, b , modificado para considerar los efectos de la compresión o tracción (N mm/mm)
M_p	capacidad de momento plástico de la estructura profunda corrugada
M_{pc}	capacidad de momento plástico de la coronación (N mm/mm)
M_{ph}	capacidad de momento plástico de la cartela (N mm/mm)
M_s	momento flector en el estado límite de servicio (N mm/mm); momento que actúa en una sección transversal de ancho unitario, b , en el estado límite de servicio, en las expresiones de diseño se toma como valor absoluto (N mm/mm); módulo confinado del suelo especificado en la TABLA 134 (MPa); módulo del suelo (MPa)
M_u	momento último que actúa en una sección transversal de ancho unitario, b (N mm/mm)
m	factor de presencia múltiple especificado en la TABLA 6
N_s	esfuerzo axial que actúa en una sección transversal de ancho unitario, b , en el estado límite de servicio, se considera positivo cuando es de compresión y negativo cuando es de tracción (N/mm)
N_u	esfuerzo axial que actúa en una sección transversal de ancho unitario, b , en el estado límite de resistencia (N/mm)
n	número de carriles de tráfico adyacentes
P	carga de rueda de diseño especificada en el Artículo 75 (N)
P_{Brg}	presión de aplastamiento permisible para limitar la deformación de compresión en el tablestacado o en el talud (MPa)
P_c	proporción del momento total soportado por la coronación de una alcantarilla metálica en cajón
P_F	presión vertical mayorada en la coronación debido al suelo y a las sobrecargas (MPa)
P_L	presión debida a la carga viva (LL) y a la amplificación por carga dinámica (IM) (MPa); carga de servicio en la alcantarilla
P_s	carga de servicio de diseño (MPa)
P_{sp}	presión del prisma de suelo (MPa)

P_{st}	capacidad a compresión del talón de T341 (MPa/mm)
P_u	carga mayorada de diseño (MPa)
P_w	presión hidrostática (MPa)
P_1	empuje horizontal de la estructura a una distancia d_1 (MPa)
p	relación de proyección positiva
p'	relación de proyección negativa
q	relación entre el empuje lateral total y el empuje vertical total
R	altura de la estructura (mm); altura de una alcantarilla en cajón o de una estructura de gran ancho construida con placas estructurales (mm); radio al centroide del perfil de la pared del tubo (mm)
R_{AL}	factor de corrección de la carga por eje
R_c	radio de la esquina de la estructura (mm); factor de corrección de la resistencia del concreto
R_d	relación de los factores de resistencia especificados en el Artículo 255 para corte y momento
R_r	factor relacionado con el espesor requerido para la losa de alivio, aplicable para las estructuras en cajón en las cuales el ancho es menor que 8000 mm
R_H	componente horizontal de la reacción de la zapata (N/mm)
R_h	factor de reducción del momento en la cartela; factor de corrección para la geometría del relleno
R_n	resistencia nominal (N/mm)
R_r	resistencia mayorada (N/mm); resistencia mayorada al empuje (N/mm)
R_T	radio del arco superior de las estructuras de gran ancho construidas con placas estructurales (mm)
R_V	componente vertical de la reacción de la zapata (N/mm)
r	radio de giro (mm); radio a la línea de centro de la pared de un tubo de concreto (mm)

r_c	radio de la coronación (mm)
r_h	radio de la cartela (mm)
r_s	radio del refuerzo interno (mm)
r_{sd}	parámetro para la relación de asentamiento
S	diámetro o ancho del tubo o túnel (mm); ancho de una estructura de gran ancho construida con placas estructurales (mm); ancho de una alcantarilla en cajón (mm)
S_H	factor de rigidez anular
S_i	diámetro interno o ancho horizontal del tubo (mm)
S_ℓ	separación del refuerzo circunferencial (mm)
S_1, S_2	fuerzas de corte que actúan a lo largo de las líneas de apoyo de la alcantarilla (N)
s_v	separación de los estribos (mm)
T	esfuerzo normal total debido a las cargas permanentes y sobrecargas que actúan sobre la estructura (N/mm)
T_L	empuje mayorado (N/mm)
T_s	empuje de servicio por unidad de longitud (N/mm)
T_u	empuje mayorado por unidad de longitud (N/mm)
t	espesor requerido para la losa de alivio de concreto (mm); espesor del elemento (mm)
t_b	espesor básico de la losa de alivio de concreto (mm); recubrimiento libre de concreto sobre el refuerzo (mm)
V	reacción de la zapata no mayorada (N/mm)
VAF	factor de acción de arco vertical
V_c	fuerza de corte mayorada que actúa en una sección transversal de ancho, b , y que produce la falla por tracción diagonal si no hay refuerzo en forma de estribos (N/mm)
V_{DL}	$[H_2(S) - A_r] \gamma_s / 2$ (N/mm)

V_L	reacción en la faja de muro de remate (N)
V_{LL}	$n(A_L)/(8+2H_1)$ (N/mm)
V_n	resistencia nominal al corte de la sección del tubo sin estribos radiales por unidad de longitud del tubo (N/mm)
V_r	resistencia al corte mayorada por unidad de longitud (N/m)
V_u	fuerza de corte última que actúa en una sección transversal de ancho, b (N/mm)
W_E	empuje total del suelo sobre el tubo o revestimiento (N/mm)
W_F	carga del fluido dentro del tubo (N/mm)
W_L	carga viva total en el tubo o revestimiento (N/mm)
W_0	ancho del área de contacto de la carga viva en la superficie del terreno paralela al flujo en el tubo (mm)
W_T	carga muerta y viva total en el tubo o revestimiento (N/mm)
w	peso unitario del suelo (kg/m^3); ancho libre total del elemento entre elementos de apoyo (mm)
x	parámetro que depende del área de la proyección vertical del tubo en la cual el empuje activo lateral del suelo es efectivo
α	ángulo de esviaje entre el eje de la carretera o una tangente a la misma y el muro de remate de la alcantarilla ($^\circ$)
β	ángulo de la pendiente del relleno respecto a la horizontal ($^\circ$)
γ_b	densidad unitaria del suelo flotante (kg/m^3)
γ_{EV}	factor de carga para el empuje vertical debido a la carga permanente del suelo de relleno
γ_{LL}	factor de carga para la sobrecarga
γ_s	densidad del suelo de relleno (kg/m^3); densidad del suelo (kg/m^3) densidad del suelo húmedo (kg/m^3)
γ_w	densidad del agua (kg/m^3)

γ_{WA}	factor de carga para la presión hidrostática
Δ_A	deflexión total permisible del tubo (mm)
Δ_f	deflexión del tubo debida a flexión (mm)
Δ_t	deflexión total del tubo (mm)
ε_{bck}	capacidad nominal de deformación para pandeo general
ε_f	deformación unitaria mayorada debida a flexión
ε_{sc}	deformación unitaria de servicio por compresión (mm/mm)
ε_{uc}	deformación unitaria mayorada de compresión debida al empuje
ε_{yc}	deformación unitaria mayorada límite a compresión especificada en la TABLA 137
ε_{yt}	deformación límite de servicio a largo plazo como se especifica en la TABLA 137
η_{EV}	factor de modificación de las cargas, especificado en el Artículo 6, tal como se aplican a las cargas de suelo verticales sobre las alcantarillas
η_{LL}	factor de modificación de las cargas tal como se aplican a las cargas vivas sobre las alcantarillas
λ	factor de esbeltez
μ	coeficiente de fricción entre el tubo y el suelo
ν	relación de Poisson del suelo
ρ	factor de ancho efectivo
ϕ	factor de resistencia
ϕ_{bck}	factor de resistencia para pandeo
ϕ_f	factor de resistencia para flexión
ϕ_{fs}	coeficiente de fricción entre el material de relleno y los lados de la zanja

ϕ_r	factor de resistencia para tracción radial
ϕ_s	factor de resistencia para la rigidez del suelo, $\phi_s = 0.9$; factor de resistencia para la presión del suelo
ϕ_T	factor de resistencia para efectos del empuje
ψ	ángulo central del tubo subtendido por la distribución supuesta para la fuerza reactiva externa ($^\circ$)
ω	separación de las corrugaciones (mm)

CAPÍTULO IV PROPIEDADES DEL SUELO Y DE LOS MATERIALES

SECCIÓN 1 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

Artículo 922. REQUISITOS GENERALES. Deberá realizarse un estudio de suelos para determinar la presencia e influencia de condiciones geológicas y ambientales que pudieran afectar el comportamiento de las estructuras enterradas. Para las estructuras enterradas soportadas por zapatas y para los arcos cerrados y tubos de gran diámetro se deberá realizar un estudio de las fundaciones a fin de evaluar la capacidad de los materiales de fundación para resistir las cargas aplicadas y para satisfacer los requisitos referentes al desplazamiento de la estructura.

Artículo 923. SUELOS DE FUNDACION. Para determinar la estabilidad del lecho de asiento y el asentamiento bajo carga se deberá considerar el tipo de suelo de fundación y su comportamiento anticipado.

Artículo 924. SUELOS UTILIZADOS COMO RELLENO ENVOLVENTE . Se deberán establecer el tipo, la densidad compactada y las características de resistencia de la envolvente de suelo adyacente a la estructura enterrada. Los suelos de relleno utilizados como envolvente deberán satisfacer los requisitos de la Norma AASHTO M145 como se describe a continuación:

- a) Para los tubos flexibles y estructuras de concreto estándares: A-1, A-2 o A-3 (GW, GP, SW, SP, GM, SM, SC, GC),
- b) Para las alcantarillas metálicas tipo cajón y las estructuras metálicas de gran ancho que tienen un recubrimiento menor que 3.6 m: A-1, A-2-4, A-2-5 o A-3 (GW, GP, SW, SP, GM, SM, SC, GC),
- c) Para las estructuras metálicas de gran ancho que tienen un recubrimiento mayor o igual que 3.600 m: A-1 o A-3 (GW, GP, SW, SP, GM, SM), y

- d) Para alcantarillas de placas estructurales con corrugas profundas: A-1, A-2-4, A-2-5, o A-3 (ASTM D2487) (GW, GP, SW, SP, GM, SM, SC, GC) y los requisitos del fabricante de la alcantarilla.
- e) Para alcantarillas termoplásticas, el asiento, y los materiales de relleno: suelos A-1, A-2-4, A-2-5, o A-3. Máximo el 50 por ciento de los tamaños de las partículas podrá pasar la malla No. 100 y máximo el 20 por ciento podrá pasar la malla No. 200.

SECCIÓN 2 MATERIALES

Artículo 925. TUBOS Y ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES DE ALUMINIO. El aluminio para los tubos y arcos cerrados corrugados metálicos deberá satisfacer los requisitos de la norma AASHTO M 196 (ASTM B745). El aluminio para los tubos construidos con placas estructurales, arcos cerrados, arcos abiertos y estructuras tipo cajón deberá satisfacer los requisitos de la norma AASHTO M 219 (ASTM B 746M).

Artículo 926. CONCRETO. El concreto deberá satisfacer lo establecido en el capítulo IV del título V, excepto que f'_c se podrá basar en ensayos sobre testigos

Artículo 927. TUBOS DE CONCRETO PREFABRICADO. Los tubos de concreto prefabricado deberán satisfacer los requisitos de las Normas AASHTO M 170 (ASTM C76) y M 242M/M 242 (ASTM C655M y C655). Se podrán utilizar espesores de pared de diseño diferentes de las dimensiones estándares, siempre y cuando el diseño satisfaga todos los requisitos aplicables de esta Sección.

Artículo 928. ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFABRICADO. Las estructuras de concreto prefabricado en forma de arco, elípticas y tipo cajón deberán satisfacer los requisitos de las normas AASHTO M 206M/M 206 (ASTM C506M y C506), M 207M/M 207 (ASTM C507M y C507), M 259 (ASTM C789), y M 273 (ASTM C850).

Artículo 929. TUBOS Y ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES DE ACERO. El acero para placas de corrugado profundo deberá cumplir con los requisitos de AASHTO M167. La placa estructural de corrugado profundo podrá ser reforzada.

Artículo 930. ESTRUCTURAS CON CORRUGADO PROFUNDO. Los tubos de concreto prefabricado deberán satisfacer los requisitos de las Normas AASHTO M 170 (ASTM C76) y M 242M/M 242 (ASTM C655M y C655). Se podrán utilizar espesores de pared de diseño diferentes de las dimensiones estándares, siempre y cuando el diseño satisfaga todos los requisitos aplicables de esta Sección.

Artículo 931. REFUERZO DE ACERO. Los refuerzos deberán satisfacer los requisitos de la Sección 3 Capítulo IV Título V (AASHTO 5.4.3) y, además, deberán conformarse a una de las normas siguientes: AASHTO M31M/M 31 (ASTM A615/A615M), M 32M/M 32 (ASTM A82/A82M), M55M/M55 (ASTM A185/A185M), M 221M/M 221 (ASTM A497) o M 225M/M 225 (ASTM A496/A496M). Para los alambres lisos y las mallas soldadas de alambres lisos de fábrica, la resistencia de fluencia se podrá tomar como 450 MPa. Para las mallas soldadas deformadas de alambres de fábrica, la tensión de fluencia se podrá tomar como 480 MPa.

Artículo 932. TUBOS TERMOPLASTICOS. Los tubos plásticos podrán ser de paredes macizas, corrugadas o perfiladas, y podrán ser de polietileno (PE) o cloruro de polivinilo (PVC). Los tubos de PE deberán satisfacer los requisitos de las normas ASTM F714 para tubos de paredes macizas, AASHTO M 294 para tubos corrugados y ASTM F894 para tubos de paredes perfiladas. Los tubos de PVC deberán satisfacer los requisitos de las normas AASHTO M 278 para tubos de paredes macizas, ASTM F679 para tubos de paredes macizas, y AASHTO M 304 para tubos de paredes perfiladas.

CAPÍTULO V ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA

SECCIÓN 1 SUELO REQUISITOS GENERALES

Artículo 933. SUELO REQUISITOS GENERALES. Las estructuras enterradas y sus fundaciones se deberán diseñar utilizando los métodos apropiados especificados en los capítulos VII a XII del presente título de manera que puedan resistir las cargas mayoradas obtenidas aplicando las combinaciones de cargas especificadas en las secciones 2 y 3 del capítulo V del presente título. Para cada uno de los estados límites aplicables, la resistencia mayorada, R_r , se deberá calcular de la siguiente manera:

Ec. 802

$$R_r = R_n \phi$$

Donde:

R_n resistencia nominal.
 ϕ factor de resistencia especificado en la TABLA 113.

SECCIÓN 2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Artículo 934. ESTADO LIMITE DE SERVICIO. Las estructuras enterradas se deberán investigar para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I, según lo especificado en la TABLA 2.

- a) Control de las deflexiones en las estructuras metálicas, las placas utilizadas como revestimiento de túneles y los tubos termoplásticos; y
- b) Control del ancho de fisuración en las estructuras de concreto reforzado.

SECCIÓN 3 ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

Artículo 935. ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA. Las estructuras enterradas y los revestimientos de túneles se deberán investigar para las cargas constructivas y para las Combinaciones de Cargas correspondientes a los Estados Límites de Resistencia I y II, según lo especificado en la TABLA 2, tal como se indica a continuación:

- a) Para las estructuras metálicas:
 1. Área de las paredes.
 2. Pandeo.

3. Falla de las costuras.
 4. Límite de flexibilidad para la construcción.
 5. Flexión de las estructuras tipo cajón solamente.
- b) Para estructuras de concreto:
1. Flexión.
 2. Corte.
 3. Esfuerzo normal.
 4. Tracción radial.
- c) Para los tubos termoplásticos:
1. Área de las paredes.
 2. Pandeo.
 3. Límite de flexibilidad.
- d) Para las placas utilizadas como revestimiento de túneles:
1. Área de las paredes.
 2. Pandeo.
 3. resistencia de las costuras.
 4. rigidez constructiva.

SECCIÓN 4 FACTORES DE MODIFICACION DE LAS CARGAS Y FACTORES DE CARGA

Artículo 936. FACTORES DE MODIFICACION DE LAS CARGAS Y FACTORES DE CARGA. Para las estructuras enterradas y los revestimientos de túneles se deberán aplicar los factores de modificación de las cargas tal como se especifica en el capítulo III del título I, excepto que para las cargas constructivas los factores de modificación de las cargas se deberán tomar iguales a 1.0. Para los estados límites de resistencia, las estructuras enterradas se deberán considerar como no redundantes bajo la carga del suelo de relleno y como redundantes bajo las cargas dinámicas y el incremento por carga dinámica. La importancia operativa de una estructura se deberá determinar considerando la necesidad de que la estructura mantenga su funcionalidad y/o la seguridad de la carretera.

SECCIÓN 5 FACTORES DE RESISTENCIA

Artículo 937. FACTORES DE RESISTENCIA. Para las estructuras enterradas los factores de resistencia se deberán tomar como se especifica en la TABLA 113. Los valores de los factores de resistencia para el diseño geotécnico de las fundaciones de las estructuras enterradas se deberán tomar como se especifica en la Sección 10.

**TABLA 113
FACTORES DE RESISTENCIA PARA LAS ESTRUCTURAS ENTERRADAS.**

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR DE RESISTENCIA
Tubos, arcos abiertos y arcos cerrados metálicos	
Tubos helicoidales con costura de seguridad o costura totalmente soldada: •• Mínima área de las paredes y pandeo	1.00
Tubos anulares con costura soldada por puntos, remachada o costura atornillada: • Mínima área de las paredes y pandeo • Mínima resistencia de las costuras longitudinales • Capacidad de carga sobre las fundaciones de arco cerrado	1.00 0.67 ver Sección 10
Tubos construidos con placas estructurales: • Mínima área de las paredes y pandeo • Mínima resistencia de las costuras longitudinales •• Capacidad de carga sobre las fundaciones	1.00 0.67 ver Sección 10
Estructuras de gran ancho construidas con placas estructurales y placas para revestimiento de túneles • Mínima área de las paredes • Mínima resistencia de las costuras • Capacidad de carga sobre las fundaciones	0.67 0.67 ver Sección 10
Estructuras tipo cajón construidas con placas estructurales • Capacidad de momento plástico •• Capacidad de carga sobre las fundaciones de arco cerrado	1.00 ver Sección 10
Tubos de concreto reforzado	
Método de Diseño Directo: Instalación Tipo I • Flexión • Corte • Tracción radial Otros tipos de instalaciones: • Flexión • Corte •• Tracción radial	0.90 0.82 0.82 1.00 0.90 0.90
Estructuras tipo cajón de concreto reforzado colado in-situ • Flexión •• Corte	0.90 0.85
Estructuras tipo cajón de concreto reforzado prefabricado • Flexión • Corte	1.00 0.90
Estructuras de concreto reforzado prefabricado de tres lados • Flexión • Corte	0.95 0.90
Tubo termoplástico	
Tubo de PE y de PVC: • Empuje, ϕ_T • Rigidez del suelo, ϕ_s • Pandeo global, $\phi_{bc\bar{k}}$ • Flexión, ϕ_f	1.00 0.90 0.70 1.00
Estructuras de Placa Estructural con Corrugado Profundo • Área mínima de pared y pandeo general, ϕ_p • Rótula plástica, ϕ_h • Suelo, ϕ_s	0.70 0.90 0.90

**SECCIÓN 6
LIMITES DE FLEXIBILIDAD Y RIGIDEZ CONSTRUCTIVA**

Artículo 938. TUBOS DE METAL CORRUGADO Y ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES CORRUGADAS. Los factores de flexibilidad para los tubos de metal corrugado y las estructuras construidas con placas estructurales corrugadas no deberán exceder los valores especificados en la TABLA 114.

**TABLA 114
LÍMITE PARA EL FACTOR DE FLEXIBILIDAD.**

TIPO DE MATERIAL	TAMAÑO DE LAS CORRUGACIONES (mm)	FACTOR DE FLEXIBILIDAD (mm/N)
Tubos de acero	6,35	0.25
	12,7	0.25
	25,4	0.19
Tubos de aluminio	6,35 y 12,7	
	Materiales de espesor 1,52	0.18
	materiales de espesor 1,90	0.35
	Todos los demás	0.53
Placas de acero	25,4	0.34
	150 × 50	
	Tubos	0.11
	Arcos cerrados	0.17
Placas de aluminio	Arcos	0.17
	230 × 64	
	Tubos	0.14
	Arcos cerrados	0.21
	Arcos	0.21

Artículo 939. TUBOS METÁLICOS Y ARCOS CERRADOS CON NERVIOS EN ESPIRAL. Los factores de flexibilidad para los tubos metálicos y arcos cerrados con nervios en espiral no deberán superar los valores especificados en la TABLA 115 para instalaciones bajo terraplén conforme a los requisitos de los Artículos 962 y 963 y para instalaciones en zanja conforme a los requisitos de los Artículos 961 y 963.

**TABLA 115
LÍMITE PARA EL FACTOR DE FLEXIBILIDAD.**

MATERIAL	CONDICIÓN	TAMAÑO DE LAS CORRUGACIONES (mm)	FACTOR DE FLEXIBILIDAD (mm/N)
Acero	Bajo terraplén	19 × 19 × 190	0,049 $I^{1/3}$
		19 × 25 × 290	0,031 $I^{1/3}$
	En zanja	19 × 19 × 190	0,059 $I^{1/3}$
		19 × 25 × 290	0,037 $I^{1/3}$
Aluminio	Bajo terraplén	19 × 19 × 190	0,076 $I^{1/3}$
		19 × 25 × 290	0,039 $I^{1/3}$
	En zanja	19 × 19 × 190	0,094 $I^{1/3}$
		19 × 25 × 290	0,048 $I^{1/3}$

Artículo 940. LÍMITES DE FLEXIBILIDAD Y RIGIDEZ DE CONSTRUCCION – TUBO TERMOPLÁSTICO. El factor de flexibilidad, FF , de los tubos termoplásticos no deberá ser mayor que 0.54 mm/N.

Artículo 941. PLACAS DE ACERO PARA REVESTIMIENTO DE TUNELES. La rigidez constructiva, C_s en N/mm, no deberá ser menor que los siguientes valores:

- Placas para revestimiento de dos alas:

$C_s \geq 0.43$ (N/mm).

- Placas para revestimiento de cuatro alas:
 $C_s \geq 0.96$ (N/mm).

CAPÍTULO VI CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISEÑO

SECCIÓN 1 CARGAS

Artículo 942. CARGAS. Las estructuras enterradas se deberán diseñar para las solicitaciones resultantes de los empujes horizontales y verticales del suelo, la carga del pavimento, la sobrecarga y el incremento por carga dinámica. Si las condiciones constructivas o del sitio de emplazamiento lo ameritan, se deberán evaluar la sobrecarga de suelo, las sobrecargas vivas, las cargas de fricción negativa y la presión hidrostática externa. Para las estructuras enterradas cuyo punto más bajo está ubicado por debajo del nivel freático se deberán evaluar las cargas atribuibles a la flotabilidad en agua a fin de controlar la flotación, según se indica en la sección 2 del capítulo VII del título III. Las cargas sísmicas se deberán considerar solamente si las estructuras enterradas atraviesan fallas activas. Para el empuje vertical del suelo se deberá aplicar el máximo factor de carga de la TABLA 3. Las cargas de rueda se deberán distribuir a través de los suelos de relleno de acuerdo con los requisitos del Artículo 68f).

SECCIÓN 2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Artículo 943. ESTADO LIMITE DE SERVICIO. Los criterios para determinar el desplazamiento admisible de una estructura enterrada se deberán desarrollar con base en la función y el tipo de estructura, la vida de servicio anticipada y las consecuencias que provocaría un desplazamiento inaceptable

Artículo 944. DESPLAZAMIENTO ADMISIBLE. Los criterios para determinar el desplazamiento admisible de una estructura enterrada se deberán desarrollar con base en la función y el tipo de estructura, la vida de servicio anticipada y las consecuencias que provocaría in desplazamiento inaceptable.

Artículo 945. ASENTAMIENTO.

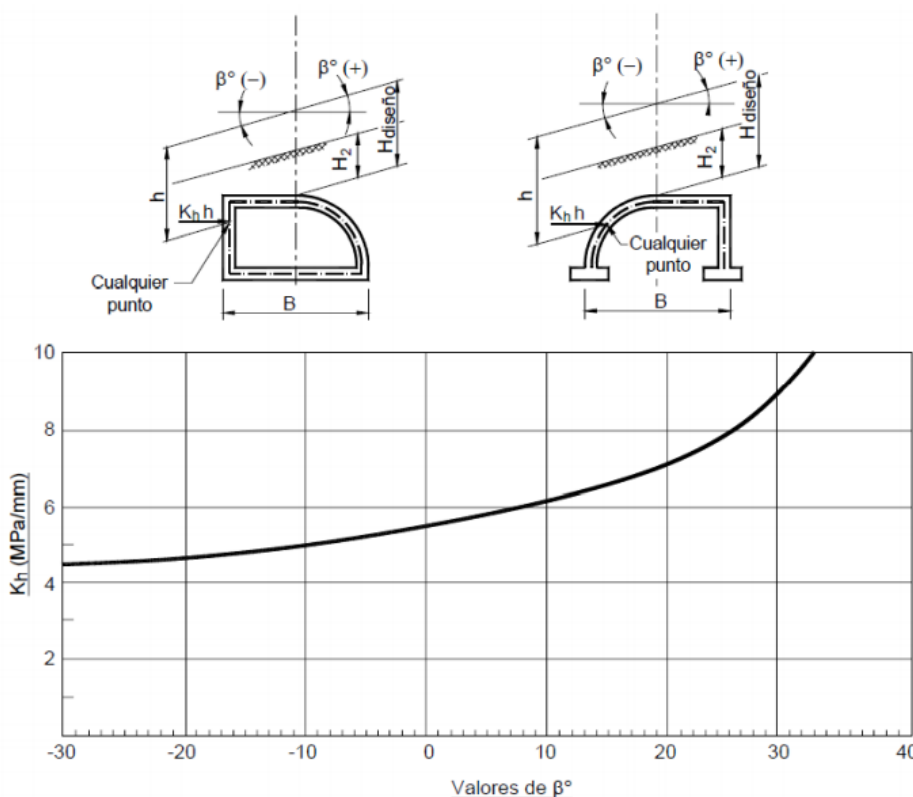
- a) **Requisitos Generales:** El asentamiento para determinar se deberá determinar cómo se especifica en la sección 2 del capítulo VI del título VIII. Se deberán considerar los desplazamientos potenciales provocados por:

1. Asentamiento diferencial longitudinal a lo largo de la longitud del tubo;
2. Asentamiento diferencial entre el tubo y el relleno; y
3. Asentamiento de las zapatas y carga no equilibrada de las estructuras oblicuas que atraviesan un terraplén.

- b) **Asentamiento Diferencial Longitudinal:** El asentamiento diferencial a lo largo de la longitud de una estructura enterrada se deberá determinar de acuerdo con el Artículo 721. Los tubos y alcantarillas sujetos a asentamientos diferenciales longitudinales se deberán equipar con juntas positivas que les permitan resistir las fuerzas resultantes y que satisfagan los requisitos de las Secciones 26 y 27 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specification*. Para ciertas instalaciones se podrá especificar una contra flecha a fin de asegurar el flujo hidráulico durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura.
- c) **Asentamiento Diferencial entre la Estructura y el Relleno:** Si se anticipa que una estructura en arco ha de sufrir asentamientos diferenciales entre la estructura y el relleno lateral, la fundación se deberá diseñar de manera que se asiente con respecto al relleno. Los tubos con solera no se deberán instalar sobre fundaciones que se han de asentar mucho menos que el relleno adyacente; además, se deberá proveer un lecho de asiento uniforme de material granular ligeramente compactado.
- d) **Asentamiento de las Zapatas:** Las zapatas se deberán diseñar de manera que provean asentamientos longitudinales y transversales uniformes. El asentamiento de las zapatas deberá ser lo suficientemente grande como para proveer protección contra las potenciales fuerzas de fricción negativa provocadas por el asentamiento del relleno adyacente. Si los materiales de fundación son pobres, se deberá considerar excavar todo o parte del material inaceptable y reemplazarlo por un material compactado aceptable. El diseño de las zapatas deberá satisfacer los requisitos del Capítulo VI del título VIII. Las reacciones de las zapatas de las alcantarillas metálicas tipo cajón se deberán determinar cómo se especifica en el Artículo 1009. Para el diseño de las zapatas de los arcos se deberán considerar los efectos de la profundidad de las zapatas. Las reacciones de la zapata se deberán considerar actuando tangencialmente al arco en el punto de conexión a la zapata, y de un valor igual al empuje en el arco en la zapata.
- e) **Cargas No Equilibradas:** Las estructuras enterradas oblicuas respecto de la alineación de la carretera y que se extienden a través de un terraplén se deberán diseñar considerando la influencia de las cargas asimétricas sobre la sección de la estructura.

FIGURA 124

EMPUJE LATERAL DEL SUELO EN FUNCIÓN DE LA PENDIENTE DEL TERRENO.



Artículo 946. LEVANTAMIENTO. Si las estructuras se instalan por debajo del nivel freático más elevado anticipado se deberá considerar el levantamiento.

SECCIÓN 3 SEGURIDAD CONTRA FALLAS DE SUELO

Artículo 947. CAPACIDAD DE CARGA Y ESTABILIDAD. Los tubos y las zapatas para estructuras enterradas se deberán investigar para determinar que no se producirán fallas por capacidad de carga y que no habrá erosión del relleno debido a los gradientes hidráulicos.

Artículo 948. RELLENO DE LAS ESQUINAS DE LOS ARCOS METÁLICOS CERRADOS. El relleno en las esquinas de los arcos metálicos cerrados en la base deberán diseñarse considerando la presión en las esquinas, la cual se deberá tomar como el empuje en el arco dividido por el radio de la esquina del arco cerrado. El suelo utilizado como envolvente alrededor de las esquinas de los arcos cerrados deberá resistir esta presión. Se podrá especificar la colocación de relleno estructural seleccionado compactado a densidades mayores que las normales.

SECCIÓN 4 DISEÑO HIDRÁULICO

Artículo 949. DISEÑO HIDRAULICO. Se deberán aplicar las consideraciones de diseño hidráulico especificadas en el capítulo VI del título II y en la norma FHWA "Hydraulic Design of Highway Culverts" (1985).

SECCIÓN 5 SOCAVACIÓN

Artículo 950. SOCAVACION. Las estructuras enterradas se deberán diseñar de manera que ninguna de sus partes sufra desplazamientos como resultado de la socavación.

Artículo 951. En las áreas en las cuales la socavación constituye una consideración relevante, los muros de ala se deberán prolongar a partir de la estructura una distancia suficiente para proteger la parte estructural de la envolvente de suelo que rodea la estructura. Para las estructuras colocadas sobre depósitos erosionables se deberá utilizar un muro de barrera o cortina contra la socavación que se extienda por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada o bien una solera pavimentada. Las zapatas de las estructuras se deberán colocar a una profundidad mayor o igual que 0.6 m por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada.

SECCIÓN 6 ENVOLVENTE DE SUELO

Artículo 952. INSTALACIONES EN ZANJA. El mínimo ancho de la zanja deberá dejar suficiente espacio entre el tubo y las paredes de la zanja para asegurar que el espacio de trabajo sea adecuado para colocar y compactar el material de relleno de forma correcta y segura. La documentación técnica deberá exigir que la estabilidad de la zanja sea asegurada ya sea con base en la pendiente de sus paredes o bien entibando la zanja de acuerdo con los requisitos de OSHA u otras normas aplicables.

Artículo 953. INSTALACIONES BAJO TERRAPLÉN. El mínimo ancho de la envolvente de suelo deberá ser suficiente para asegurar la restricción lateral de la estructura enterrada. El ancho combinado de la envolvente de suelo más el terraplén adyacente deberá ser capaz de soportar todas las cargas sobre la alcantarilla y deberá satisfacer los requisitos sobre desplazamiento especificados en la sección 2 del capítulo VI del presente título.

Artículo 954. MINIMO RECUBRIMIENTO DE SUELO. El recubrimiento mínimo, incluyendo una subbase y base granular bien compactadas, no deberá ser menor que los valores especificados en la TABLA 116, en la cual:

S = diámetro del tubo (m).

B_c = diámetro exterior o ancho de la estructura (m).

B'_c = altura vertical exterior del tubo (m).

ID = diámetro interior (m).

TABLA 116
MÍNIMO RECUBRIMIENTO DE SUELO

TIPO	CONDICIÓN	Mínimo recubrimiento*
Tubos de metal corrugado		$S/8 \geq 300$ mm
Tubo de metal con nervaduras en espiral	Conducto de acero	$S/4 \geq 300$ mm
	Conducto de aluminio con $S \leq 1200$ mm	$S/2 \geq 300$ mm
	Conducto de aluminio con $S > 1200$ mm	$S/2.75 \geq 600$ mm
Tubos construidos con placas estructurales	-	$S/8 \geq 300$ mm
Tubos de gran ancho construidos con placas estructurales	-	Ver Tabla 12.8.3.1.1-1
Estructuras tipo cajón construidas con placas estructurales	-	0.43 m como se especifica en el Artículo 12.9.1
Estructuras de Placas Estructurales con Corrugado Profundo	-	ver Artículo 12.8.9.4
Tubos termoplásticos	Sobre áreas no pavimentadas	$ID/8 > 300$ mm
	Sobre áreas pavimentadas	$ID/2 > 600$ mm
* Recubrimiento mínimo tomado desde el tope del pavimento rígido o el fondo del pavimento flexible		
Tipo	Condición	Mínimo recubrimiento
Tubos de concreto reforzado	Debajo de áreas no pavimentadas o en la cima de pavimentos flexibles	$B_c/8$ o $B'_c/8$, cualquiera sea el que resulte mayor ≥ 300 mm
Tipo	Condición	Mínimo recubrimiento
Tubo de concreto reforzado	Bajo el fondo del pavimento rígido	230 mm

Artículo 955. Si no se provee recubrimiento de suelo, la parte superior de las estructuras tipo cajón de concreto reforzado prefabricado o vaciado in situ se deberán diseñar considerando la aplicación directa de las cargas vehiculares. Se deberán considerar los requisitos sobre recubrimiento adicional durante la construcción tal como se especifica en el Artículo 30.5.5 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

SECCIÓN 7

MINIMA SEPARACIÓN ENTRE MULTIPLES LINEAS DE TUBOS

Artículo 956. MINIMA SEPARACION ENTRE MULTIPLES LINEAS DE TUBOS. La separación entre múltiples líneas de tubos deberá ser suficiente para permitir la correcta colocación y compactación del relleno debajo del enriñonado y entre las estructuras. La documentación técnica deberá exigir que la colocación y compactación del relleno se coordine de manera tal que se minimice las cargas no equilibradas entre múltiples estructuras poco separadas. Siempre que sea posible, el relleno se deberá mantener nivelado sobre la serie de estructuras. La documentación técnica deberá exigir que la colocación y compactación del relleno se coordine de manera tal que se minimice las cargas no equilibradas entre múltiples estructuras poco separadas. Siempre que sea posible, el relleno se deberá mantener nivelado sobre la serie de estructuras. Se deberán investigar los efectos de las carreteras con pendientes importantes sobre la estabilidad de las estructuras flexibles sujetas a cargas no equilibradas.

SECCIÓN 8

TRATAMIENTO DE LOS EXTREMOS

Artículo 957. REQUISITOS GENERALES. Se deberá considerar especialmente la protección de las zonas de los extremos cuando ocurran condiciones de remanso o cuando se anticipe la ocurrencia de erosión o fuerzas de levantamiento. Se deberán considerar medidas para asegurar la seguridad del tráfico, como por ejemplo el uso de rejas estructuralmente adecuadas que se adapten a la pendiente del terraplén, prolongar la longitud de la alcantarilla más allá del punto de riesgo o bien utilizar un guardarriel.

Artículo 958. ALCANTARILLAS FLEXIBLES OBLICUAS DE LA ALINEACION DE LA CARRETERA. Los extremos de las alcantarillas flexibles oblicuas respecto de la alineación de la carretera y que atraviesan el relleno en el terraplén se deberán combar para asegurar que las cargas sean simétricas a ambos lados del tubo, o bien el muro de remate se deberá diseñar de manera que soporte la totalidad de la fuerza de empuje en el extremo cortado.

SECCIÓN 9 CONDICIONES CORROSIVAS Y ABRASIVAS

Artículo 959. CONSICIONES CORROSIVAS Y ABRASIVAS. Se deberá considerar la degradación de la resistencia estructural que podrán provocar la corrosión y la abrasión. Si el diseño de una alcantarilla metálica o termoplástica es determinado por los factores de flexibilidad durante su instalación, los requisitos referentes a la protección contra la corrosión y/o la abrasión se podrán reducir o eliminar, siempre y cuando se demuestre que la alcantarilla degradada proveerá resistencia adecuada para las cargas que se anticipan durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura.

CAPÍTULO VII TUBOS, ARCOS Y ARCOS CERRADOS METÁLICOS

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 960. REQUISITOS GENERALES. Estos requisitos se deberán aplicar al diseño de los tubos metálicos enterrados, tanto corrugados como con nervios en espiral, y a los tubos metálicos enterrados contruidos con placas estructurales. Los tubos y arcos metálicos cerrados corrugados podrán tener costuras remachadas, soldadas o de seguridad; sus corrugaciones podrán ser anulares o helicoidales. Los tubos, arcos y arcos cerrados contruidos con placas estructurales deberán ser apernadas y sus corrugaciones solamente podrán ser anulares. La relación altura-ancho de los arcos contruidos con placas estructurales no deberá ser menor que 0.3. Para las estructuras con radios mayores que 4.0 m se deberán aplicar los requisitos del capítulo VIII del presente título.

SECCIÓN 2 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

Artículo 961. SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES. Los tubos y los arcos cerrados corrugados y con nervio en espiral y los tubos contruidos con placas estructurales se deberán investigar en el estado límite de resistencia para:

- a) Área de pared del tubo,
- b) Resistencia al pandeo, y
- c) Resistencia de las costuras en el caso de las estructuras con costuras longitudinales.

Artículo 962. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES. Las dimensiones y propiedades de las secciones transversales de los tubos, la mínima resistencia de las costuras, los requisitos químicos y mecánicos para los tubos y arcos cerrados de aluminio y acero corrugado y para los tubos, arcos abiertos y arcos cerrados construidos con placas estructurales de aluminio y acero corrugado se podrán tomar como se especifica en el Apéndice A12.

Artículo 963. ESFUERZO NORMAL. El esfuerzo normal mayorado, T_L , por unidad de longitud de muro se deberá tomar como:

Ec. 803

$$T_L = P_F \left(\frac{S}{24} \right)$$

Donde:

- T_L = Esfuerzo normal mayorado por unidad de longitud (N/m).
- S = ancho del tubo (m).
- P_F = esfuerzo normal mayorado en la coronación (N/m²).

Artículo 964. RESISTENCIA DE LAS PAREDES. La resistencia a la carga axial mayorada, R_n , por unidad de longitud de muro, sin considerar el pandeo, se deberá tomar como:

Ec. 804

$$R_n = F_y A \phi$$

Donde:

- A = área de las paredes (m²/m).
- F_y = tensión de fluencia del metal (N/m²).
- ϕ = factor de resistencia tal como se especifica en la sección 5 del capítulo V del presente título.

Artículo 965. RESISTENCIA AL PANDEO. Se deberá investigar el pandeo para el área de las paredes calculada mediante la Ec. 804. Si $f_{cr} < F_y$, entonces A se deberá calcular nuevamente utilizando F_y .

Ec. 805

$$\text{Si } S < \left(\frac{r}{k} \right) \sqrt{\frac{24E_m}{F_u}}, \text{ entonces } f_{cr} = F_u - \frac{\left(\frac{F_u k S}{r} \right)^2}{48E_m}$$

Ec. 806

$$\text{Si } S > \left(\frac{r}{k} \right) \sqrt{\frac{24E_m}{F_u}}, \text{ entonces } f_{cr} = \frac{12E_m}{\left(\frac{kS}{r} \right)^2}$$

Donde:

S	diámetro del tubo o ancho de la estructura de placas (m).
E_m	módulo de elasticidad del metal (N/m ²).
F_u	resistencia a la tracción del metal (N/m ²).
F_{cr}	Esfuerzo crítico de pandeo (N/m ²).
r	radio de giro de las corrugaciones (m).
k	factor de rigidez del suelo tomado igual a 0.22.

Artículo 966. RESISTENCIA DE LAS COSTURAS. Para los tubos fabricados con costuras longitudinales, la resistencia nominal de la costura deberá ser suficiente para desarrollar el esfuerzo normal mayorado en la pared del tubo, T_L .

Artículo 967. REQUISITOS PARA LA MANIPULACION Y LA INSTALACION. La flexibilidad para la manipulación deberá estar indicada mediante un factor de flexibilidad determinado de la siguiente manera:

Ec. 807

$$FF = \frac{S^2}{E_m I}$$

Artículo 968. Los valores de los factores de flexibilidad para la manipulación y la instalación no deberán ser mayores que los valores correspondientes a los tubos y estructuras de placas de acero y aluminio especificados en la sección 6 del capítulo V del presente título.

SECCIÓN 3 TUBOS CON REVESTIMIENTO INTERIOR LISO.

Artículo 969. TUBOS CON REVESTIMIENTOS INTERIOR LISO. Los tubos metálicos corrugados formados por un revestimiento interior liso y una camisa exterior corrugada unidos en forma integral mediante costuras helicoidales, separadas no más de 0.76 m se podrán diseñar con base en las mismas consideraciones que un tubo metálico corrugado estándar que tiene las mismas corrugaciones que la camisa y un peso por metro mayor o igual que la sumatoria que los pesos por metro del revestimiento más la cáscara con corrugaciones helicoidales. El paso de las corrugaciones no deberá ser mayor que 0.075 m, y el espesor de la camisa no deberá ser menor que 60 por ciento del espesor total del tubo estándar equivalente.

SECCIÓN 4 ELEMENTOS RIGIDIZADORES PARA LAS ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES

Artículo 970. ELEMENTOS RIGIDIZADORES PARA LAS ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES. Se podrá incrementar la rigidez y la resistencia flexional de las estructuras construidas con placas estructurales agregando elementos de rigidización circunferencial en la coronación. Los elementos rigidizadores deberán ser simétricos y se deberán extender desde un punto ubicado por

debajo del punto correspondiente a un cuarto sobre uno de los lados de la estructura, sobre la coronación, hasta el punto correspondiente al otro lado de la estructura.

SECCIÓN 5 CONSTRUCCIÓN E INSTALACIÓN

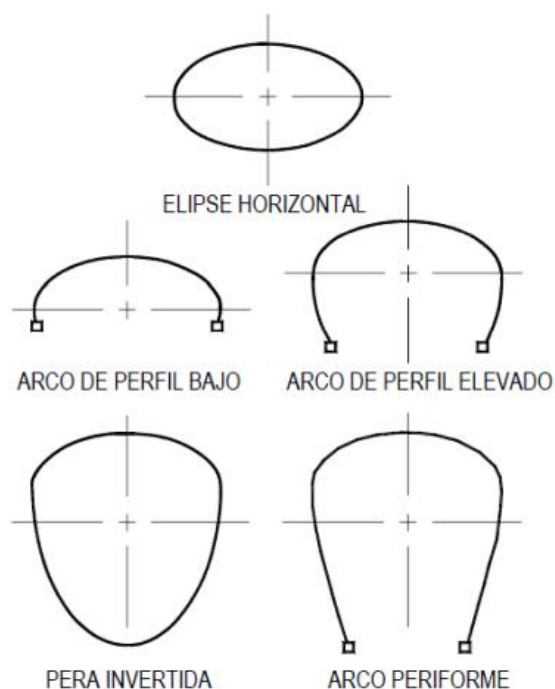
Artículo 971. CONSTRUCCION E INSTALACION. La documentación técnica deberá exigir que la construcción e instalación se realicen conforme a la Sección 26 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

CAPÍTULO VIII ESTRUCTURAS DE GRAN ANCHO CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 972. REQUISITOS GENERALES. Los requisitos especificados en el presente artículo y en el capítulo VII del presente título se deberán aplicar al diseño estructural de las estructuras enterradas de metal corrugado de gran ancho formadas por placas estructurales. Las siguientes geometrías, ilustradas en la FIGURA 125, se deberán considerar estructuras de gran ancho construidas con placas estructurales: Tubos y estructuras en arco construidos con placas estructurales que requieren el uso de los elementos con características especiales especificados en el Artículo 979, y Geometrías especiales de cualquier tamaño que tengan un radio de curvatura mayor que 4 m en la coronación o las placas laterales. Las alcantarillas metálicas tipo cajón no se consideran estructuras de gran ancho; estas alcantarillas se discuten en el Capítulo IX del presente título.

FIGURA 125
GEOMETRÍAS DE GRAN ANCHO.



SECCIÓN 2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Artículo 973. ESTADO LIMITE DE SERVICIO. No se requiere considerar ningún criterio para estado límite de servicio.

SECCIÓN 3 SEGURIDAD CONTRA FALLAS

Artículo 974. SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS. Con la excepción de los requisitos para pandeo y flexibilidad, los requisitos del capítulo VII del presente título se deberán aplicar excepto como se describe aquí. Las dimensiones y propiedades de las secciones transversales de la estructura, la mínima resistencia de las costuras, los requisitos mecánicos y químicos y las propiedades de los bulones para las secciones de gran ancho construidas con placas estructurales se deberán tomar como se especifica en el Apéndice A12 o bien como aquí se describe.

Artículo 975. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES.

- Sección transversal:** Se deberán aplicar los requisitos del capítulo VII del presente título, considerando las excepciones aquí especificadas. Las estructuras no descritas aquí se deberán considerar como diseños especiales. Los mínimos requisitos para las propiedades de las secciones se deberán tomar como se especifica en la TABLA 117. Se podrán utilizar recubrimientos menores que los indicados en la TABLA 117 correspondientes al mínimo espesor de placa para un radio dado, siempre y cuando se utilicen nervios para rigidizar la placa. Si se utilizan nervios, el espesor de las placas no se podrá reducir por debajo del mínimo especificado para dicho radio, y el momento de inercia de la sección del nervio y la

placa no deberá ser menor que el de la placa no rigidizada de mayor espesor correspondiente a la altura de relleno. El uso de un recubrimiento de suelo menor que los valores mínimos indicados para un radio dado requiere un diseño especial. No se deberán permitir los diseños no cubiertos por la TABLA 117 a menos que sean avalados por documentación aceptable para el propietario.

TABLA 117
REQUISITOS MÍNIMOS PARA LAS ESTRUCTURAS DE GRAN ANCHO CON ELEMENTOS ESPECIALES
ACEPTABLES.

Espesor mínimo en el arco superior (m)					
Radio superior (m)	≤ 4.5	4.5-5.2	5.2-6.1	6.1-7.0	7-7.6
Placas de acero corrugado 0.15 m × 0.05 m – Espesor mínimo en el arco superior (m)	0.00282	0.00356	0.00432	0.00554	0.00632
Limitaciones geométricas					
Se deberán aplicar las siguientes limitaciones geométricas:					
<ul style="list-style-type: none"> • Máximo radio de la placa 7.6 m • Máximo ángulo central del arco superior 80.0° • Mínima relación entre el radio del arco superior y el radio del arco lateral 2 • Máxima relación entre el radio del arco superior y el radio del arco lateral 5 					
Mínimo recubrimiento (m)					
Radio superior (m)	≤4.5	4.5-5.2	5.2-6.1	6.1-7.0	7.0-7.6
Espesor del acero sin nervios (m)					
0.00282	0.75	-	-	-	-
0.00356	0.75	0.9	-	-	-
0.00432	0.75	0.9	0.9	-	-
0.00478	0.75	0.9	0.9	-	-
0.00554	0.6	0.75	0.75	0.9	-
0.00632	0.6	0.6	0.75	0.9	1.2
0.00711	0.6	0.6	0.75	0.9	1.2

b) **Control de la Geometría:** Los requisitos del Artículo 965 y Artículo 967 no se deberán aplicar para el diseño de las estructuras de gran ancho construidas con placas estructurales.

c) **Requisitos Mecánicos y Químicos:** Se deberán aplicar las Tablas A12-3, A12-8 y A12-10.

Artículo 976. ESFUERZO NORMAL. El esfuerzo normal mayorado en la pared se deberá determinar utilizando la Ec. 803, excepto que en esta expresión se deberá reemplazar el valor de S por dos veces el valor del radio del arco superior, R_T .

Artículo 977. AREA DE LAS PAREDES. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 964.

Artículo 978. RESISTENCIA DE LAS COSTURAS. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 966.

Artículo 979. ELEMENTOS ESPECIALES ACEPTABLES.

a) **Rigidizadores Longitudinales Continuos:** Los rigidizadores longitudinales continuos se deberán conectar a las placas corrugadas a cada lado del arco superior. Los rigidizadores podrán ser metálicos o de concreto reforzado, ya sea simples o combinados.

- b) **Nervios Rigidizadores:** Para rigidizar las estructuras construidas con placas se podrán utilizar nervios de refuerzo formados a partir de perfiles estructurales. Si se los utiliza, estos nervios deberán:
1. Tener una curvatura que se adapte a la curvatura de las placas,
 2. Estar unidos a la estructura según corresponda para asegurar que trabajen de forma integral con las placas corrugadas, y
 3. Estar separados el intervalo necesario para aumentar el momento de inercia de la sección y llevarlo a los valores requeridos para el diseño.

SECCIÓN 4

SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES – DISEÑO DE FUNDACIONES.

Artículo 980. LÍMITES DE ASENTAMIENTO. Se deberá realizar un estudio geotécnico del predio para determinar que las condiciones satisfagan los requisitos que establecen que, tanto la estructura como la zona crítica de relleno a cada lado de la estructura, tengan un apoyo adecuado. El diseño deberá satisfacer los requisitos del Artículo 945, debiéndose considerar los siguientes factores al establecer los criterios para el asentamiento:

- a) Una vez que se ha colocado el relleno sobre la coronación, se deberán limitar los asentamientos del relleno con respecto a la estructura para así controlar las fuerzas de fricción negativa. Si el asentamiento del relleno lateral será mayor que el de la estructura, es posible que sea necesario realizar un análisis detallado.
- b) Asentamientos a través del eje del arco de la estructura, deberá estar limitado para mantener la pendiente y evitar las fisuras de las zapatas en arcos.

Artículo 981. ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES.

- a) Los asentamientos diferenciales calculados a través de la estructura, Δ , deberán satisfacer la siguiente expresión:

Ec. 808

$$\Delta \leq \frac{0.01S^2}{R}$$

Donde:

S ancho de la estructura (mm).

R altura de la estructura (mm).

- b) Es posible que se requieran límites más restrictivos para los asentamientos si es necesario proteger los pavimentos o limitar las deflexiones diferenciales longitudinales.

Artículo 982. REACCIONES DE LAS ZAPATAS ESTRUCTURALES EN ARCO.

- a) Las reacciones de las zapatas se podrán tomar de la siguiente manera:

Ec. 809

$$R_V = V_{DL} + V_{LL} \cos \Delta$$

Ec. 810

$$R_v = V_{DL} + V_{LL} \operatorname{sen} \Delta$$

Donde:

Ec. 811

$$V_{DL} = [H_2(S) - A_T] \gamma_s / 2$$

$$V_{LL} = n(A_L) / (8 + 2H_1)$$

y donde:

- n entero $(2H_1/L_w + 2) \leq$ número de carriles de tráfico adyacentes.
- R_v componente vertical de la reacción de la zapata (N/m).
- R_H componente horizontal de la reacción de la zapata (N/m).
- Δ ángulo de retorno de la estructura ($^\circ$).
- A_L carga por eje (N), tomada como el 50 por ciento de todas las cargas por eje que se podrán colocar sobre la estructura simultáneamente, es decir:
- 145 N para el eje del camión de diseño.
 - 220 N para el par de ejes tándem de diseño.
 - 720 N para la carga ferroviaria E80.
- A_T área de la parte superior de la estructura por encima de la línea de arranque (m^2).
- H_1 altura de recubrimiento sobre la zapata hasta la superficie transitable (m).
- H_2 altura de recubrimiento desde la línea de arranque de la estructura hasta la superficie transitable (m).
- L_w ancho de carril (m).
- γ_s densidad del suelo (N/m^3).
- S ancho (m).

La distribución de la sobrecarga a través del relleno se deberá basar en cualquier método de análisis aceptado.

Artículo 983. DISEÑO DE LAS ZAPATAS. Las zapatas de concreto reforzado se deberán diseñar de acuerdo con el capítulo VI del título VIII y se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos sobre asentamiento establecidos en el Artículo 980.

SECCIÓN 5 SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES – DISEÑO DE LA ENVOLVENTE DE SUELO

Artículo 984. REQUISITOS GENERALES. El material de relleno estructural utilizado como envolvente alrededor de la estructura deberá satisfacer los requisitos del Artículo 924 para estructuras de gran ancho. El ancho de la envolvente a cada lado de la estructura se deberá dimensionar de manera que limite

los cambios de forma durante las operaciones constructivas fuera de la envolvente y que controle las deflexiones en el estado límite de servicio.

Artículo 985. REQUISITOS CONSTRUCTIVOS. El relleno estructural envolvente se extiende al muro zanja y se compacta contra éste o se extiende una distancia adecuada para proteger la forma de la estructura de las cargas de construcción. El ancho de zanja sobrante podrá ser llenado con un adecuado material de relleno compactado para satisfacer los requisitos del Artículo 986. En las instalaciones bajo terraplén, el mínimo ancho de relleno estructural se deberá tomar como 1.8 m. Si se utilizan materiales disímiles que no satisfacen los criterios granulométricos adyacentes unos a otros, se deberá utilizar un geotextil adecuado para evitar migraciones.

Artículo 986. REQUISITOS DE SERVICIO.

El ancho de la envolvente a cada lado de la estructura deberá ser adecuado para limitar la deformación horizontal unitaria por compresión a 1 por ciento del ancho de la estructura a cada lado de la misma. La determinación de la deformación horizontal unitaria por compresión se deberá basar en la evaluación del ancho y la calidad del material de relleno estructural seleccionado, además del terraplén de material in situ o de los demás materiales in situ dentro de una zona que se extiende a cada lado de la estructura una distancia igual a la altura de la estructura más la altura del recubrimiento como se indica en la FIGURA 126.

- a) Las fuerzas que actúan radialmente a partir del arco de pequeño radio de la esquina de la estructura a una distancia d_1 de la estructura se podrán tomar como:

Ec. 812

$$P_1 = \frac{T}{R_c + d_1}$$

P_1 = presión horizontal de la estructura a una d_1 (N/m²) distancia

d_1 = distancia a partir de la estructura (m).

T = esfuerzo normal total debido a la carga permanente y sobrecarga de la estructura (Artículo 976) (N/m).

R_c = radio de la esquina de la estructura (m).

- b) El ancho de la envolvente requerido adyacente al tubo, d , se podrá tomar como:

Ec. 813

$$d = \frac{T}{P_{Brg}} - R_c$$

Donde:

d ancho de envolvente requerido adyacente a la estructura (m).

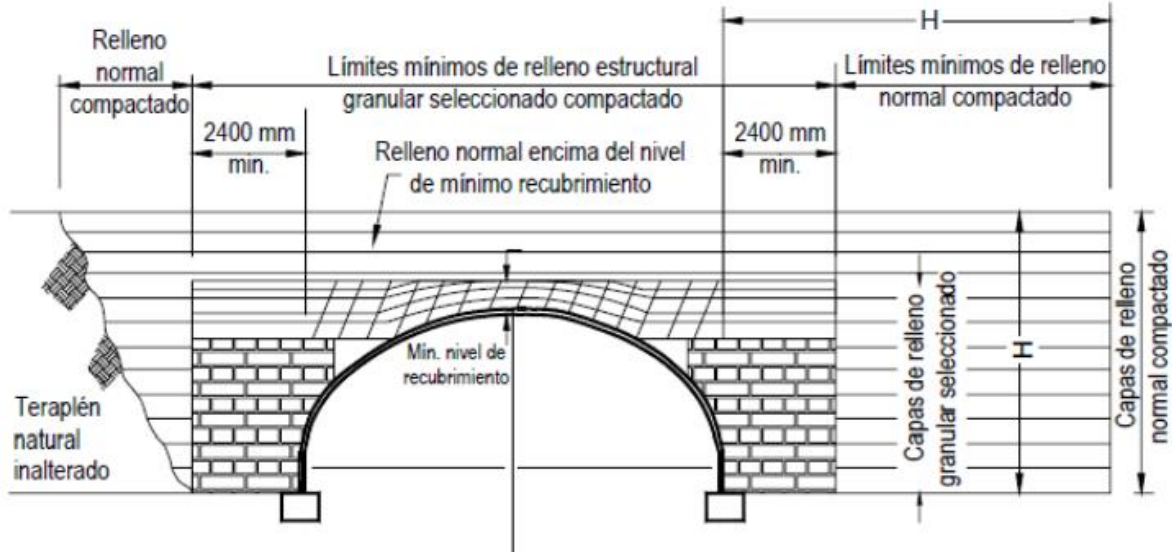
P_{Brg} presión de contacto admisible para limitar la deformación unitaria por compresión en la pared de la zanja o terraplén (N/m²).

- c) Se deberá considerar que la envolvente de relleno estructural continúa por encima de la coronación una distancia igual al menor valor entre los siguientes:

1. El mínimo nivel de recubrimiento especificado para la estructura,
2. El fondo del pavimento o capa de base granular cuando hay una capa de base debajo del pavimento,

3. El fondo de cualquier losa de alivio o construcción similar si corresponde.

FIGURA 126
TÍPICA ENVOLVENTE DE RELLENO ESTRUCTURAL Y ZONA DE INFLUENCIA DE LA ESTRUCTURA.



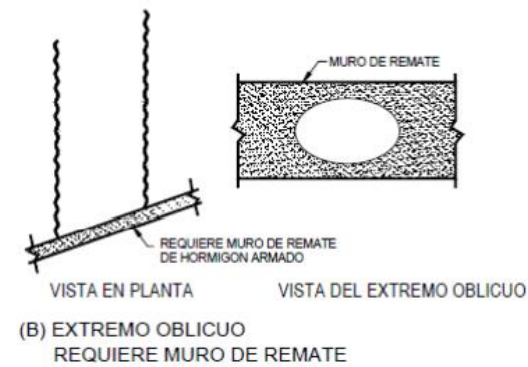
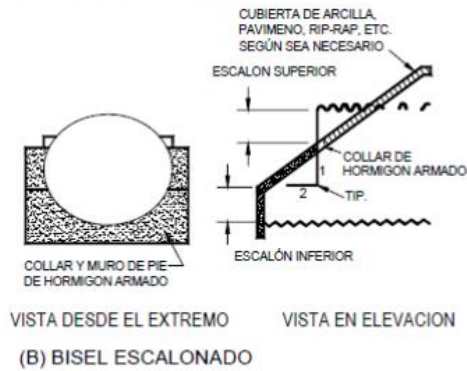
SECCIÓN 6

SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES – TRATAMIENTO DE LOS EXTREMOS

Artículo 987. REQUISITOS GENERALES. En La selección y el diseño del tratamiento de los extremos se deberá considerar una parte integral del diseño estructural.

Artículo 988. TIPOS DE EXTREMOS ESTÁNDARES. Se deberán considerar los tipos de extremos estándares para las estructuras construidas con placas corrugadas ilustrados en la FIGURA 127.

FIGURA 127
TIPOS DE EXTREMOS ESTÁNDARES.



- a) En el caso de los extremos biselados escalonados se deberán aplicar las siguientes consideraciones:
1. La altura del escalón superior deberá ser mayor o igual que la altura del arco superior, es decir, las placas del arco superior permanecen sin cortar.
 2. En las estructuras con solera, el escalón inferior deberá satisfacer los requisitos correspondientes a un escalón superior.
 3. Para los arcos, el escalón inferior deberá tener como mínimo una altura de 0.15 m.
 4. La pendiente de las placas cortadas generalmente no deberá ser menor que 3:1.
 5. El borde superior de las placas cortadas deberá estar apernado a y soportado por un collar inclinado de concreto estructural, pavimento inclinado u otro dispositivo similar.
- b) Los extremos totalmente biselados sólo se deberán utilizar en diseños especiales. Las estructuras con solera continua deberán tener un escalón inferior que satisfaga los requisitos

especificados para los extremos biselados escalonados. El borde cortado a bisel de todas las placas deberá ser soportado por un collar inclinado de concreto rígido adecuado.

- c) Los extremos cortados en forma oblicua deberán estar totalmente conectados a y soportados por un muro de remate de concreto reforzado u otra construcción rígida. El muro de remate se deberá prolongar una distancia adecuada por encima de la coronación de la estructura de manera que sea capaz de reaccionar contra las fuerzas debidas a la compresión anular de las placas cortadas. Además de los empujes activos del suelo y las sobrecargas normales, el muro de remate, se deberá diseñar para reaccionar una componente de la presión radial ejercida por la estructura como se especifica en la sección 5 del capítulo VIII del presente título.

Artículo 989. APOYO EQUILIBRADO.

- a) El diseño y los detalles deberán lograr que el apoyo que proporciona el suelo sea relativamente balanceado de un lado al otro, perpendicularmente a través de la estructura. En ausencia de diseños especiales, las pendientes perpendiculares a la estructura no deberán ser mayores que 10 por ciento si el recubrimiento tiene 3.0 m de altura o menos, ni mayores que 15 por ciento para recubrimientos mayores.
- b) Si una estructura es oblicua respecto de un terraplén, el relleno se deberá detallar de manera que sea comado para poder mantener un apoyo equilibrado y para proveer un ancho de relleno y suelo in situ adecuado para soportar los extremos.

Artículo 990. PROTECCION HIDRAULICA.

- a) **Requisitos Generales:** En las aplicaciones hidráulicas, se deberán implementar medidas para proteger la estructura, incluyendo la cáscara, las zapatas, la envolvente de suelo estructural y demás materiales de relleno dentro de la zona afectada por la estructura.
- b) **Protección del Relleno:** Al diseñar o seleccionar la granulometría del relleno se deberá considerar la pérdida de integridad del relleno debida a la tubificación. Si se utilizan materiales tubificables, la estructura y los extremos de la envolvente de suelo de relleno se deberán sellar adecuadamente para controlar la migración de suelo y/o la infiltración.
- c) **Muros Interceptores:** Todas las estructuras hidráulicas con solera continua se deberán diseñar y detallar con muros interceptores aguas arriba y aguas abajo. Las placas de las soleras se deberán apernar a los muros interceptores utilizando pernos de 0.02 m con una separación máxima entre centros de 0.5 m. El muro interceptor se deberá prolongar hasta una profundidad adecuada para limitar la percolación hidráulica y para controlar las subpresiones como se especifica en el Artículo 990d) y la socavación como se especifica en el Artículo 990e).
- d) **Subpresión Hidráulica:** La subpresión hidráulica se deberá considerar para estructuras hidráulicas con soleras invertidas si el nivel del flujo de diseño en el tubo podrá caer rápidamente. El diseño deberá proveer medios para limitar el gradiente hidráulico resultante, con el nivel de agua más alto en el relleno que en el tubo, tal que la solera no pandeé y la estructura no flote. El pandeo podrá ser evaluado como se especifica en el Artículo 965 (AASHTO 12.7.2.4), con la luz de la estructura tomada como dos veces el radio de la solera.
- e) **Socavación:** El diseño deberá satisfacer los requisitos de la sección 5 del capítulo VI del presente título. Si se encuentran suelos erosionables, para satisfacer estos requisitos estará permitido utilizar medios convencionales de protección contra la socavación. No se deberán utilizar fundaciones profundas tales como pilotes o cajones a menos que se realice un diseño especial que considere los asentamientos diferenciales y la incapacidad de los apoyos

discontinuos para retener el relleno en caso que se produzca socavación debajo del cabezal de los pilotes.

SECCIÓN 7 LOSAS DE ALIVIO DE CONCRETO

Artículo 991. LOSAS DE ALIVIO DE CONCRETO. En las estructuras de gran ancho se podrán utilizar losas de alivio de concreto para reducir los momentos. La longitud de la losa de alivio deberá ser como mínimo 0.6 m mayor que el ancho de la estructura. La losa de alivio se deberá extender en todo el ancho sujeto a cargas vehiculares, y su profundidad se deberá determinar tal como se especifica en el Artículo 1010.

SECCIÓN 8 CONSTRUCCIÓN E INSTALACIÓN

Artículo 992. CONSTRUCCION E INSTALACION. La documentación técnica deberá exigir que la construcción e instalación se realicen conforme a la Sección 26 de la norma *AASHTO LRFT Bridge Construction Specifications*.

SECCIÓN 9 ESTRUCTURAS DE PLACAS ESTRUCTURALES CON CORRUGADO PROFUNDO

Artículo 993. GENERAL. Las disposiciones de esta Sección deberán aplicarse al diseño estructural de placa estructural enterrada con corrugado profundo. Estas estructuras se diseñan como alcantarillas de gran luz pero también deberán cumplir con disposiciones para flexión y pandeo general. Estas estructuras se podrán fabricar de múltiples formas. Los criterios de flexibilidad y las características especiales no son aplicables a las estructuras con corrugado profundo. No se aplica el aumento de límite de la luz a 0.3 de la sección 1 del capítulo VII del presente título.

Artículo 994. ANCHURA DEL LLENO ESTRUCTURAL.

- a) **Estructuras con Corrugado Profundo con Relación entre el Radio de la Corona y el Radio del Acartelamiento ≤ 5 :** La zona del relleno estructural alrededor de estructuras con corrugado profundo con una relación entre el radio de la corona y el radio del acartelamiento ≤ 5 deberá extenderse hasta por lo menos la altura mínima del recubrimiento por encima de la corona. En los lados de la estructura, la extensión mínima del relleno estructural desde el exterior del eje de la estructura deberá cumplir uno de los siguientes puntos:
1. Estructura construida en una trinchera en la cual el suelo natural es por lo menos tan rígido como el suelo diseñado: 2400 mm, o
 2. Estructura construida en un terraplén o en una trinchera en la cual el terreno natural es menos rígido que el suelo diseñado: un tercio de la luz de la estructura, pero no menos que 3000 mm o más que 5000 mm. pero no menos que lo requerido por un análisis de interacción suelo-alcantarilla.
- b) **Estructuras con Corrugado Profundo con Relación entre el Radio de la Corona y el Radio del Acartelamiento > 5 :** La zona del relleno estructural alrededor de las estructuras

con corrugado profundo con una relación entre el radio de la corona y el radio del acartelamiento > 5 deberá extenderse hasta por lo menos la altura mínima del recubrimiento por encima de la corona. A los lados de la estructura, la extensión mínima del relleno estructural deberá cumplir con uno de los siguientes puntos:

1. Para estructuras con luces de hasta, e incluyendo a, 7.8 m y menos que 1.5 m de recubrimiento: un mínimo de 1 m más allá de la parte más ancha de la estructura, o
2. para estructuras con luces de hasta, e incluyendo a, 7.8 m y mayor que 1.5 m de recubrimiento y para estructuras con luces mayores que 7.8 m en toda la profundidad del relleno: un mínimo de un quinto de la luz de la estructura más allá de la parte más ancha de la estructura, pero no menos que 1.5 m ni mayor que 5 m. pero no menos que lo requerido por un análisis de interacción suelo-alcantarilla.

Artículo 995. SEGURIDAD CONTRA LA FALLA ESTRUCTURAL. Las estructuras con corrugado profundo deberán diseñarse de acuerdo con las disposiciones de las secciones 1 a 8 del capítulo VIII del presente título excepto para las disposiciones modificadas o adicionales como sigue en la sección 9 del capítulo VIII del presente título.

Requisitos de la Placa estructural: Las placas con corrugado profundo usadas para fabricar estructuras diseñadas bajo esta sección deberá cumplir con los requisitos de AASHTO M 167M/M 167. Las secciones podrán rigidizarse. Si se proporciona rigidización por medio de nervaduras, las nervaduras deberán apertarse al corrugado de la placa estructural antes de la colocación del lleno usando un espaciamiento de los pernos menor o igual a 400 mm.

- c) **Análisis Estructural:** Las estructuras diseñadas bajo las disposiciones de este Artículo deberán analizarse por medio de métodos aceptados de elementos finitos que consideren las propiedades de resistencia y rigidez de la placa estructural y del suelo. El análisis deberá producir los empujes y los momentos que deberán usarse en el diseño. El análisis tiene que considerar todas las combinaciones de carga aplicables de cargas de construcción, de suelo, vivas, y otras condiciones de carga aplicables. El empuje en el eje del tubo debido a la carga del suelo usado para la resistencia, el pandeo, y la resistencia de diseño de la costura de la pared no deberá ser menor que 1.3 veces el empuje de la carga de suelo calculado de acuerdo con el Artículo 963.

Artículo 996. PROFUNDIDAD MINIMA DEL LLENO. Para estructuras de placa estructural con corrugado profundo, la profundidad mínima del recubrimiento (H_D) deberá ser la menor entre 900 mm o los límites para estructuras de placa estructural de gran luz basados en el radio del tope y espesor de placa en la TABLA 117. Para estructuras con corrugado profundo con la relación entre el radio de la corona y el radio del acartelamiento > 5 , el recubrimiento mínimo deberá ser 460 mm para luces ≤ 7800 mm y que 600 mm para luces > 7800 mm. El recubrimiento mínimo en todos los casos no deberá ser menor que el requerido por un análisis de interacción suelo-alcantarilla.

Artículo 997. EMPUJE Y MOMENTO COMBINADOS. Los efectos combinados de momento y empuje en todas las etapas de la construcción deberán cumplir con el siguiente requisito:

Ec. 814

$$\left(\frac{T_f}{R_t}\right)^2 + \left|\frac{M_u}{M_n}\right| \leq 1.00$$

Donde:

T_f empuje mayorado.

R_t	resistencia al empuje reducida ϕR_n .
M_u	momento aplicado mayorado.
M_n	resistencia a momento reducida ϕM_p .
M_p	capacidad de momento plástico de la sección.

Artículo 998. PANDEO GLOBAL. El empuje mayorado en la pared de la alcantarilla en la condición final de instalación no deberá exceder la resistencia nominal de la capacidad de pandeo general de la alcantarilla, calculada como:

Ec. 815

$$R_b = 1.2\phi_b C_n \left(E_p I_p \right)^{\frac{1}{3}} \left(\phi_s M_s K_b \right)^{\frac{2}{3}} R_n$$

Donde:

R_b	fuerza axial nominal en la pared de la alcantarilla que causa pandeo general.
ϕ_b	factor de resistencia para pandeo general.
C_n	factor de calibración escalar para tener en cuenta algunos efectos no lineales = 0.55.
E_p	módulo de elasticidad del material de la pared del tubo, (N/m ²).
I_p	momento de inercia de la pared rigidizada de la alcantarilla por unidad de longitud, (m ⁴).
ϕ_s	factor de resistencia para el suelo.
M_s	módulo confinado de embebimiento (TABLA 134).
K_b	$(1-2\nu)/(1-\nu^2)$
ν	relación de Poisson del suelo $11.4/(11+S/H)$
R_n	factor de corrección para la geometría del relleno
S	luz de la alcantarilla.
H	profundidad del relleno sobre el tope de la alcantarilla.

Artículo 999. CONEXIONES.

- a) La resistencia reducida a momento de las conexiones longitudinales deberá ser por lo menos igual al momento mayorado aplicado, pero no menor que el mayor entre:
1. 75 por ciento de la resistencia a momento reducida del miembro, o
 2. El promedio del momento mayorado aplicado y la resistencia reducida a momento del miembro.

- b) La **resistencia** a momento de las conexiones podrá obtenerse de ensayos calificados o de estándares publicados.

CAPÍTULO IX ESTRUCTURAS TIPO CAJÓN CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 1000. REQUISITOS GENERALES.

- a) La aplicación del método de diseño aquí especificado se deberá limitar a recubrimientos cuyas profundidades estén comprendidas entre 0.43 y 1.5 m.
- b) Los requisitos del presente artículo se deberán aplicar al diseño de las estructuras tipo cajón construidas con placas estructurales las cuales, en adelante, se denominarán "alcantarillas metálicas tipo cajón." Salvo las excepciones específicamente indicadas, los requisitos de los capítulos VII y VIII del presente título no se deberán aplicar al diseño de las alcantarillas metálicas tipo cajón.
- c) Si para incrementar la resistencia flexional y capacidad de momento de las placas se utilizan nervios rigidizadores, los rigidizadores transversales deberán consistir en secciones de aluminio o acero estructural curvadas de manera que se adapten a las placas estructurales.
- d) Los nervios se deberán pernar a las placas para desarrollar la resistencia flexional plástica de la sección compuesta. La separación entre los nervios no deberá ser mayor que 0.6 m sobre la coronación ni mayor que 1.37 m sobre el enriñonado. Los empalmes de los nervios deberán desarrollar la resistencia flexional plástica requerida en la ubicación del empalme.

SECCIÓN 2 CARGAS

Artículo 1001. CARGAS. Para las sobrecargas se deberán aplicar los requisitos de la sección 1 del capítulo VI del título III. Se podrán considerar las densidades del suelo de relleno especificadas en el Artículo 1005, excepto el valor de 19 N/m³.

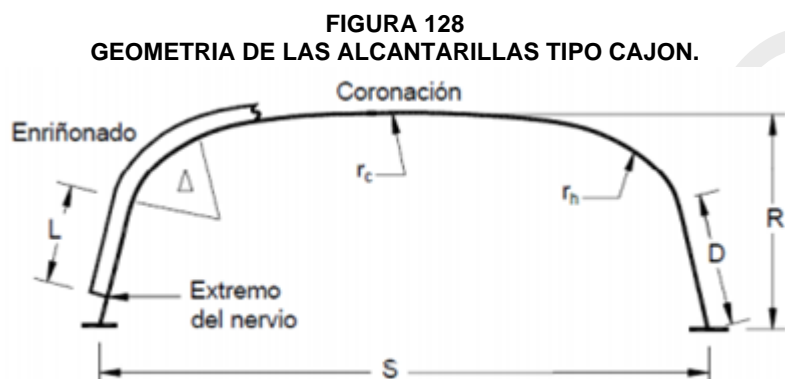
SECCIÓN 3 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Artículo 1002. ESTADO LIMITE DE SERVICIO. Para el diseño de las alcantarillas tipo cajón no es necesario aplicar ningún criterio correspondiente al estado límite de servicio.

SECCIÓN 4

SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

Artículo 1003. REQUISITOS GENERALES. La resistencia de las alcantarillas tipo cajón corrugadas se deberá determinar en el estado límite de resistencia de acuerdo con las secciones 3, 4 y 5 del capítulo V del presente título y de acuerdo con los requisitos aquí especificados. En la FIGURA 128 y la TABLA 118 se definen las secciones de las alcantarillas tipo cajón a las cuales se aplican estos artículos. Deberá aplicarse la tabla A12-10.



**TABLA 118
REQUISITOS GEOMETRICOS PARA LAS ALCANTARILLAS TIPO CAJON CON ANCHO DE 2.67m A 7.75m.**

Longitud de las ramas rectas, D : medida hasta el fondo de la placa puede variar entre 120 mm y 1800 mm	Ancho de la alcantarilla, S : 2670 mm a 7750 mm
Mínima longitud del nervio sobre la rama recta, L : menor valor entre 480 mm; $(D - 75)$ mm; o hasta 75 mm de la parte superior de una zapata de concreto	Altura de la alcantarilla, R : 760 mm a 3200 mm
	Radio de la coronación, $r_c \leq 7560$ mm
	Radio del acartelamiento, $r_h \geq 760$ mm
	Ángulo incluido por el radio del enriñonado, Δ : 50° a 70°

**TABLA 119
REQUISITOS GEOMETRICOS PARA LAS ALCANTARILLAS TIPO CAJON CON ANCHO DE 7800mm A 11000mm.**

Ancho, S : 7800 mm a 11000 mm
Altura, R : 1700 mm a 4300 mm
Radio de la coronación, $r_c \leq 8000$ mm
Radio del acartelamiento, $r_h \geq 1100$ mm
Radio del ángulo incluido de la cartela, Δ : 48° a 68°
Longitud de la pata, D : medida al fondo de la placa, puede variar desde 120 mm a 1800 mm
Longitud mínima del nervio en la pata, L , el menor de 710 mm, $(D - 0.76)$ m, o hasta dentro de los 76 mm del tope de la zapata de concreto.

Artículo 1004. La resistencia flexional de las estructuras tipo cajón construidas con placas corrugadas se deberá determinar utilizando la tensión de fluencia especificada de las placas corrugadas. La resistencia flexional de las estructuras tipo cajón construidas con placas de sección nervada se deberá determinar utilizando los valores de la tensión de fluencia especificados tanto para los nervios como para la cáscara corrugada. Los valores calculados sólo se podrán utilizar para el diseño luego de ser confirmados por

ensayos de flexión representativos. Los empalmes en los nervios deberán desarrollar la capacidad de momento plástico requerida en la ubicación del empalme.

Artículo 1005. MOMENTOS DEBIDOS A LAS CARGAS MAYORADAS. Los momentos no mayorados en la coronación y el enriñonado debidos a la carga permanente y la sobrecarga, M_d y M , se podrán tomar como:

$$M_{d\ell} = (g \times 10^9) \gamma_s \left\{ S^3 \left[0.0053 - 7.87 \times 10^{-7} (S - 3660) \right] + \right. \\ \left. 0.053 (H - 427) S^2 \right\} \quad \text{Ec. 816}$$

$$M_{\ell\ell} = C_{\ell\ell} K_1 \frac{S}{300 K_2} \quad \text{Ec. 817}$$

Donde:

- $M_{d\ell}$ sumatoria de los momentos nominales en la coronación y el acartelado debidos a las cargas permanentes (N-mm/mm).
- M sumatoria de los momentos nominales en la coronación y el acartelado debidos a las sobrecargas (N-mm/mm).
- S ancho de la alcantarilla tipo cajón (mm).
- γ densidad del suelo (kg/m³).
- H altura de recubrimiento desde la parte superior de la alcantarilla tipo cajón hasta la parte superior del pavimento (mm).
- C sobrecarga ajustada $C_1 C_2 A_L$ (N).
- A_L sumatoria de todas las cargas por eje de un grupo de ejes (N).
- C_1 1.0 para ejes simples y $0.5 + S/50 \leq 1.0$ para ejes tendem.
- C_2 factor de ajuste que considera el número de ruedas en un eje de diseño como se especifica en la TABLA 120.

En donde:

$$K_1 = \frac{0.08}{\left(\frac{H}{S}\right)^{0.2}}, \text{ para } 2400 \leq S < 6000 \quad \text{Ec. 818}$$

$$K_1 = \frac{0.08 - 6.6 \times 10^{-6} (S - 6000)}{\left(\frac{H}{S}\right)^{0.2}}, \text{ para } 6000 \leq S \leq 8000 \quad \text{Ec. 819}$$

$$K_2 = 5.8 \times 10^{-6} H^2 - 0.0013H + 5.05 \text{ para } 400 \leq H \leq 900 \quad \text{Ec. 820}$$

Ec. 821

$$K_2 = 0.0062H + 3 \text{ para } 900 \leq H \leq 1500$$

TABLA 120
VALORES DEL COEFICIENTE DE AJUSTE QUE CONSIDERA EL NUMERO DE RUEDAS POR EJE (C2)

Número de ruedas por grupo de ejes ideal	Profundidad del recubrimiento (m)			
	0.4	0.6	0.9	1.5
2	0.36	0.37	0.38	0.31
4	0.3	0.3	0.3	0.3
8	0.19	0.21	0.25	0.28

Artículo 1006. A menos que se especifique lo contrario, se deberá asumir que el camión de diseño especificado en el Artículo 68b) tiene cuatro ruedas en un eje. Se deberá asumir que el tándem de diseño especificado en el Artículo 68c) consiste en un grupo de ejes compuestos por dos ejes de cuatro ruedas cada uno. Los momentos mayorados M_{dtu} y M_{ltu} indicados en el Artículo 1007 se deberán determinar como se especifica en la TABLA 2, excepto que el factor de sobrecarga utilizado para calcular deberá ser igual a 2.0. Las reacciones mayoradas se deberán determinar mayorando las reacciones especificadas en el Artículo 1009.

Artículo 1007. CAPACIDAD DE MOMENTO PLÁSTICO. La resistencia de momento plástico de la coronación, M_{pc} , y la resistencia de momento plástico del encartelado, M_{ph} , no deberán ser menores que la sumatoria proporcional de los momentos debidos a la carga permanente y la sobrecarga ajustados. Los valores de M_{pc} y M_{ph} se deberán determinar de la siguiente manera:

Ec. 822

$$M_{pc} \geq C_H P_c M_{dtu} + M_{ltu}$$

Ec. 823

$$M_{ph} \geq C_H 1.0 - P_c M_{dtu} + R_H M_{ltu}$$

donde:

- C_H factor que considera el recubrimiento de suelo sobre la coronación especificado en el Artículo 1008.
- P_c rango admisible de la proporción del momento total soportado por la coronación como se especifica en la TABLA 121.
- R_H valores aceptables del factor de reducción de los momentos en el encartelado como se especifica en la TABLA 122.
- M_{dtu} momento mayorado debido a las cargas permanentes como se especifica en el Artículo 1005 (N-m).
- M_{ltu} momento mayorado debido a las sobrecargas como se especifica en el Artículo 1005 (N-m).

TABLA 121
VALORES DE PROPORCIONALIDAD DEL MOMENTO DE LA CORONA, P_c , PARA LUCES ≤ 7.8 m.

Ancho (m)	Rango de P_c admisible
< 3	0.55-0.70
3 – 4.5	0.50-0.70
4.5 – 6	0.45-0.70
6 – 8	0.45-0.60

TABLA 122
VALORES DE POSICIONAMIENTO DEL MOMENTO DE LA CORONA, 11m.

Profundidad del Relleno (m)	Intervalo Permisible de P_c
0.4-0.76	0.55-0.65
0.76-1.2	0.45-0.55
1.2-1.5	0.35-0.55

TABLA 123
VALORES DEL FACTOR DE REDUCCION DE LOS MOMENTOS EN EL ENRIÑONADO, R_H , PARA LUCES ≤ 7800 MM.

	Profundidad del recubrimiento (m)			
	0.4	0.6	0.9	1.2 a 1.5
R_H	0.66	0.74	0.87	1.00

Para luces desde 7.8 m hasta 11 m, $R_H = 1.0$ para todas las profundidades del recubrimiento.

Artículo 1008. FACTOR QUE CONSIDERA EL RECUBRIMIENTO DE SUELO SOBRE LA CORONACION C_H . Si la profundidad del recubrimiento de suelo es mayor o igual que 1.0 m, el factor que considera el recubrimiento de suelo sobre la coronación, C_H , se deberá tomar igual a 1.0. Si la profundidad del recubrimiento de suelo sobre la coronación está comprendida entre 0.42 y 1.0 m, el factor C_H se deberá tomar de la siguiente manera:

Ec. 824

$$C_H = 1.15 - \left(\frac{H - 0.42}{4.2} \right)$$

Donde:

H = profundidad de recubrimiento sobre la coronación (m).

Artículo 1009. REACCIONES DE LAS ZAPARAS. Las reacciones de las zapatas de las alcantarillas tipo cajón se deberán determinar de la siguiente manera:

Ec. 825

$$V = \gamma_s \left(\frac{HS}{2.0} + \frac{S^2}{40.0} \right) + \frac{A_L}{8 + 2H + R}$$

Donde:

V	reacción no mayorada de la zapata(N/mm).
γ_s	densidad del relleno (N/m ³).
H	profundidad del recubrimiento sobre la coronación.
R	altura de la alcantarilla (m).
S	ancho de la alcantarilla (mm).
A_L	carga total de los ejes (N).

Artículo 1010. LOSAS DE ALIVIO. Para reducir los momentos flexionales en las alcantarillas tipo cajón se podrán utilizar losas de alivio. Las losas de alivio no deberán estar en contacto con la coronación, tal como se ilustra en la FIGURA 129. La longitud de la losa de alivio de concreto deberá ser como mínimo 0.6 m mayor que el ancho de la alcantarilla y suficiente para proyectarse 0.3 m más allá del acartelado a cada lado de la alcantarilla. La losa de alivio se deberá extender en todo el ancho sujeto a cargas vehiculares. El espesor de las losas de alivio de concreto reforzado se deberá determinar de la siguiente manera:

Ec. 826

$$t = t_b R_{AL} R_c R_f$$

Donde:

t	mínimo espesor de la losa (m).
t_b	espesor básico de la losa como se especifica en la TABLA 124 (m).
R_{AL}	factor de corrección que considera la carga por eje, especificado en la TABLA 125.
R_c	factor de corrección que considera la resistencia del concreto, especificado en la TABLA 126.
R_f	factor que se toma igual a 1.2 para las estructuras tipo cajón cuyo ancho es menor que 8.0 m.

FIGURA 129
ALCANTARILLAS METALICAS TIPO CAJON CON LOSA DE ALIVIO DE CONCRETO.

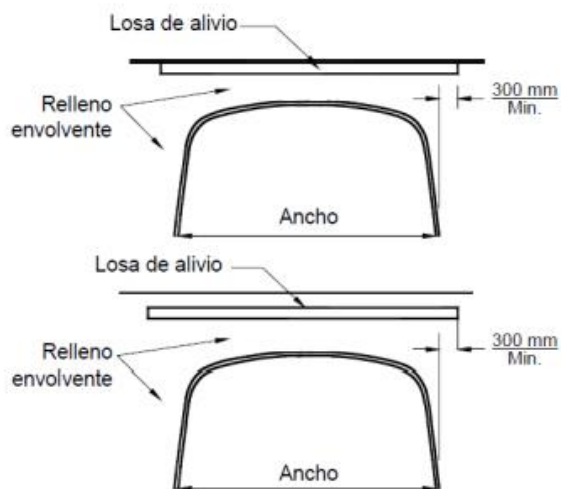


TABLA 124
ESPESOR BASICO DE LA LOSA (DUNCAN ET AL. 1985) t_b (m).

Clasificación unificada de la subbase debajo de la losa	Compactación relativa -% de la máxima densidad seca AASHTO		
	100	95	90
	Espesor básico de la losa (mm)		
GW, GP, SW, SP, o SM	0.19	0.2	0.22
SM-SC o SC	0.2	0.22	0.23
ML o CL	0.22	0.23	0.24

TABLA 125
FACTOR DE CORRECCION PARA CONSIDERAR LA CARGA POR EJE, RAL (DUNCAN ET AL 1985).

Carga por eje simple (N)	R_{AL}
45.000	0.60
90.000	0.80
135.000	0.97
142.000	1.00
178.000	1.05
200.000	1.10
222.000	1.15

TABLA 126
FACTOR DE CORRECCION PARA CONSIDERAR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO, RC (DUNCAN ET AL. 1985).

Resistencia a la compresión del concreto, f'_c (MPa)	R_c
21	1.19
24	1.15
28	1.10
31	1.05
34	1.01
38	0.97
41	0.94

SECCIÓN 5
CONSTRUCCION E INSTALACION

Artículo 1011. CONSTRUCCION E INSTALACION. La documentación técnica deberá exigir que la construcción e instalación se realicen conforme a la Sección 26 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, "Alcantarillas Metálicas".

CAPÍTULO X
TUBOS DE CONCRETO REFORZADO

SECCIÓN 1
REQUISITOS GENERALES

Artículo 1012. REQUISITOS GENERALES. Los presentes requisitos se deberán aplicar al diseño estructural de los tubos enterrados de concreto reforzado prefabricado de sección circular, elíptica o en arco. El diseño estructural de este tipo de tubos se podrá realizar siguiendo uno de los dos métodos siguientes:

- a) El método de diseño directo en el estado límite de resistencia como se especifica en el Artículo 1020, o
- b) El método de diseño indirecto en el estado límite de servicio como se especifica en el Artículo 1021.

SECCIÓN 2
CARGAS

Artículo 1013. INSTALACIONES ESTÁNDARES. La documentación técnica deberá especificar que el lecho de asiento y el relleno deberán satisfacer los requisitos del Artículo 27.5.2 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Los requisitos mínimos de compactación y espesor del lecho de

asiento para las instalaciones estándares bajo terraplén y para las instalaciones estándares en zanja deberán ser como se especifica en la TABLA 127 y TABLA 128, respectivamente.

TABLA 127
SUELOS Y REQUISITOS MINIMOS DE COMPACTACION PARA LAS INSTALACIONES ESTANDARES BAJO TERRAPLEN.

Tipo de instalación	Espesor del lecho de asiento	Encartelado y lecho exterior	Lado inferior
Tipo 1	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/2$ m, pero no menos que 0.075 m. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo B_c m, pero no menos que 0.15 m.	SW 95%	SW 90%, ML 95%, o CL 100%
Tipo 2 — Instalaciones disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/2$ m, pero no menos que 0.075 m. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo B_c m, pero no menos que 0.15 m.	SW 90% o ML 95%	SW 85%, ML 90%, o CL 95%
Tipo 3 — Instalaciones disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/2$ m, pero no menos que 0.075 m. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo $B_c/2$ m, pero no menos que 0.15 m.	SW 85%, ML 90%, o CL 95%	SW 85%, ML 90%, o CL 95%
Tipo 4	Para fundaciones en suelo no se requiere lecho. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo B_c m, pero no menos que 0.15 m.	No se requiere compactación excepto si se trata de CL, utilizar CL 85%	No se requiere compactación, excepto que si se trata de CL, utilizar CL 85%

Con relación a la TABLA 127 se aplican las siguientes interpretaciones:

- La simbología utilizada para la compactación y los suelos, por ejemplo "SW 95%," se interpreta de la siguiente manera: suelo tipo SW compactado hasta alcanzar, como mínimo, un grado de compactación igual al 95% de la compactación Proctor Normal. Los valores Proctor Modificados equivalentes serán como se indica en la Tabla 27.5.2.2-3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*
- El suelo en el lecho exterior, encartelado y zonas laterales inferiores, excepto a una distancia menor o igual que $B_c/3$ de la línea de arranque del tubo, se deberá compactar como mínimo hasta la misma densidad que la mayoría del suelo en la zona de relleno superior.
- El mínimo ancho de una subzanja deberá ser igual a $1.33B_c$, o mayor si se necesita espacio para lograr la compactación especificada en las zonas de lecho y encartelado.
- Para las sub-zanjas con paredes de suelo natural, toda porción de la zona lateral inferior de la pared de la sub-zanja deberá tener como mínimo la misma densidad que un suelo equivalente colocado respetando los requisitos de compactación especificados para la zona lateral inferior y la misma densidad que la mayor parte del suelo en la zona de relleno superior. En caso contrario se lo deberá retirar y reemplazar por suelo compactado hasta el nivel especificado.

TABLA 128
SUELOS Y REQUISITOS MINIMOS DE COMPACTACION PARA LAS INSTALACIONES ESTANDARES EN ZANJA.

Tipo de instalación	Espesor del lecho de asiento	Encartelado y lecho exterior	Lado inferior
Tipo 1	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/2$ m, pero no menos que 0.075 m. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo B_c m, pero no menos que 0.15 m.	SW 95%	SW 90%, ML 95%, o CL 100%, o suelos naturales de igual firmeza
Tipo 2 - Instalaciones disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/2$ m, pero no menos que 0.075 m. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo B_c m, pero no menos que 0.15 m.	SW 90% o ML 95%	SW 85%, ML 90%, CL 95%, o suelos naturales de igual firmeza
Tipo 3 - Instalaciones disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/4$ m, pero no menos que 0.075 m. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo B_c m, pero no menos que 0.15 m.	SW 85%, ML 90% o CL 95%	SW 85%, ML 90%, CL 95%, o suelos naturales de igual firmeza
Tipo 4	Para fundaciones en suelo no se requiere lecho. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo B_c m, pero no menos que 0.15 m.	No se requiere compactación, excepto que si se trata de CL, utilizar CL 85%	SW 85%, ML 90%, CL 95%, o suelos naturales de igual firmeza

En relación con la TABLA 128 se aplican las siguientes interpretaciones:

- La simbología utilizada para la compactación y los suelos, por ejemplo "SW 95%," se interpreta de la siguiente manera: suelo tipo SW compactado hasta alcanzar, como mínimo, un grado de compactación igual al 95% de la compactación Proctor Normal. Los valores Proctor Modificados equivalentes serán como se indica en la Tabla 27.5.2.2-3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.
- La parte superior de la zanja deberá estar a una profundidad menor o igual que $0.1H$ por debajo de la superficie terminada; en el caso de las carreteras, la parte superior deberá estar a una profundidad mayor o igual que 0.3 m por debajo de la parte inferior de la base del pavimento.
- El suelo en las zonas del lecho y el acartelado se deberá compactar como mínimo hasta la misma densidad que la mayor parte del suelo en la zona de relleno.
- Si es necesario que haya espacio adecuado para realizar la compactación especificada en las zonas del lecho y los acartelados, el ancho de la zanja deberá ser mayor que el ilustrado en las Figuras 27.5.2.2-1 y 27.5.2.2-2 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.
- Si las paredes de la zanja forman un ángulo menor o igual que 10° respecto a la vertical no será necesario considerar la densidad (compactación) o firmeza del suelo en las paredes de la zanja ni en la zona lateral inferior.

- Si las paredes de la zanja forman un ángulo mayor que 10° respecto de la vertical y consisten en un terraplén, el lado inferior se deberá compactar hasta alcanzar como mínimo la misma densidad especificada para el suelo en la zona de relleno.

La carga de suelo no mayorada, W_E , se deberá determinar de la siguiente manera:

Ec. 827

$$W_E = F_e w B_c H$$

Donde:

- W_E carga de suelo no mayorada (N/mm).
- F_e factor de interacción suelo-estructura para el tipo de instalación especificada, de acuerdo con lo aquí definido.
- B_c dimensión horizontal exterior del tubo (mm).
- H altura del relleno sobre el tubo (mm).
- w densidad del suelo (kg/m³).

Artículo 1014. El peso unitario del suelo utilizado para calcular la carga de suelo deberá ser el peso unitario estimado para los suelos especificados para el tipo de instalación del tubo, pero nunca se deberá tomar menor que 1760 kg/m³. Las instalaciones estándares, tanto bajo terraplén como en zanja, se deberán diseñar para proyección positiva, condiciones de carga bajo terraplén donde F_e se deberá tomar como el factor de arqueamiento vertical, VAF , especificado en la TABLA 129 para cada tipo de instalación estándar. Para las instalaciones estándares la distribución del empuje del suelo deberá ser la distribución de empuje de Heger ilustrada en la FIGURA 130 y en la TABLA 129 para cada tipo de instalación estándar.

FIGURA 130
DISTRIBUCION DE EMPUJE DE HEGER Y FACTORES DE ARQUEAMIENTO.

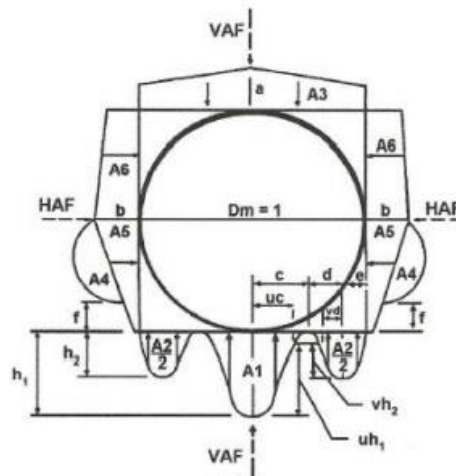


TABLA 129
COEFCIENTES A UTILIZAR CON LA FIGURA 130.

	Tipo de Instalación			
	1	2	3	4
<i>VAF</i>	1.35	1.40	1.40	1.45
<i>HAF</i>	0.45	0.40	0.37	0.30
<i>A1</i>	0.62	0.85	1.05	1.45
<i>A2</i>	0.73	0.55	0.35	0.00
<i>A3</i>	1.35	1.40	1.40	1.45
<i>A4</i>	0.19	0.15	0.10	0.00
<i>A5</i>	0.08	0.08	0.10	0.11
<i>A6</i>	0.18	0.17	0.17	0.19
<i>a</i>	1.40	1.45	1.45	1.45
<i>b</i>	0.40	0.40	0.36	0.30
<i>e</i>	0.18	0.19	0.20	0.25
<i>e</i>	0.08	0.10	0.12	0.00
<i>f</i>	0.05	0.05	0.05	-
<i>u</i>	0.80	0.82	0.85	0.90
<i>v</i>	0.80	0.70	0.60	-

Con relación a la TABLA 129:

- *VAF* y *HAF* son factores de arqueamiento vertical y horizontal. Estos coeficientes representan las cargas adimensionales totales vertical y horizontal, respectivamente, que actúan sobre el tubo. Las cargas reales vertical y horizontal son iguales a $(VAF)(PL)$ y $(HAF)(PL)$, respectivamente, siendo *PL* el prisma de carga.
- Los coeficientes *A1* a *A6* representan la integración de las componentes adimensionales verticales y horizontales del empuje del suelo debajo de las porciones indicadas de los diagramas de empuje de las componentes, es decir, el área debajo de los diagramas de empuje de las componentes.
- Se asume que los empujes varían ya sea en forma parabólica o en forma lineal, como se ilustra en la FIGURA 130, con las magnitudes adimensionales en los puntos de rigor representados por h_1, h_2, uh_1, vh_2, a y b .
- Las dimensiones horizontal y vertical adimensionales de las regiones de empuje de los componentes son definidas por los coeficientes *c*, *d*, *e*, *u*, *v* y *f*.

Donde:

$$d = (0.5 - c - e)$$

Ec. 828

$$h_1 = 1.5A1/c1 + u$$

Ec. 829

$$h_2 = 1.5A2/[d1 + v + 2e]$$

Ec. 830

Artículo 1015. PESO DEL FLUIDO DENTRO DE TUBO. A menos que se especifique lo contrario, para el diseño, el peso no mayorado del fluido dentro del tubo, W_F , se deberá calcular con base en una densidad igual a 1000 kg/m^3 . En el caso de las instalaciones estándares, el peso del fluido deberá ser soportado por el empuje vertical del suelo el cual, se asume, tiene la misma distribución sobre la parte inferior del tubo ilustrada en la FIGURA 130 para las cargas de suelo.

Artículo 1016. SOBRECARGAS. Las sobrecargas deberán ser como se especifica en el capítulo VI del título III y su distribución a través del recubrimiento de suelo deberá ser como se especifica en el Artículo

68f). Para las instalaciones estándares se deberá asumir que en la parte superior del tubo la sobrecarga tiene una distribución vertical uniforme, y que en la parte inferior del tubo la sobrecarga tiene la misma distribución ilustrada en la FIGURA 130.

SECCIÓN 3 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Artículo 1017. ESTADO LIMITE DE SERVICIO. Se deberá investigar el ancho de fisuración en las paredes del tubo en el estado límite de servicio para momento y esfuerzo normal. En general, el ancho de las fisuras no deberá ser mayor que 0.25 mm.

SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA FALLAS ESTRUCTURALES

Artículo 1018. REQUISITOS GENERALES. La resistencia de los tubos de concreto reforzado enterrados contra las fallas estructurales se deberá determinar en el estado límite de resistencia para:

- Flexión,
- Esfuerzo normal,
- Corte, y
- Tracción radial.

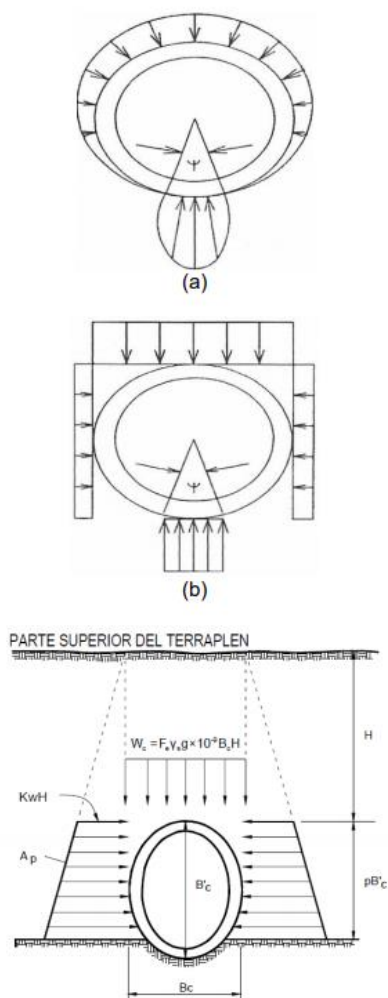
Artículo 1019. Las dimensiones de las secciones de los tubos se deberán determinar utilizando el método de diseño directo de base analítica o bien el método de diseño indirecto de base empírica. Si la documentación técnica especifica el empleo de jaulas por cuadrante, estribos y/o jaulas elípticas se deberá especificar la orientación de la instalación de los tubos; además, el diseño deberá tomar en cuenta la posibilidad de una falta de alineación de hasta 10° durante la instalación de los tubos.

Artículo 1020. METODO DE DISEÑO DIRECTO.

- a) **Cargas y Distribución del Empuje:** La carga vertical total que actúa sobre el tubo se deberá determinar como se especifica en el Artículo 1013.

La distribución del empuje sobre el tubo debido a las cargas aplicadas y la reacción del lecho de asiento se deberá determinar ya sea mediante un análisis de interacción suelo-estructura o bien mediante una aproximación racional. Cualquiera de ambos métodos deberá permitir el desarrollo de un diagrama de presiones como el esquematizado en la FIGURA 131, y el análisis del tubo.

FIGURA 131
DISTRIBUCION SUGERIDA PARA LA PRESION DE DISEÑO ALREDEDOR DE UN TUBO DE CONCRETO ENTERRADO PARA SU ANALISIS MEDIANTE EL METODO DE DISEÑO DIRECTO.



- b) **Análisis de las Solicitaciones en un Tubo con Anillo:** Las sollicitaciones en el tubo se deberán determinar mediante un análisis elástico del anillo bajo la distribución de presiones supuesta o bien mediante un análisis de interacción suelo-estructura.
- c) **Factores que Consideran el Proceso y los Materiales:** Los factores que consideran el proceso y los materiales, F_{rp} para tracción radial y F_{vp} para resistencia al corte, para el diseño de los tubos de concreto reforzado fabricados en planta se deberán tomar iguales a 1.0. Se podrán utilizar valores mayores que 1.0 siempre y cuando su uso esté avalado por un número suficiente de ensayos de acuerdo con la norma AASHTO M 242M/M 242 (ASTM C655M y C655).
- d) **Resistencia Flexional en el Estado Límite de Resistencia:**
1. **Armaduras Circunferenciales:** Refuerzo para resistencia a flexión proporcionado en una longitud, b , usualmente tomada como 300 mm, deberá satisfacer:

Ec. 831

$$A_s \geq \frac{g\phi d - N_u - \sqrt{g \left[g(\phi d)^2 - N_u(2\phi d - h) - 2M_u \right]}}{f_y}$$

Ec. 832

$$g = 0.85bf'_c$$

Donde:

- A_s área de armadura por longitud de tubo, b , (m^2/m).
- f_y tensión de fluencia especificada de los refuerzos (N/m^2).
- d distancia entre la cara comprimida y el baricentro del refuerzo de tracción (m).
- h espesor de las paredes del tubo (m).
- M_u momento debido a las cargas mayoradas ($N \cdot m/m$).
- N_u esfuerzo normal debido a la carga mayorada, positivo si se trata de compresión (N/m).
- ϕ factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 12.5.5.

2. **Mínima Sección de refuerzo:** El área de refuerzo, A_s , por m de tubo deberá satisfacer las siguientes condiciones:

Para la cara interna de un tubo con dos capas de refuerzo:

Ec. 833

$$A_s \geq \frac{(S_i + h)^2}{1,000f_y} \geq 0.07$$

Para la cara externa de un tubo con dos capas de refuerzo:

Ec. 834

$$A_s \geq 0.60 \frac{(S_i + h)^2}{1,000f_y} \geq 0.07$$

Para el caso de refuerzos elípticos en tubos circulares y tubos de diámetro menor o igual que 0.84 m con una única jaula de refuerzo en el tercio central de la pared del tubo:

Ec. 835

$$A_s \geq 2 \frac{(S_i + h)^2}{1,000f_y} \geq 0.07$$

Donde:

- S_i diámetro interno o ancho horizontal del tubo (m).
- h espesor de las paredes del tubo (m).

f_y tensión de fluencia de los refuerzos (N/m²).

3. **Máxima Sección de refuerzo a Flexión sin Estribos:** El área de refuerzo a flexión por m de tubo sin estribos deberá satisfacer la siguiente condición:

Para refuerzo interno en tracción radial:

Ec. 836

$$A_{s,max} \leq \frac{0.506r_s F_{rp} \sqrt{f'_c} (R_\phi) F_{rt}}{f_y}$$

Donde:

r_s radio del refuerzo interno (m).

f' resistencia a la compresión del concreto (N/m²).

f_y tensión de fluencia especificada del acero de los refuerzos (N/m²).

R_ϕ (ϕ_r , ϕ_f); relación entre los factores de resistencia para tracción radial y momento especificados en el Artículo 12.5.5.

F_{rp} 1.0 a menos que se utilice un factor más elevado que se justifique mediante datos de ensayos aprobados por el Ingeniero.

para lo cual:

Para $12.0 \text{ in.} \leq S_i \leq 72.0 \text{ in.}$

$$F_{rt} = 1 + 0.00833(72 - S_i)$$

Para $72.0 \text{ in.} < S_i \leq 144.0 \text{ in.}$

$$F_{rt} = \frac{(144 - S_i)^2}{26,000} + 0.80$$

Para $S_i > 144.0 \text{ in.}$

$$F_{rt} = 0.80$$

Para refuerzo de compresión:

Ec. 837

$$A_{s,max} \leq \frac{\left[\left(\frac{55g'\phi d}{87 + f_y} \right) - 0.75N_u \right]}{f_y}$$

Ec. 838

$$g' = bf'_c [0.85 - 0.05(f'_c - 4.0)]$$

Ec. 839

$$0.85bf'_c \geq g' \geq 0.65bf'_c$$

Donde:

- b anchura de la sección tomada como 300 mm.
- ϕ factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 255.

4. **Refuerzo para Controlar la Fisuración:** El factor de ancho de fisuración, F_{cr} , se podrá determinar de la siguiente manera:

Si N_s es de compresión se considera positiva y además:

Ec. 840

$$F_{cr} = \frac{B_1}{30\phi d A_s} \left[\frac{M_s + N_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{ij} - 0.0316 C_1 b h^2 \sqrt{f'_c} \right]$$

Si N_s es de compresión se considera negativa y además:

Ec. 841

$$F_{cr} = \frac{B_1}{30 d A_s \phi} 1.1 M_s - 0.6 N_s d - 0.0316 C_1 b h^2 \sqrt{f'_c}$$

Donde:

Ec. 842

$$j = 0.74 + 0.1 \frac{e}{d} \leq 0.9$$

Ec. 843

$$i = \frac{1}{\left(1 - \frac{jd}{e} \right)}$$

Ec. 844

$$e = \frac{M_s}{N_s} + d - \frac{h}{2}$$

Ec. 845

$$B_1 = \left(\frac{t_b S_f}{2n} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

- M_s momento flector en el estado límite de servicio (N-m/m).
- N_s esfuerzo axial en el estado límite de servicio (N/m).
- d distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (m).

h	espesor de las paredes (m).
f'_c	resistencia a la compresión especificada del concreto (N/m ²).
C_1	coeficiente relacionado con el control de la fisuración que depende del tipo de armadura utilizada como se especifica en la TABLA 130.
A_s	área de acero (m ² /m).
t_b	Recubrimiento libre de concreto sobre las armaduras (m).
S^ℓ	separación de la armadura circunferencial (m).
n	1.0 si la armadura de tracción se coloca en una sola capa.
n	2.0 si la armadura de tracción se coloca en múltiples capas.
ϕ	factor de resistencia para flexión como se especifica en la sección 5 del capítulo V del presente título.

TABLA 130
COEFICIENTES RELACIONADOS CON EL CONTROL DE LA FISURACION.

Tipo	Refuerzo	C_1
1	Alambre liso o barras lisas	1.0
2	Malla soldada de alambres lisos con una separación máxima de 0.2 m entre alambres longitudinales	1.5
3	Malla soldada de alambres conformados, barras o cualquier armadura con estribos anclados a la misma	1.9

Para Refuerzo Tipo 2 de la TABLA 130 para las cuales, el factor de ancho de fisuración, F_{cr} , también se deberá investigar utilizando los coeficientes B_1 y C_1 especificados para las armaduras Tipo 3, utilizándose el mayor valor de F_{cr} . Se podrán utilizar valores más elevados de C_1 siempre y cuando su uso esté avalado por datos de ensayos y sea aprobado por el Ingeniero.

- Mínimo Recubrimiento de Concreto sobre el refuerzo:** Para el mínimo recubrimiento de concreto sobre las armaduras se deberán aplicar los requisitos de la Sección 3 Capítulo XII Título V, con las siguientes excepciones:

 - Si el espesor de la pared es menor que 0.0635 m., el recubrimiento no deberá ser menor que 0.019 m, y
 - Si el espesor de la pared es mayor o igual que 0.0635 m., el recubrimiento no deberá ser menor que 0.025 m.

- e) **Resistencia al Corte sin Estribos:** Se deberá investigar el corte en una sección crítica en la que $M_{mu}/(V_u d) = 3.0$ La resistencia al corte mayorada sin estribos radiales, V_r , se deberá tomar como:

Ec. 846

$$V_r = \phi V_n$$

Dónde:

Ec. 847

$$V_n = 0.0316bdF_{vp}\sqrt{f'_c}(1.1+63\rho)\left(\frac{F_d F_n}{F_c}\right)$$

Ec. 848

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \leq 0.02$$

Para los tubos que tienen ya sea dos canastas o bien una única canasta elíptica:

Ec. 849

$$F_d = 0.8 + \frac{1.6}{d} \leq 1.3$$

Para los tubos cuyo diámetro es menor o igual que 915mm. y que tienen una única canasta circular:

Ec. 850

$$F_d = 0.8 + \frac{1.6}{d} \leq 1.4$$

Si N_u es de compresión, se considera positiva y además:

Ec. 851

$$F_n = 1 + \frac{N_u}{24h}$$

Si N_u es de tracción se considera negativa y además:

Ec. 852

$$F_n = 1 + \frac{N_u}{6h}$$

Ec. 853

$$F_c = 1 + \frac{d}{2r}$$

Ec. 854

$$M_{mu} = M_u - N_u \left[\frac{4h-d}{8} \right]$$

El signo algebraico de le Ec. 853 se deberá tomar positivo si la tracción está del lado interno del tubo y negativo si la tracción está del lado externo del tubo.

donde:

$f'_{c\max}$	2390 N/m ² .
b	anchura de la sección de diseño tomado como 300 mm.
d	distancia entre la cara comprimida y el baricentro del refuerzo de tracción (m).
h	espesor de las paredes (m).
ϕ	factor de resistencia para corte como se especifica en el Artículo 255.
r	radio hasta el centro de la pared del tubo de concreto (m).
N_u	esfuerzo normal debido a las cargas mayoradas (N/m).
V_u	corte debido a las cargas mayoradas (N/m).
F_{vp}	factor que considera el efecto del proceso y los materiales especificado en el Artículo 1020c)

Si la resistencia al corte mayorada determinada como aquí se especifica no es adecuada se deberán proveer estribos radiales de acuerdo con el Artículo 1020f).

- f) **Resistencia al Corte con Estribos Radiales:** El área de refuerzo en forma de estribos para tracción radial y corte no deberá ser menor que:

Para tracción radial:

$$A_{vr} = \frac{1.1s_v(M_u - 0.45N_u\phi_r d)}{f_y r_s \phi_r d}$$

Ec. 855

$$s_v \leq 0.75\phi_r d$$

Ec. 856

Para corte:

$$A_{vs} = \frac{1.1s_v}{f_y \phi_v d} V_u F_c - V_c + A_{vr}$$

Ec. 857

$$s_v \leq 0.75\phi_v d$$

Ec. 858

donde:

$$v_c = \frac{4V_r}{\frac{M_{mu}}{V_u d} + 1} \leq 0.0633\phi_v b d \sqrt{f'_c}$$

Ec. 859

En donde:

M_u momento flector debido a las cargas mayoradas (N-m/m).

M_{nu}	momento mayorado que actúa en una sección transversal de ancho unitario modificado para considerar los efectos del esfuerzo normal de compresión o tracción (N-m/m).
N_u	esfuerzo normal debido a las cargas mayoradas (N/m).
V_u	corte debido a las cargas mayoradas (N/m).
V_c	resistencia al corte de la sección de concreto (N/m).
d	distancia entre la cara comprimida y el baricentro del refuerzo de tracción (m).
f_y	tensión de fluencia especificada para las armaduras; el valor de f_y se deberá tomar como el menor valor entre la tensión de fluencia del estribo y la capacidad de anclaje que desarrolla (N/m ²).
r_s	radio del refuerzo interno (m).
s_v	separación de los estribos (m).
V_r	resistencia al corte mayorada de la sección de tubo sin estribos radiales por unidad de longitud del tubo (N/m).
A_{vr}	área del refuerzo en forma de estribos para resistir los esfuerzos de tracción radial en una sección transversal de ancho unitario en cada línea de estribos con una separación circunferencial igual a s (m ² /m).
A_{vs}	área de estribos requerida como refuerzo de corte (m ² /m).
f'	resistencia a la compresión del concreto (N/m ²).
ϕ_v	factor de resistencia para corte como se especifica en la sección 5 del capítulo V del presente título
F_c	factor de curvatura determinado mediante la Ec. 853.

g) Anclaje de los Estribos.

1. **Anclaje de los Estribos para Tracción Radial:** Si se utilizan estribos para resistir tracción radial, éstos se deberán anclar alrededor de cada barra circunferencial de la canasta interna para desarrollar la resistencia del estribo; también se deberán anclar alrededor de la canasta exterior o embeber del lado comprimido una longitud suficiente para que el estribo pueda desarrollar su resistencia requerida.
2. **Anclaje de los Estribos para Corte:** Con las excepciones aquí especificadas, cuando no se requieren estribos para resistir tracción radial pero sí se requieren para resistir

corte, su separación longitudinal deberá ser tal que puedan ser anclados alrededor de cada una de las barras circunferenciales para tracción o alrededor de barras circunferenciales para tracción alternadas. La separación de estos estribos no deberá ser mayor que 0.15 m.

3. **Longitud Embebida de los Estribos:** Los estribos que deberán resistir esfuerzos en las regiones de la solera y la coronación se deberán anclarse en el lado opuesto de la pared del muro lo suficiente para desarrollar la resistencia requerida del estribo.

Artículo 1021. METODO DE DISEÑO INDIRECTO.

- a) **Capacidad de Carga:** Las cargas de suelo y sobrecargas móviles que actúan sobre el tubo se deberán determinar de acuerdo con la sección 2 del capítulo X del presente título y estos valores se deberán comparar con la Carga-D, es decir, la capacidad de carga del tubo obtenida a partir de ensayos de carga en tres apoyos. El estado límite de servicio se deberá aplicar utilizando el criterio del ancho de fisuración aceptable aquí especificado. La Carga-D correspondiente a un determinado tamaño y clase de tubo se deberá determinar de acuerdo con la norma AASHTO M 242M/M 242 (ASTM C655M y C655). La capacidad de carga de un tubo obtenida a partir de ensayos de carga en tres bordes, la cual corresponde a una fisura de 0.254 mm de ancho observada experimentalmente, no deberá ser menor que la carga de diseño determinada para el tubo instalado, la cual se toma de la siguiente manera:

Ec. 860

$$D = \left(\frac{12}{S_i} \right) \left(\frac{W_E + W_F}{B_{FE}} + \frac{W_L}{B_{FLL}} \right)$$

donde:

B_{FE}	factor de asiento para la carga de suelo especificado en el Artículo 1021b)1 y 2
B_{FLL}	factor de asiento para la sobrecarga especificado en el Artículo 1021b)3
S_i	diámetro interno del tubo (m).
W_E	carga de suelo total no mayorada especificada en el Artículo 1013 (N/m).
W_F	carga total no mayorada del fluido dentro del tubo como se especifica en el Artículo 1015 (N/m).
W_L	sobrecarga total no mayorada en un tubo de longitud unitaria, especificada en el Artículo 1016 (N/m).

Para las instalaciones Tipo 1, las Cargas-D calculadas como se describió anteriormente se deberán multiplicar por un factor de instalación igual a 1.10.

- b) **Factor de Asiento:** La documentación técnica deberá exigir los niveles mínimos de compactación especificados en las TABLA 127 y TABLA 128.

1. **Factor de Asiento para la Carga de Suelo en Tubos Circulares:** La TABLA 131 presenta los factores de asiento para la carga de suelo en tubos circulares, B_{FE} . Para los tubos cuyos diámetros no están listados en la TABLA 131, los factores de asiento para instalación bajo terraplén, B_{FE} , se podrán determinar por interpolación.

TABLA 131
COEFICIENTES RELACIONADOS CON EL CONTROL DE LA FISURACION.

Diámetro nominal del tubo, mm.	Instalación estándar			
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
300	4.4	3.2	2.5	1.7
600	4.2	3.0	2.4	1.7
900	4.0	2.9	2.3	1.7
1800	3.8	2.8	2.2	1.7
3600	3.6	2.8	2.2	1.7

2. **Factor de Asiento para la Carga de Suelo en Tubos Elípticos y en Arco:** Los factores de asiento para la instalación de tubos elípticos y en arco se deberán tomar de la siguiente manera:

Ec. 861

$$B_{FE} = \frac{C_A}{C_N - xq}$$

donde:

- C_A constante que depende de la geometría del tubo, como se especifica en la TABLA 132.
- C_N parámetro que depende de la distribución de la carga vertical y la reacción vertical, como se especifica en la TABLA 132.
- xq parámetro que depende del área de la proyección vertical del tubo sobre la cual el empuje lateral es efectivo, como se especifica en la TABLA 132.
- B_{FE} relación entre la presión total lateral y la carga total vertical del relleno especificada aquí.

La TABLA 132 contiene valores de diseño para C_A , C_N y x .

TABLA 132
VALORES DE DISEÑO DE LOS PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN LA EXPRESION PARA CALCULAR EL FACTOR DE ASIENTO.

Geometría del tubo	C_A	Tipo de instalación	C_N	Relación de proyección, p	x
Tubos en forma de elipse horizontal y en arco	1.337	2	0.630	0.9	0.421
				0.7	0.369
		3	0.763	0.5	0.268
				0.3	0.148
Tubos en forma de elipse vertical	1.021	2	0.516	0.9	0.718
				0.7	0.639
		3	0.615	0.5	0.457
				0.3	0.238

El valor del parámetro q se toma de la siguiente manera:

Para tubos en forma de elipse horizontal y en arco:

Ec. 862

$$q = 0.23 \frac{p}{F_e} \left(1 + 0.35p \frac{B_c}{H} \right)$$

Para tubos en forma de elipse vertical:

Ec. 863

$$q = 0.48 \frac{P}{F_e} \left(1 + 0.73 p \frac{B_c}{H} \right)$$

donde:

p relación de proyección; relación entre la distancia vertical desde la parte superior externa del tubo hasta el fondo de la superficie del lecho de asiento y la altura vertical exterior del tubo.

3. **Factores de Asiento para la Sobrecarga:** En la TABLA 133, se indican los factores de asiento para la sobrecarga, W_L , tanto para tubos circulares y en arco como para tubos elípticos. Si B_{FE} es menor que B_{FLL} utilizar B_{FE} en lugar de B_{FLL} como factor de asiento para la sobrecarga. El factor de asiento para los tubos de diámetros no listados en la TABLA 133, se podrá obtener por interpolación.

TABLA 133
FACTORES DE ASIENTO, B_{FLL}, PARA EL CAMION DE DISEÑO.

Altura del relleno, mm	Diámetro del tubo, mm.										
	300	600	900	1200	1500	1800	2100	2400	2700	3000	3600
150	2.2	1.7	1.4	1.3	1.3	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
300	2.2	2.2	1.7	1.5	1.4	1.3	1.3	1.3	1.1	1.1	1.1
450	2.2	2.2	2.1	1.8	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	1.1
600	2.2	2.2	2.2	2.0	1.8	1.5	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3
750	2.2	2.2	2.2	2.2	2.0	1.8	1.7	1.5	1.4	1.4	1.3
900	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	1.8	1.7	1.5	1.5	1.4
1050	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	1.9	1.8	1.7	1.5	1.4
1200	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.1	1.9	1.8	1.7	1.5
1350	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
1500	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.0	1.9	1.8
1650	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.0	1.9
1800	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.1	2.0
1950	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2

Artículo 1022. DESARROLLO DEL REFUERZO EN FORMA DE CANASTAS POR CUADRANTE.

- a) **Mínima Sección de las canastas Principales:** En ausencia de un análisis detallado, cuando se utilizan canastas por cuadrante, el área de la canasta principal no deberá ser menor que 25 por ciento del área requerida en el punto de máximo momento.
- b) **Longitud de Anclaje de las Mallas Soldadas de Alambres:** A menos que aquí se especifique lo contrario se deberán aplicar los requisitos.
- c) **Anclaje de las canastas por Cuadrante Compuestas por Mallas Soldadas de Alambres Lisos:** La longitud embebida de las barras longitudinales más externas en cada extremo de las barras circunferenciales no deberá ser menor que:
1. El mayor valor entre 12 diámetros de la barra circunferencial o tres cuartos del espesor de pared del tubo más allá del punto donde el ángulo de orientación ya no hace necesaria la canasta por cuadrante, y
 2. Una distancia más allá del punto de máxima tensión de flexión por el ángulo de orientación más la longitud de anclaje ℓ_d , siendo ℓ_d como se especifica en el Artículo 372b).

La canasta por cuadrante deberá contener como mínimo dos barras longitudinales a una distancia 0.025 m mayor que la determinada por el ángulo de orientación a cada lado del punto que requiere el máximo refuerzo flexional. El punto donde se embeben las barras longitudinales más externas de la canasta por cuadrante deberá estar como mínimo a una distancia determinada por el ángulo de orientación más allá del punto donde el refuerzo no es interrumpido es mayor o igual que dos veces el área requerida para flexión.

- d) **Anclaje de las canastas por Cuadrante Compuestas por Barras Conformadas, Alambres Conformados o Mallas Soldadas de Alambres Conformados:** Cuando se utilizan barras conformadas, alambres conformados o mallas soldadas de alambres conformados, las barras circunferenciales de las jaulas por cuadrantes deberán satisfacer los siguientes requisitos:
1. Las barras circunferenciales se deberán prolongar más allá del punto donde ya no son requeridas por el ángulo de orientación más la mayor distancia entre 12 diámetros de la barra o alambre o tres cuartos del espesor de pared del tubo.
 2. Las barras circunferenciales se deberán prolongar a cada lado del punto de máxima tensión de flexión como mínimo el ángulo de orientación más la longitud de anclaje, l_{hd} , requerida por el Artículo 372a) y modificada aplicando el o los factores de modificación aplicables, y
 3. Las barras circunferenciales se deberán prolongar como mínimo una distancia determinada por el ángulo de orientación más allá del punto donde la armadura no interrumpida es mayor o igual que dos veces el área requerida para flexión.

SECCIÓN 1 CONSTRUCCION E INSTALACION

Artículo 1023. CONSTRUCCION E INSTALACION. La documentación técnica deberá exigir que la construcción e instalación se realicen conforme a la Sección 27 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, "Alcantarillas de Concreto."

CAPÍTULO XI ALCANTARILLAS TIPO CAJON DE CONCRETO REFORZADO COLADO IN SITU Y PREFABRICADO Y ARCOS DE CONCRETO REFORZADO COLADO IN SITU

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 1024. REQUISITOS GENERALES. Los presentes requisitos se deberán aplicar al diseño estructural de las alcantarillas tipo cajón de concreto reforzado colado in situ y prefabricado y de los arcos de concreto reforzado colado in situ en los cuales el cuerpo es monolítico con cada zapata.

SECCIÓN 2

DISTRIBUCION DE CARGAS Y LAS SOBRECARGAS

Artículo 1025. REQUISITOS GENERALES. Se deberán aplicar las cargas y combinaciones de cargas especificadas en la TABLA 2. Las sobrecargas se deberán considerar como se especifica en el Artículo 69. La distribución de las cargas de rueda y las cargas concentradas para las alcantarillas con menos de 0.6 m de recubrimiento se deberán tomar como se especifica en el Artículo 197. Para el tráfico que viaja paralelo a la luz, las alcantarillas en cajón deberán diseñarse para un solo carril cargado con el factor de presencia múltiple del carril solo aplicado a la carga. Los requisitos para el refuerzo de distribución ubicado en la cara inferior de las losas superiores de estas alcantarillas deberán ser como se especifica en el Artículo 656. La distribución de las cargas de rueda para las alcantarillas con 0.6 m o más de recubrimiento deberá ser como se especifica en el Artículo 68f). El incremento por carga dinámica para las estructuras enterradas deberá satisfacer el Artículo 75. Para alcantarillas en cajón vaciadas *in situ*, y para alcantarillas en cajón prefabricadas que tienen losas superiores con relaciones entre la luz y el espesor $(s/t) > 18$ segmento de longitud $1.2 < m$, deberá proporcionarse vigas de borde como se especifica en el Artículo 188d) como sigue:

- a) En los extremos de la alcantarilla donde las cargas de rueda viajan dentro de los 600 mm desde el extremo de la alcantarilla,
- b) En juntas de expansión de alcantarilla vaciadas *in situ* donde las cargas de rueda viajan sobre o adyacentes a la junta de expansión.

Artículo 1026. MODIFICACION DE LAS CARGAS DE SUELO PARA CONSIDERAR LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

- a) **Instalaciones en Zanja y bajo Terraplén:** En ausencia de un análisis más refinado, la carga de suelo total no mayorada, W_E , que actúa en la alcantarilla se podrá tomar de la siguiente manera:

Para instalaciones bajo terraplén:

$$W_E = F_e \gamma_s B_c H$$

Ec. 864

En donde:

$$F_e = 1 + 0.20 \frac{H}{B_c}$$

Ec. 865

Para instalaciones en zanja:

$$W_E = F_t \gamma_s B_c H$$

Ec. 866

En el cual:

$$F_t = \frac{C_d B_d^2}{H B_c} \leq F_e$$

Ec. 867

donde:

W_E carga de suelo total no mayorada (N/mm).

- B_c ancho exterior de la alcantarilla como se especifica en la FIGURA 132 o FIGURA 133, según corresponda (mm).
- H profundidad del relleno como se especifica en la FIGURA 132 o FIGURA 133 (mm).
- F_e Factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén.
- F_t Factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén factor de interacción suelo-estructura para instalaciones en zanja.
- γ_s densidad del relleno (Kg/m^3).
- B_d ancho horizontal de la zanja como se especifica en la FIGURA 133 (mm).
- C_d coeficiente especificado en la FIGURA 134.

F_e no deberá ser mayor que 1.15 para las instalaciones con relleno compactado a lo largo de los laterales de la con relleno compactado a lo largo de los laterales de las instalaciones con relleno no compactado a lo largo de los laterales de la sección tipo cajón. En las instalaciones en zanja ancha, en las cuales el ancho de la zanja es 0.3 m o más, mayor que la dimensión de la alcantarilla en la dirección del ancho de la zanja, F_t no deberá ser mayor que el valor especificado para instalaciones bajo terraplén.

FIGURA 132
INSTALACIONES BAJO TERRAPLEN. SECCIONES TIPO CAJON DE CONCRETO PREFABRICADO.

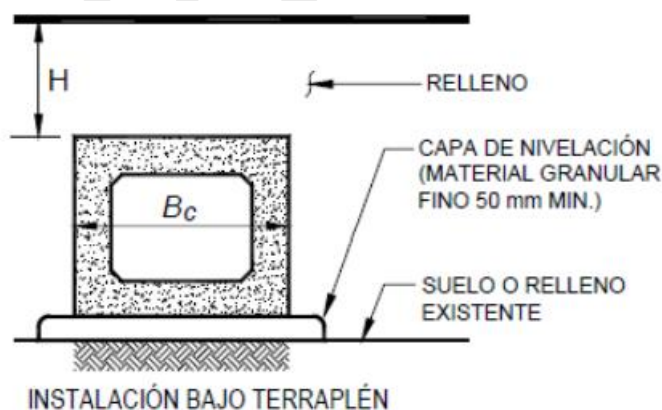


FIGURA 133
INSTALACIONES EN ZANJA. SECCIONES TIPO CAJON DE CONCRETO PREFABRICADO.

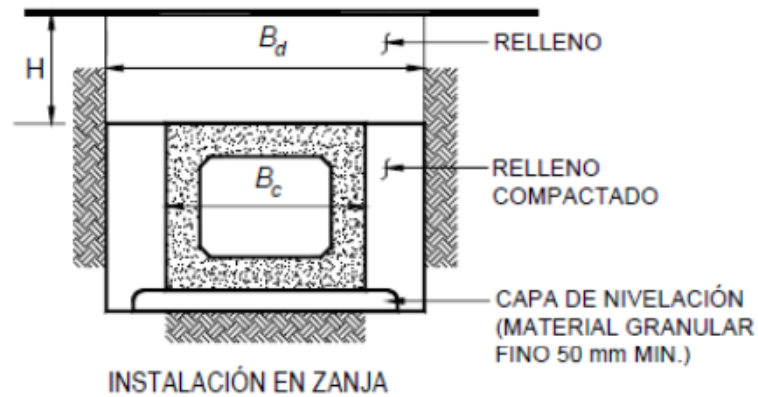
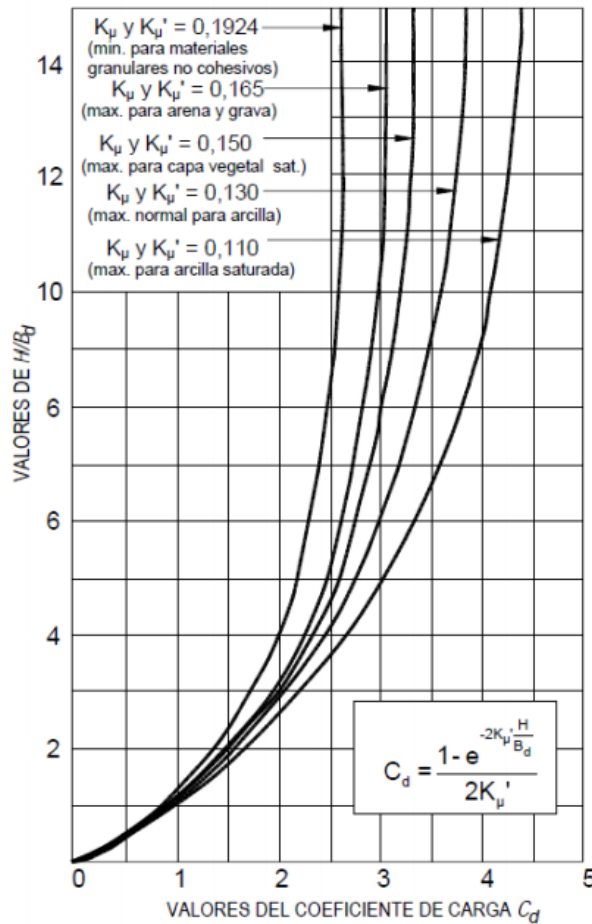


FIGURA 134
COEFICIENTE C_d PARA INSTALACIONES EN ZANJA.



- b) **Otras Instalaciones:** Además de las instalaciones en zanja y bajo terraplén, se podrán utilizar otros métodos de instalación para reducir las cargas sobre la alcantarilla, incluyendo instalaciones con proyección positiva parcial, proyección nula, proyección negativa, en zanja inducida y tesadas. Para estos tipos de instalaciones las cargas se podrán determinar mediante métodos aceptables basados en ensayos, análisis de interacción suelo-estructura o experiencias previas.

- c) **Distribución de las Cargas Concentradas a la Losa Inferior de una Alcantarilla Tipo Cajón:** El ancho de la faja de losa superior utilizada para distribuir las cargas de rueda concentradas, especificado en la Sección 2 Capítulo XI Título XII, también se deberá utilizar para determinar los momentos, cortes y esfuerzos normales en las paredes laterales y la losa inferior.
- d) **Distribución de las Cargas Concentradas en las Alcantarillas Tipo Cajón Oblicuas:** No es necesario corregir la distribución de las cargas de rueda como se especifica en el Artículo 1026c) para considerar los efectos de la oblicuidad.

SECCIÓN 3 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Artículo 1027. ESTADO LIMITE DE SERVICIO. Para controlar el ancho de fisuración de las alcantarillas de concreto reforzado colado in situ y prefabricado y de los arcos de concreto reforzado colado in situ se deberán aplicar los requisitos del Artículo 272.

SECCIÓN 4 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

Artículo 1028. REQUISITOS GENERALES. Salvo las modificaciones aquí especificadas, todas las secciones se deberán diseñar para las cargas mayoradas aplicables especificadas en la TABLA 2 en estado límite de resistencia. El corte en las alcantarillas se deberá investigar de acuerdo con el Artículo 429.

Artículo 1029. MOMENTO DE DISEÑO PARA LAS ALCANTARILLAS TIPO CAJON. Si se especifican acartelados monolíticos con una inclinación de 45° el refuerzo negativo de las paredes y losas, se podrá dimensionar con base en el momento flector en la intersección del encofrado y el elemento de espesor uniforme. En caso contrario se deberán aplicar los requisitos de la Sección 5.

Artículo 1030. REFUERZO MINIMO.

- a) **Estructuras de Concreto In Situ:** En las secciones transversales en las cuales la flexión provoca tracción, incluyendo la cara interna de las paredes, el refuerzo no deberá ser menor que el especificado en el Artículo 271b). Se deberá proveer refuerzo de contracción y temperatura cerca de las superficies internas de las paredes y losas de acuerdo con la sección 8 del capítulo X del título V.
- b) **Estructuras Tipo Cajón Prefabricadas:** En las secciones transversales en las cuales la flexión provoca tracción, la relación entre el refuerzo principal de flexión en la dirección del ancho de la estructura y el área bruta de concreto no deberá ser menor que 0.002. Este refuerzo mínimo se deberá proveer en las caras interiores de las paredes y en cada dirección en la parte superior de las losas de las secciones tipo cajón que tienen menos de 0.6 m de recubrimiento.

Artículo 1031. MINIMO RECUBRIMIENTO DE CONCRETO SOBRE LAS ARMADURAS DE LAS ESTRUCTURAS TIPO CAJON PREFABRICADAS. Salvo las modificaciones aquí especificadas, para las estructuras tipo cajón prefabricadas se deberán aplicar los requisitos de la sección 3 del capítulo XII del título V.

Si la altura del relleno es <0.6 m, el mínimo recubrimiento de concreto sobre el refuerzo de la losa superior deberá ser de 0.05 m, cualquiera que sea el tipo de refuerzo. Cuando se utiliza malla soldada de alambres, el mínimo recubrimiento de concreto deberá ser igual al mayor valor entre tres veces el diámetro de los alambres o 0.025 m.

SECCIÓN 5 CONSTRUCCION E INSTALACION

Artículo 1032. CONSTRUCCION E INSTALACION. La documentación técnica deberá exigir que la construcción e instalación se realicen conforme a la Sección 27 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, "Alcantarillas de Concreto."

CAPÍTULO XII TUBOS TERMOPLÁSTICOS

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 1033. REQUISITOS GENERALES. Los presentes requisitos se deberán aplicar al diseño estructural de los tubos termoplásticos enterrados de paredes macizas, corrugadas o perfiladas, fabricados de PE o PVC.

SECCIÓN 2 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Artículo 1034. GENERAL. La distorsión localizada máxima permisible de tubos plásticos instalados deberá limitarse con base en los requisitos de servicio y la estabilidad global de la instalación. La deformación unitaria de tracción de la fibra extrema no deberá exceder la deformación unitaria permisible de largo plazo de la Tabla 12.12.3.3-1. La deformación unitaria neta de tracción deberá ser la diferencia numérica entre la deformación unitaria de flexión y la deformación unitaria de compresión en el anillo.

Artículo 1035. REQUERIMIENTO DE DEFLEXION. La deflexión total, Δ_t , deberá ser menor que la deflexión permisible, Δ_A , como sigue:

Ec. 868

$$\Delta_t \leq \Delta_A$$

donde:

- Δ_t deflexión total del tubo expresada como una reducción del diámetro vertical tomada como positiva para la reducción del diámetro vertical y expansión del diámetro horizontal (mm).
- Δ_A deflexión permisible total del tubo, reducción del diámetro vertical (mm)

La deflexión total, calculada usando la expresión de Spangler para predecir deflexión por flexión en combinación con la expresión para el acortamiento de la circunferencia, deberá determinarse así:

Ec. 869

$$\Delta_t = \frac{K_B D_L P_{sp} + C_L P_L D_o}{1000 E_p I_p / R^3 + 0.061 M_s} + \epsilon_{sc} D$$

En la cual:

Ec. 870

$$\epsilon_{sc} = \frac{T_s}{1000 A_{eff} E_p}$$

Ec. 871

$$T_s = P_s \left(\frac{D_o}{2} \right)$$

donde:

- ϵ_{sc} deformación unitaria de compresión de servicio debida al empuje, como se especifica en el Artículo 1048a)3 y tomada como positiva para compresión.
- T_s empuje de servicio por unidad de longitud (N/m).
- D_L factor de retraso de la deflexión, un valor de 1.5 es típico.
- K_B coeficiente para el asiento, un valor de 0.10 es típico.
- P_{sp} presión del prisma de suelo (EV), evaluada en el eje del tubo (N/m²).
- C_L coeficiente de distribución de la carga viva.
- P_L presión de diseño de carga viva incluyendo amplificación por carga vehicular dinámica, y efecto de presencia múltiple (N/m²).
- D_o diámetro exterior del tubo (mm).
- E_p módulo de corto o largo plazo del material del tubo (N/m²).
- I momento de inercia del perfil del tubo por unidad de longitud (m⁴/m)
- R radio desde el centro del tubo al baricentro del perfil del tubo (m).
- D diámetro al baricentro del perfil del tubo (m).
- M_s módulo secante restringido del suelo (N/m²).
- P_s carga de servicio de diseño (N/m²).
- A_{eff} área efectiva de la pared del tubo por unidad de longitud del tubo como se especifica en el Artículo 1048a)2 (m²/m).

**SECCIÓN 3
SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES**

Artículo 1036. REQUISITOS GENERALES. Los tubos plásticos enterrados se deberán investigar en los estados límite de resistencia para esfuerzo normal, pandeo y deformación combinada.

Artículo 1037. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES. Las propiedades de la sección para tubos termoplásticos, incluyendo el área de la pared, momento de inercia, y geometría del perfil deberán determinarse de secciones cortadas del tubo u obtenidas del fabricante del tubo.

Artículo 1038. REQUISITOS QUIMICOS Y MECANICOS. Las propiedades mecánicas a utilizar en el diseño deberán ser como se especifica en la Figura 135. Excepto para el pandeo, la elección ya sea de los requisitos para las propiedades mecánicas iniciales, o a largo plazo según corresponda para cada aplicación en particular, deberá estar a cargo del Ingeniero. El pandeo se deberá investigar con base en el valor del módulo de elasticidad que represente la vida útil del proyecto.

**FIGURA 135
COEFICIENTE Cd PARA INSTALACIONES EN ZANJA.**

Tipo de tubo	Mínima clase de celda	El límite de deformación unitaria de servicio de largo plazo ϵ_{vt} (%)	límite de deformación unitaria de compresión mayorada ϵ_{yc} (%)	Inicial		50-años		75-años	
				F_u min (MPa)	E_{min} (MPa)	F_{min} (MPa)	E_{min} (MPa)	F_{min} (MPa)	E_{min} (MPa)
Tubería de pared solida de PE ASTM F714	ASTM D3350, 335434C	5.0	4.1	20.7	758	9.93	152	9.66	145
Tubo corrugado PE AASHTO M294	ASTM D3350, 435400C	5.0	4.1	20.7	758	6.21	152	6.21	145
Perfil tubo PE ASTMF894	ASTM D3350, 334433C	5.0	4.1	20.7	552	7.72	138	7.59	131
	ASTM D3350, 335434C	5.0	4.1	20.7	758	9.93	152	9.66	145
Tubería de pared PVC AASHTO M278, ASTMF679	ASTM D1784, 12454C	5.0	2.6	48.3	2760	25.5	965	24.84	945
	ASTM D1784, 12364C	3.5	2.6	41.4	3030	17.9	1090	17.25	1076
Peril tubo PVC AASHTO M304	ASTM D1784, 12454C	5.0	2.6	48.3	2760	25.5	965	24.84	945
	ASTM D1784, 12364C	3.5	2.6	41.4	3030	17.9	1090	17.25	1076

Artículo 1039. ESFUERZO NORMAL. Las cargas sobre tubos termoplásticos enterrados deberán basarse en la carga de prisma de suelo, modificada como sea necesario para considerar los efectos de la interacción suelo-tubo. Los cálculos deberán considerar la duración de la carga cuando se seleccione las propiedades del tubo para usar en el diseño. No es necesario considerar las cargas vivas para la condición de largo plazo.

Artículo 1040. CARGAS DE SERVICIO MAYORADAS. La carga de servicio, P_u en N/m² deberá tomarse así:

Ec. 872

$$P_u = \eta_{EV} \gamma_{EV} K_{\gamma E} K_2 VAF P_{sp} + \gamma_{WA} P_w + \eta_{LL} \gamma_{LL} P_L C_L$$

La carga mayorada, P_u en N/m^2 deberá tomarse así:

Ec. 873

$$P_s = K_2 VAF P_{sp} + P_L C_L + P_w$$

en donde:

Ec. 874

$$S_H = \frac{\phi_s M_s R}{E_p A_g}$$

Ec. 875

$$C_L = \frac{L_w}{D_o} \leq 1.0$$

Ec. 876

$$L_w = L_0 + 12LLDF(H)$$

donde:

- $K_{\gamma E}$ factor de instalación típicamente tomado como 1.5 para proporcionar seguridad tradicional. El uso de valores menores que 1.5 requiere monitorización adicional de la instalación durante construcción y deberá proporcionarse disposiciones para dicha monitorización en los documentos contractuales.
- K_2 coeficiente para tener en cuenta la variación del empuje alrededor de la circunferencia; 1.0 para empuje en el eje del tubo, 0.6 para empuje en la corona.
- VAF factor de arqueamiento vertical.
- S_H factor de rigidez anular.
- P_w presión hidrostática (N/m^2).
- C_L coeficiente de distribución de la sobrecarga.
- L_w ancho de distribución de la sobrecarga horizontal en la dirección circunferencial, a la altura de la coronación (m).
- H espesor del recubrimiento (m).
- η_{EV} factor de modificación de las cargas, especificado en el Artículo 6, según se aplican a las cargas de suelo verticales sobre las alcantarillas.
- γ_{EV} factor de carga para la presión vertical debida a la carga permanente del relleno, como se especifica en la sección 1 capítulo IV del título III.
- P_{sp} prisma de presión del suelo (EV) evaluado en la línea del tubo (psi).

γ_{WA}	factor de carga para la presión hidrostática, como se especifica en la sección 1 capítulo IV del título III.
η_{LL}	Factor de modificación de las cargas, especificado en la sección 2 capítulo III del título I, según se aplican a las sobrecargas sobre las alcantarillas.
γ_{LL}	factor de carga para la sobrecarga, como se especifica en la sección 1 capítulo IV del título III.
P_L	presión debida a la sobrecarga (LL) y al incremento por carga dinámica (IM) (N/m^2).
ϕ_s	factor de resistencia para la rigidez del suelo.
M_s	módulo confinado del suelo especificado en la TABLA 134 (N/m^2).
R	radio hasta el baricentro de la pared de la alcantarilla (m).
E_p	módulo de elasticidad inicial o a largo plazo (N/m^2).
A_g	área bruta de la pared del tubo por unidad de longitud (m^2/m).
D_o	diámetro exterior del tubo (m).
W_o	anchura de la superficie del área de contacto con el terreno de la carga viva paralela al flujo en el tubo como se especifica en el Artículo 68e) (m).
LLDF	factor para distribución de la carga viva a través de los llenos de tierra del Artículo 68f).

Artículo 1041. En ausencia de datos específicos del predio, el módulo secante confinado del suelo, M_s , se podrá seleccionar de la TABLA 134 con base en el tipo y densidad del relleno y a la presión geostática del suelo, P_{sp} . Para determinar M_s se podrá interpolar linealmente entre los diferentes niveles de tensión del suelo. Para alcantarillas en terraplenes o en trincheras anchas bajo rellenos de hasta 3000 mm, el tipo y la densidad del suelo seleccionados de la TABLA 134 deberán ser representativos de las condiciones prevalentes en un ancho igual a medio diámetro a cada lado de la alcantarilla, pero nunca menor que 450 mm a cada lado de la alcantarilla. El módulo confinado también podrá determinarse experimentalmente usando la curva tensión-deformación que resulta de un ensayo uniaxial de deformación unitaria sobre una probeta de suelo compactado hasta la densidad de campo especificada. El módulo confinado es la pendiente de la secante desde el origen de la curva hasta un punto en la curva que corresponde a la presión del prisma de suelo, P_{sp} .

TABLA 134
Ms EN FUNCION DEL TIPO DE SUELO Y LAS CONDICIONES DE COMPACTACION.

Nivel de tensión P_{sp} (MPa)	Sn-100 (MPa)	Sn-95 (MPa)	Sn-90 (MPa)	Sn-85 (MPa)
0.007	16.201	13.789	8.790	3.240
0.036	23.786	17.925	10.342	3.585
0.072	28.957	20.683	11.203	3.930
0.144	37.919	23.786	12.410	4.481
0.287	51.708	29.301	14.478	5.688
0.431	64.118	34.472	17.236	6.894
Nivel de tensión P_{sp} (MPa)		Si-95 (MPa)	Si-90 (MPa)	Si-85 (MPa)
0.007		9.756	4.169	2.482
0.036		11.514	5.102	2.689
0.072		12.203	5.171	2.756
0.144		12.926	5.447	2.965
0.287		14.409	6.205	3.516
0.431				
Nivel de tensión P_{sp} (MPa)		C1-95 (MPa)	C1-90 (MPa)	C1-85 (MPa)
0.007		3.654	1.758	0.896
0.036		4.309	2.206	1.207
0.072		4.757	2.448	1.379
0.144		5.102	2.723	1.586
0.287		5.619	3.171	1.965
0.431		6.171	3.620	2.379

Artículo 1042. Los tipos de suelo se designan mediante dos letras que indican la clasificación del suelo, Sn para arenas y gravas, Si para limos y IC para arcillas. En la TABLA 135. se listan los grupos de suelo comprendidos dentro de estas categorías, con base en las normas ASTM D2487 y AASHTO M 145.

Artículo 1043. El sufijo numérico junto al tipo de suelo indica el nivel de compactación del suelo como porcentaje de la máxima densidad seca determinada de acuerdo con la norma AASHTO T 99.

TABLA 135
EQUIVALENCIA ENTRE LAS CLASIFICACIONES DE SUELOS ASTM Y AASHTO.

Tipo básico de suelo (1)	ASTM D2487	AASHTO M 145
S_w (Arena gravosa, SW)	SW, SP (2) GW, GP arenas y gravas con porcentaje de finos menor que 12%	A1, A3 (2)
S_f (Limo arenoso, ML)	GM, SM, ML también GC y SC con menos del 20% que pasa la malla No. 200	A-2-4, A-2-5, A4
CL (Arcilla limosa, CL)	CL, MH, GC, SC también GC y SC con más del 20% que pasa la malla No. 200	A-2-6, A-2-7, A5, A6

1. La clasificación indicada entre paréntesis es el tipo que se ensayó para desarrollar los valores del módulo confinado del suelo listados en la Tabla 12.12.3.5-1. Las correlaciones con otros tipos de suelos son aproximadas.

2. Los materiales de granulometría uniforme con un tamaño de partícula menor que pasante tamiz No. 40 no se deberán utilizar como relleno para las alcantarillas termoplásticas a menos que estén específicamente permitidos en la documentación técnica y que se tomen precauciones especiales para controlar el contenido de humedad y monitorizar los niveles de compactación.

Artículo 1044. REQUISITOS GENERALES PARA LA MANIPULACION E INSTALACION. El factor de flexibilidad, FF , mm/N, se deberá tomar como:

Ec. 877

$$FF = \frac{S^2}{EI}$$

donde:

- I momento de inercia (mm.⁴/mm).
- E módulo de elasticidad inicial (MPa).
- S diámetro del tubo (mm).

El factor de flexibilidad, FF , se deberá limitar como se especifica en el Artículo 940.

Artículo 1045. PRISMA DE SUELO. La carga del prisma de suelo deberá calcularse como la presión que representa el peso del suelo sobre el tubo. La presión deberá calcularse para tres condiciones: Si el nivel freático está por encima del tope del tubo y en o por encima de la superficie del terreno:

Ec. 878

$$P_{sp} = \frac{\left(H + 0.11 \frac{D_o}{12} \right) \gamma_b}{144}$$

Si el nivel freático está por encima del tope del tubo y por debajo de la superficie del terreno:

Ec. 879

$$P_{sp} = \frac{1}{144} \left[\left[\left(H_w - \frac{D_o}{24} \right) + 0.11 \frac{D_o}{12} \right] \gamma_b + \left[H - \left(H_w - \frac{D_o}{24} \right) \right] \gamma_s \right]$$

Si el nivel freático está por debajo del tope del tubo:

Ec. 880

$$P_{sp} = \frac{\left(H + 0.11 \frac{D_o}{12} \right) \gamma_s}{144}$$

donde:

P_{sp} presión del prisma de suelo (EV) , evaluada en el eje del tubo (N/m²).

D_o diámetro exterior del tubo (m).

γ_b peso unitario del suelo flotante (N/m³).

H profundidad del relleno sobre el tubo (m).

H_w profundidad del nivel freático por encima del eje del tubo (m).

γ_s densidad del suelo húmedo (N/m³).

Artículo 1046. PRESION HIDROSTATICA. La presión debida al agua subterránea deberá calcularse así:

Ec. 881

$$P_w = \frac{\gamma_w K_a H_w}{144}$$

donde:

P_w presión hidrostática en el eje del tubo (N/m²).

γ_w densidad del agua (N/m³).

K_a factor por la incertidumbre en el nivel freático.

Artículo 1047. CARGA VIVA. La carga viva deberá determinarse como la presión aplicada en la corona del tubo. La magnitud de la carga viva deberá basarse en la carga viva vehicular de diseño del Artículo 68 y deberá incluir los modificadores para presencia múltiple y sobrecarga, amplificación dinámica, y distribución a través de los suelos de recubrimiento. La presión de carga viva, P_L , deberá calcularse así:

Ec. 882

$$P_L = \frac{P_1 + IM/100m}{(L_0 + (12H + K_1)LLDF)(W_0 + (12H + K_1)LLDF)}$$

donde:

P_L carga viva de servicio sobre la alcantarilla (N/m²).

P carga de rueda de diseño como se especifica en el Artículo 68 (N).

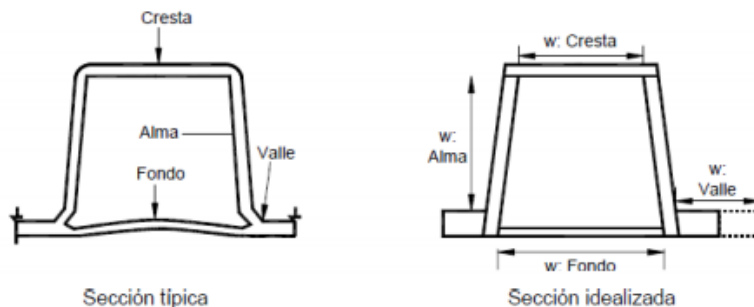
IM	amplificación dinámica como se especifica en el Artículo 75 (%).
m	factor de presencia múltiple como se especifica en la TABLA 6.
L_0	longitud del área de la superficie de contacto paralela al diámetro del tubo como se especifica en el Artículo 68e) (m).
H	profundidad del relleno sobre el tubo (m).
$LLDF$	factor para distribución de la carga viva a través de rellenos de tierra como se especifica en el Artículo 68f).
W_0	ancho del área de contacto de la carga viva sobre el terreno paralela al flujo en el tubo como se especifica en el Artículo 68e) (m).
K_1	coeficiente para considerar la ubicación de diseño (mm): 0 para carga viva en la corona del tubo, $D_0/2$ para carga viva en el eje.

Artículo 1048. RESISTENCIA DE LA PARED.

a) Resistencia al Empuje Axial.

1. **General:** Los elementos del perfil de la pared del tubo deberán diseñarse para resistir pandeo local. Para determinar la resistencia al pandeo local, la geometría del perfil de la pared del tubo deberá idealizarse como se especifica aquí y deberá determinarse un área efectiva de acuerdo con las siguientes disposiciones.
2. **Área Efectiva de Pandeo Local:** Para la determinación de la resistencia al pandeo, el perfil de la pared del tubo deberá idealizarse con elementos rectos. A cada elemento deberá asignársele un ancho con base en la distancia libre entre los elementos adyacentes y un espesor con base en el espesor en el centro del elemento. La idealización de un perfil corrugado típico deberá basarse en la aproximación de la FIGURA 136.

FIGURA 136
SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA E IDEALIZADA DEL PERFIL DE LA PARED DEL TUBO.



Para evaluar la resistencia al empuje axial, el área del perfil deberá reducirse a un área efectiva, A_{eff} para efectos de pandeo local. El área efectiva del perfil deberá determinarse restando el área inefectiva de cada elemento del área de la sección bruta, así:

$$A_{eff} = A_g - \frac{\sum(w - b_e)t}{\omega}$$

En la cual:

Ec. 884

$$b_e = \rho w$$

Ec. 885

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda}$$

Ec. 886

$$\lambda = \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{\epsilon_{yc}}{k}} \geq 0.673$$

donde:

- A_{eff} área efectiva de la pared del tubo por unidad de longitud del tubo (m²/m).
- b_e anchura efectiva del elemento (m).
- ρ factor de ancho efectivo.
- λ factor de esbeltez.
- ω espaciamiento de las corrugas (m)
- ϵ_{yc} límite de deformación unitaria de compresión mayorada.
- A_g área bruta de la pared del tubo por unidad de longitud del tubo (m²/m).
- t espesor del elemento (m).
- w ancho libre total del elemento entre elementos de apoyo (m).
- k coeficiente de pandeo de la placa, $k=4$ para elementos apoyados, $k=0.43$ para elementos sin apoyo, tales como las nervaduras en voladizo.

Como alternativa para determinar el área efectiva por medio del procedimiento de cálculo presentado arriba, podrá usarse los resultados del ensayo de compresión, AASHTO T341, en cuyo caso el área efectiva A_{eff} deberá satisfacer:

En la cual:

Ec. 887

$$A_{eff} = \frac{P_{st} K_t}{F_u} \leq A_g$$

- P_{st} capacidad de compresión T 341 (N/m).
- K_t factor de tiempo como se especifica en la TABLA 137.

resistencia de fluencia del material para la duración de la carga de diseño (MPa).

F_u

**TABLA 136
FACTOR DE TIEMPO.**

Periodo de Tiempo	PE	PVC
Inicial	0.9	0.95
50 años	0.3	0.6
75 años (est.)	0.25	0.5

3. **Deformación Unitaria de Compresión:** La deformación unitaria de compresión debida al empuje mayorado, ε_{uc} y la deformación unitaria de servicio de compresión debida al empuje de servicio, ε_{sc} , deberá tomarse así:

Ec. 888

$$\varepsilon_{uc} = \frac{T_u}{1000 A_{eff} E_p}$$

El coeficiente de pandeo de placa es análogo al factor de longitud efectiva, k , en el pandeo de columnas.

Ec. 889

$$\varepsilon_{sc} = \frac{T_s}{1000 A_{eff} E_p}$$

En la cual:

Ec. 890

$$T_u = P_u \left(\frac{D_o}{2} \right)$$

Donde:

- ε_{uc} deformación de compresión debida al empuje mayorado.
- ε_{sc} deformación de compresión de servicio debida al empuje.
- T_u empuje mayorado por unidad de longitud (N/m).
- T_s empuje de servicio por unidad de longitud (N/m).
- A_{eff} área efectiva de la pared del tubo por unidad de longitud del tubo (m²/m).
- E_p módulo de corto plazo para carga de corto plazo o módulo de largo plazo del material del tubo para carga de largo plazo (N/m²).
- D_o diámetro exterior del tubo (m).
- P_u carga mayorada.

4. **Límites de Deformación por Empuje:** La deformación mayorada por compresión debida al empuje, ε_{uc} , deberá satisfacer:

Ec. 891

$$\varepsilon_{uc} \leq \phi_T \varepsilon_{yc}$$

donde:

- ε_{uc} deformación de compresión debida al empuje.
- ϕ_T factor de resistencia para empuje.
- ε_{yc} límite de deformación de compresión del material de la pared del tubo.

5. **Límites Generales de Deformación por Pandeo:** La deformación reducida de compresión debida al empuje, que incorpora los efectos del pandeo local, ε_{uc} deberá satisfacer:

Ec. 892

$$\varepsilon_{uc} \leq \phi_{bck} \varepsilon_{bck}$$

La capacidad nominal de deformación para pandeo general del tubo deberá determinarse así:

Ec. 893

$$\varepsilon_{bck} = \frac{1.2 C_n E_p I_p^{\frac{1}{3}}}{A_{eff} E_p} \left(\frac{\phi_s M_s (1-2\nu)}{1-\nu^2} \right)^{\frac{2}{3}} R_h$$

En la cual:

- ε_{uc} Deformación de compresión debida al empuje
- ϕ_{bck} factor de resistencia para pandeo global.
- ε_{bck} capacidad de deformación nominal para pandeo general.
- R_h Factor de corrección para la geometría del relleno.
- C_n factor de calibración para tener en cuenta efectos no lineales = 0.55.
- E_p módulo de corto o largo plazo del material del tubo (N/m²).
- I_p momento de inercia del perfil del tubo por unidad longitud del tubo (m²/m).
- A_{eff} área efectiva del perfil del tubo por unidad de longitud del tubo (m²/m).
- ϕ_s factor de resistencia para presión del suelo.
- M_s módulo secante confinado del suelo como se especifica en la TABLA 134 (N/m²).
- ν relación de Poisson del suelo.

- D diámetro al baricentro del perfil del tubo (m).
 H profundidad del relleno sobre el tope del tubo (m).

b) Límites de Deformación de Flexión y Empuje.

- 1. General:** Para asegurar capacidad adecuada a flexión tiene que evaluarse la deformación combinada en las fibras extremas del perfil del tubo en los límites de la deflexión permisible contra los valores limitantes de deformación.
- 2. Deformación Combinada:** Si la suma de la deformación axial, ε_{uc} , y deformación de flexión, ε_f , produce deformación de tracción en la pared del tubo, la deformación combinada en la fibra extrema donde la flexión causa tracción deberá satisfacer:

Ec. 894

$$\varepsilon_f - \varepsilon_{uc} < \phi_f \varepsilon_{yt}$$

La deformación combinada en la fibra extrema donde la flexión causa compresión deberá satisfacer:

Ec. 895

$$\varepsilon_f + \varepsilon_{uc} < \phi_T 1.5 \varepsilon_{yc}$$

donde:

- ε_f deformación mayorada debida a flexión.
 ε_{uc} deformación mayorada de compresión debida al empuje.
 ε_{yt} límite de deformación de servicio de tracción a largo plazo del material de la pared del tubo.
 ϕ_f factor de resistencia para flexión.
 ϕ_T factor de resistencia para el empuje.
 ε_{yc} límite de deformación mayorada de compresión del material de la pared del tubo.

A falta de un análisis más detallado, la deformación a flexión podrá determinarse con base en la relación empírica entre deformación y deflexión así:

Ec. 896

$$\varepsilon_f = \gamma_{EV} D_f \left(\frac{c}{R} \right) \left(\frac{\Delta_f}{D} \right)$$

En la cual:

Ec. 897

$$\Delta_f = \Delta_A - \varepsilon_{sc} D$$

Donde:

- ε_f deformación mayorada debida a flexión.
- ε_{uc} deformación de servicio de compresión debida al empuje.
- Δ_f reducción del diámetro vertical debido a la flexión (m).
- γ_{EV} factor de carga para la presión vertical de la carga muerta del relleno, como se especifica en la sección 1 del capítulo IV del título III.
- D_f factor de forma como se especifica en la TABLA 137 Los factores de forma para tubo PE corrugado podrán reducirse por 1.0 de los valores de la tabla para el efecto de la baja relación de rigidez de aro.
- c la mayor entre la distancia desde el eje neutro del perfil hasta la fibra más interna o hasta la más externa (m).
- R radio desde el centro del tubo hasta el baricentro del perfil del tubo (m).
- D diámetro al baricentro del perfil del tubo (m).
- Δ_A deflexión total permisible del tubo, reducción del diámetro vertical (m).

TABLA 137
FACTOR DE FORMA, D_f , SEGÚN LA RIGIDEZ DEL TUBO, MATERIAL DE RELLENO Y NIVEL DE COMPACTACION.

Rigidez del tubo (F/Δ_y , y, MPa) $= EI/0.149R^3$	Material en que está embebido el tubo y nivel de compactación			
	Grava (1)		Arena (2)	
	Sin compactar a levemente compactada (3)	Moderadamente compactada a muy compactada (4)	Sin compactar a levemente compactada (3)	Sin compactar a levemente compactada (3)
0.062	5.5	7.0	6.0	8.0
0.124	4.5	5.5	5.0	6.5
0.248	3.8	4.5	4.0	5.5
0.496	3.3	3.8	3.5	4.5

1. GW, GP, GW-GC, GW-GM, GP-GC y GP-GM de acuerdo con ASTM D 2487 (incluyendo roca triturada).
2. SW, SP, SM, SC, GM y GC o mezclas de las mismas de acuerdo con ASTM D 2487.
3. < 85% de la máxima densidad seca de acuerdo con AASHTO T 99; densidad relativa < 40% (ASTM D 4253 y D 4254).
4. ≤85% de la máxima densidad seca de acuerdo con AASHTO T 99; densidad relativa ≥40% (ASTM D 4253 y D 4254).

SECCIÓN 4
CONSTRUCCION E INSTALACION

Artículo 1049. CONSTRUCCION E INSTALACION. Los documentos contractuales deberán requerir que la construcción y la instalación se hagan conforme con la Sección 30, "Thermoplastic Culverts," *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

CAPÍTULO XIII PLACAS DE ACERO UTILIZADAS COMO REVESTIMIENTO DE TÚNELES

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 1050. REQUISITOS GENERALES. Los requisitos del presente artículo se deberán aplicar al diseño estructural de las placas de acero utilizadas para revestir túneles. La construcción se deberá realizar conforme a la Sección 25 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, "Revestimientos para Túneles de Acero y Concreto." Las placas de revestimiento podrán tener dos alas, ser completamente corrugadas y con costuras longitudinales solapadas, o bien podrán tener cuatro alas, ser parcialmente corrugadas y con costuras longitudinales con alas. Cualquiera sea el tipo de placas, éstas se deberán apernar entre sí de manera que formen anillos.

SECCIÓN 2 CARGAS

Artículo 1051. CARGAS. Los requisitos para cargas de suelo indicados en la Sección 5 Capítulo XI Título III no se deberán aplicar a los túneles.

Artículo 1052. CARGAS DE SUELO. Se deberán aplicar los requisitos de la Sección 1 Capítulo IV Título XII. Si no se utilizan métodos de análisis de suelos más refinados, el empuje del suelo se podrá tomar de la siguiente manera:

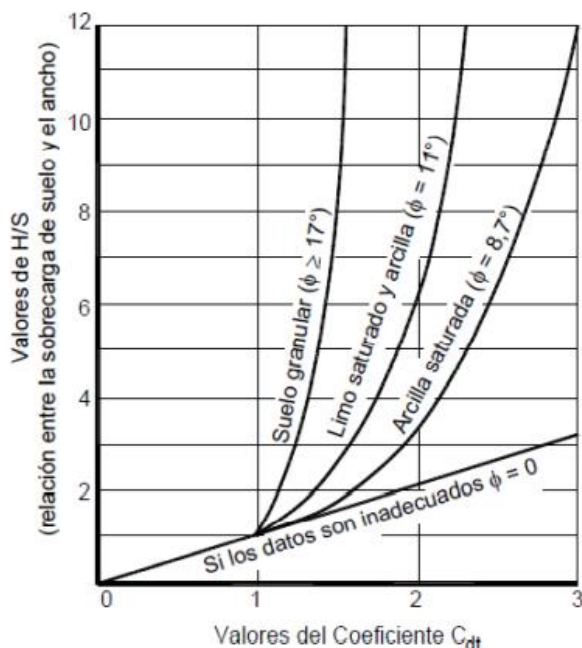
Ec. 898

$$W_E = C_{dt} \gamma_s S$$

Donde:

- C_{dt} coeficiente de carga para instalación en túnel especificado en la FIGURA 137
- γ_s densidad total del suelo (N/m³)
- W_e empuje del suelo en la coronación (N/m³)
- S diámetro o luz del túnel (m)

**FIGURA 137
DIAGRAMA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE C_{dt} PARA TUNELES EN SUELO.**



Donde:

H altura de suelo sobre la parte superior del túnel (m)

Artículo 1053. SOBRECARGAS. Se deberán aplicar los requisitos de la sección 1 del capítulo VI del presente título.

Artículo 1054. PRESION DE INYECCION. Si la presión de inyección del mortero o cemento es mayor que la carga de diseño calculada, la carga de diseño sobre el revestimiento del túnel, W_T , deberá ser igual a la presión de inyección.

SECCIÓN 3 SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

Artículo 1055. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES. Las placas de acero para revestimiento de túneles deberán satisfacer los requisitos mínimos de la TABLA 138 en cuanto a las propiedades seccionales, los requisitos mínimos de la TABLA 139 en cuanto a la resistencia de las costuras y los requisitos mínimos de la TABLA 140 en cuanto a sus propiedades mecánicas.

Artículo 1056. AREA DE LAS PAREDES. Se deberán aplicar los requisitos de los Artículo 963 y Artículo 964 utilizando el área efectiva de la TABLA 138.

Artículo 1057. PANDEO. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 965 excepto que el factor de rigidez del suelo, k , podrá variar entre 0.22 y 0.44 dependiendo de la calidad y la extensión del material del empaque utilizado.

Artículo 1058. RESISTENCIA DE LAS COSTURAS. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 966.

Artículo 1059. RIGIDEZ CONSTRUCTIVA. La rigidez constructiva se deberá indicar mediante un coeficiente de rigidez constructiva de la siguiente manera:

Ec. 899

$$C_s = \frac{EI}{S^2}$$

Donde:

- S diámetro o ancho (m.)
- E módulo de elasticidad (N)
- I momento de inercia (m.⁴/m.)

El valor de C_s obtenido de la Ec. 899 no deberá ser menor que los valores para placas de revestimiento para túneles indicados en el Artículo 941.

TABLA 138
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL – PLACAS DE ACERO PARA REVESTIMIENTO DE TUNELES.

2 bordes Placas para revestimiento del túnel				
Espesor (mm)		Área efectiva (mm ² /mm)	Momento de inercia (mm ⁴ /mm)	Radio de giro (mm)
1.91		2.44	557	15.12
2.67		3.43	808	15.29
3.43		4.42	1048	15.39
4.17		5.42	1296	15.47
4.55		5.92	1428	15.52
5.31		6.91	1692	15.63
6.08		7.92	1932	15.63
4 bordes Placas para revestimiento del túnel				
Espesor (mm)	Area (mm ² /mm)	Área efectiva (mm ² /mm)	Momento de inercia (mm ⁴ /mm)	Radio de giro (mm)
2.67	3.38	1.70	689	14.3
3.04	3.86	1.93	803	14.4
3.43	4.32	2.16	901	14.4
4.17	5.31	2.67	1150	14.7
4.55	5.77	2.90	1230	14.1
5.31	6.71	3.35	1430	14.6
6.07	7.62	3.81	1970	16.4
6.35	7.85	3.94	1660	14.5
7.94	9.80	4.90	2020	14.3
9.53	11.68	5.84	2340	14.2

TABLA 139
MINIMA RESISTENCIA DE LAS COSTURAS LONGITUDINALES PARA REVESTIMIENTOS DE TUNELES DE PLACAS DE ACERO CON BULONES Y TUERCAS.

Espesor de las placas (mm)	Placas con 2 alas			Placas con 4 alas		
	Bulones en las costuras longitudinales		Resistencia última de la costura (N/mm)	Bulones en las costuras longitudinales		Resistencia última de la costura (N/mm)
	Diámetro (mm)	Material ASTM		Diámetro (mm)	Material ASTM	
1.91	16	A307	292	-	-	-
2.67	16	A307	438	13	A307	380
3.43	16	A307	686	13	A307	628
4.17	16	A307	803	13	A307	730
4.55	16	A307	905	16	A307	788
5.31	16	A449	1270	16	A307	978
6.07	16	A449	1343	16	A307	1183
7.95	16	-	-	16	A307	1679
9.53	16	-	-	16	A307	1737

Todas las tuercas deberán satisfacer los requisitos correspondientes a ASTM A 307, Grado A o superior. Los bulones en las costuras circunferenciales deberán satisfacer los requisitos correspondientes a ASTM A 307 o superior, cualquiera sea el espesor de la placa.

TABLA 140
PROPIEDADES MECANICAS – PLACAS DE ACERO PARA REVESTIMIENTO DE TUNELES (PLACA ANTES DEL CONFORMADO EN FRIO).

Mínima resistencia a la tracción	290 MPa
Mínima tensión de fluencia	193 MPa
Alargamiento, 50mm	30%
Módulo de elasticidad	200 000 MPa

CAPÍTULO XIV

ESTRUCTURAS DE TRES LADOS DE CONCRETO REFORZADO PREFABRICADO

SECCIÓN 1

REQUISITOS GENERALES

Artículo 1060. REQUISITOS GENERALES. Los presentes requisitos se deberán aplicar al diseño de las estructuras de concreto reforzado prefabricado de tres lados apoyadas sobre zapatas de concreto.

SECCIÓN 2

MATERIALES

Artículo 1061. CONCRETO. El concreto deberá satisfacer los requisitos de la sección 2 del capítulo IV del título V, excepto que la evaluación de f'_c también se podrá basar en testigos.

Artículo 1062. REFUERZO. Las armaduras deberán satisfacer los requisitos de la sección 3 del capítulo IV del título V, excepto que para las mallas soldadas de alambres se podrá utilizar una tensión de fluencia

de 450 MPa. La máxima separación de las barras longitudinales de las mallas soldadas de alambres deberá ser de 0.2 m. La separación de las barras circunferenciales de las mallas de alambre soldadas no deberá ser mayor que 0.1 m ni menor que 0.05 m. Si se utiliza pretensado, éste deberá satisfacer los requisitos de la Sección 5.9.

SECCIÓN 3 RECUBRIMIENTO DE CONCRETO SOBRE EL REFUERZO

Artículo 1063. RECUBRIMIENTO DE CONCRETO SOBRE EL REFUERZO. En las estructuras prefabricadas de tres lados, armadas con mallas soldadas de alambres, el mínimo recubrimiento de concreto deberá ser igual a tres veces el diámetro de los alambres, pero nunca menor que 0.025 m, excepto para la armadura en la parte superior de las losas superiores de estructuras sobre las cuales hay menos de 0.6 m de relleno, en cuyo caso el recubrimiento mínimo deberá ser igual a 0.05 m.

SECCIÓN 4 PROPIEDADES GEOMETRICAS

Artículo 1064. PROPIEDADES GEOMETRICAS. Salvo las excepciones aquí indicadas, la geometría de las estructuras prefabricadas de tres lados podrá variar en cuanto a su ancho, altura, espesor de pared, dimensiones del acartelado y curvatura. El fabricante deberá especificar propiedades geométricas específicas. Las paredes deberán tener como mínimo 0.2 m de espesor si el ancho es menor que 7.5 m para 7.2 m y luces largas.

SECCIÓN 5 DISEÑO

Artículo 1065. REQUISITOS GENERALES. Salvo las excepciones aquí indicadas, los diseños deberán satisfacer las secciones aplicables de las presentes Especificaciones. El análisis se deberá realizar considerando una unión articulada en la zapata y deberá tener en cuenta los movimientos anticipados de la zapata.

Artículo 1066. DISTRIBUCION DE LAS SOLICITACIONES A LAS SOBRECARGAS EN LOS LATERALES. La distribución de las cargas de rueda y de las cargas concentradas para la losa superior y los lados de las estructuras de tres lados deberá tomarse como se especifica en el Artículo 1025.

Artículo 1067. DISTRIBUCION DE LAS CARGAS CONCENTRADAS EN LAS ALCANTARILLAS OBLICUAS. Las cargas de rueda que actúan sobre una alcantarilla oblicua se deberán distribuir utilizando los mismos requisitos especificados para las alcantarillas con su armadura principal paralela a la dirección del tráfico. Para los elementos cuya oblicuidad es mayor que 15° en el análisis se deberá considerar el efecto de la oblicuidad.

Artículo 1068. TRANSFERENCIA DE CORTE EN LAS JUNTAS TRANSVERSALES ENTRE SECCIONES DE UNA ALCANTARILLA. Deberá aplicarse las disposiciones del Artículo 197d). Adicionalmente, excepto como se disponga aquí, deberá proporcionarse un medio de transferencia de cortante entre unidades adyacentes en la losa superior de estructuras con topes planos con menos de 600 mm de relleno y sometidas a cargas vivas vehiculares. La transferencia de cortante entre unidades adyacentes podrá considerarse adecuada donde el espesor de la losa superior es igual o mayor que:
Para losas preesforzadas:

Ec. 900

$$S/28$$

Para losas no preesforzadas:

Ec. 901

$$(S+10)/30$$

Donde:

S: luz libre (m) paralela a la junta con la sección adyacente.

Artículo 1069. LONGITUD DE LA LUZ. Si se especifican acartelados monolíticos con una inclinación de 45°, la armadura negativa de las paredes y losas se podrá dimensionar con base en el momento flector en la intersección del acartelado y el elemento de espesor uniforme.

Artículo 1070. FACTORES DE RESISTENCIA. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 255 y de la sección 1 del capítulo III del título I según corresponda.

Artículo 1071. CONTROL DE LA FISURACION. Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 272 correspondientes a estructuras enterradas.

Artículo 1072. MINIMA ARMADURA. Los requisitos de la sección 8 del capítulo X del título V no se deberán aplicar a las estructuras prefabricadas de tres lados. El refuerzo principal de flexión en la dirección del ancho deberá proveer una cuantía (relación entre el área de refuerzo y el área bruta de concreto) como mínimo igual a 0.002. Se deberá proveer este refuerzo mínimo en todas las secciones transversales sujetas a tracción por flexión, en la cara interna de las paredes, y en cada dirección de la parte superior de las losas de las secciones de tres lados con menos de 0.6 m de relleno.

Artículo 1073. CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO. Las deflexiones límite especificadas en el Artículo 31b) para estructuras de concreto se deberán considerar obligatorias, y el uso peatonal limitado a las áreas urbanas.

Artículo 1074. DISEÑO DE LAS ZAPATAS. El diseño deberá considerar los movimientos horizontales y verticales diferenciales y las rotaciones de las zapatas. El diseño de las zapatas deberá satisfacer todos los artículos aplicables a las Secciones 5 y 10.

Artículo 1075. RELLENO ESTRUCTURAL. Los requisitos especificados para el material de relleno deberán ser consistentes con las hipótesis utilizadas para el diseño. A fin de evitar el asentamiento de la calzada en la zona adyacente a la estructura, la documentación técnica deberá exigir que se logre como mínimo un grado de compactación igual al 90% de la Densidad Proctor Normal. Para las estructuras que utilizan un sistema de interacción suelo-estructura podrá ser necesario compactar el relleno hasta lograr una densidad mayor.

Artículo 1076. PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION Y CONSIDERACIONES HIDROLOGICAS E HIDRAULICAS. Se deberán aplicar los requisitos del Capítulo 6 Título II según corresponda.

TÍTULO XI DEFENSAS Y BARANDAS

CAPÍTULO I ALCANCE

Artículo 1077. ALCANCE.

- a) Este Capítulo se aplica a las defensas y barandas para puentes nuevos y para la rehabilitación de puentes existentes cuyas defensas y barandas deban ser reemplazadas. Este Capítulo proporciona seis niveles de ensayo para las defensas de puentes y los requisitos para sus correspondientes ensayos de choque. También contiene lineamientos para determinar el nivel necesario para satisfacer las especificaciones para los tipos más comunes de puentes y lineamientos para el diseño estructural y geométrico de las defensas y barandas.
- b) En el Apéndice **A** se describe un procedimiento para diseñar los prototipos a ensayar para determinar su resistencia al choque. Esta metodología se basa sobre una aplicación de la teoría de las líneas de fluencia. Para usos no comprendidos en el diseño de los prototipos de ensayo en los que se anticipan modos de falla similares a los ilustrados en las Figuras C A13.3.1-1 y C A13.3.1-2, se desarrollará una solución rigurosa con la teoría de las líneas de fluencia o el método de los elementos finitos. Los procedimientos del Apéndice **A** no se aplican a las defensas vehiculares instaladas sobre estructuras rígidas, tales como muros de sostenimiento o zapatas corridas, en las que las líneas de fluencia puedan extenderse a los componentes que las soportan. En los comentarios al Apéndice **B** se suministran planos tipo de defensas vehiculares para los diferentes niveles de comportamiento.

CAPÍTULO II DEFINICIONES

Artículo 1078. DEFINICIONES.

1. **Apto para choques (“Crashworthy”).** Se dice de un sistema que ha sido ensayado con éxito con una matriz de choque y un nivel de ensayo aceptable, o bien de uno que se ha evaluado geométrica y estructuralmente y se ha determinado que equivale a un sistema ensayado.
2. **Autopista (“Freeway”).** Carretera principal con control total de accesos que tiene calzadas separadas y cuyas intersecciones están resueltas a diferentes niveles.
3. **Autovía (“Expressway”).** Carretera principal con control de accesos que podrá o no estar dividida o tener intersecciones a diferentes niveles.
4. **Baranda ciclística o para ciclistas (“Bicycle railing”).** Sistema de baranda o defensa, tal como el ilustrado en la FIGURA 141, que provee una guía física para los ciclistas que utilizan el puente con el objetivo de minimizar la probabilidad de su caída por sobre el sistema de defensa.
5. **Baranda peatonal o para peatones (“Pedestrian railing”).** Sistema de baranda, tal como el ilustrado en la FIGURA 140, que provee una guía física para los peatones que utilizan el puente con el objetivo de minimizar la probabilidad de su caída por sobre el sistema de defensa.
6. **Cara del cordón (“Face of the curb”).** Superficie vertical o inclinada del cordón ubicado al borde de la calzada.
7. **Cargas longitudinales (“Longitudinal loads”).** Fuerzas nominales en sentido horizontal aplicadas de forma paralela al sistema de defensa y que corresponden a la fricción de las cargas transversales.
8. **Cargas transversales (“Transverse loads”).** Fuerzas nominales en sentido horizontal aplicadas

de forma perpendicular al sistema de defensa o baranda.

9. **Categoría de emplazamiento (“Site category”).** La introducción de una categoría de emplazamiento se ha incluido, en la metodología, con el reconocimiento de que hay tres metodologías diferentes utilizadas en este Reglamento. La introducción de los resultados de una categoría de emplazamiento es un método formal para seleccionar la metodología apropiada y brindar orientación sobre cuándo se deberá seleccionar una metodología en particular. Las categorías de emplazamientos son equivalentes a las siguientes terminologías: CAT1, CAT2 y CAT3.
10. **Defensa combinada (“Combination railing”).** Sistema de baranda para peatones o ciclistas, tal como se ilustra en la FIGURA 140 y FIGURA 141, agregado al sistema de defensa o vehicular resistente al choque.
11. **Defensa de aproximación al puente (“Bridge approach railing”).** Sistema de defensa de protección que precede a la estructura y está unido al sistema de defensas del puente, cuya función es evitar que un vehículo impacte contra el extremo de la defensa del puente.
12. **Defensa de uso múltiple (“Multiple use railing”).** Defensa que se podrá utilizar con o sin una vereda sobreelevada.
13. **Defensa vehicular o para vehículos (“Traffic railing”).** Sistema estructural anclado o montado sobre un puente, que tiene por objeto contener a los vehículos a fin de disminuir los riesgos que se provocarían por desvíos accidentales.
14. **Elementos de las barandas o defensas (“Rail elements”).** Las barandas y defensas se componen de uno o más de los elementos siguientes, conformando en su conjunto el sistema de baranda o defensa (railing system) (ver FIGURA 138):
 - **Balaústre (“Baluster”).** Barra vertical no empotrada al tablero y sostenida por los barandales.
 - **Barandal (“Rail”).** Barra horizontal, sostenida por los postes.
 - **Cordón (“Curb” / “Barrier curb”).** Borde de un guardarruedas o de una vereda para peatones y/o ciclistas sobreelevada por encima del nivel de calzada una altura no mayor a **0.20 m**. Se denomina guardarrueda cuando el ancho de la sobreelevación no permita el tránsito peatonal o ciclístico (≤ 0.50 m).
 - **Muro (“Barrier” / “Parapet”).** Placa ciega de altura mayor a **0.20 m**, generalmente de hormigón armado, utilizada por sí como defensa vehicular o en conjunto con otros elementos para conformar una baranda peatonal o ciclística o una defensa vehicular o combinada.
 - **Poste (“Post”).** Barra vertical empotrada al tablero del puente y que sostiene a los barandales.
15. **Ensayo al choque de las defensas de puentes (“Crash testing of bridge railings”).** Realización de una serie de ensayos de impacto a escala real sobre una defensa de puente de acuerdo con las recomendaciones del “MASH 2009” (“Manual for Assessing Safety Hardware, 2009”) a fin de evaluar la resistencia y seguridad que ofrece la defensa.
16. **Especificaciones (“Warrants”).** Documento que le proporciona al Proyectista una guía para evaluar los potenciales beneficios operativos y de seguridad de los medios o dispositivos para el control del tránsito. Las Especificaciones no constituyen requisitos absolutos; más bien representan una manera de expresar los cuidados que se deberán considerar ante los potenciales riesgos para el tránsito.
17. **Fuerza nominal (“Design force”).** Fuerza estática equivalente que representa la fuerza dinámica aplicada a un sistema de defensa, por un vehículo especificado que impacta sobre la misma con una

velocidad y ángulo de impacto determinados.

18. **Invasión (“Encroachment”).** Intrusión de un área prohibida, restringida o limitada de un sistema carretero, como por ejemplo el cruce de un carril de circulación o el impacto sobre un sistema de barrera. También se dice de la ocupación del derecho de paso de una carretera por parte de estructuras no viales u objetos de cualquier tipo o característica.
19. **Niveles de comportamiento (“Performance levels”).** Se definen cinco niveles de comportamiento de defensas de puentes (bajo, regular, medio, alto y especial) junto con el caso sin defensa. De una evaluación de riesgos se determina el nivel de comportamiento que corresponda y posteriormente se utilizará dicho nivel como base para determinar las especificaciones, el tipo y los detalles de la defensa del puente.
20. **Nivel de ensayo (“Test level”).** Los ensayos se realizan bajo condiciones reales estándares y en cada uno de ellos se busca impactar el punto más crítico del elemento por ensayar. En el presente Reglamento se adoptan los niveles de ensayo equivalentes del MASH 2009 (“Manual for Assessing Safety Hardware, 2009”).
21. **Propietario (“Owner”).** Autoridad o repartición pública, con jurisdicción sobre el puente, que representa a los usuarios, inversores y/o contribuyentes y que tiene a su cargo la seguridad y funcionalidad de un puente.
22. **Severidad (“Severity”).** Caracterización del grado de un evento. Generalmente se asocia con la caracterización de los accidentes como fatalidades, heridas o daños materiales de manera que sea posible establecer un valor monetario para los estudios económicos. También podrá referirse a la indexación de la intensidad de un accidente de manera que un sistema de defensa pueda ser evaluado como una medida preventiva o de seguridad.
23. **Velocidades bajas/alta (“Speeds–low/high”).** Velocidades de los vehículos en km/h. Las velocidades bajas generalmente están asociadas con el tránsito en áreas urbanas o rurales donde las velocidades están bien establecidas y están por debajo de los **70 km/h**. Las velocidades altas generalmente están asociadas con el tránsito en autopistas o autovías donde las velocidades legales son mayores o iguales a **80 km/h**.
24. **Vuelco de un vehículo (“Vehicle rollover”).** Término que se utiliza para describir un accidente en el cual un vehículo rota como mínimo **90°** alrededor de su eje longitudinal luego de hacer contacto con una defensa. Este término se utiliza si el vehículo vuelca como resultado de haber hecho contacto con una barrera, no cuando lo hace con otro vehículo.
25. **Zona de extremo (“End zone”).** Área adyacente a cualquier junta en un sistema de defensa de hormigón que requiere armadura adicional.

CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA

Artículo 1079. SIMBOLOGÍA.

- A_r** área del ala comprimida del poste, en m².
- B** separación entre los bordes exteriores de las ruedas de un eje; distancia entre los baricentros de las tensiones resultantes de tracción y compresión en un poste, en m.

- b*** longitud resistente del tablero ante esfuerzos o cargas de corte en el poste = $h + W_b$, en m.
- C*** capacidad de un poste vertical o resistencia del ala comprimida de un poste en flexión, en kN-m.
- d_b*** distancia desde el borde exterior de la placa base a la fila más interna de bulones, en m.
- E*** distancia desde el borde de la losa al baricentro de la tensión resultante de compresión en el poste, en m.
- F_L*** fuerza de fricción longitudinal a lo largo de la defensa = $0.33 \cdot F_t$, en kN.
- F_t*** fuerza transversal del impacto de un vehículo distribuida en una longitud L_t a una altura H_e sobre el tablero del puente, en kN.
- F_v*** fuerza vertical que representa un vehículo apoyado en la parte superior de la defensa, en kN.
- f'_c*** resistencia especificada a compresión del hormigón a los 28 días, en MPa.
- G*** altura del centro de gravedad del vehículo por encima del tablero del puente, en m.
- H*** altura del muro, en m.
- H_R*** altura de la defensa, en m.
- H_w*** altura del muro, en m.
- h*** espesor de la losa, en m.
- L*** separación de los postes de un tramo simple, en m.
- L_c*** longitud crítica de falla del muro, en m.
- L_L*** longitud de distribución longitudinal de la fuerza de fricción F_L , $L_L = L_t$, en m.
- L_t*** longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F_t a lo largo de la defensa ubicada a una altura H_e por encima del tablero, en m.
- L_v*** distribución longitudinal de la fuerza vertical F_v en la parte superior de la defensa, en m.
- ℓ*** longitud de la carga de impacto de un vehículo sobre una defensa o barrera tomada como L_t , L_v o L_L , según corresponda, en m.

M_b	capacidad última de momento de la viga en la parte superior del muro, en kN·m.
M_c	resistencia última a la flexión del muro respecto del eje horizontal, en kN·m/m.
M_d	momento del voladizo lateral del tablero, en kN·m/m.
M_p	resistencia plástica o línea de fluencia de la defensa, en kN·m.
M_{poste}	momento plástico resistente de un poste individual, en kN·m.
M_w	resistencia última a flexión del muro respecto del eje vertical, en kN·m.
P_p	fuerza de corte en un poste individual que corresponde a M_{poste} y está ubicada a una distancia \bar{Y} por encima del tablero, en kN.
R	resistencia última total, es decir resistencia nominal, de la defensa, en kN.
R_R	capacidad última de la defensa en más de un tramo, en kN.
R'_R	resistencia transversal última de la defensa en más de dos tramos, en kN.
R_w	resistencia transversal total de la defensa; capacidad última del muro tal como se especifica en el artículo A13.3.1, en kN.
R'_w	capacidad del muro, reducida para resistir la carga del poste, en kN.
R	sumatoria de las resistencias de los elementos horizontales de las defensas, en kN.
T	fuerza de tracción por unidad de longitud del tablero, en kN/m.
TMDA	El Tránsito Medio Diario Anual, es el volumen promedio diario de tránsito registrado a lo largo de un año calendario sobre una sección de carretera. Dicho valor será proporcionado por un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad).
V_c	resistencia nominal al corte proporcionada por la resistencia a tracción del hormigón, en kN
V_n	resistencia al corte nominal de la sección en estudio, en kN.
V_r	resistencia al corte de diseño, en kN.
V_u	fuerza de corte de diseño en la sección, en kN.
W	peso del vehículo correspondiente al nivel de ensayo requerido, en kN.

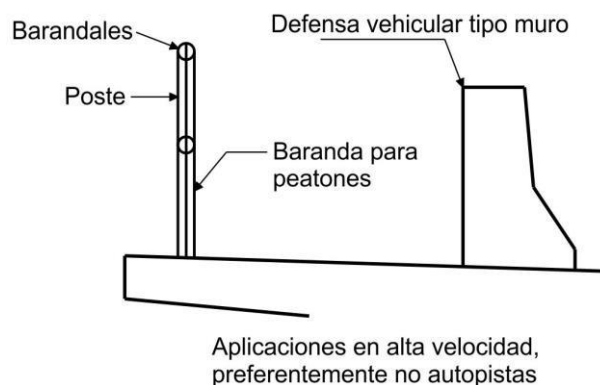
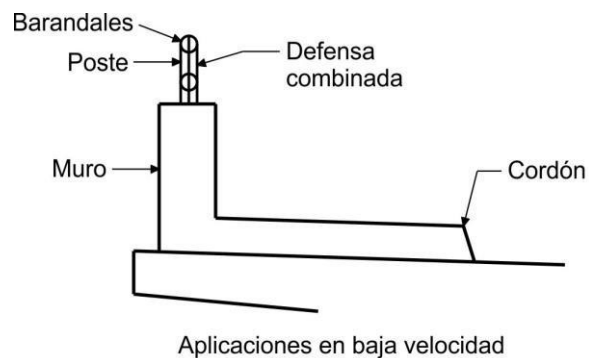
W_b	ancho de la placa base o bloque de distribución; ancho de la placa base, en m.
X	longitud del voladizo lateral del tablero desde la cara del apoyo hasta la viga o alma exterior, en m.
\overline{Y}	altura de \overline{R} por encima del tablero del puente, en m.
β_c	relación entre el lado mayor y el lado menor de la carga concentrada o área de reacción.
ϕ	factor de resistencia = 1.0 .

CAPÍTULO IV SIMBOLOGÍA

Artículo 1080. REQUISITOS GENERALES.

- El Propietario deberá desarrollar las Especificaciones correspondientes al sitio de emplazamiento del puente. Se deberá seleccionar una defensa que satisfaga los planteos de las Especificaciones tanto como resulte posible y práctico.
- Se deberán disponer defensas a lo largo de los bordes de las estructuras, para proteger al tránsito y a los peatones. Para alcantarillas largas se podrán especificar otras soluciones. La vereda peatonal podrá estar separada de la calzada adyacente mediante un cordón, una defensa vehicular, o una combinación de ambas, tal como se indica en la FIGURA 138.
- En las autovías urbanas de alta velocidad en las cuales se provee una vereda peatonal, el área para circulación peatonal deberá estar separada de la calzada adyacente por medio de una defensa vehicular o una defensa combinada.

**FIGURA 138
VEREDAS PEATONALES**



- d) Las defensas a construir en los puentes nuevos y su unión al voladizo lateral del tablero deberán responder a los planos incluidos en los comentarios al Apéndice **B** de este Capítulo, conforme al nivel de seguridad que resulte de aplicar lo estipulado en la sección 2 del capítulo VII del presente título. Del mismo modo se deberá proceder en los puentes a rehabilitar o en las barandas y defensas a reemplazar.
- e) Si se decide utilizar una defensa diferente, la misma se deberá ensayar previamente al choque para confirmar que satisface los requisitos estructurales y geométricos utilizando los criterios de ensayo especificados en el artículo del reglamento.

CAPÍTULO V MATERIALES

Artículo 1081. MATERIALES. A menos que se especifique lo contrario, para los materiales empleados en los sistemas de defensas se deberán aplicar los requisitos de los Capítulos 5 (Puentes de Hormigón) y 6 (Puentes de Acero).

CAPÍTULO VI ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA

SECCIÓN 1 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Artículo 1082. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

- a) Los estados límite de resistencia se deberán aplicar utilizando las combinaciones de cargas aplicables indicadas en la TABLA 2 y las cargas aquí especificadas. Los factores de resistencia para los postes y elementos de las defensas deberán ser los especificados en la sección 4 del capítulo V del título V.
- b) Las cargas de diseño para las barandas peatonales deberán ser las especificadas en la Sección 2 Capítulo VIII Título XIII. Las cargas de diseño para las barandas de ciclovías deberán ser las especificadas en la Sección 3 Capítulo IX Título XIII. Para las defensas combinadas se deberán aplicar las cargas correspondientes a las barandas peatonales o para ciclistas como se especifica en la Sección 3 Capítulo X Título XIII. Los voladizos laterales del tablero se deberán diseñar para las combinaciones de cargas correspondientes al estado límite de resistencia especificadas en la TABLA 2.

SECCIÓN 2 ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO

Artículo 1083. ESTADO LÍMITE CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO. Las fuerzas que la defensa del puente transmite al tablero se podrán determinar mediante un análisis de última resistencia del sistema de defensa, utilizando las cargas indicadas en el Apéndice A. Dichas fuerzas se consideran como las cargas de diseño mayoradas, en el estado límite, correspondiente a un evento extremo.

CAPÍTULO VII DEFENSAS VEHICULARES

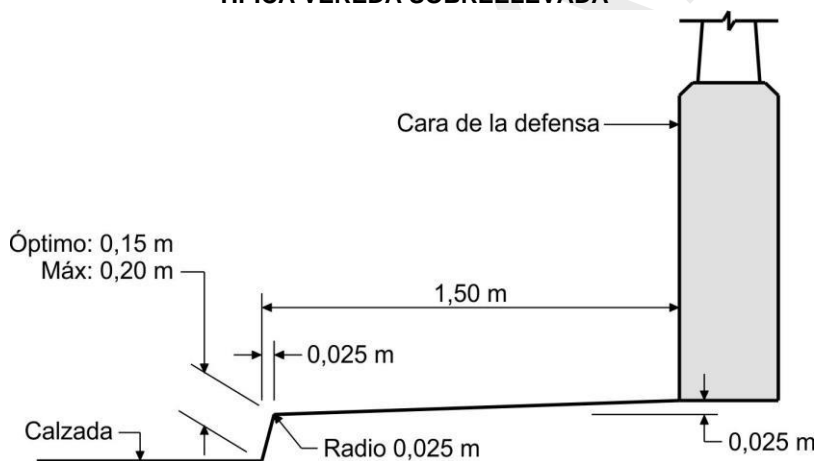
SECCIÓN 1 SISTEMAS DE DEFENSAS

Artículo 1084. REQUISITOS GENERALES.

- a) El propósito principal de las defensas para tránsito vehicular deberá ser el de contener y redireccionar los vehículos accidentalmente desviados, que utilizan la estructura. Se deberá demostrar que todos los sistemas nuevos de defensas vehiculares y defensas combinadas, son estructural y geoméricamente aptos para choques.
- b) Se deberán considerar los siguientes factores:
 1. Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la defensa,
 2. Protección de otros vehículos próximos al lugar de impacto,
 3. Protección de las personas y propiedades que se encuentran en las carreteras y otras

- áreas debajo de la estructura,
4. Posibles mejoras futuras de las defensas,
 5. Relación costo-beneficio, y
 6. Estética y visibilidad de los vehículos circulantes.
- a) Una defensa combinada, que satisface las dimensiones indicadas en la FIGURA 140 y FIGURA 141 y que ha sido ensayada al choque junto con una vereda, se podrá considerar aceptable para utilizar con veredas de ancho mayor o igual a **1.00 m** y cordones con alturas hasta la altura utilizada en el ensayo de choque.
 - b) Cuando se diseñe una defensa para usos múltiples, se deberá demostrar que es adecuada para el choque con o sin la vereda. El uso de defensas combinadas, para vehículos y peatones, como la ilustrada en la FIGURA 139, se deberá limitar a las carreteras en las cuales la velocidad máxima permitida es menor o igual a **70 km/h**; y deberán ser ensayadas para los Niveles de Ensayo **1 o 2**.

FIGURA 139
TÍPICA VEREDA SOBREELEVADA



Artículo 1085. DEFENSAS DE APROXIMACIÓN AL PUENTE.

- a) Se deberá proveer un sistema de defensa de aproximación en la entrada de todos los puentes en zonas rurales con tránsito de alta velocidad.
- b) Un sistema de defensa de aproximación a los puentes, deberá incluir una transición desde el sistema de defensa de la carretera hasta el sistema de defensa rígido del puente, con capacidad de proporcionar resistencia lateral ante un vehículo errante. La defensa de aproximación deberá incluir una terminal apta para choque.

Artículo 1086. TRATAMIENTO DE LOS EXTREMOS. En las zonas rurales con tránsito de alta velocidad, el extremo de un parapeto o defensa de aproximación al puente, deberá tener una configuración apta para choque o bien deberá estar protegido mediante una defensa para tránsito vehicular apta para choque.

SECCIÓN 2

CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE NIVELES DE COMPORTAMIENTO DE DEFENSAS PARA PUENTES

Artículo 1087. CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE NIVELES DE COMPORTAMIENTO DE DEFENSAS PARA PUENTES.

- a) Será responsabilidad del Propietario determinar cuál de los niveles de comportamiento es más adecuado para el sitio de ubicación del puente. La selección del nivel de comportamiento de las defensas vehiculares y su correspondiente nivel de ensayo se hará conforme al Artículo 1088.
- b) En primer término, se determinará la categoría del emplazamiento, la cual determinará la metodología a utilizarse para seleccionar un nivel de comportamiento de la defensa a instalar para dicho emplazamiento específico.

Artículo 1088. NIVELES DE COMPORTAMIENTO DE LAS DEFENSAS DE PUENTES.

- a) Se deberá especificar uno de los niveles de ensayo siguientes:
 - 1. TL-1 — Nivel de Ensayo Uno: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo en las cuales las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad;
 - 2. TL-2 — Nivel de Ensayo Dos: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y adyacentes en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; también donde se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas;
 - 3. TL-3 — Nivel de Ensayo Tres: Generalmente aceptable para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad en las cuales la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables;
 - 4. TL-4 — Nivel de Ensayo Cuatro: Generalmente aceptable para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados;
 - 5. TL-5 — Nivel de Ensayo Cinco: Generalmente aceptable para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o cuando las condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas; y
 - 6. TL-6 — Nivel de Ensayo Seis: Generalmente aceptable para aplicaciones en las cuales se anticipa la presencia de camiones tipo carro tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.
- b) Es responsabilidad de la agencia que utiliza el puente determinar cuál de los niveles de ensayo es más adecuado para el sitio donde está ubicado el puente.
- c) Los criterios para el nivel de ensayo seleccionado deberán corresponder a los pesos y velocidades de los vehículos y los ángulos de impacto especificados en la TABLA 141.

TABLA 141
NIVELES DE COMPORTAMIENTO DE DEFENSA DE PUENTES.

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
	<i>W</i> (N)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000
<i>B</i> (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
<i>G</i> (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

SECCIÓN 3 DISEÑO DE LAS DEFENSAS

Artículo 1089. REQUISITOS GENERALES. Las defensas vehiculares deberán tener una cara de contacto longitudinalmente continua del lado del tránsito. Los postes que sostienen los barandales horizontales deberán estar retirados de la cara del barandal. Se respetará la continuidad estructural de los elementos de la defensa, incluyendo los anclajes de los extremos. Un sistema de defensa y su conexión al tablero sólo podrá ser aprobado una vez que mediante ensayos de choque se haya determinado que son satisfactorios para el nivel de ensayo deseado.

- a) **Aplicación de sistemas previamente ensayados.** Se podrán utilizar sistemas de defensas aptas para choques sin realizar análisis y/o ensayos adicionales, siempre y cuando la instalación propuesta no tenga características que hayan estado ausentes en la configuración ensayada y que pudieran ocasionar que el sistema propuesto no se comporte en la misma forma que el sistema ensayado.
- b) **Sistemas nuevos.** Se podrán utilizar sistemas nuevos de defensas siempre y cuando se demuestre, mediante ensayos de choque a escala real, que su comportamiento es aceptable.
 1. El prototipo a utilizar para realizar el ensayo de choque de un sistema de defensas, se podrá diseñar para resistir las cargas aplicadas de acuerdo con el Apéndice **A** del presente Capítulo.
 2. Se deberán tomar todas las disposiciones necesarias para transferir las cargas del sistema de defensas al tablero. Las cargas que actúan sobre las defensas se podrán tomar del Apéndice **A** del presente Capítulo.
 3. A menos que durante el ensayo de choque se pueda demostrar que un espesor menor resulta satisfactorio, el mínimo espesor del borde del voladizo del tablero de hormigón se deberá tomar como:

- I. Para voladizos de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero: **0.20 m**,
- II. Para un sistema de postes montados lateralmente: 0.30 m,
- III. Para voladizos del tablero que soportan muros de hormigón: 0.15 m.

Artículo 1090. ALTURA DEL MURO O DEFENSA PARA TRÁNSITO VEHICULAR.

- a) Las defensas vehiculares deberán tener como mínimo una altura de:
 1. 0.70 m si se trata de defensas de nivel de comportamiento bajo,
 2. 0.90 m si se trata de defensas de nivel de comportamiento regular,
 3. 1.20 m si se trata de defensas de nivel de comportamiento medio, y
 4. 1.40 m si se trata de defensas de nivel de comportamiento alto.
- b) No se deberá aumentar la altura del zócalo de 0.075 m, del perfil seguro de la defensa, en previsión de posibles recapados futuros de la capa de rodamiento.
- c) La altura mínima de un muro de hormigón, con cara vertical, deberá ser de 0.70 m. La altura de otros tipos de defensas combinadas de acero y hormigón será mayor que 0.70 m y se deberá demostrar que son adecuadas mediante ensayos de choque utilizando el nivel de ensayo deseado.
- d) La altura mínima de las defensas para peatones o ciclistas se mide a partir de la superficie de la vereda o calzada de la ciclovía.
- e) Los requisitos geométricos mínimos para las defensas combinadas, más allá de los exigibles para satisfacer los requisitos del ensayo de choque, se deberán tomar como se especifica en los Capítulos VIII, IX, X del Título XIII.

**CAPÍTULO VIII
BARANDAS PARA PEATONES**

**SECCIÓN 1
GEOMETRÍA**

Artículo 1091. GEOMETRÍA.

- a) La altura mínima de las barandas para peatones deberá ser de **1.05 m**, medida a partir de la cara superior de la vereda.
- b) Una baranda para peatones podrá estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 0.13 m de diámetro.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 0.13 m se deberá aplicar a los 0.70 m inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 0.20 m de diámetro. Cuando no haya una defensa vehicular que separe la calzada de la vereda, deberá existir un cordón, y la proyección de los barandales deberá estar por dentro de los postes.

- c) Las separaciones arriba indicadas no se deberán aplicar a las barandas tipo cerco eslabonado o de tejido metálico. En estos tipos de barandas las aberturas no deberán ser mayores que 0.05 m.

SECCIÓN 2 SOBRECARGAS NOMINALES

Artículo 1092. SOBRECARGAS NOMINALES.

- a) La sobrecarga nominal para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0.73$ **kN/m**, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de **0.89 kN**, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.
- b) Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada nominal aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que **1.50 m**, en un punto ubicado a **1.50 m** por encima de la superficie superior de la vereda.
- c) El valor de la sobrecarga concentrada nominal para los postes, P_{LL} , en kN, se deberá tomar como:

Ec. 902

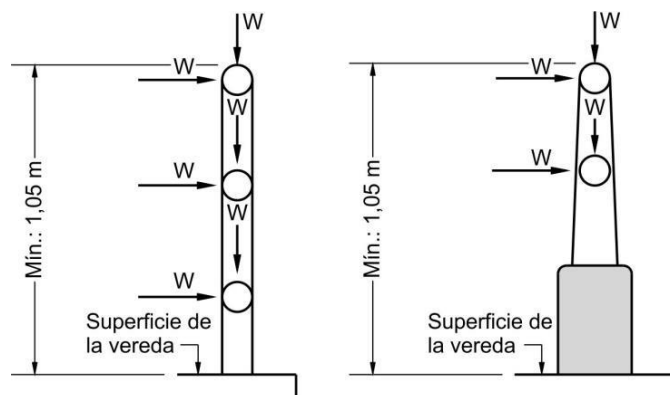
$$P_{LL} = 0.89 + 0.73 L$$

Donde:

L separación entre postes, en m.

- d) La carga nominal para los cercos eslabonados o de tejido metálico deberá ser igual a **0.72 kN/m²** actuando de forma normal a la totalidad de la superficie.
- e) Las cargas se deberán aplicar tal como se indica en la FIGURA 140, en la cual las geometrías de los elementos de las defensas son solamente a título ilustrativo. Se podrá utilizar cualquier material o combinación de materiales especificados en el capítulo V del presente título.

FIGURA 140
CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LAS BARANDAS PARA PEATONES (A UTILIZAR EN EL BORDE EXTERIOR DE UNA VEREDA CUANDO EL TRANSITO VEHICULAR ESTA SEPARADO DEL TRANSITO PEATONAL MEDIANTE UNA DEFENSA PARA TRANSITO VEHICULAR. LAS GEOMETRIAS DE LAS BARANDAS SON SIMPLEMENTE ILUSTRATIVAS).



CAPÍTULO IX BARANDAS PARA CICLISTAS

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 1093. REQUISITOS GENERALES. Se deberán utilizar barandas para ciclistas en aquellos puentes específicamente proyectados para transportar tránsito ciclista y en aquellos puentes en los cuales se considera necesario contar con una protección específica para los ciclistas.

SECCIÓN 2 GEOMETRÍA

Artículo 1094. GEOMETRÍA.

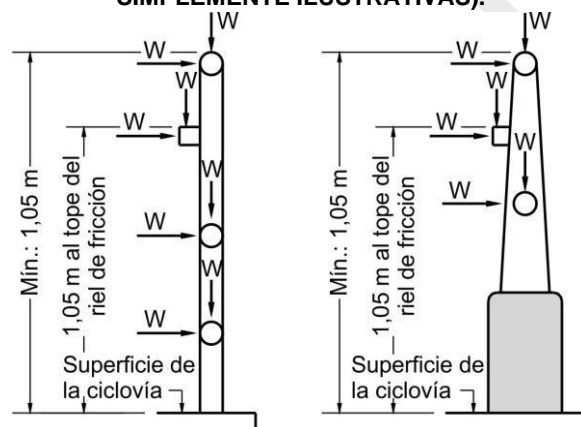
- La altura de las barandas para ciclistas no deberá ser menor que **1.05 m**, medida a partir de la cara superior de la superficie de rodamiento.
- La altura que divide las zonas superior e inferior de las barandas para ciclistas deberá ser de al menos **0.70 m**. En las zonas superior e inferior, la separación de los elementos deberá satisfacer los requisitos correspondientes de la Sección 1 Capítulo VIII Título XIII.
- Si se consideran necesarios, los rieles de fricción, que se unen a la baranda o cerco para evitar que los ciclistas se puedan enganchar, deberán tener una profundidad suficiente para proteger bicicletas con una amplia variedad de alturas de manubrio. La altura de instalación de los mismos podrá ser de alrededor de **0.90 m a 1.10 m**.
- Si se utilizan pantallas, cercos o caras macizas se podrá reducir el número de rieles.

SECCIÓN 3 SOBRECARGAS NOMINALES

Artículo 1095. SOBRECARGAS NOMINALES.

- a) Si la altura de la baranda es mayor a **1.40 m** medida desde la superficie de rodamiento, las cargas nominales deberán ser determinadas por el Proyectista. Las cargas nominales para las barandas para ciclistas, con alturas por debajo de **1.40 m**, no deberán ser menores que las especificadas en la Sección 2 Capítulo VIII Título XIII, excepto en el caso de barandas cuya altura total es mayor que **1.40 m**, la sobrecarga nominal de los postes se deberá aplicar en un punto ubicado a una altura de **1.40 m** de la superficie de rodamiento.
- b) Las cargas se deberán aplicar tal como se indica en la FIGURA 141. Se podrá utilizar cualquier material o combinación de materiales especificados en el capítulo V del presente título.

FIGURA 141
CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LAS BARANDAS PARA CICLISTAS (A UTILIZAR EN EL BORDE EXTERIOR DE UNA CICLOVIA CUANDO EL TRANSITO VEHICULAR ESTA SEPARADO DEL TRANSITO CICLISTA MEDIANTE UNA BARANDA PARA TRANSITO VEHICULAR. LAS GEOMETRIAS DE LAS BARANDAS SON SIMPLEMENTE ILUSTRATIVAS).



CAPÍTULO X
DEFENSAS COMBINADAS

SECCIÓN 1
REQUISITOS GENERALES

Artículo 1096. REQUISITOS GENERALES. Las defensas combinadas deberán satisfacer los requisitos correspondientes ya sea a las defensas para peatones o a las defensas para ciclistas, tal como se especifican en los capítulos VIII y IX del presente título, según corresponda. La parte de la defensa combinada correspondiente al tránsito vehicular deberá satisfacer los requisitos del capítulo VII del presente título.

SECCIÓN 2
GEOMETRÍA

Artículo 1097. GEOMETRÍA. Los requisitos referentes a la geometría de las defensas, especificados en los capítulos VII, VIII, y IX del presente título, se deberán aplicar a las partes correspondientes de las defensas combinadas.

SECCIÓN 3 SOBRECARGAS NOMINALES

Artículo 1098. SOBRECARGAS NOMINALES. Las sobrecargas nominales, especificadas en los capítulos VIII y IX del presente título, no se deberán aplicar simultáneamente con las cargas de impacto de vehículos.

CAPÍTULO XI DEFENSAS COMBINADAS

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 1099. REQUISITOS GENERALES. Las mediciones horizontales del ancho de la calzada se deberán tomar a partir de la parte inferior de la cara del cordón. Un cordón de vereda ubicado del lado de una defensa de puente sobre el tránsito vehicular se deberá considerar como parte integral de la defensa y estará sujeto a los requisitos sobre ensayo de choque especificados en el capítulo VII del presente título.

SECCIÓN 2 VEREDAS

Artículo 1100. VEREDAS. Cuando en los accesos carreteros se utilizan veredas con cordones y cunetas, la altura del cordón para las veredas sobreelevadas en el puente no deberá ser mayor que $0.20 m$. Si se requiere un cordón, la altura del cordón no deberá ser menor que $0.15 m$. Si la altura del cordón sobre el puente difiere de la altura del cordón fuera del puente, este deberá tener una transición gradual a lo largo de una distancia mayor o igual a 20 veces la diferencia en su altura.

SECCIÓN 3 DEFENSAS

Artículo 1101. TRATAMIENTO DE LOS EXTREMOS DE DEFENSAS DIVISORIAS. El tratamiento de los extremos de cualquier defensa o barrera para tránsito vehicular deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 1085 y Artículo 1086.

TÍTULO XII JUNTAS Y APOYOS

CAPÍTULO I CAMPO DE VALIDEZ

Artículo 1102. CAMPO DE VALIDEZ. Este Capítulo contiene los requisitos para el diseño y selección de apoyos estructurales y juntas del tablero. Las unidades utilizadas en este Capítulo deberán ser en kN, m, rad, °C, y Dureza Shore, a menos que se indique otra cosa.

CAPÍTULO II DEFINICIONES

Artículo 1103. DEFINICIONES.

1. **Almohadilla reforzada con fibras de algodón (“Cotton-duck-reinforced pad – CDP).** Almohadilla hecha con capas estrechamente espaciadas de elastómero y fibras de algodón, adheridas entre si durante la vulcanización.
2. **Almohadilla reforzada con fibras de vidrio (“Fiberglass-reinforced pad – FGP”).** Almohadilla hecha con capas discretas de elastómero y fibra de vidrio tejida adheridas entre si durante la vulcanización.
3. **Almohadilla simple de elastómero (“Plain elastomeric pad – PEP”).** Almohadilla hecha exclusivamente de elastómero, quien proporciona limitada traslación y rotación.
4. **Amortiguador (“Damper”).** Dispositivo que transfiere y reduce las fuerzas entre los elementos de la superestructura y/o los elementos de la subestructura, permitiendo los movimientos térmicos. El dispositivo proporciona amortiguamiento disipando energía bajo cargas sísmicas, de frenado, u otras cargas dinámicas.
5. **Apoyo (“Bearing”).** Dispositivo estructural que transmite las cargas mientras facilita la traslación y/o la rotación.
6. **Apoyo cilíndrico doble (“Double cylindrical bearing”).** Apoyo hecho con dos apoyos cilíndricos colocados uno sobre el otro con sus ejes en ángulos rectos para facilitar la rotación alrededor de cualquier eje horizontal.
7. **Apoyo de bronce (“Bronze bearing”).** Apoyo en el que los desplazamientos o las rotaciones ocurren por deslizamiento de una superficie de bronce contra una superficie de unión.
8. **Apoyo de disco (“Disc Bearing”).** Apoyo que acomoda la rotación mediante la deformación de un solo disco de elastómero moldeado con un compuesto de uretano. Podrá ser móvil, guiado, sin guiar, o fijo. El movimiento se acomoda mediante el deslizamiento del acero inoxidable pulido sobre el politetrafluoroetileno (PTFE).

9. **Apoyo elastomérico reforzado con acero (“Steel-reinforced elastomeric bearing”).** Apoyo hecho de láminas de acero y elastómero alternadas, adheridos entre si durante la vulcanización. Las cargas verticales son soportadas por compresión del elastómero. Los movimientos paralelos a las capas de refuerzo y las rotaciones se ajustan por la deformación del elastómero.
10. **Apoyo de rótula (“Knuckle bearing”).** Apoyo en el cual una superficie metálica cóncava se mece sobre una superficie metálica convexa para proporcionar capacidad de rotación alrededor de cualquier eje horizontal.
11. **Apoyo deslizante (“Sliding bearing”).** Apoyo que facilita el movimiento por medio de la traslación de una superficie con respecto a otra.
12. **Apoyo deslizante de PTFE (“PTFE Sliding bearing”).** Apoyo que soporta la carga vertical a través de los esfuerzos de contacto entre una lámina o tela tejida de PTFE y su superficie de unión, y que permite movimientos por medio del deslizamiento del PTFE sobre la superficie de unión.
13. **Apoyo fijo (“Fixed bearing”).** Apoyo que previene la traslación longitudinal diferencial de elementos estructurales colindantes. Podrá o no estar previsto para traslación o rotación lateral diferencial.
14. **Apoyo tipo Pot (“Pot bearing”).** Apoyo que soporta la carga vertical mediante compresión de un disco de elastómero confinado en un cilindro de acero y que acomoda la rotación por medio de la deformación del disco.
15. **Apoyo metálico tipo Rocker o Roller (Balancín o Rodillo) (“Metal rocker or roller bearing”).** Apoyo que soporta la carga vertical mediante el contacto directo entre dos superficies metálicas y que acomoda el movimiento por medio del balanceo o del rodamiento de una superficie con respecto a la otra.
16. **Apoyo móvil (“Movable bearing”).** Apoyo que facilita la traslación horizontal diferencial de elementos estructurales colindantes en la dirección longitudinal y/o lateral. Podrá o no estar previsto para rotación.
17. **Apoyo multirotacional (“Multirotational bearing”).** Apoyo que consiste de un elemento rotacional del tipo Pot, tipo disco, o tipo esférico cuando se utiliza como apoyo fijo y que podrá, adicionalmente, tener superficies deslizantes para permitir la traslación cuando se utiliza como apoyo de expansión. La traslación se podrá restringir a una dirección específica por medio de barras guía.
18. **Junta (“Joint”).** Discontinuidad estructural entre dos elementos. Elementos estructurales utilizados para enmarcar o formar la discontinuidad.
19. **Junta abierta (“Open joint”).** Junta diseñada para permitir el paso de agua y residuos a través de ésta.
20. **Junta cerrada (“Closed joint”).** Junta de tablero diseñada para prevenir el paso de residuos a través de la junta y para proteger el tránsito de peatones y bicicletas.
21. **Junta de alivio (“Relief joint”).** Junta de tablero, usualmente transversal, que se diseña para minimizar una acción compuesta no intencional o el efecto del movimiento horizontal diferencial entre el tablero y su sistema estructural de apoyo.
22. **Junta de apoyo (“Bearing joint”).** Junta de tablero proporcionada en los apoyos y en otros soportes del tablero para facilitar la traslación horizontal y la rotación de los elementos estructurales colindantes. Podrá o no estar previsto para traslaciones verticales diferenciales de estos elementos.
23. **Junta de construcción (“Construction joint”).** Junta temporal utilizada para permitir la

construcción secuencial.

24. **Junta de control de oscilaciones (“Cycle-control Joint”).** Junta transversal de la losa de aproximación diseñada para permitir oscilaciones longitudinales de puentes integrales y de las losas de aproximación adjuntas.
25. **Junta de tablero (“Deck joint”).** Discontinuidad estructural entre dos elementos, donde por lo menos uno de ellos es un elemento del tablero. Se diseña para permitir la traslación y/o rotación relativa de los elementos estructurales colindantes.
26. **Junta longitudinal (“Longitudinal joint”).** Junta paralela a la dirección de la luz de la estructura, prevista para separar el tablero o superestructura en dos sistemas estructurales independientes.
27. **Junta sellada (“Sealed joint”).** Junta provista con un sello de junta.
28. **Juntas impermeabilizadas (“Waterproofed joints”).** Juntas abiertas o cerradas a las que se les ha proporcionado alguna forma de acanalado bajo la junta para contener y conducir el drenaje del tablero lejos de la estructura.
29. **Longitudinal (“Longitudinal”).** Paralelo a la dirección principal de la luz de la estructura.
30. **Media cuadrática (“Root mean square”).** RMS
31. **Politetrafluoroetileno (“Polytetrafluorethylene – PTFE”).** También conocido como teflón.
32. **Puente integral (“Integral bridge”).** Puente sin juntas de tablero.
33. **Punto neutro (“Neutral point”).** Punto alrededor del cual tienen lugar todos los cambios cíclicos volumétricos de una estructura.
34. **Retenedores (“Restrainers”).** Sistema de cables o barras de alta resistencia que transfiere las fuerzas entre los elementos estructurales de la superestructura y/o los elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas u otras cargas dinámicas, luego de que un distensionamiento inicial ha tenido lugar permitiendo, simultáneamente, los movimientos térmicos.
35. **Rotación alrededor del eje longitudinal (“Rotation about the longitudinal axis”).** Rotación alrededor de un eje paralelo a la dirección principal de la luz del puente.
36. **Rotación alrededor del eje transversal (“Rotation about the transverse axis”).** Rotación alrededor de un eje paralelo al eje transversal del puente.
37. **Sello de compresión (“Compression seal”).** Dispositivo de elastómero preformado que se precomprime en el espacio de una junta con un rango de movimiento total esperado de menos de 50mm.
38. **Sello de junta (“Joint seal”).** Dispositivo de elastómero vaciado o preformado, diseñado para prevenir que la humedad y los residuos penetren en las juntas.
39. **Sello en franja (“Strip seal”).** Junta sellada con un sello de elastómero extruido contenido por vigas de borde que se anclan a los elementos estructurales (tablero, estribo, etc.). Utilizada generalmente para movimientos esperados con valores totales entre **38** y **100 mm**, aunque también están disponibles sellos simples capaces de salvar longitudes de hasta **125 mm**.
40. **Sello vaciado (“Poured seal”).** Sello hecho de un material que permanece flexible (asfalto, polímero, u otros), el cual se vacía en el espacio de la junta y se espera que se adhiera a los lados

de la misma. Utilizado generalmente sólo cuando el rango de movimiento total esperado es menor que **38 mm**.

41. **Sistema de barra simple de soporte (“Single-support-bar system – SSB”).** Es un MBSJ (definido más abajo) diseñado de manera tal que sólo una barra de soporte esté conectada a todas las vigas centrales. La conexión entre la viga central y la barra de soporte consiste, generalmente, de un acople a través del cual se desliza la barra de soporte.
42. **Sistema de múltiples barras soldadas de soporte (“Welded multiple-support-bar system – WMSB”).** Es un MBSJ (definido más abajo) diseñado de tal manera que cada barra de soporte se suelda a una sola viga central. Aunque se han construido algunos sistemas WMSB más grandes y se han desempeñado bien, los sistemas WMSB son generalmente poco prácticos para más de nueve sellos o para rangos de movimientos de más de **680 mm**.
43. **Sistema de junta de puente modular (“Modular bridge joint system – MBSJ”).** Junta sellada con dos o más sellos de elastómero mantenida en su lugar por medio de vigas de borde que están ancladas a los elementos estructurales (tablero, estribo, etc.) y una o más vigas centrales transversales paralelas a las vigas de borde. Utilizado generalmente para rangos de movimientos mayores que **100 mm**.
44. **Transversal (“Transverse”).** Dirección horizontal perpendicular al eje longitudinal del puente.
45. **Traslación (“Translation”).** Movimiento horizontal del puente en la dirección longitudinal o transversal.
46. **Unidad de transmisión de impacto (“Shock transmission unit – STU”).** Dispositivo que proporciona un vínculo rígido temporal entre los elementos de la superestructura y/o los elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas, de frenado, u otras cargas dinámicas, permitiendo simultáneamente movimientos térmicos.

CAPÍTULO III SIMBOLOGÍA

Artículo 1104. SIMBOLOGÍA.

- | | |
|-------------------------|---|
| A | área en planta del elemento o apoyo elastomérico, en m ² . |
| A_{Wbot} | área de la soldadura en la parte inferior, en m ² . |
| A_{Wmid} | área transversal mínima de la soldadura, en m ² . |
| A_{Wtop} | área de la soldadura en la parte superior, en m ² . |
| a_{cr} | flecha generada por la fluencia lenta dividida por la flecha inicial generada por la carga permanente.. |
| B_a | coeficiente adimensional utilizado para determinar el pico de tensión hidrostática. |
| C_α | parámetro utilizado para determinar la tensión hidrostática.. |

- c** espacio libre mínimo vertical entre partes que rotan y que no rotan; espacio libre de diseño entre el pistón y el cilindro de confinamiento, en m. .
- D** diámetro de la proyección de la superficie cargada del apoyo en un plano horizontal; diámetro de la almohadilla; diámetro del apoyo, en m.
- D_a** coeficiente adimensional utilizado para determinar la deformación por corte debida a la carga axial.
- D_d** diámetro del disco, en m. .
- D_P** diámetro interno del cilindro de confinamiento, en m.
- D_r** coeficiente adimensional utilizado para determinar la deformación por corte debida a la rotación.
- D₁** diámetro de la superficie del balancín o rodillo (rocker or roller), en m..
- D₂** diámetro de la superficie de unión, positivo si las curvaturas tienen el mismo signo, infinito si la superficie de unión es plana, en m. .
- d** diámetro del balancín o rodillo (rocker or roller); diámetro del agujero o de los agujeros en el apoyo, en m..
- d_{a1}** coeficiente adimensional utilizado para determinar la deformación por corte debida a la carga axial.
- d_{a2}** coeficiente adimensional utilizado para determinar la deformación por corte debida a la carga axial.
- d_{a3}** coeficiente adimensional utilizado para determinar la deformación por corte debida a la carga axial..
- d_{cb}** profundidad de la viga central, en m.
- d_{sb}** profundidad de la barra de soporte, en m.
- E_c** módulo efectivo a compresión del apoyo elastomérico; rigidez uniaxial a compresión de la almohadilla CDP del apoyo. Se podrá tomar como 200 MPa en lugar de datos experimentales específicos de la almohadilla, en MPa.
- E_s** módulo de elasticidad del acero, en MPa.
- F_y** tensión de fluencia mínima especificada del acero más débil en la superficie de contacto; tensión de fluencia del acero; tensión de fluencia del refuerzo de acero, en MPa.

G	módulo de corte del elastómero; módulo de corte del CDP, en MPa.
H_{bu}	carga lateral transmitida a la superestructura y la subestructura a través de los apoyos debida a las combinaciones de carga de resistencia y de evento extremo aplicables de la TABLA 2, en kN.
H_s	carga horizontal debida a las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en kN.
H_u	carga lateral debida a las combinaciones de carga de resistencia y de evento extremo aplicables de la TABLA 2, en kN.
h_{p1}	profundidad de la cavidad del cilindro de confinamiento, en m.
h_{p2}	espacio libre vertical entre el tope del pistón y el tope de la pared del cilindro de confinamiento, en m.
h_r	espesor del disco elastomérico, en m.
h_{ri}	espesor de la i-ésima capa de elastómero; espesor de la i-ésima capa interna de elastómero; espesor de la capa de FGP que iguala la mayor distancia entre puntos medios de dos capas dobles de refuerzo de fibra de vidrio; espesor del PEP; espesor promedio de dos capas de elastómero adheridas al mismo refuerzo para FGP cuando las dos capas son de diferente espesor, en m.
h_{rt}	espesor total del elastómero; el menor entre el espesor total del elastómero y el espesor del apoyo, en m.
h_s	espesor del acero de refuerzo, en m.
h_w	altura de la soldadura; altura desde el borde superior del ala del pistón hasta la cara inferior del pistón, en m.
I	momento de inercia de la forma en planta del apoyo, en m ⁴ .
K	rigidez rotacional del CDP, en kNm/rad; módulo de compresibilidad, en MPa.
L	longitud proyectada de la superficie deslizante perpendicular al eje de rotación; dimensión en planta del apoyo perpendicular al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralela a la longitudinal global del eje del puente); longitud de una almohadilla de apoyo CDP en el plano de la rotación, en m.
M_H	rango del momento flexor horizontal en la viga central sobre la sección crítica localizada en el pie de la soldadura debido al rango de la fuerza horizontal, en kNm.
M_{OT}	rango del momento de vuelco de la fuerza de reacción horizontal, en kNm.

M_v	rango del momento flexor vertical en la viga central sobre la sección crítica localizada en el pie de la soldadura debido al rango de la fuerza vertical; componente del rango de momento flexor vertical en la barra de soporte debido al rango de la fuerza de reacción vertical en la conexión localizada sobre la sección crítica en el pie de la soldadura, en kNm.
M_u	momento transmitido a la superestructura y a la subestructura a través de los apoyos debido a las combinaciones de carga de resistencia y de evento extremo aplicables de la TABLA 2, en kNm.
m	factor de modificación.
n	número de capas internas de elastómero.
P_D	carga de compresión en el estado límite de servicio (factor de carga = 1.0) debido a las cargas permanentes, en kN.
P_s	carga total de compresión de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en kN.
P_u	fuerza de compresión de las combinaciones de carga de resistencia y de evento extremo aplicables de la TABLA 2, en kN.
p	capacidad admisible del apoyo en el estado límite de servicio, en kN/m.
R	radio de la superficie deslizante curva, en m.
R_H	rango de la fuerza de reacción horizontal en la conexión, en kN.
R_o	distancia radial desde el centro del cilindro de confinamiento hasta el objeto en cuestión (por ejemplo, pared del cilindro de confinamiento, bulón de anclaje, etc.), en m. .
R_v	rango de la fuerza de reacción vertical en la conexión, en kN.
S	factor de forma de la almohadilla CDP calculado en base a la Ec. 940 y con base en el espesor total de la almohadilla; factor de forma de una capa individual de elastómero; factor de forma de PEP. .
S_i	factor de forma de la i-ésima capa de un apoyo de elastómero; factor de forma de la i-ésima capa interna de un apoyo de elastómero; factor de forma para FGP con base en un espesor de capa h_{ri} que es igual a la mayor distancia entre puntos medios de dos capas dobles de refuerzo de fibra de vidrio.
S_{RB}	rango de esfuerzo combinado de flexión en la viga central; rango de esfuerzo de flexión en la barra de soporte debido al momento máximo incluyendo el momento de la reacción vertical y de vuelco en la conexión, en MPa.

S_{RZ}	rango de esfuerzo vertical en el tope de la soldadura entre la viga central y la barra de soporte a partir de la reacción concurrente de la viga de apoyo; rango de esfuerzo vertical en el fondo de la soldadura entre la viga central y la barra de soporte a partir de los rangos de la fuerza de reacción vertical y horizontal en la conexión, en MPa.
S_{Wbot}	módulo de sección de la parte inferior de la soldadura para flexión en la dirección del eje de la barra de soporte, en m ³ .
S_{Wmid}	módulo de sección en la sección transversal más estrecha de la soldadura para flexión en la dirección perpendicular al eje de la viga central, en m ³ .
S_{Wtop}	módulo de sección de la parte superior de la soldadura para flexión en la dirección perpendicular al eje de la viga central, en m ³ .
S_{Xcb}	módulo de sección vertical para la parte inferior de la viga central, en m ³ .
S_{Xsb}	módulo de sección vertical de la barra de soporte hasta la parte superior de la misma, en m ³ .
S_{Ycb}	módulo de sección horizontal de la viga central, en m ³ .
t_b	espesor de la base del cilindro de confinamiento, en m.
t_p	espesor total de la almohadilla CDP, en m.
t_w	espesor de la pared del cilindro de confinamiento, en m.
W	abertura de la superficie de calzada en una junta transversal de tablero, medida en la dirección del movimiento extremo determinada utilizando la combinación de carga de resistencia apropiada especificada en la TABLA 2; ancho del apoyo; longitud del cilindro; longitud de la superficie cilíndrica; dimensión en planta del apoyo paralelo al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralelo al eje transversal global del puente), en m.
α	parámetro utilizado para determinar la tensión hidrostática, en 1/rad.
γ_a	deformación de corte generada por la carga axial.
γ_{a,cy}	deformación de corte generada por carga axial cíclica.
γ_{a,st}	deformación de corte generada por carga axial estática.
γ_r	deformación de corte generada por rotación.
γ_{r,cy}	deformación de corte generada por rotación por cargas cíclicas.
γ_{r,st}	deformación de corte generada por rotación por cargas estáticas.

γ_s	deformación de corte generada por desplazamiento de corte.
$\gamma_{s,cy}$	deformación de corte generada por desplazamiento de corte por cargas cíclicas.
$\gamma_{s,st}$	deformación de corte generada por desplazamiento de corte por cargas estáticas.
β	ángulo entre la vertical y la resultante de la carga aplicada, en rad.
Δ_{FTH}	umbral de fatiga de amplitud constante tomado de la TABLA 66 para la categoría de detalle de interés, en MPa; umbral de fatiga de amplitud constante para la Categoría A especificado en el Artículo 1135g)1
Δ_f	efecto de fuerza, rango de esfuerzo de sobrecarga de diseño debido a la aplicación simultánea de cargas de eje verticales y horizontales especificadas en el Artículo 1135d) y distribuidas como se especifica en el Artículo 1135e), calculadas como se especifica en el Artículo 1135g)2, en MPa.
Δ_o	desplazamiento horizontal máximo de la superestructura del puente en el estado límite de servicio, en m.
Δ_s	deformación total máxima de corte del elastómero por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2; deformación total máxima de corte del apoyo por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2; deformación total máxima de corte estática o cíclica del elastómero por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en m.
Δ_T	intervalo de movimientos térmicos de diseño calculado de acuerdo con la Sección 2 Capítulo XII Título III (AASHTO 3.12.2), en m.
Δ_u	deformación de corte por las combinaciones de carga de resistencia y de evento extremo aplicables de la TABLA 2, en m.
δ_d	flecha inicial de compresión por carga permanente, en m.
δ_L	flecha instantánea de compresión por sobrecarga, en m.
δ_{lt}	flecha a largo plazo de compresión por carga permanente, en m.
δ_u	flecha vertical por las combinaciones de carga de resistencia aplicables de la TABLA 2, en m.
ε	deformación de compresión en una capa de elastómero.
ε_a	deformación axial promedio considerando la totalidad de carga estática y cíclica, tomada positiva para compresión en la cual la componente cíclica se multiplica por 1.75 en las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en MPa.

ϵ_c	deformación uniaxial máxima debida a compresión bajo carga total por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2
ϵ_{di}	deformación inicial de compresión por carga permanente en la i-ésima capa de elastómero.
ϵ_{Li}	deformación instantánea de compresión por sobrecarga en la i-ésima capa de elastómero.
ϵ_s	deformación promedio de compresión debida a la carga total por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2
ϵ_t	deformación uniaxial máxima debida a la combinación de compresión y rotación por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2
θ_L	máxima rotación de la almohadilla CDP en el estado límite de servicio (factor de carga = 1.0) debido a la sobrecarga, en rad.
θ_s	máxima rotación en el estado límite de servicio debida a la carga total para apoyos que probablemente no experimentarán contacto severo entre componentes metálicos; máximo ángulo de rotación de diseño en el estado límite de servicio especificado en el Artículo 1107 ; máxima rotación de la almohadilla CDP obtenida por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2; máximo ángulo de rotación de diseño en el estado límite de servicio alrededor de cualquier eje de la almohadilla especificado en el Artículo 1107; máximo ángulo de rotación de diseño, estático o cíclico del elastómero, en el estado límite de servicio especificado en el Artículo 1107 ángulo de rotación de diseño del elastómero considerando, en el estado límite de servicio, la carga máxima estática o cíclica, especificado en el Artículo 1107; ángulo de rotación de diseño del elastómero considerando, en el estado límite de servicio, la totalidad de carga máxima estática y cíclica, especificado en el Artículo 1107 en la cual la componente cíclica se multiplica por 1.75, en rad.
θ_u	máxima rotación en el estado límite de resistencia para apoyos que podrán experimentar contacto severo entre los componentes metálicos; máxima rotación en el estado límite de resistencia para apoyos que experimentan probablemente menos contacto severo entre los componentes metálicos; rotación de diseño por las combinaciones de carga de resistencia aplicables de la TABLA 2 o del Artículo 1108a); máximo ángulo de rotación de diseño en el estado límite de resistencia especificado en el Artículo 1108a); máximo ángulo de rotación de diseño en el estado límite de resistencia especificado en el Artículo 1108b), en rad.
λ	índice de compresibilidad
μ	coeficiente de fricción; coeficiente de fricción de la superficie deslizante de PTFE.
σ	esfuerzo instantáneo de compresión por sobrecarga o esfuerzo de compresión por carga permanente en una capa individual de elastómero, en MPa.
σ_{hid}	pico de tensión hidrostática, en MPa.

σ_L	esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio (factor de carga = 1.0) debido a la sobrecarga, en MPa..
σ_s	esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total obtenida por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2; esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total asociada con la máxima rotación obtenida por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2; esfuerzo de compresión promedio debido a carga total estática o cíclica obtenida por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2; esfuerzo total de compresión promedio estática y cíclica, en la cual la componente cíclica se multiplica por 1.75 obtenida por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en MPa. .
σ_{SS}	máximo esfuerzo promedio de contacto en el estado límite de servicio, permitido en PTFE según la TABLA 145 o para bronce según la TABLA 149, en MPa.
ϕ	factor de resistencia.
$\phi_{\text{tracción}}$	factor de resistencia para tracción en anclajes controlados por el acero.
ϕ_{corte}	factor de resistencia para corte en anclajes controlados por el acero.
$\phi_{\text{A tracción}}$	factor de resistencia para tracción en anclajes controlados por el hormigón, Condición A, con refuerzo suplementario en el área de falla.
$\phi_{\text{A corte}}$	factor de resistencia para corte en anclajes controlados por el hormigón, Condición A, con refuerzo suplementario en el área de falla.
$\phi_{\text{B tracción}}$	factor de resistencia para tracción en anclajes controlados por el hormigón, Condición B, sin refuerzo suplementario en el área de falla.
$\phi_{\text{B corte}}$	factor de resistencia para corte en anclajes controlados por el hormigón, Condición B, sin refuerzo suplementario en el área de falla.
ψ	semiángulo subtendido de la superficie curva, en rad.

CAPÍTULO IV MOVIMIENTOS Y CARGAS

SECCIÓN 1 REQUISITOS GENERALES

Artículo 1105. REQUISITOS GENERALES.

- a) La selección y configuración de las juntas y los apoyos deberá tener en cuenta las deformaciones debidas a temperatura y otras causas en función del tiempo y deberá ser consistente con el apropiado funcionamiento del puente.
- b) Las juntas y los apoyos del tablero se deberán diseñar para resistir las cargas y para acomodar los movimientos en los estados límite de servicio y de resistencia y para satisfacer los requisitos del estado límite de fatiga y fractura. Las cargas inducidas en las juntas, apoyos, y elementos estructurales dependen de la rigidez de los elementos individuales y de las tolerancias alcanzadas durante la fabricación y el montaje. Estas influencias se deberán tener en cuenta al calcular las cargas de diseño para los elementos. No se deberá permitir daño debido al movimiento de las juntas ni de los apoyos en el estado límite de servicio, y no deberá ocurrir daño irreparable en el estado límite de resistencia. En el estado límite correspondiente a evento extremo, el Propietario podrá permitir apoyos que se diseñen para actuar como fusibles o para someterse a daño irreparable siempre y cuando se prevenga la pérdida del tramo.
- c) Se deberán considerar los movimientos de traslación y de rotación del puente en el diseño de MBSJ y de apoyos. En el diseño se deberá considerar la secuencia de construcción y todas las combinaciones críticas de carga y movimiento. Las rotaciones se deberán considerar alrededor de dos ejes horizontales y del eje vertical. Se deberán incluir los movimientos generados por las cargas, las deformaciones, y los desplazamientos debidos a la fluencia lenta, contracción y efectos térmicos, y a imprecisiones en la instalación. En todos los casos, se deberán considerar los efectos instantáneos y los de largo plazo. Se deberá incluir la influencia de la carga dinámica para los MBSJ, pero no es necesario incluirla para los apoyos. Se deberá tabular la combinación más adversa para los apoyos.
- d) Para determinar las sollicitaciones en las juntas, apoyos, y elementos estructurales adyacentes, se deberá considerar la influencia de sus rigideces y tolerancias esperadas alcanzadas durante la fabricación y montaje.
- e) En el diseño de los MBSJ y de los apoyos se deberán considerar los efectos tridimensionales de movimientos de traslación y de rotación del puente.
- f) Se deberán considerar tanto los efectos instantáneos como los de largo plazo en el diseño de juntas y apoyos.
- g) Se deberá reconocer en el análisis los efectos de curvatura, oblicuidad, rotaciones, y restricción en los apoyos.
- h) En el diseño de los apoyos se deberán considerar las fuerzas resultantes del pretensado transversal o longitudinal del tablero de hormigón o vigas de acero.

SECCIÓN 2 REQUISITOS DE DISEÑO

Artículo 1106. REQUISITOS DE DISEÑO. Los movimientos térmicos mínimos se deberán calcular de las temperaturas extremas especificadas en la sección 2 del capítulo XII del título III y de las temperaturas estimadas de colocación. Las cargas de diseño se deberán basar en las combinaciones de carga y los factores de carga especificados en el Capítulo 3.

Artículo 1107. ALMOHADILLAS ELASTOMÉRICAS Y APOYOS ELASTOMÉRICOS REFORZADOS CON ACERO.

- a) La rotación máxima en el estado límite de servicio debida a la carga total, θ_s , para apoyos que probablemente no experimentarán contacto severo entre componentes metálicos se deberá tomar como la suma de:
1. Las rotaciones por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2,
 2. Una tolerancia por fabricación e instalación que se deberá tomar como 0.005 rad, a menos que un plan aprobado de control de calidad justifique un valor menor.
 3. Una tolerancia por incertidumbres, que se deberá tomar como **0.005 rad**, a menos que un plan aprobado de control de calidad justifique un valor menor.

Artículo 1108. APOYOS MULTIROTACIONALES PARA CARGAS ELEVADAS (“HIGH LOAD MULTIROTATIONAL” – HLMR).

- a) **Apoyos tipo Pot y apoyos con superficies deslizantes curvas.** La rotación máxima en el estado límite de resistencia, θ_u , para apoyos tales como los tipo Pot y los de superficies deslizantes curvas que podrán potencialmente experimentar contacto severo entre componentes metálicos se deberá tomar como la suma de:
1. Las rotaciones por las combinaciones de carga de resistencia aplicables de la TABLA 2;
 2. La rotación máxima causada por las tolerancias de fabricación e instalación, que se deberá tomar como **0.005 rad**, a menos que un plan aprobado de control de calidad justifique un valor menor; y
 3. Una tolerancia por las incertidumbres, que se deberá tomar como **0.005 rad**, a menos que un plan aprobado de control de calidad justifique un valor menor.
- b) **Apoyos de disco.** La rotación máxima en el estado límite de resistencia, θ_u , para apoyos de disco, los cuales son menos propensos a experimentar contacto severo entre los componentes metálicos debido a su elemento de carga no confinado, se deberá tomar como la suma de:
1. La rotación por las combinaciones de carga de resistencia aplicables de la TABLA 2,
 2. Una tolerancia por incertidumbre, que se deberá tomar como 0.005 rad, a menos que un plan aprobado de control de calidad justifique un valor menor.

**CAPÍTULO V
JUNTAS PARA PUENTES**

**SECCIÓN 1
REQUISITOS**

Artículo 1109. GENERAL.

- a) Las juntas de tablero deberán consistir en componentes dispuestos para adaptar la traslación y la rotación de la estructura en la junta.
- b) Los tipos de juntas y los espacios libres de la superficie deberán acomodar el movimiento de motocicletas, bicicletas, y peatones, cuando se requiera, y no deberán afectar significativamente las características de rodamiento de la calzada ni causar daño a los vehículos.
- c) Las juntas se deberán detallar para prevenir daño a la estructura por agua, químicos anticongelantes, y desechos de la calzada.
- d) Se deberán proporcionar juntas de tablero longitudinales solamente cuando sean necesarias para modificar los efectos de movimiento lateral y/o vertical diferencial entre la superestructura y la subestructura.
- e) Las juntas y los anclajes de juntas para tableros reticulares y para superestructuras de tableros ortótropos, requieren detalles especiales.

Artículo 1110. DISEÑO ESTRUCTURAL.

- a) Las juntas y sus apoyos se deberán diseñar para resistir las solicitaciones para el estado o estados límite de diseño apropiados para el intervalo de movimientos, como se especifica en el Capítulo 3. Los factores y modificadores de resistencia se deberán tomar como se especifica en los Capítulos 1, 5, y 6, según corresponda.
- b) Las vigas de borde y el anclaje de los sellos en franja y los MBS con una oblicuidad superior a **20°** en zonas de nieve que no incorporan métodos de protección, como los que se analizan en el Artículo 1118, estarán diseñados para el estado límite de resistencia con una carga mínima de quitanieves actuando como una carga horizontal lineal de **21 kN/m** en la superficie superior de la viga de borde en dirección perpendicular a la misma, en cualquier lugar y dirección a lo largo de dicha viga de borde de una longitud total de **3 m**. Esta carga incluye incremento por carga dinámica.
- c) Los siguientes factores se deberán considerar al determinar las solicitaciones y los movimientos:
 1. Las propiedades de los materiales en la estructura, incluyendo el coeficiente de expansión térmica, el módulo de elasticidad, y la relación de Poisson;
 2. Los efectos de temperatura, fluencia lenta y contracción;
 3. El tamaño de los elementos estructurales;
 4. Las tolerancias constructivas;
 5. Método y secuencia de construcción;
 6. Oblicuidad y curvatura;
 7. Resistencia de las juntas ante movimientos;
 8. Aumento del pavimento de aproximación;
 9. Movimientos de la subestructura debido a la construcción del terraplén;

- 10. Movimientos de la fundación asociados con la consolidación y la estabilización de los subsuelos;
 - 11. Restricciones estructurales; y
 - 12. Respuesta estructural estática y dinámica, y su interacción.
- d) La longitud de la superestructura que afecta el movimiento en una de sus juntas deberá ser la longitud desde la junta bajo consideración al punto neutro de la estructura.
 - e) Para una superestructura curva que no está restringida lateralmente por apoyos guiados, la dirección del movimiento longitudinal en una junta de apoyo se podrá suponer paralela a la cuerda del eje del tablero tomada desde la junta hasta el punto neutro de la estructura.
 - f) Se deberá considerar el potencial de movimiento longitudinal no alineado y de rotación de la superestructura en una junta, para el diseño de juntas verticales en cordones y barreras realizadas, y para determinar la posición y orientación apropiadas de las placas de unión o de cierre.

Artículo 1111. GEOMETRÍA. Las superficies móviles de la junta se deberán diseñar para trabajar en conjunto con los apoyos, evitando la traba de las juntas y que las sollicitaciones impuestas afecten adversamente los apoyos.

Artículo 1112. MATERIALES.

- a) Los materiales se deberán seleccionar de manera que se asegure que son compatibles elástica, térmica, y químicamente. Si existen diferencias sustanciales, se deberá formular la interfaz de los materiales para proporcionar sistemas completamente funcionales.
- b) Los materiales, diferentes de los elastómeros, deberán tener una vida de servicio no inferior a **75 años**. Los elastómeros para sellos de juntas y acanalados deberán proporcionar una vida de servicio no inferior a **25 años**.
- c) Las juntas expuestas al tránsito deberán tener un tratamiento superficial resistente al deslizamiento, y todas las partes deberán ser resistentes al desgaste y al impacto vehicular.
- d) Excepto para bulones de alta resistencia, las fijaciones para juntas expuestas a químicos anticongelantes se deberán realizar con acero inoxidable.

Artículo 1113. MANTENIMIENTO.

- a) Las juntas de tablero se deberán diseñar para operar con un mínimo de mantenimiento para la vida de diseño del puente.
- b) El detallado deberá permitir el acceso a las juntas por debajo del tablero y proporcionar área suficiente para el mantenimiento.
- c) Los componentes mecánicos y de elastómero de la junta deberán ser reemplazables.
- d) Las juntas se deberán diseñar para facilitar la extensión vertical para acomodarse a las sobrecapas de la calzada.

SECCIÓN 2 SELECCIÓN

Artículo 1114. NÚMERO DE JUNTAS.

- a) Se deberá minimizar el número de juntas móviles del tablero en una estructura. Se deberán preferir los sistemas de tableros y superestructuras continuos y, donde sea apropiado, puentes integrales.
- b) Se deberá analizar la necesidad de una junta de control de oscilaciones completamente funcional para los accesos de puentes integrales.
- c) Se podrán proporcionar juntas móviles en los estribos de estructuras de un solo tramo expuestos a asentamientos diferenciales apreciables. Se deberán considerar las juntas intermedias de tablero para puentes de múltiples tramos donde el asentamiento diferencial resulta en sobrefuerzos significativos.

Artículo 1115. LOCALIZACIÓN DE LAS JUNTAS.

- a) Se deberán evitar las juntas de tablero sobre calzadas, ferrocarriles, veredas, u otras áreas públicas, y en el punto bajo de curvas verticales cóncavas.
- b) Las juntas de tablero se deberán posicionar con respecto al espaldar y las aletas de los estribos para prevenir que la descarga de drenaje del tablero que se acumula en las juntas se deposite en la zona de apoyos del puente.
- c) Las juntas abiertas del tablero se deberán localizar solamente donde el drenaje pueda desviarse para evitar los apoyos y que descargue directamente bajo la junta.
- d) Se deberán proporcionar juntas de tablero cerradas o impermeables si las juntas están localizadas directamente sobre elementos y apoyos estructurales que podrán ser afectados adversamente con la acumulación de residuos. Si se usan químicos anticongelantes sobre el tablero del puente, se deberán proporcionar juntas selladas o impermeables.
- e) Para puentes rectos, los elementos longitudinales de las juntas del tablero, tales como placas dentadas, placas de cordón y barreras, y barras de soporte para el sistema de junta de puente modular, se deberán colocar paralelas al eje longitudinal del tablero. Para estructuras curvas y oblicuas, se deberá dejar una tolerancia para los movimientos de los extremos del tablero consecuente con la proporcionada para los apoyos.
- f) Donde sea posible, los sistemas de juntas de puentes modulares no se deberán colocar en el medio de puentes curvos para evitar demandas imprevistas de movimiento. Preferiblemente, los sistemas de juntas de puentes modulares no se deberán colocar cerca de señales de tránsito o de áreas de peaje de manera que se eviten las fuerzas extremas de frenado.

**SECCIÓN 3
REQUISITOS DE DISEÑO**

Artículo 1116. MOVIMIENTOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.

- a) Cuando sea posible, se deberá utilizar una secuencia de construcción que posponga la construcción de las pilas y los estribos localizados en los terraplenes o adyacentes a ellos, hasta que estos últimos se hayan colocado y consolidado. De lo contrario, las juntas de tablero se deberán dimensionar para acomodar los movimientos probables de los estribos y pilas, que resultan de la consolidación del terraplén después de su construcción.

- b) Los vertidos de cierre en las estructuras de hormigón se podrán utilizar para minimizar el efecto del acortamiento inducido por el pretensado sobre el ancho de los sellos y el tamaño de los apoyos.

Artículo 1117. MOVIMIENTOS DE DISEÑO.

- a) Un espacio en la superficie de la calzada, W , en m, en una junta transversal de tablero, medido en la dirección de viaje en el movimiento máximo determinado utilizando la combinación de carga de resistencia apropiada especificada en la TABLA 2, deberá satisfacer:

1. Para un solo espacio:

$$W \leq 0.10 \text{ m}$$

Ec. 903

2. Para espacios múltiples modulares:

$$W \leq 0.075 \text{ m}$$

Ec. 904

- b) Para superestructuras de acero, la abertura mínima de una junta transversal de tablero y del espacio correspondiente en la superficie de la calzada no deberá ser menor a **0.025 m** para movimientos determinados utilizando la combinación de carga de resistencia apropiada especificada en la TABLA 2. Para superestructuras de hormigón, se deberá considerar la abertura de las juntas debido a la fluencia lenta y la contracción que podrá requerir aberturas iniciales mínimas de menos de **0.025 m** en el estado límite de resistencia.

- c) A menos que estén disponibles criterios más apropiados, el máximo espacio de la superficie de juntas longitudinales de calzada no deberá exceder **0.025 m** en el estado límite de resistencia.

- d) En el movimiento máximo determinado utilizando la combinación de carga de resistencia apropiada especificada en la TABLA 2, la abertura entre dientes adyacentes de una placa dentada no deberá exceder:

1. **0.050 m** para aberturas longitudinales mayores a **0.20 m**, o

2. **0.075 m** para aberturas longitudinales de **0.20 m** o menos.

- e) La superposición de los dientes en el movimiento máximo no deberá ser menor a **0.040 m** en el estado límite de resistencia.

- f) Si se prevén bicicletas en la calzada, se deberá considerar el uso de placas especiales de cubierta del piso en áreas de banquina.

Artículo 1118. PROTECCIÓN.

- a) Las juntas de tablero se deberán diseñar para acomodarse a los efectos del tránsito vehicular, del equipo de mantenimiento del pavimento, y otros daños ambientales de largo plazo.

- b) Las juntas en tableros de hormigón se deberán armar con perfiles, soldaduras, o fundición de acero. Tal armado deberá estar empotrado por debajo de la superficie de la calzada y protegido.

- c) A los pavimentos con juntas en los accesos se les deberá proporcionar juntas de alivio de presiones y/o anclajes. Los accesos a puentes integrales deberán contar con juntas de pavimento de control de oscilaciones.

Artículo 1119. PLACAS DE UNIÓN.

- a) Las placas de unión de las juntas y las placas dentadas se deberán diseñar como miembros en voladizo capaces de soportar las cargas de rueda en el estado límite de resistencia.
- b) Se deberá analizar al asentamiento diferencial entre los dos lados de la placa de unión de la junta. Si el asentamiento diferencial no se podrá reducir a niveles aceptables ni acomodarse en el diseño y en el detallado de las placas de unión y sus apoyos, se deberá utilizar una junta más adecuada.
- c) No se deberán utilizar placas rígidas de unión en sitios con apoyos elastoméricos o péndolas a menos que se diseñen como miembros en voladizo, y que las especificaciones técnicas requieran que se instalen para prevenir la traba de las juntas debido al movimiento horizontal y vertical en los apoyos.

Artículo 1120. ARMADO.

- a) El armado de los bordes de junta, embebido en el sustrato de hormigón, deberá ser perforado con agujeros verticales de ventilación de **20 mm** de diámetro mínimo con una separación máxima de **0.45 m** entre centros.
- b) A las superficies de metal con un ancho mayor que **0.30 m**, que estén expuestas a tránsito vehicular se les deberá proporcionar un tratamiento antideslizante.

Artículo 1121. ANCLAJES.

- a) Se deberán disponer anclajes o conectores de corte en el armado para asegurar el comportamiento compuesto entre el sustrato de hormigón y los accesorios de la junta y para prevenir la corrosión de la superficie inferior sellando los límites entre el armado y el sustrato de hormigón. Los anclajes en las vigas de borde de los sellos en franja y los MBJS se deberán diseñar para la carga del vehículo de diseño, como se requiere en el Artículo 1110.
- b) Los anclajes para el armado de juntas de calzada se deberán conectar directamente a los apoyos estructurales o extenderse para engancharse efectivamente en el sustrato de hormigón armado.
- c) Los bordes libres del armado de la calzada, a más de **0.075 m** de otros anclajes o fijaciones, se les deberán proporcionar pernos lisos soldados de **12.7 mm** de diámetro separados no menos de **0.10 m**, a no más de **0.30 m** de otros anclajes o fijaciones. El armado de los bordes de veredas y barreras se deberá anclar de manera similar.

Artículo 1122. BULONES. Los bulones de anclaje para las placas de unión, sellos de juntas, y anclajes de juntas deberán ser con bulones de alta resistencia completamente apretados. Se deberán evitar las intercalaciones de sustratos no metálicos en las conexiones con bulones de alta resistencia. Los anclajes vaciados in situ se deberán utilizar en hormigones nuevos. Los anclajes de expansión, los bulones de anclaje de cabeza embutida, y los anclajes inyectados con mortero no se deberán utilizar en construcción nueva.

Artículo 1123. FABRICACIÓN.

- a) Los perfiles o las placas deberán ser de espesor suficiente para rigidizar el ensamble y minimizar la distorsión debida a la soldadura.
- b) Para asegurar el adecuado ajuste y funcionamiento, las especificaciones técnicas deberán requerir que:
 - 1. los componentes de la junta se ensamblen completamente en fábrica para inspección y aprobación,
 - 2. las juntas y sellos se envíen al sitio de la obra completamente ensamblados, y
 - 3. las juntas ensambladas en longitudes de hasta **18 m** se provean sin empalmes intermedios.

**SECCIÓN 5
INSTALACIÓN**

Artículo 1124. AJUSTE.

- a) La temperatura de ajuste del puente o cualquiera de sus componentes se deberá tomar como la temperatura ambiente del aire promediada en un periodo de **24 horas** inmediatamente antes del evento de ajuste.
- b) Para estructuras largas, se deberá incluir una tolerancia en el ancho especificado de juntas para tener en cuenta las imprecisiones inherentes al establecer las temperaturas de instalación y para los movimientos de la superestructura que puedan tener lugar durante el tiempo entre el ajuste del ancho de la junta y la finalización de su instalación. En el diseño de juntas para estructuras largas se deberán preferir aquellos dispositivos, detalles, y procedimientos que permitan el ajuste y finalización de las juntas en el periodo de tiempo más corto posible.
- c) Las conexiones de los apoyos de las juntas a los miembros principales deberán permitir el ajuste horizontal, vertical y rotacional.
- d) Se deberán utilizar juntas de construcción y blockouts, cuando sea posible, para permitir la colocación del relleno y de los elementos principales de la estructura antes de la colocación y ajuste de la junta.

Artículo 1125. APOYOS TEMPORALES. Las juntas de tablero se deberán proveer con dispositivos temporales para apoyar los componentes de la junta en la posición apropiada hasta que se hagan las conexiones permanentes o hasta que fragüe el revestimiento de hormigón. Dichos apoyos deberán proporcionar el ajuste del ancho de la junta para variaciones en la temperatura de instalación.

Artículo 1126. EMPALMES EN CAMPO.

- a) Los diseños de juntas deberán incluir detalles del empalme transversal en campo para construcción por etapas y para juntas más largas de **18 m**. Cuando sea posible, los empalmes se deberán localizar por fuera de la trayectoria de las ruedas y de las áreas de desagüe.

- b) Los detalles de los empalmes se deberán seleccionar para maximizar la vida de fatiga.
- c) Los empalmes en campo provistos para la construcción por etapas se deberán localizar, con respecto a otras juntas de construcción, manteniendo un espacio suficiente para hacer las conexiones del empalme.
- d) Cuando se requiera un empalme en campo, las especificaciones técnicas deberán requerir que los sellos permanentes no se coloquen hasta después de terminada la instalación de la junta. Cuando sea posible, se deberá utilizar solamente aquellos sellos que se puedan instalar en una pieza continua. Cuando los empalmes en campo sean inevitables, los empalmes se deberán vulcanizar.

SECCIÓN 6 CONSIDERACIONES ESPECÍFICAS PARA CADA TIPO DE JUNTA

Artículo 1127. JUNTAS ABIERTAS. Las juntas abiertas de tablero deberán permitir el libre flujo de agua a través de la junta. No se deberán utilizar juntas abiertas de tablero donde se apliquen químicos anticongelantes. Las pilas y los estribos en juntas abiertas deberán satisfacer los requisitos de la sección 2 del capítulo V del título II con el fin de prevenir la acumulación de agua y de residuos.

Artículo 1128. JUNTAS CERRADAS.

- a) Las juntas selladas de tablero deberán sellar la superficie del tablero, incluyendo los cordones, veredas, separadores y, donde sea necesario, parapetos y muros barrera. Las juntas selladas de tablero deberán prevenir la acumulación de agua y residuos, los cuales podrán restringir su operación. Las juntas cerradas o impermeables expuestas al drenaje de la calzada, por debajo de las superficies de la estructura, deberán estar formadas y protegidas tal como se requiere para juntas abiertas.
- b) Los sellos de juntas deberán ser estancos y extruir los residuos cuando se cierren.
- c) El drenaje acumulado en los rebajes de la junta y las depresiones de los sellos no se deberá descargar sobre las zonas de apoyo del puente u otras porciones horizontales de la estructura.
- d) Cuando el movimiento de la junta se acomoda por medio de un cambio en la geometría de los sellos o las membranas elastoméricas, ni los sellos ni las membranas se deberán poner en contacto directo con las ruedas de los vehículos.

Artículo 1129. JUNTAS IMPERMEABLES.

- a) Los sistemas impermeables para juntas, incluyendo los acanalados, colectores, y bajantes, se deberán diseñar para recoger, conducir, y descargar el drenaje del tablero lejos de la estructura.
- b) En el diseño del acanalado de drenaje, se deberá considerar lo siguiente:
 1. Pendientes del acanalado no menores de **83 mm/m**;
 2. Acanalados abiertos en los extremos o acanalados con orificios de descarga grandes;
 3. Acanalados prefabricados;

4. Acanalados compuestos por elastómeros reforzados, acero inoxidable, u otros metales con recubrimientos durables;
5. Fijadores en acero inoxidable;
6. Acanalados que podrán ser reemplazados desde abajo de la junta;
7. Acanalados que se podrán nivelar desde la superficie de la calzada y;
8. Juntas metálicas soldadas y empalmes de material elastomérico vulcanizado.

Artículo 1130. SELLOS DE JUNTAS.

- a) Los sellos deberán acomodar todos los movimientos previstos. Al seleccionar el tipo de sello, se deberán considerar los sellos que:
 1. Sean preformados o prefabricados,
 2. Se puedan reemplazar sin mayor modificación de la junta,
 3. No soporten cargas de rueda de los vehículos,
 4. Se puedan colocar en una pieza continua,
 5. Estén rebajados por debajo de la superficie del armado de la junta,
 6. Estén anclados mecánicamente, y
 7. Respondan a los cambios en el ancho de la junta sin resistencia sustancial.
- b) El material elastomérico para sellos deberá ser:
 1. Durable, de neopreno virgen o caucho natural y reforzado con láminas de acero o tela;
 2. Vulcanizado;
 3. Verificado por pruebas cíclicas de largo plazo; y
 4. Conectado por adhesivos curados químicamente.

Artículo 1131. SELLOS VACIADOS.

- a) A menos que haya datos que justifiquen anchos de junta menores, el ancho de junta para los sellos vaciados deberá ser por lo menos **6.0 veces** el movimiento de junta previsto, determinado utilizando la combinación de carga de resistencia apropiada especificada en la TABLA 2.
- b) Se deberá documentar la adherencia del sello contra materiales metálicos y de mampostería con métodos de ensayos nacionales.

Artículo 1132. SELLOS DE COMPRESIÓN Y CELULARES.

- a) Si los sellos con cinchas pesadas se exponen al intervalo total del movimiento, las juntas no deberán tener una oblicuidad mayor a **20 grados**.

- b) Los sellos de compresión para juntas de apoyo no deberán tener menos de **60 mm** ni más de **150 mm** de ancho cuando no estén comprimidos, y se deberán especificar incrementos de ancho que sean múltiplos de **10 mm**.
- c) Los sellos de calzadas principales se deberán proveer sin empalmes o cortes, a menos que se apruebe específicamente por parte del Proyectista Estructural.
- d) En las áreas de desagüe y bordillos, los sellos de la calzada se deberán doblar en curvas graduales para conservar el drenaje de la calzada. Los extremos de los sellos de calzada se deberán proteger por medio de tapas o cubiertas ventiladas bien sujetas. Los sellos secundarios en áreas de bordillos y barreras se podrán cortar y doblar como sea necesario para ayudar a doblar e insertar dentro de la junta.
- e) Los sellos de celdas cerradas no se deberán utilizar en las juntas en las cuales se someterán a compresiones sostenidas, a menos que se haya documentado, por medio de ensayos de largo plazo en aplicaciones similares, que el sello y el adhesivo son adecuados.

Artículo 1133. SELLOS EN LÁMINAS Y FRANJAS.

- a) Para seleccionar y aplicar sellos en láminas o en franjas, se deberá considerar:
 - 1. Diseños de junta para sellos con anclajes no expuestos a las cargas vehiculares,
 - 2. Diseños de junta que permitan el cierre completo sin efectos nocivos para los sellos,
 - 3. Diseños de junta donde los sellos elastoméricos se extiendan directamente a los bordes del tablero en lugar de doblarse en los cordones o barreras,
 - 4. Los tableros con suficiente comba o peralte para asegurar el drenaje lateral del agua y los residuos acumulados,
 - 5. Los sellos están formados para expeler los residuos, y
 - 6. Los sellos sin cambios bruscos en la alineación horizontal o vertical.
- b) Los sellos en láminas y en franjas se deberán empalmar solamente cuando sea específicamente aprobado por el Proyectista Estructural.

Artículo 1134. SELLOS ELASTOMÉRICOS REFORZADOS.

- a) La aplicación de sellos elastoméricos reforzados se deberá limitar a estructuras sobre carreteras secundarias con tránsito liviano de camiones, y que tienen juntas con una leve o ninguna oblicuidad.
- b) Se deberá considerar:
 - 1. Sellos que son provistos en una pieza continua para la longitud de la junta,
 - 2. Sellos con empalmes que son vulcanizados, y
 - 3. Anclajes que podrán resistir las fuerzas necesarias para estirar o comprimir el sello.

Artículo 1135. SISTEMAS DE JUNTAS DE PUENTE MODULAR (“MODULAR BRIDGE JOINT SYSTEMS” – MBJS).

a) General.

1. Estos artículos del Reglamento tratan los requisitos de desempeño, del diseño en el estado límite de resistencia, y el diseño en el estado límite de fatiga de los sistemas de juntas de puente modular (MBJS).
2. Los mismos fueron desarrollados principalmente para aplicarse a, los dos tipos comunes de MBJS, sistemas de barras simples y múltiples de soporte, incluyendo sistemas de vigueta pivotante.

b) Requisitos de desempeño. El intervalo mínimo requerido de capacidad de movimiento del MBJS, para los seis posibles grados de libertad dados en la TABLA 142, se deberá añadir a los máximos movimientos y rotaciones calculados para todo el intervalo de sellos en el MBJS determinados utilizando la combinación de carga de resistencia apropiada especificada en la TABLA 2.

**TABLA 142
INTERVALO MINIMO DE CAPACIDAD DE MOVIMIENTO ADICIONAL DEL MBJS.**

Tipo de movimiento	Intervalo mínimo de movimiento de diseño*
Desplazamiento longitudinal	Movimiento estimado +25 mm
Movimiento transversal	25 mm
Movimiento vertical	25 mm
Rotación alrededor del eje longitudinal	1°
Rotación alrededor del eje transversal	1°
Rotación alrededor del eje vertical	0.5°
* Los intervalos de movimiento total presentados en la tabla son dos veces el movimiento positivo o negativo.	

c) Requisitos para ensayos y cálculos.

1. El MBJS deberá satisfacer todas las especificaciones detalladas en el Apéndice A del AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto.
2. Cada configuración de MBJS se deberá diseñar para los estados límite de resistencia, de fatiga y fractura como se especifica en el Artículo 1135f) y g).

d) Cargas y factores de carga.

1. Las vigas de borde, los anclajes, las vigas centrales, las barras de soporte, la conexión entre vigas centrales y las barras de soporte, las cajas de soporte y las conexiones, si las hay, con elementos de la estructura, tales como vigas, cuerdas de reticulado, vigas transversales, etc., y otros elementos estructurales, se deberán diseñar para los estados límite de resistencia y de fatiga y fractura para la aplicación simultánea de cargas de eje verticales y horizontales. En zonas de nieve las vigas de borde y anclajes de MBJS también se deberán diseñar para el estado límite de resistencia para la carga del quitanieve definida en el Artículo 1110. La carga de carril de diseño no necesita ser considerada para el MBJS.
2. Las dos cargas de rueda de cada eje se deberán centrar separadas transversalmente

1.80 m. Cada carga de rueda se deberá distribuir a las vigas de borde y vigas centrales como se especifica en el Artículo 1135e). La fracción de la carga de rueda aplicada a cada elemento deberá ser igual a las cargas lineales aplicadas en el centro de la superficie superior del elemento con un ancho de **0.50 m.**

3. Para el estado límite de resistencia, las cargas verticales de rueda deberán ser la del tándem de diseño especificada en el Artículo 68c); no es necesario considerar las cargas de rueda del camión de diseño del Artículo 68b) para el estado límite de resistencia del MBS. Los dos ejes del tándem se deberán considerar en el diseño si la abertura de junta excede **1.20 m.** La carga vertical de rueda se deberá aumentar por el incremento por carga dinámica especificada, para juntas de tablero, en la TABLA 8.
4. La carga horizontal para el estado límite de resistencia deberá ser el **20 por ciento** de la carga vertical de rueda (**LL + IM**), aplicada a lo largo de la misma línea en la superficie superior de la viga central o viga de borde. Para MBS instalados en pendientes verticales de más del **cinco por ciento**, la componente horizontal adicional debida a la pendiente se deberá añadir a la carga horizontal de rueda.
5. Para analizar el estado límite de resistencia, los ejes se deberán orientar y posicionar transversalmente para maximizar las solicitaciones bajo consideración.
6. Los rangos de carga de rueda vertical para el estado límite de fatiga deberán ser los de la carga de eje más grande del camión de diseño de tres ejes especificado en el Artículo 68b). Para el diseño en el estado límite de fatiga del MBS, esta carga de eje se deberá considerar como la carga total sobre el tándem, es decir, la carga total deberá dividirse en dos cargas de eje separadas **1.20 m** entre sí. Estas dos cargas de eje se deberán considerar en el diseño si la abertura de la junta excede **1.20 m.** El rango de carga vertical se deberá aumentar por el incremento por carga dinámica especificada, para juntas de tablero, en la TABLA 8. Los factores de carga considerados deberán ser los especificados en la TABLA 2 para el caso de Fatiga I.
7. Los intervalos de carga horizontal para el estado límite de fatiga deberán ser por lo menos el **20 por ciento** del intervalo de carga vertical de rueda (**LL + IM**) para fatiga. Para MBS instalados en pendiente vertical mayor del **cinco por ciento**, la componente horizontal adicional debida a la pendiente se deberá añadir al intervalo de carga horizontal de rueda.
8. Para analizar el estado límite de fatiga, los ejes se deberán orientar en forma perpendicular únicamente a la dirección de viaje, pero se deberán posicionar transversalmente para maximizar la solicitación bajo consideración. En puentes con una oblicuidad mayor a **14 grados**, las dos cargas de rueda del eje no podrán posicionarse simultáneamente sobre una viga central, y los intervalos máximos de esfuerzos en un detalle crítico sobre la viga central podrán ser la diferencia entre los esfuerzos debidos a la aplicación de cada carga de rueda por separado.

e) Distribución de las cargas de rueda.

1. Cada viga de borde se deberá diseñar para el **50 por ciento** de las cargas verticales y horizontales de rueda, especificadas en el Artículo 1135d).
2. La TABLA 143 especifica el factor de distribución a la viga central, es decir, el porcentaje de las cargas de diseño de rueda verticales y horizontales especificadas en el Artículo 1135d) que se deberá aplicar a una viga central individual para el diseño de la misma y de las barras de soporte asociadas. Los factores de distribución se deberán interpolar para el ancho del ala superior de la viga central que no esté dado en la tabla,

pero en ningún caso se deberá tomar el factor de distribución menor que el **50 por ciento**. El resto de la carga deberá dividirse igualmente y aplicarse a las dos vigas centrales o vigas de borde adyacentes.

TABLA 143
FACTORES DE DISTRIBUCION A LA VIGA CENTRAL.

Ancho del ala superior de la viga central	Factor de distribución
0.060 m (o menos)	50%
0.075 m	60%
0.10 m	70%
0.12 m	80%

f) Requisitos de diseño en el estado límite de resistencia.

1. Si el MBJS se analiza para el estado límite de resistencia, la abertura entre vigas centrales se deberá suponer en la posición completamente abierta, generalmente de **0.075 m**.
2. El MBJS se deberá diseñar para resistir las solicitaciones para el estado límite de resistencia especificado en la sección 4 del capítulo V del título VI aplicando las disposiciones de los capítulos XII y XIII del título VI, según corresponda. Todas las secciones deberán ser compactas, cumpliendo los requisitos de los artículos A6.1, A6.2, A6.3.2, y A6.3.3. El MBJS se deberá diseñar para resistir las combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I que se especifica en la TABLA 2 para la aplicación simultánea de cargas de eje verticales y horizontales especificadas en el Artículo 1135d). No es necesario incluir las cargas permanentes. Las cargas se deberán distribuir como se especifica en el Artículo 1135e).
3. Los anclajes se deberán analizar en el estado límite de resistencia debido a las cargas verticales de rueda, sin las cargas horizontales de rueda, utilizando los requisitos del Artículo 531c). Los anclajes se deberán verificar por separado para las cargas horizontales de rueda en el estado límite de resistencia. Se deberá analizar el arrancamiento o rotura en el estado límite de resistencia bajo cada una de estas cargas por medio de la versión más reciente del reglamento R-033, utilizando los siguientes factores de resistencia:

- I. Para anclajes controlados por el acero, los factores de resistencia son:

$$\phi_{tracción} = 0.80$$

$$\phi_{corte} = 0.75$$

- II. Para anclajes controlados por el hormigón, los factores de carga para la Condición A, con refuerzo suplementario en el área de falla, son:

$$\phi_A \text{ tracción} = 0.80$$

$$\phi_A \text{ corte} = 0.85$$

- III. Para anclajes controlados por el hormigón, los factores de carga para la Condición B, sin refuerzo suplementario, son:

$$\phi_B \text{ tracción} = 0.75$$

$$\phi_B \text{ corte} = 0.75$$

g) Requisitos de diseño en el estado límite de fatiga.

1. General.

- Los elementos estructurales de los MBJS, incluyendo las vigas centrales, barras de soporte, conexiones, empalmes abulonados y soldados, y las fijaciones, deberán cumplir con los requisitos de tenacidad a la fractura de la sección 2 del capítulo VI del título VI. Los bulones sometidos a fatiga de tracción deberán satisfacer las disposiciones del Artículo 581c).
- Los elementos estructurales de los MBJS, incluyendo las vigas centrales, barras de soporte, conexiones, empalmes abulonados y soldados, y las fijaciones, se deberán diseñar para el estado límite de fatiga como se especifica en el Artículo 456 y como se modifica y suplementa aquí.

- Cada detalle deberá satisfacer:

Ec. 905

$$\Delta f \leq \Delta F_{TH}$$

Donde:

Δf efecto de fuerza, rango de esfuerzos de sobrecarga de diseño debido a la aplicación simultánea de cargas de eje verticales y horizontales especificadas en el Artículo 1135d) y distribuidas como se especifica en el Artículo 1135e) y calculadas como se especifica en el Artículo 1135g)2, en MPa.

ΔF_{TH} umbral de fatiga de amplitud constante tomado de la TABLA 66 para la categoría de detalles de interés, en MPa.

- Las categorías de detalles de fatiga para la conexión entre vigas centrales y barras de soporte, empalmes en fábrica, empalmes en campo, u otros detalles críticos se deberán establecer por ensayos de fatiga como lo requiere el Artículo 1135c). Todos los demás detalles deberán haberse incluido en la muestra de ensayo. Los detalles que no se fisuren durante el ensayo de fatiga se deberán considerar no críticos. Las categorías de detalles de fatiga para detalles no críticos se deberán determinar utilizando la TABLA 62.
- Los anclajes y las vigas de borde se deberán analizar para el estado límite de fatiga considerando los efectos de fuerza de las cargas de rueda verticales y horizontales. Los conectores de corte y otros anclajes se deberán diseñar en el estado límite de fatiga para resistir las cargas verticales de rueda de acuerdo con las disposiciones del Artículo 529 para el caso de Fatiga I definido en la sección 1 del capítulo IV del título III. No es necesario analizar los efectos de fuerza generados por las cargas horizontales de rueda en anclajes estándar de pernos soldados.
- Las vigas de borde deberán tener por lo menos 9.5 mm de espesor. No es necesario analizar las vigas de borde con anclajes estándar de pernos soldados separados en su mayoría a 0.30 m para la flexión en el plano en el estado límite de fatiga.

2. Rango de tensiones de diseño.

- I. Los rangos de tensiones de diseño, Δf , en todos los detalles críticos de fatiga se deberán obtener de análisis estructurales del sistema de junta modular debido a la aplicación simultánea de las cargas de eje verticales y horizontales especificadas en el Artículo 1135d) y distribuidas como se especifica en el Artículo 1135e). El MBSJ se deberá analizar con una abertura no menor que la configuración intermedia y ni menor que la mitad de la abertura máxima. El análisis estructural para cada detalle deberá incluir la peor posición de la carga de eje para maximizar el rango de tensiones de diseño en el detalle en particular.
- II. Los rangos de tensiones nominales, Δf , se deberán calcular como sigue para los tipos específicos de MBSJ:
 - Sistemas con una sola barra de soporte:
 - Viga central – El rango de esfuerzos de flexión de diseño, Δf , en la viga central en la sección crítica adyacente a un estribo soldado o abulonado deberá ser la suma de los rangos de tensiones en la viga central que resultan de la flexión horizontal y vertical en la sección crítica. No es necesario considerar los efectos de los esfuerzos en cualquier fijación que soporte carga, tal como el estribo u horqueta, cuando se calcula el rango de tensiones en la viga central. Para los sistemas abulonados de una sola barra de soporte, los rangos de tensiones se deberán calcular en la sección neta.
 - Estribo – El rango de tensiones de diseño, Δf , en el estribo u horqueta deberá considerar las sollicitaciones generadas por el rango de fuerzas de la reacción vertical entre la viga central y la barra de soporte. El rango de tensiones se deberá calcular suponiendo un rango de carga en el estribo que es mayor o igual que el **30 por ciento** del rango de fuerzas de la reacción vertical total. No es necesario considerar los efectos de las tensiones en la viga central para el cálculo del rango de tensiones de diseño en el estribo u horqueta. Se podrán desprestigiar los efectos de las cargas horizontales para el diseño del estribo en el estado límite de fatiga.
 - Sistemas Soldados de Barras Múltiples de Soporte
 - Fisuración del pie de la soldadura de la viga central, es decir, Fisuración Tipo **A**: El rango de tensiones de diseño, Δf , para fisuración Tipo **A** deberá incluir los efectos concurrentes de los rangos de tensiones de flexión vertical y horizontal en la viga central, S_{RB} , y los rangos de tensiones verticales en el tope de la soldadura, S_{RZ} , como se muestra en la FIGURA 142. El rango de tensiones de diseño para la fisuración Tipo **A** se deberá determinar como:

Ec. 906

$$\Delta f = \sqrt{S_{RB}^2 + S_{RZ}^2}$$

En la cual:

Ec. 907

$$S_{RB} = \left(\frac{M_V}{S_{Xcb}} + \frac{M_H}{S_{Ycb}} \right) 10^{-3}$$

Ec. 908

$$S_{RZ} = \left(\frac{M_{OT}}{S_{Wtop}} + \frac{R_B}{A_{Wtop}} \right) 10^{-3}$$

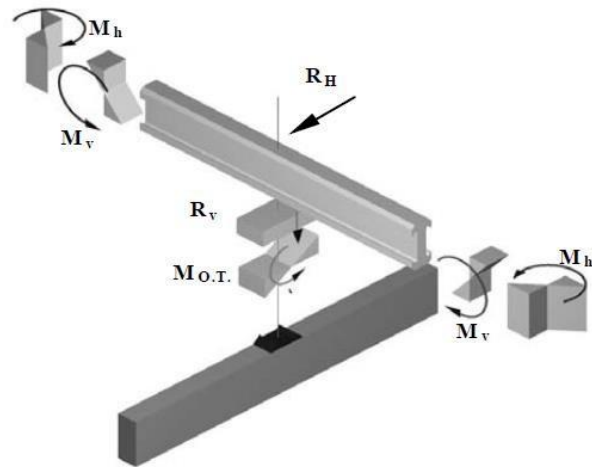
Ec. 909

$$M_{OT} = R_H d_{cb}$$

Donde:

- S_{RB}** rango de tensiones generadas por flexión combinada en la viga central, en MPa.
- M_V** rango de momento flexor vertical en la viga central sobre la sección crítica localizada en el pie de la soldadura debido al rango de fuerza vertical, en kNm.
- M_H** rango de momento flexor horizontal en la viga central sobre la sección crítica localizada en el pie de la soldadura debido al rango de fuerza horizontal, en kNm.
- M_{OT}** rango de momento de vuelco de la fuerza de reacción horizontal, en kNm.
- S_{xcb}** módulo de sección vertical a la parte inferior de la viga central, en m³.
- S_{ycb}** módulo de sección horizontal de la viga central, en m³.
- S_{RZ}** rango de tensiones verticales en el tope de la soldadura, entre la viga central y la barra de soporte, a partir de la reacción concurrente de la viga de soporte, en MPa.
- R_V** rango de la fuerza de reacción vertical en la conexión, en kN.
- R_H** rango de la fuerza de reacción horizontal en la conexión, en kN.
- d_{cb}** altura de la viga central, en m.
- S_{Wtop}** módulo de sección de la soldadura en el tope, para flexión en la dirección perpendicular al eje de la viga central, en m³.
- A_{Wtop}** área de la soldadura en el tope, en m².

FIGURA 142
SOLICITACIONES ASOCIADAS CON FISURACION TIPO A.



- Fisuración del pie de la soldadura de la barra de soporte, es decir, Fisuración Tipo **B**: El rango de tensiones de diseño, Δf , para fisuración Tipo **B** deberá incluir los efectos concurrentes de los rangos de tensiones generados por la flexión vertical en la barra de soporte, S_{RB} , y los rangos de tensiones verticales en la parte inferior de la soldadura, S_{RZ} , como se muestra en la FIGURA 143. El rango de tensiones de diseño, Δf , para fisuración Tipo **B** se deberá determinar como:

Ec. 910

$$\Delta f = \sqrt{S_{RB}^2 + S_{RZ}^2}$$

En la cual:

Ec. 911

$$S_{RB} = \left(\frac{M_V}{S_{Xsb}} + \frac{1}{2} \frac{R_H (d_{cb} + h_w + \frac{1}{2} d_{sb})}{S_{Xsb}} \right) 10^{-3}$$

Ec. 912

$$S_{RZ} = \left(\frac{R_H (d_{cb} + h_w)}{S_{Wbot}} + \frac{R_V}{A_{Wbot}} \right) 10^{-3}$$

Donde:

S_{RB} rango de tensiones generadas por flexión en la barra de soporte debido al momento máximo, incluyendo el momento de la reacción vertical y de vuelco en la conexión, en MPa.

M_V componente vertical del rango de momento de flexión en la barra de soporte debido al rango de fuerza de reacción vertical en la conexión localizada en la sección crítica en el pie de la soldadura, en kNm

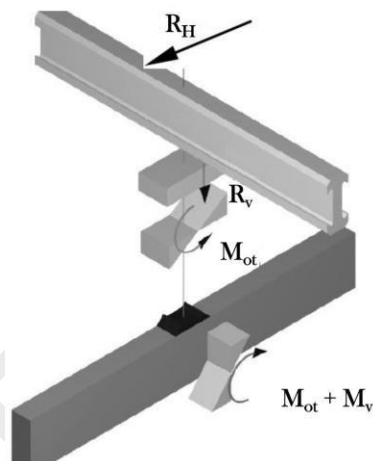
S_{Xsb} módulo de sección vertical de la barra de soporte a la parte superior de la barra de soporte, en m³.

h_w Altura de la soldadura, en m.

d_{sb} altura de la barra de soporte, en m.

- S_{RZ}** rango de tensiones verticales en la parte inferior de la soldadura entre la viga central y la barra de soporte para los rangos de fuerzas de reacciones verticales y horizontales en la conexión, en MPa.
- S_{Wbot}** módulo de sección de la soldadura en la parte inferior para flexión en la dirección del eje de la barra de soporte, en m^3 .
- A_{Wbot}** área de la soldadura en el tope, en m^2 .

FIGURA 143
SOLICITACIONES ASOCIADAS CON FISURACION TIPO B.



- Fisuración a través de la garganta de la soldadura, es decir, Fisuración Tipo **C**: El rango de tensiones de diseño, Δf , para fisuración Tipo **C** es el rango de tensiones verticales, S_{RZ} , en la sección transversal más estrecha de la soldadura entre la viga central y la barra de soporte para los rangos de fuerzas de reacciones verticales y horizontales en la conexión, como se muestra en la FIGURA 144. El rango de tensiones de diseño, Δf , para fisuración Tipo **C** se deberá determinar como:

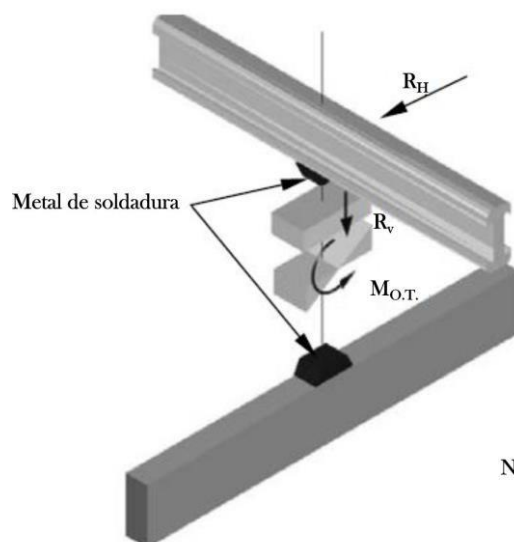
Ec. 913

$$\Delta f = \left(\frac{R_v}{A_{Wmid}} + \frac{R_H \left(d_{cb} + \frac{1}{2} h_w \right)}{S_{Wmid}} \right) 10^{-3}$$

Donde:

- S_{Wmid}** módulo de sección de la soldadura en la sección transversal más estrecha para flexión en la dirección perpendicular al eje de la viga central, en m^3 .
- A_{Wmid}** área mínima de la sección transversal de la soldadura, en m^2 .

FIGURA 144
SOLICITACIONES ASOCIADAS CON FISURACION TIPO C.



CAPÍTULO VI REQUISITOS PARA LOS APOYOS

SECCIÓN 1 GENERAL

Artículo 1136. GENERAL. Los apoyos deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Los apoyos podrán ser fijos o móviles, como lo requiera el diseño del puente. Los apoyos móviles podrán incluir guías para controlar la dirección de traslación. Los apoyos fijos y los guiados se deberán diseñar para resistir todas las cargas apropiadas y las traslaciones restringidas no deseadas.
- A menos que se indique lo contrario, el factor de resistencia para apoyos, ϕ , se deberá tomar igual a **1.0**.
- Los apoyos sometidos a levantamiento neto, en cualquier estado límite, se deberán asegurar por medio de sujeciones o anclajes.
- La magnitud y la dirección de los movimientos y las cargas, que se usan en el diseño del apoyo, se deberán definir claramente en las especificaciones técnicas.
- No se deberán utilizar combinaciones de diferentes tipos de apoyos fijos o móviles en la misma junta de expansión, pórtico, o pila, a menos que se tengan en cuenta en el diseño los efectos de las flechas diferidas y las características de rotación sobre los apoyos y la estructura.
- No se deberán usar apoyos multirotacionales, que cumplan con las disposiciones de este Capítulo, cuando las cargas verticales sean menores que el **20 por ciento** de la capacidad vertical del apoyo.
- Se deberá evaluar la resistencia de los componentes y conexiones y la estabilidad del apoyo.

- h) Si se utilizan dos apoyos en el apoyo de las vigas tipo cajón, las reacciones verticales se deberán calcular considerando el torque resistido por el par de apoyos.

**SECCIÓN 2
GENERAL**

Artículo 1137. CARACTERÍSTICAS.

- a) El apoyo escogido para una aplicación particular deberá tener las capacidades de carga y de movimiento adecuadas. La TABLA 144 y la FIGURA 145, se podrán utilizar como guía al comparar los diferentes sistemas de apoyo.
- b) La siguiente terminología aplica para la TABLA 144:

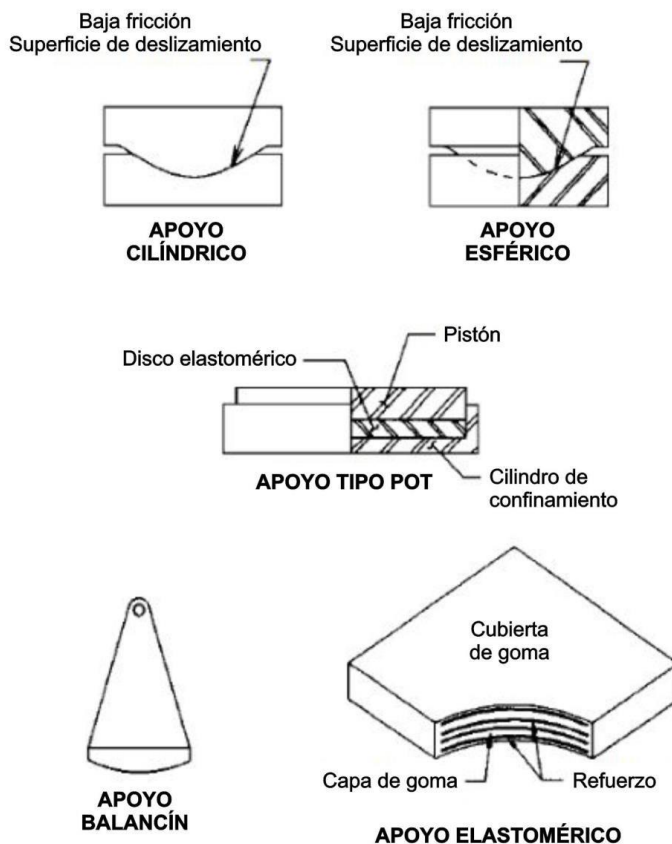
- S** = Adecuado.
- U** = Inadecuado.
- L** = Adecuado para aplicaciones limitadas.
- R** = Podrá ser adecuado, pero requiere consideraciones especiales o elementos adicionales tales como superficies deslizantes o guías.
- Long.** = Eje longitudinal.
- Trans.** = Eje transversal.
- Vert.** = Eje vertical.

**TABLA 144
IDONEIDAD DEL APOYO.**

Tipo de apoyo	Movimiento		Rotación alrededor del eje indicado del puente			Resistencia a cargas		
	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Vert.	Long.	Trans.	Vert.
Almohadilla simple de elastómero	S	S	S	S	L	L	L	L
Almohadilla reforzada con fibra de vidrio	S	S	S	S	L	L	L	L
Almohadilla reforzada con fibra de algodón	U	U	U	U	U	L	L	S
Apoyo elastomérico reforzado con acero	S	S	S	S	L	L	L	S
Apoyo deslizante plano	S	S	U	U	S	R	R	S
Apoyo deslizante esférico	R	R	S	S	S	R	R	S
Apoyo deslizante cilíndrico	R	R	U	S	U	R	R	S
Apoyo de disco	R	R	S	S	L	S	S	S
Apoyo cilíndrico doble	R	R	S	S	U	R	R	S
Apoyo tipo Pot	R	R	S	S	L	S	S	S
Apoyo balancín	S	U	U	S	U	R	R	S

Apoyo de rótula articulada	U	U	U	S	U	S	R	S
Apoyo de un solo rodillo	S	U	U	S	U	U	R	S
Apoyo de múltiples rodillos	S	U	U	U	U	U	U	S

FIGURA 145
TIPOS COMUNES DE APOYO.



SECCIÓN 3 SOLICITACIONES RESULTANTES DE LA RESTRICCIÓN DE MOVIMIENTO EN EL APOYO

Artículo 1138. FUERZAS Y MOVIMIENTOS HORIZONTALES.

- Las fuerzas y los momentos horizontales inducidos en el puente debido a la restricción al movimiento en los apoyos se deberán determinar utilizando los movimientos y características del apoyo especificadas en el capítulo VII del presente título. Para apoyos con elementos elastoméricos, estas características deberán incluir, pero no limitarse a, la consideración de un incremento en el módulo de corte, G , a temperaturas por debajo de **23°C**.
- Los apoyos de expansión y sus soportes se deberán diseñar de tal manera que la estructura, sin colapsar, se pueda someter a movimientos para dar cabida al desplazamiento sísmico y de otro evento extremo determinado utilizando las disposiciones del Capítulo 3. Se deberá proporcionar una adecuada longitud de soporte, para todos los apoyos, de acuerdo con el Artículo 222h).

- c) El Proyectista Estructural deberá determinar el número de apoyos requerido para resistir las cargas especificadas en el Capítulo 3, considerando la posibilidad de participación desigual debido a tolerancias, falta de alineamiento no deseado, la capacidad individual de los apoyos, y la oblicuidad.
- d) Se deberá considerar el uso de elementos ajustables de campo para proporcionar un acoplamiento casi simultáneo del número previsto de apoyos.
- e) En los estados límite de resistencia y de evento extremo, las fuerzas horizontales transmitidas por los apoyos a la superestructura y a la subestructura, H_{bu} , se deberán tomar como aquellas inducidas por la fricción por deslizamiento, fricción por rodado, o deformación de corte del elemento flexible en el apoyo.

- f) La fuerza de fricción por deslizamiento se deberá tomar como:

Ec. 914

$$H_{bu} = \mu P_u$$

Donde:

H_{bu} carga lateral transmitida a la superestructura y a la subestructura por los apoyos, obtenida a partir de las combinaciones de carga de resistencia y de evento extremo aplicables de la TABLA 2, en kN.

μ coeficiente de fricción.

P_u fuerza de compresión, obtenida a partir de las combinaciones de carga de resistencia y evento extremo aplicables de la TABLA 2, en kN.

- g) La fuerza debida a la deformación de un elemento elastomérico se deberá tomar como:

Ec. 915

$$H_{bu} = G A \frac{\Delta_u}{h_{rt}} 1000$$

Donde:

G módulo de corte del elastómero, en MPa.

A área en planta del elemento elastomérico o del apoyo, en m².

Δ_u deformación de corte, obtenida de las combinaciones de carga de resistencia y evento extremo aplicables de la TABLA 2, en m.

h_{rt} espesor total del elastómero, en m.

- h) Las fuerzas de rodamiento en los estados límite de resistencia y evento extremo se deberán determinar por medio de ensayos.

Artículo 1139. MOMENTO.

- a) En los estados límite de resistencia y de evento extremo, tanto la subestructura como la superestructura se deberán diseñar para el mayor momento, M_u , transferido por el apoyo.

- b) Para apoyos deslizantes curvos sin una superficie deslizante plana complementaria, M_u , se deberá tomar como:

$$M_u = \mu P_u R$$

Ec. 916

- c) Para apoyos deslizantes curvos con una superficie deslizante plana complementaria, M_u , se deberá tomar como:

$$M_u = 2 \mu P_u R$$

Ec. 917

Donde:

M_u momento transmitido por los apoyos, a la superestructura y la subestructura, obtenido de las combinaciones de carga de resistencia y evento extremo aplicables de la TABLA 2, en kNm.

R radio de la superficie deslizante curva, en m.

- d) Para almohadillas y apoyos elastoméricos no confinados, M_u , se deberá tomar como:

Ec. 918

$$M_u = 1600(0,5 E_c I) \frac{\theta_s}{h_{rt}}$$

Donde:

I momento de inercia de la forma en planta del apoyo, en m⁴.

E_c módulo efectivo a compresión del apoyo elastomérico, en MPa.

θ_s máximo ángulo de rotación de diseño en el estado límite de servicio especificado en el Artículo 1107, en rad.

h_{rt} espesor total de elastómero, en m.

- e) Para CDP, M_u se deberá tomar como:

Ec. 919

$$M_u = 1250(4,5 - 2,2 S + 0,087 \sigma_s) \frac{E_c I}{t_p} \theta_s$$

Donde:

E_c rigidez uniaxial a compresión de la almohadilla CDP del apoyo. Se podrá tomar como **200 MPa** en lugar de datos experimentales específicos de la almohadilla, en MPa.

t_p espesor total de la almohadilla CDP, en m.

S factor de forma de la almohadilla CDP calculado en base a la Ec. 940 y con base en el espesor total de la almohadilla.

σ_s esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total asociada con la máxima rotación obtenida por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en MPa.

- θ_s máxima rotación de la almohadilla CDP obtenida por las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en rad.

SECCIÓN 4 FABRICACIÓN, INSTALACIÓN, ENSAYO Y TRANSPORTE

Artículo 1140. FABRICACIÓN, INSTALACIÓN, ENSAYO, Y TRANSPORTE.

- a) Se deberán aplicar las disposiciones para la fabricación, instalación, ensayo, y transporte de apoyos, especificadas en el Capítulo 18, "Dispositivos de Apoyo", de la AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.
- b) La temperatura de montaje del puente o de cualquiera de sus componentes se deberá tomar como la temperatura del aire promediada sobre el periodo de **24 horas** inmediatamente anterior al evento de montaje.

SECCIÓN 5 DISPOSICIONES PARA APOYOS ANTE EVENTOS SÍSMICOS Y OTROS EVENTOS EXTREMOS

Artículo 1141. GENERAL.

- a) Este artículo se deberá aplicar al análisis, diseño y detallado de los apoyos para responder a los efectos de terremotos y, cuando sea apropiado, a otros eventos extremos para los cuales la componente horizontal de carga es muy grande.
- b) Estas disposiciones se deberán aplicar junto con todos los demás requisitos aplicables del Reglamento. La selección del tipo de apoyo deberá considerar los criterios descritos en el Artículo 1143, en las etapas tempranas del diseño.

Artículo 1142. APLICABILIDAD.

- a) Estas disposiciones se deberán aplicar a apoyos deslizantes articulados, de roller (rodillo), rocker (balancines), y de bronce o de aleación de cobre, apoyos elastoméricos, apoyos esféricos, y apoyos tipo Pot y de disco en puentes comunes de losa sobre vigas, pero no en apoyos tipo aisladores o apoyos tipo fusible estructural diseñados principalmente para los efectos de cargas horizontales dinámicas de eventos extremos.
- b) Aunque la estrategia tomada aquí supone que la acción inelástica está confinada en áreas de articulación apropiadamente detalladas en la subestructura, se podrá también considerar conceptos alternativos que utilice el movimiento en los apoyos para disipar las fuerzas horizontales y/o verticales del evento extremo. Cuando se usen estrategias alternativas, se deberá considerar en el diseño y en los detalles, todas las ramificaciones de los movimientos incrementados y la predictibilidad de las fuerzas y transferencia de fuerzas asociadas.

Artículo 1143. CRITERIOS DE DISEÑO.

- a) La selección y el diseño de apoyos para carga sísmica u otra carga horizontal de evento extremo, se deberán relacionar con las características de resistencia y rigidez de la superestructura y de la subestructura.

- b) El diseño de los apoyos deberá ser consistente con la respuesta de todo el sistema del puente ante el evento sísmico u otro evento extremo bajo investigación.
- c) Cuando se usen apoyos rígidos, se deberá suponer que las fuerzas horizontales sísmicas o de otro evento extremo de la superestructura se transmiten a través de los diafragmas o pórticos transversales y sus conexiones a los apoyos y luego a la subestructura sin reducción debido a la acción inelástica local a lo largo de la trayectoria de la carga. Sin embargo, las fuerzas se podrán reducir en situaciones en las que los diafragmas de los extremos en la superestructura se han diseñado y detallado específicamente para la acción inelástica, de acuerdo con disposiciones ampliamente aceptadas para diafragmas de extremo dúctiles.
- d) Como mínimo, los apoyos, las restricciones, y los anclajes se deberán diseñar para resistir las fuerzas especificadas en la sección 9 del capítulo X del título III.
- e) Los apoyos elastoméricos menos rígidos, pero que no se diseñan explícitamente como aisladores sísmicos o fusibles, se podrán usar en cualquier circunstancia. Si se usan, se deberán diseñar para soportar las cargas sísmicas u otras cargas horizontales de evento extremo, o, si no se requiere que el apoyo elastomérico mantenga su funcionamiento después del evento, se deberá proporcionar otros medios tales como retenedores, STUs, amortiguadores, o longitudes de apoyo más anchas, para prevenir la salida de la superestructura de su zona de apoyo.

CAPÍTULO VII DISPOSICIONES ESPECIALES PARA APOYOS

Artículo 1144. DISPOSICIONES ESPECIALES DE DISEÑO PARA APOYOS. Hasta tanto se desarrollen las normas correspondientes, los documentos internacionales mencionados en este artículo son los siguientes:

- ASTM A108-18 – Standard Specification for Steel Bar, Carbon and Alloy, Cold- Finished.
- ASTM A167-99(2009) – Standard Specification for Stainless and Heat-Resisting Chromium-Nickel Steel Plate, Sheet, and Strip (Withdrawn 2014).
- ASTM A240/A240M-18 – Standard Specification for Chromium and Chromium-Nickel Stainless Steel Plate, Sheet, and Strip for Pressure Vessels and for General Applications.
- ASTM A264-12(2019) – Standard Specification for Stainless Chromium-Nickel Steel- Clad Plate.
- ASTM A668/A668M-19a – Standard Specification for Steel Forgings, Carbon and Alloy, for General Industrial Use.
- ASTM A709/A709M-18 – Standard Specification for Structural Steel for Bridges.
- ASTM B22/B22M-17 – Standard Specification for Bronze Castings for Bridges and Turntables.
- ASTM B36/B36M-18 – Standard Specification for Brass Plate, Sheet, Strip, And Rolled Bar.
- ASTM D4894-19 – Standard Specification for Polytetrafluoroethylene (PTFE) Granular Molding and Ram Extrusion Materials.

- ASTM D4895-18 – Standard Specification for Polytetrafluoroethylene (PTFE) Resin Produced from Dispersion.

SECCIÓN 1 APOYOS METÁLICOS TIPO ROCKER Y ROLLER (BALANCINES Y RODILLOS)

Artículo 1145. GENERAL.

- El eje de rotación del apoyo se deberá alinear con el eje alrededor del cual ocurren las rotaciones más grandes del elemento soportado. Se deberán tomar las medidas necesarias para asegurar que la alineación del apoyo no cambie durante la vida de servicio del puente. Apoyos con rodillos múltiples se deberán conectar por medio de engranajes para asegurar que los rodillos individuales permanezcan paralelos entre sí y con su separación original.
- Los apoyos de balancines y rodillos se deberán detallar de manera tal que se los pueda inspeccionar y realizar mantenimiento fácilmente.
- Siempre que sea práctico se deberán evitar los balancines y, si se usan, se deberán considerar en el diseño y en el detallado sus movimientos y la tendencia a ladearse bajo acciones sísmicas.

Artículo 1146. MATERIALES. Los apoyos tipo rocker y roller (balancines y rodillos) se deberán fabricar con acero inoxidable que cumpla con ASTM A240, como se especifica en la Sección 7 Capítulo IV Título VI, o de acero estructural que cumpla con AASHTO M 169 (ASTM A108), M 102M/M 102 (ASTM A668/A668M), o M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grados 36, 50, o 50W. Las propiedades físicas de estos aceros se deberán tomar como se especifica en la TABLA 60 y la TABLA 61.

Artículo 1147. REQUISITOS GEOMÉTRICOS.

- Para el dimensionamiento del apoyo se deberá tener en cuenta tanto los esfuerzos de contacto como el movimiento del punto de contacto debido al rodamiento.
- Cada superficie curva individual de contacto deberá tener un radio constante. Los apoyos con más de una superficie curva deberán ser simétricos alrededor de una línea que une los centros de sus dos superficies curvas.
- Si se usan pivotes o mecanismos de engranajes para guiar el apoyo, su geometría deberá ser tal que permita el movimiento libre del apoyo.
- Los apoyos se deberán diseñar para que sean estables. Si el apoyo tiene dos caras cilíndricas separadas, cada una de las cuales rueda sobre una placa plana, la estabilidad se podrá lograr haciendo que la distancia entre las dos líneas de contacto no sea mayor que la suma de los radios de las dos superficies cilíndricas.

Artículo 1148. ESFUERZOS DE CONTACTO. En el estado límite de servicio, la carga de contacto, P_s , en kN, deberá satisfacer:

- Para superficies cilíndricas:

Ec. 920

$$P_s \leq 8000 \frac{W D_1 F_y^2}{\left(1 - \frac{D_1}{D_2}\right) E_s}$$

b) Para superficies esféricas:

$$P_s \leq 40000 \left(\frac{D_1}{\left(1 - \frac{D_1}{D_2}\right)} \right)^2 \frac{F_y^3}{E_s^2}$$

Ec. 921

Donde:

- D_1** diámetro de la superficie del rocker o roller (balancín o rodillo), en m.
- D_2** diámetro de la superficie de unión, en m, tomado como:
- Positivo si las curvaturas tienen el mismo signo, e
 - Infinito si la superficie de unión es plana.
- F_y** tensión de fluencia mínima especificada del acero más débil en la superficie de unión, en MPa.
- E_s** módulo de elasticidad del acero, en MPa.
- W** ancho del apoyo, m.

SECCIÓN 2

SUPERFICIES DESLIZANTES DE “POLYTETRAFLUORETHYLENE – PTFE”

Artículo 1149. SUPERFICIES DESLIZANTES DE “POLYTETRAFLUORETHYLENE – PTFE”. Se podrá utilizar PTFE en las superficies deslizantes de los apoyos del puente para acomodar la traslación o rotación. Todas las superficies de PTFE, diferentes a las guías, deberán satisfacer los requisitos aquí especificados. Las superficies curvas de PTFE también deberán satisfacer la sección 3 del capítulo VII del presente título.

Artículo 1150. SUPERFICIE DE PTFE.

- a) La superficie de PTFE se deberá hacer con resina pura de PTFE virgen que cumpla los requisitos de ASTM D4894 o D4895. Se deberá fabricar como lámina no rellena, lámina rellena, o tela tejida con fibras de PTFE y de otras fibras.
- b) Las láminas no rellenas se deberán hacer con solo resina de PTFE. Las láminas rellenas se deberán hacer con resina de PTFE mezclada uniformemente con fibras de vidrio, fibras de carbono u otros rellenos químicamente inertes. El contenido del relleno no deberá exceder el **15 por ciento** para fibras de vidrio y el **25 por ciento** para fibras de carbono.
- c) Las láminas de PTFE podrán contener hoyuelos que actúan como depósitos de lubricante. El PTFE sin lubricante también podrá contener hoyuelos. Su diámetro no deberá exceder **8 mm** en la superficie del PTFE y su profundidad no deberá ser menor que **2 mm** ni mayor que la

mitad del espesor del PTFE. Los depósitos se deberán distribuir uniformemente sobre el área superficial y deberán cubrir más del **20 por ciento**, pero menos del **30 por ciento** de la superficie de contacto. Los hoyuelos no se deberán colocar intersecando el borde del área de contacto. El lubricante deberá ser grasa de silicona, que satisfaga las Especificaciones de la Sociedad de Ingenieros Automotrices SAE-AS8660 ("Society of Automotive Engineers Specification") hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto.

- d) El PTFE de fibra tejida se deberá hacer de fibras puras de PTFE. El PTFE reforzado con fibra se deberá hacer entrelazando fibras de alta resistencia, tales como vidrio, con el PTFE de tal manera que las fibras de refuerzo no aparezcan en la cara deslizante de la tela acabada.

Artículo 1151. SUPERFICIE DE UNIÓN. El PTFE se deberá usar en conjunto con una superficie de unión. Las superficies planas de unión deberán ser de acero inoxidable, y las superficies curvas de unión deberán ser de acero inoxidable o aluminio anodizado. Las superficies planas deberán ser de acero inoxidable, Tipo 304, que cumpla con las normas ASTM A167 o A264, y se deberá proporcionar una superficie de acabado de *0.2 m* RMS o mejor. El acabado en superficies metálicas curvas no deberá exceder *0.4 m* RMS. La superficie de unión deberá ser suficientemente grande para cubrir el PTFE en todo momento.

Artículo 1152. ESPESOR MÍNIMO.

- a) **PTFE** Para toda aplicación, el espesor del PTFE deberá ser por lo menos **1.5 mm** después de la compresión. La lámina en bajo relieve de PTFE deberá tener por lo menos **4.8 mm** de espesor cuando la dimensión máxima del PTFE sea menor o igual que **0.60 m**, y **6 mm** cuando la dimensión máxima del PTFE sea mayor a **0.60 m**. La tela tejida de PTFE, que está entrelazada mecánicamente sobre un sustrato metálico, deberá tener un espesor mínimo de **1.5 mm** y un espesor máximo de **3.0 mm** sobre el punto más alto del sustrato.
- b) **Superficies de unión de acero inoxidable** El espesor de la superficie de unión de acero inoxidable deberá ser al menos de **1.5 mm** cuando la dimensión máxima de la superficie sea menor o igual que **0.30 m**, y al menos de **3.0 mm** cuando la dimensión máxima sea mayor a **0.30 m**. Los requisitos para la placa de respaldo deberán ser los especificados en el Artículo 1155b).

Artículo 1153. PRESIÓN DE CONTACTO.

- a) El esfuerzo de contacto entre el PTFE y la superficie de unión se deberá determinar en el estado límite de servicio, utilizando el área nominal.
- b) El esfuerzo promedio de contacto se deberá calcular dividiendo la carga por la proyección del área de contacto sobre un plano perpendicular a la dirección de la carga. El esfuerzo de contacto en el borde se deberá determinar teniendo en cuenta el momento máximo transferido por el apoyo suponiendo una distribución lineal de esfuerzos a través del PTFE.
- c) Los esfuerzos no deberán exceder los dados en la TABLA 145. Los esfuerzos permisibles para contenidos intermedios de relleno se deberán obtener por medio de interpolación lineal en la TABLA 145.

TABLA 145
ESFUERZO DE CONTACTO MAXIMO PARA SUPERFICIES PTFE EN EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO, EN MPa.

Material	Esfuerzo promedio de contacto [MPa]		Esfuerzo de contacto en el borde [MPa]	
	Cargas permanentes	Todas las cargas	Cargas permanentes	Todas las cargas
PTFE no confinado:				
- Láminas sin relleno	10	17	14	21
- Láminas rellenas con contenido máximo de relleno	21	31	24	38
Lámina confinada de PTFE	21	31	24	38
Fibra tejida de PTFE sobre un sustrato metálico	21	31	24	38
PTFE tejido reforzado sobre un sustrato metálico	28	38	31	48

Artículo 1154. COEFICIENTE DE FRICCIÓN.

- a) El coeficiente de fricción de diseño, en el estado límite de servicio, de la superficie deslizante de PTFE se deberá tomar como se especifica en la TABLA 146. Los valores intermedios se podrán determinar por interpolación. El coeficiente de fricción se deberá determinar utilizando el nivel de esfuerzo asociado con las combinaciones de carga aplicables especificadas en la TABLA 2. Se podrán utilizar valores menores si se verifican por medio de ensayos.
- b) Cuando se requiere que la fricción resista cargas no sísmicas, el coeficiente de fricción de diseño bajo carga dinámica se podrá tomar como no más del **10 por ciento** de los valores listados en la TABLA 146 para el esfuerzo de aplastamiento y el tipo de PTFE indicado.
- c) Los coeficientes de fricción de la TABLA 146 se basan en un acabado de la superficie de unión de **0.2 m**. Los coeficientes de fricción para acabados de superficie más rugosos se tienen que establecer por medio de resultados de ensayo de acuerdo con el Capítulo 18 del AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto.
- d) Los pliegos de condiciones deberán requerir la certificación de ensayos del lote de producción de PTFE para asegurar que la fricción realmente alcanzada en el apoyo es apropiada para el diseño del mismo.

TABLA 146
COEFICIENTES DE FRICCIÓN DE DISEÑO – ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

Tipo de PTFE	Presión [MPa]	3,5	7	14	>21
	Temperatura [°C]	Coeficientes de fricción			
Hoyuelos con lubricante	20	0,04	0,030	0,025	0,020
	-25	0,06	0,045	0,040	0,030
	-45	0,10	0,075	0,060	0,050
Sin relleno u Hoyuelos sin lubricante	20	0,08	0,070	0,050	0,030
	-25	0,20	0,180	0,130	0,100
	-45	0,20	0,180	0,130	0,100
Relleno	20	0,24	0,170	0,090	0,060
	-25	0,44	0,320	0,250	0,200
	-45	0,65	0,550	0,450	0,350
Tejido	20	0,08	0,070	0,060	0,045
	-25	0,20	0,180	0,130	0,100
	-45	0,20	0,180	0,130	0,100

Artículo 1155. FIJACIONES.

a) PTFE.

1. Las láminas de PTFE confinadas por la mitad de su espesor podrán estar adheridas o no adheridas en el bajo relieve de una placa de respaldo rígida de metal.
2. Las láminas de PTFE que no están confinadas se deberán adherir a una superficie metálica o a una capa de elastómero con una dureza de durómetro Shore **A** de por lo menos **90**, por medio de un método aprobado.
3. El PTFE tejido sobre un sustrato metálico se deberá fijar al sustrato metálico por medio de un entrelazado mecánico que pueda resistir una fuerza de corte no menor que **0.10 veces** la fuerza de compresión aplicada.

- b) SUPERFICIE DE UNIÓN.** La superficie de unión para superficies deslizantes planas se deberá fijar a una placa de respaldo por medio de soldadura, de tal manera que permanezca plana y en pleno contacto con su placa de respaldo durante su vida de servicio. La soldadura se deberá detallar para formar un sello efectivo a la humedad alrededor de todo el perímetro de la superficie de unión para prevenir la corrosión de la interfaz. La fijación deberá ser capaz de resistir la fuerza máxima de fricción que podrá desarrollar el apoyo bajo las combinaciones de carga en el estado límite de servicio. Las soldaduras usadas para la fijación deberán estar fuera del área de contacto y de deslizamiento de la superficie del PTFE.

**SECCIÓN 3
APOYOS CON SUPERFICIES DESLIZANTES CURVAS**

Artículo 1156. GENERAL.

- a) Los apoyos con superficies deslizantes curvas deberán consistir de dos partes metálicas con superficies curvas coincidentes y con una interfaz de deslizamiento de baja fricción. Las superficies curvas podrán ser cilíndricas o esféricas. Las propiedades y características físicas

y las propiedades de fricción de la interfaz deslizante deberán satisfacer los requisitos de las secciones 2 y 7 del capítulo VII del presente título.

- b) Las dos superficies de una interfaz deslizante deberán tener radios nominales iguales.

Artículo 1157. RESISTENCIA DEL APOYO. El radio de la superficie curva deberá ser suficientemente grande como para asegurar que la carga total de compresión en el estado límite de servicio sobre el área proyectada horizontal del apoyo, P_s , sea menor o igual a la carga admisible promedio calculada del esfuerzo de servicio especificado en el Artículo 1153 ó Artículo 1174.

- a) Para apoyos cilíndricos:

$$P_s \leq \phi 1000 D W \sigma_{SS}$$

Ec. 922

- b) Para apoyos esféricos:

$$P_s \leq \phi 1000 \frac{\pi D^2 \sigma_{SS}}{4}$$

Ec. 923

Donde:

P_s carga total de compresión de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en kN.

D diámetro de la proyección de la superficie cargada del apoyo en el plano horizontal, en m.

σ_{SS} esfuerzo máximo promedio de contacto en el estado límite de servicio permitido sobre el PTFE según la TABLA 145 o sobre bronce según la TABLA 149, en MPa.

W Longitud del cilindro, m.

ψ factor de resistencia, igual a 1.0.

Artículo 1158. RESISTENCIA A CARGA LATERAL. Cuando se requiera que los apoyos resistan cargas horizontales en el estado límite de servicio, deberán estar provistos de un sistema externo de restricción o:

- a) Para una superficie deslizante cilíndrica, la carga horizontal deberá satisfacer:

$$H_s \leq 2000 R W \sigma_{SS} \text{sen}(\psi - \beta - \theta_u) \text{sen}(\beta)$$

Ec. 924

- b) Para una superficie esférica, la carga horizontal deberá satisfacer:

$$H_s \leq 1000 \pi R^2 \sigma_{SS} \text{sen}(\psi - \beta - \theta_u) \text{sen}(\beta)$$

Ec. 925

En las cuales:

Ec. 926

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{H_s}{P_D}\right)$$

Y:

$$\psi = \sin^{-1}\left(\frac{L}{2R}\right)$$

Ec. 927

Donde:

- H_s** carga horizontal de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en kN.
- L** longitud proyectada de la superficie deslizante perpendicular al eje de rotación, en m.
- P_D** carga de compresión en el estado límite de servicio (factor de carga = **1.0**) debida a las cargas permanentes, en kN.
- R** radio de la superficie deslizante curva, en m.
- W** longitud de la superficie cilíndrica, en m.
- β** ángulo entre la vertical y la carga resultante aplicada, en rad.
- θ_u** ángulo máximo de rotación de diseño en el estado límite de resistencia especificado en el Artículo 1108a), en rad.
- σ_{ss}** esfuerzo máximo promedio de contacto en el estado límite de servicio permitido sobre el PTFE según la TABLA 145 o sobre bronce según la TABLA 149, en MPa.
- ψ** semiángulo subtendido de la superficie curva, en rad.

SECCIÓN 4 APOYOS TIPO POT

Artículo 1159. GENERAL.

- Si los apoyos tipo Pot están provistos de una superficie deslizante de PTFE para permitir movimientos rotacionales y horizontales, dichas superficies deslizantes y cualquier sistema de guías se deberán diseñar de acuerdo con las disposiciones de las secciones 2 y 9 del capítulo VII del presente título.
- Los elementos rotacionales del apoyo tipo Pot deberán consistir de por lo menos un cilindro de confinamiento, un pistón, un disco elastomérico, y anillos de sellado.

- c) Con el propósito de establecer las fuerzas y las deformaciones impuestas sobre el apoyo tipo Pot, el eje de rotación se deberá tomar yaciendo en el plano horizontal en la mitad de la altura del disco de elastómero.
- d) La carga vertical mínima sobre un apoyo tipo Pot no deberá ser menor al **20 por ciento** de la carga vertical de diseño.

Artículo 1160. MATERIALES.

- a) El disco de elastómero deberá estar hecho de un compuesto basado en caucho virgen natural o neopreno virgen que cumplan con los requisitos de la Sección 18.3 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto. La dureza nominal deberá estar entre **50 y 60** en la escala Shore **A**.
- b) El cilindro de confinamiento y el pistón deberán estar hechos de acero estructural que cumpla el AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709); Grados 36, 50, o 50W; o de acero inoxidable que cumpla con ASTM A240. El acabado de las superficies en contacto con la almohadilla de elastómero deberá ser más liso que **1.5 m**. La tensión de fluencia y la dureza del pistón no deberán exceder a las del cilindro de confinamiento.
- c) Los anillos de sellado de latón que cumplan con el Artículo 1163b) y c) deberán cumplir con ASTM B36 (dureza media) para anillos con sección transversal rectangular, y la Federal Specification QQB626, Composición 2, para anillos con sección transversal circular.

Artículo 1161. REQUISITOS GEOMÉTRICOS.

- a) El espesor del disco elastomérico, h_r , deberá satisfacer:

Ec. 928

$$h_r \geq 3,33 D_p \theta_u$$

Donde:

D_p diámetro interno del cilindro de confinamiento, en m.

θ_u ángulo máximo de rotación de diseño en el estado límite de resistencia especificado en el Artículo 1108a), en rad.

- b) Las dimensiones de los elementos de un apoyo tipo Pot deberán satisfacer los siguientes requisitos bajo la combinación más desfavorable de desplazamientos y rotaciones en el estado límite de resistencia:
 1. El cilindro de confinamiento deberá ser suficientemente profundo para permitir que el sello y el ala del pistón permanezcan en contacto total con la cara vertical de la pared del cilindro de confinamiento, y
 2. El contacto o trabazón entre componentes metálicos no deberán impedir desplazamientos o rotaciones adicionales.

Artículo 1162. DISCO ELASTOMÉRICO.

- a) La tensión promedio sobre el elastómero, en el estado límite de servicio, no deberá exceder de **25 MPa**.

- b) Para facilitar la rotación, las superficies superior e inferior del elastómero se deberán tratar con un lubricante que no sea perjudicial para el elastómero. Alternativamente, se podrán usar discos delgados de PTFE en la parte superior e inferior del elastómero.

Artículo 1163. ANILLOS DE SELLADO.

a) General.

1. Se deberá usar un sello entre el cilindro de confinamiento y el pistón. En el estado límite de servicio los sellos deberán ser adecuados para prevenir el escape del elastómero bajo carga de compresión y rotaciones cíclicas aplicadas simultáneamente. En el estado límite de resistencia, los sellantes también deberán ser adecuados para prevenir el escape del elastómero bajo carga de compresión y rotación estática aplicada simultáneamente.
2. Los anillos de latón que satisfacen los requisitos del Artículo 1163b) o c) se podrán usar sin probar que cumplan con los requisitos anteriores. El Proyectista Estructural podrá aprobar otros sistemas de sello sobre la base de evidencia experimental.

b) Anillos con secciones transversales rectangulares.

1. Se deberán usar tres anillos rectangulares. Cada anillo deberá ser circular en planta pero deberá estar cortado en un punto alrededor de su circunferencia. Las caras del corte deberán estar en un plano a **45 grados** con la vertical y con la tangente de la circunferencia. Los anillos se deberán orientar de manera que los cortes en cada uno de los tres anillos estén igualmente separados alrededor de la circunferencia del cilindro de confinamiento.
2. El ancho de cada anillo no deberá ser menor a **0.02·D_p** ni menor a **0.006 m**, y no deberá ser mayor de **0.019 m**. El espesor de cada uno no deberá ser menor a **0.2 veces** su ancho.

c) Anillos con sección transversal circular. Se deberá usar un anillo circular cerrado con un diámetro exterior igual a **D_p**. Deberá tener un diámetro de la sección transversal no menor de **0.0175·D_p** ni menor a **0.004 m**.

d) Cilindro de confinamiento (“Pot”)

1. El cilindro de confinamiento deberá estar compuesto por lo menos de una pared y una base. Todos los elementos del cilindro de confinamiento se deberán diseñar para actuar como una sola unidad estructural.
2. El espesor mínimo de la base apoyada directamente contra hormigón o mortero de cemento, deberá satisfacer:

Ec. 929

$$t_b \geq 0,06 D_p$$

Y:

Ec. 930

$$t_b \geq 0,019 m$$

3. El espesor de la base apoyada directamente sobre vigas de acero o sobre placas de distribución de carga, deberá satisfacer:

Ec. 931

$$t_b \geq 0,04 D_p$$

Y:

Ec. 932

$$t_b \geq 0,013 m$$

4. El espesor mínimo de la pared del cilindro de confinamiento, t_w , para un apoyo deslizante tipo Pot sin guía, deberá satisfacer:

Ec. 933

$$t_w \geq \frac{D_p \sigma_s}{1,25 F_y}$$

Y:

Ec. 934

$$t_w \geq 0,019 m$$

Donde:

t_w espesor de la pared del cilindro de confinamiento, en m.

F_y tensión de fluencia del acero, en MPa.

D_p diámetro interno del cilindro de confinamiento, en m.

σ_s tensión promedio de compresión debida a la carga total de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en MPa.

5. El espesor de la pared (t_w) y de la base (t_b) del cilindro de confinamiento, guiado o fijo, deberán también satisfacer los requisitos de la Ec. 935 para las combinaciones aplicables de carga de resistencia y de evento extremo, especificadas en la TABLA 2, que son transferidas por el pistón a la pared del cilindro de confinamiento.

Artículo 1164. PISTÓN.

- a) El pistón deberá tener la misma forma en planta que el interior del cilindro de confinamiento. Su espesor deberá ser adecuado para resistir las cargas que se le impongan, pero no deberá ser menor al **6 por ciento** del diámetro interno del cilindro de confinamiento, D_p , excepto en el borde del ala.
- b) El perímetro del pistón deberá tener un borde de contacto a través del cual se puedan transmitir cargas horizontales. En cilindros de confinamiento circulares, la superficie del pistón podrá ser cilíndrica o esférica. El cuerpo del pistón por encima del borde superior del ala se deberá retrasar o acartelar para prevenir el bloqueo. La altura, h_w , del ala del pistón deberá ser suficientemente grande para transmitir las fuerzas horizontales, de los estados límite de resistencia y evento extremo, entre el cilindro de confinamiento y el pistón.
- c) Cuando se utilice un dispositivo mecánico para conectar la superestructura a la subestructura, éste se deberá diseñar para resistir el mayor valor entre H_u en el apoyo para los estados límite de resistencia y evento extremo, y el **15 por ciento** de la carga máxima vertical en el estado límite de servicio en el sitio.

- d) Los apoyos tipo Pot sometidos a cargas laterales se deberán dimensionar de manera que el espesor de la pared del cilindro de confinamiento (t_w) y el de la base del cilindro de confinamiento (t_b) satisfagan:

Ec. 935

$$t_w, t_b \geq \sqrt{\frac{0,025 H_u \theta_u}{F_y}}$$

- e) Los apoyos tipo Pot que transfieren carga a través del pistón deberán satisfacer:

Ec. 936

$$h_w \geq \frac{0,0015 H_u}{D_p F_y}$$

Ec. 937

$$h_w \geq 0,003 \text{ m}$$

Y:

Ec. 938

$$h_w \geq 0,03 D_p$$

Donde:

H_u carga lateral de las combinaciones de carga de resistencia y evento extremo aplicables de la TABLA 2, en kN.

θ_u ángulo máximo de rotación de diseño del estado límite de resistencia especificado en el Artículo 1108a), en rad.

F_y tensión de fluencia del acero, en MPa.

D_p diámetro interno del cilindro de confinamiento, en m.

h_w altura desde el borde superior del ala del pistón hasta la cara inferior del pistón, en m.

t_w espesor de la pared del cilindro de confinamiento, en m.

t_b espesor de la base del cilindro de confinamiento, en m.

- f) El diámetro del ala del pistón deberá ser el diámetro interno del cilindro de confinamiento menos la holgura, c . La holgura, c , deberá ser tan pequeña como sea posible con el fin de prevenir el escape del elastómero, pero no menor que **0.0005 m**. Si la superficie del ala del pistón es cilíndrica, la holgura deberá satisfacer:

Ec. 939

$$c \geq \theta_u \left(h_w - \frac{D_p \theta_u}{2} \right)$$

Donde:

- D_p diámetro interno del cilindro del confinamiento, en m.
- h_w altura desde el borde superior del ala del pistón hasta la cara inferior del pistón, en m.
- θ_u ángulo máximo de rotación de diseño del estado límite de resistencia especificado en el Artículo 1108a), en rad.

SECCIÓN 5
APOYOS ELASTOMÉRICOS REFORZADOS CON ACERO – MÉTODO B

Artículo 1165. GENERAL.

- a) Los apoyos de elastómero reforzados con acero se podrán diseñar utilizando cualquiera de los dos métodos comúnmente conocidos como Método **A** y Método **B**. Cuando se utilicen las disposiciones de este artículo, el componente cumple con los requisitos del Método **B**. Si se utilizan las disposiciones de la sección 6 del capítulo VII del título IV, el componente cumple con los requisitos del Método **A**.
- b) Los apoyos de elastómero reforzados con acero deberán consistir en capas alternadas de refuerzos de acero y elastómeros adheridos entre sí. En adición a cualquier refuerzo interno, los apoyos podrán tener placas de carga exteriores adheridas a una o ambas capas de elastómero superior o inferior.
- c) No se deberán usar capas acarteladas de elastómero. Todas las capas internas de elastómero deberán ser del mismo espesor. Las capas de cubierta superior e inferior no deberán ser más gruesas que el **70 por ciento** de las capas internas.
- d) El factor de forma de una capa del apoyo de elastómero, S_i , deberá ser el área en planta de la capa dividida por el área del perímetro libre que sobresale. A menos que se indique lo contrario, los valores de S_i y h_{ri} , para utilizar en las secciones 5 y 6 del capítulo VII del presente título para el diseño de apoyos de elastómero reforzado con acero, deberán ser los de la capa interna. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa se deberá tomar como:

Ec. 940

$$S_i = \frac{L W}{2 h_{ri} (L + W)}$$

Donde:

- L dimensión en planta del apoyo, perpendicular al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje global longitudinal del puente), en m.
- W dimensión en planta del apoyo, paralela al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje global transversal del puente), en m.
- h_{ri} espesor de la i -ésima capa de elastómero, en m.
- e) Para apoyos circulares sin agujeros, el factor de forma de una capa de elastómero se deberá tomar como:

Ec. 941

$$S_i = \frac{D}{4 h_{ri}}$$

Donde:

D diámetro de la proyección de la superficie cargada del apoyo en el plano horizontal, en m.

Artículo 1166. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

- a) El módulo de corte del elastómero a **23°C** se deberá utilizar como base para el diseño.
- b) El elastómero deberá tener un módulo de corte especificado entre **0.55 MPa** y **1.21 MPa**. Deberá cumplir con los requisitos de la Sección 18.2 del "AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications" y del "AASHTO M 251", hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto.
- c) Se deberán seguir los criterios de aceptación de AASHTO M 251, los cuales:
 1. Permiten una variación de 15 por ciento del valor especificado para el módulo de corte, de acuerdo con el primer y segundo párrafo de este artículo, y
 2. No permiten un módulo de corte menor que 0.55 MPa.
- d) Para fines de diseño, el módulo de corte se deberá tomar como el más desfavorable de los valores en los intervalos descritos arriba.
- e) Otras propiedades, tales como la flecha por fluencia lenta, se deberán obtener de la TABLA 148 o de ensayos realizados utilizando AASHTO M 251.
- f) A los efectos del diseño del apoyo, todos los sitios del puente se clasificarán como zonas de temperatura **A, B, C, D** o **E** para las que se proporcionan datos de diseño en la TABLA 147.
- g) Los apoyos se deberán hacer teniendo en cuenta la clasificación de baja temperatura del elastómero como se define en la Sección 18 del AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications y del AASHTO M 251, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto. El grado mínimo de elastómero requerido para cada zona de baja temperatura deberá ser el que se especifica en la TABLA 147.
- h) Se podrá usar cualquiera de las tres opciones de diseño listadas a continuación:
 1. Especificar el elastómero con el grado mínimo de baja temperatura indicado en la TABLA 147 y determinar la fuerza de corte transmitida por el apoyo como se especifica en el Artículo 1138;
 2. Especificar el elastómero con el grado mínimo de baja temperatura para usarse cuando se incorporan en el diseño disposiciones especiales de fuerza y se proporciona una superficie deslizante de baja fricción, en cuyo caso el puente se deberá diseñar para resistir 2 veces la fuerza de corte de diseño especificada en el Artículo 1138; o
 3. Especificar el elastómero con el grado mínimo de baja temperatura para usarse cuando se incorporan en el diseño disposiciones especiales de fuerza, pero no se proporciona una superficie deslizante de baja fricción, en cuyo caso los componentes del puente se deberán diseñar para resistir 4 veces la fuerza de corte de diseño como se especifica

en el Artículo 1138.

TABLA 147
ZONAS DE BAJA TEMPERATURA Y GRADOS MINIMOS DE ELASTOMERO.

Zona de baja temperatura	A	B	C	D	E
Temperatura baja de 50 años, °C	-18	-30	-35	-43	< -43
Número máximo de días consecutivos en los cuales la temperatura no sube de 0°C	3	7	14	N/A	N/A
Grado mínimo de baja temperatura del elastómero	0	2	3	4	5
Grado mínimo de baja temperatura del elastómero cuando se incorpora disposiciones especiales de fuerza	0	0	2	3	5

Artículo 1167. REQUISITOS DE DISEÑO.

a) **Alcance.** Los apoyos diseñados con estas disposiciones se deberán ensayar de acuerdo con los requisitos para apoyos de elastómero reforzados con acero especificados en el artículo 18.2 del AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications y del AASHTO M 251, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto.

b) Deformaciones de corte.

- El desplazamiento máximo horizontal de la superestructura del puente, Δ_0 , se deberá tomar como el **65 por ciento** del intervalo de movimiento térmico de diseño, Δ_T , calculado de acuerdo con la sección 2 del capítulo XII del título III, en combinación con los movimientos generados por fluencia lenta, contracción, y postensado.
- La deformación máxima de corte del apoyo, en el estado límite de servicio, Δ_s , se deberá tomar como Δ_0 modificada para tener en cuenta la rigidez de la subestructura y los procedimientos de construcción. Si se instala una superficie deslizante de baja fricción, Δ_s no se deberá tomar mayor que la deformación correspondiente al primer deslizamiento.
- El apoyo deberá satisfacer:

Ec. 942

$$h_{rt} \geq 2 \Delta_s$$

Donde:

h_{rt} espesor total de elastómero, en m.

Δ_s deformación máxima total de corte del elastómero, de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en m.

c) Combinación de compresión, rotación, y corte.

- Las combinaciones de carga axial, rotación, y corte en el estado límite de servicio deberán satisfacer:

Ec. 943

$$(\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}) + 1,75 (\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}) \leq 5,0$$

2. La componente estática de γ_a también deberá satisfacer:

Ec. 944

$$\gamma_{a,st} \leq 3,0$$

Donde:

γ_a deformación de corte generada por carga axial.

γ_r deformación de corte generada por rotación.

γ_s deformación de corte generada por desplazamiento de corte.

3. Los subíndices “**st**” y “**cy**” indican carga estática y cíclica, respectivamente. La carga cíclica deberá consistir en cargas inducidas por el tránsito. Todas las demás cargas se podrán considerar estáticas. En apoyos rectangulares, las deformaciones de corte se deberán evaluar para rotación alrededor del eje paralelo al eje transversal del puente. Se deberá considerar también la evaluación de deformaciones de corte por rotación alrededor del eje paralelo al eje longitudinal del puente. Para apoyos circulares, se deberán sumar vectorialmente las rotaciones alrededor de dos ejes principales ortogonales, y las deformaciones de corte se deberán evaluar utilizando la suma mayor.
4. Las deformaciones de corte γ_a , γ_r y γ_s , se deberán establecer por medio de análisis racional, a menos que las siguientes aproximaciones sean aceptables.
5. La deformación de corte debida a carga axial se podrá tomar como:

Ec. 945

$$\gamma_a = D_a \frac{\sigma_s}{G S_i}$$

en la cual, para un apoyo rectangular:

Ec. 946

$$D_a = 1.4$$

y, para un apoyo circular:

Ec. 947

$$D_a = 1.0$$

Donde:

D_a coeficiente adimensional utilizado para determinar la deformación de corte debida a carga axial.

G módulo de corte del elastómero, en MPa.

S_i factor de forma de la i -ésima capa interna de un apoyo elastomérico.

σ_s tensión promedio de compresión debida a la carga total estática o cíclica de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en MPa.

6. La deformación de corte debida a la rotación para un apoyo rectangular se podrá tomar como:

Ec. 948

$$\gamma_r = D_r \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_s}{n}$$

en la cual, para un apoyo rectangular:

Ec. 949

$$D_r = 0.5$$

y, para un apoyo circular:

Ec. 950

$$\gamma_r = D_r \left(\frac{D}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_s}{n}$$

en la cual

Ec. 951(

$$D_r = 0.375$$

Donde:

D diámetro del apoyo, en m.

D_r coeficiente adimensional utilizado para determinar la deformación de corte debida a la rotación.

h_{ri} espesor de la i-ésima capa interna de elastómero, en m.

L dimensión en planta del apoyo perpendicular al eje de rotación bajo estudio (generalmente paralela al eje global longitudinal del puente), en m.

n número de capas interiores de elastómero, donde las capas interiores se definen como aquellas que están adheridas en ambas caras. Las capas exteriores se definen como aquellas que están adheridas en una sola cara. Cuando el espesor de la capa exterior de elastómero es mayor o igual a la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, n, se podrá aumentar en un medio para cada capa exterior.

θ_s ángulo de rotación de diseño del elastómero considerando, en el estado límite de servicio, la carga máxima estática o cíclica, especificado en el Artículo 1107, en rad.

7. La deformación de corte debida a la deformación de corte de cualquier apoyo se podrá tomar como:

Ec. 952

$$\gamma_s = \frac{\Delta_s}{h_{rt}}$$

Donde:

h_{rt} espesor total del elastómero, en m.

Δ_s deformación máxima de corte total estática o cíclica del elastómero, para las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en m,

8. En cada caso, las componentes estática y cíclica de la deformación de corte se deberán considerar por separado y luego combinarlas utilizando la Ec. 943.

9. En apoyos con placas de acero adheridas externamente en la parte superior e inferior, el pico de tensión hidrostática deberá satisfacer:

$$\sigma_{hyd} \leq 2,25 G \quad \text{Ec. 953}$$

en el cual:

$$\sigma_{hyd} = 3 G S_i^3 \frac{\theta_s}{n} C_\alpha \quad \text{Ec. 954}$$

$$C_\alpha = \frac{4}{3} \left[\left(\alpha^2 + \frac{1}{3} \right)^{1,5} - \alpha (1 - \alpha^2) \right] \quad \text{Ec. 955}$$

$$\alpha = \frac{\varepsilon_a}{S_i} \frac{n}{\theta_s} \quad \text{Ec. 956}$$

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_s}{3 B_a G S_i^2} \quad \text{Ec. 957}$$

para apoyos rectangulares:

$$B_a = 1.6 \quad \text{Ec. 958}$$

y, para apoyos circulares:

$$B_a = 1.6 \quad \text{Ec. 959}$$

Donde:

B_a coeficiente adimensional utilizado para determinar el pico de tensión hidrostática.

ε_a deformación axial promedio considerando la totalidad de carga estática y cíclica, tomada positiva para compresión, en la cual la componente cíclica se multiplica por **1.75** para las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2.

θ_s ángulo de rotación de diseño del elastómero considerando, en el estado límite de servicio, la totalidad de carga máxima estática y cíclica, especificado en el Artículo 1107 en la cual la componente cíclica se multiplica por **1.75**, en rad.

σ_s tensión de compresión promedio considerando la totalidad de carga estática y cíclica, en el cual la componente cíclica se multiplica por **1.75** para las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en MPa.

10. Para valores de mayores a un tercio, la tensión hidrostática es de compresión, de manera que la Ec. 953 se satisface automáticamente y no se necesita más evaluación.

d) Estabilidad de apoyos elastoméricos.

1. Se deberá analizar la estabilidad de los apoyos para las combinaciones de carga en el estado límite de servicio especificadas en la TABLA 2.
2. Los apoyos que satisfagan la Ec. 960 se deberán considerar estables, y no se requiere más investigaciones al respecto.

Ec. 960

$$2 A \leq B$$

en la cual:

Ec. 961

$$A = \frac{1,92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}}$$

Ec. 962

$$B = \frac{2,67}{(S_i + 2) \left(1 + \frac{L}{4W} \right)}$$

Donde:

G módulo de corte del elastómero, en MPa.

h_{rt} espesor total del elastómero, en m.

L dimensión en planta del apoyo perpendicular al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje global longitudinal del puente), en m.

S_i factor de forma de la i-ésima capa interna de un apoyo elastomérico.

W dimensión en planta del apoyo paralela al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje global transversal del puente), en m.

3. Para un apoyo rectangular en el cual **L** es mayor que **W**, se deberá analizar la estabilidad intercambiando **L** y **W** en las Ec. 961 y Ec. 962.
4. Para apoyos circulares, se podrá analizar la estabilidad utilizando las ecuaciones para un apoyo cuadrado, con **W = L = 0.8·D**.
5. Para apoyos rectangulares que no satisfagan la Ec. 960, la tensión debida a la carga

total deberá satisfacer la Ec. 963 o Ec. 964.

- I. Si el tablero del puente es libre de trasladarse horizontalmente:

Ec. 963

$$\sigma_s \leq \frac{G S_i}{2 A - B}$$

- II. Si el tablero del puente es fijo contra traslación horizontal:

Ec. 964

$$\sigma_s \leq \frac{G S_i}{A - B}$$

e) Refuerzo.

1. El espesor mínimo del refuerzo de acero, h_s , deberá ser **0.0015 m**, como se especifica en el artículo 4.5 del AASHTO M 251, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto.

2. El espesor del refuerzo de acero, h_s , deberá satisfacer:

- I. En el estado límite de servicio:

Ec. 965

$$h_s \geq \frac{3 h_{ri} \sigma_s}{F_y}$$

- II. En el estado límite de fatiga:

Ec. 966

$$h_s \geq \frac{2 h_{ri} \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Donde:

ΔF_{TH} umbral de fatiga de amplitud constante para la Categoría **A** como se especifica en el capítulo VI del título VI, en MPa.

h_{ri} espesor de la i -ésima capa interna del elastómero, en m.

σ_L tensión promedio de compresión en el estado límite de servicio (factor de carga = **1.0**) debida a la sobrecarga, en MPa.

σ_s tensión promedio de compresión debida a la carga total de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en MPa.

F_y tensión de fluencia del refuerzo de acero, en MPa.

3. Si existen agujeros en el refuerzo, el espesor mínimo se deberá incrementar por un factor igual a **2 veces** el ancho bruto dividido por el ancho neto.

f) Deformación por compresión.

1. Las flechas en los apoyos elastoméricos debido a la carga permanente y la sobrecarga instantánea solo se deberán considerar por separado.
2. Las cargas consideradas en este artículo deberán estar en el estado límite de servicio con todos los factores de carga iguales a **1.0**.
3. La flecha por sobrecarga instantánea se deberá tomar como:

Ec. 967

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{Li} h_{ri}$$

Donde:

ε_{Li} deformación por compresión de sobrecarga instantánea en la i-ésima capa del elastómero.

h_{ri} espesor de la i-ésima capa interna del elastómero, en m.

4. La flecha inicial por carga permanente se deberá tomar como:

Ec. 968

$$\delta_d = \sum \varepsilon_{di} h_{ri}$$

Donde:

ε_{di} deformación inicial por compresión de carga permanente en la i-ésima capa del elastómero.

h_{ri} espesor de la i-ésima capa interna del elastómero, en m.

5. La flecha a largo plazo por carga permanente, incluyendo los efectos por fluencia lenta, se deberá tomar como:

Ec. 969

$$\delta_{lt} = \delta_d + a_{cr} \delta_d$$

Donde:

a_{cr} flecha generada por la fluencia lenta dividida por la flecha inicial generada por la carga permanente.

6. Los valores para ε_{Li} y ε_{di} se deberán determinar a partir de resultados de ensayos o de análisis. Los efectos de la fluencia lenta se deberán determinar de información relevante del compuesto elastomérico utilizado. Si el Proyectista Estructural no elige obtener un valor para la relación, a_{cr} , de los resultados de ensayos utilizando el Anexo A2 del AASHTO M 251, podrá utilizar los valores de la TABLA 148.

- g) **Disposiciones ante eventos sísmicos y otros eventos extremos.** Los apoyos elastoméricos de expansión se deberán proveer con anclajes resistentes a sismos y a otros eventos extremos, para resistir las fuerzas horizontales en exceso de las resistidas por corte en la almohadilla, a menos que el apoyo se diseñe para actuar como un fusible o que se permita el daño irreparable. La placa de asiento y la placa de base se deberán hacer más anchas para disponer los bulones de anclaje. No se deberá permitir insertos a través del

elastómero, a menos que el Proyectista Estructural los apruebe. Los bulones de anclaje se deberán diseñar para el efecto combinado de flexión y corte para cargas sísmicas y de otros eventos extremos como se especifica en el Artículo 1143. Los apoyos elastoméricos fijos se deberán proveer con restricción horizontal adecuada para toda la carga horizontal.

Artículo 1168. ANCLAJE PARA APOYOS SIN PLACAS EXTERNAS ADHERIDAS. En apoyos sin placas externas de acero adheridas, se deberá utilizar un sistema de restricción para asegurar el apoyo contra el movimiento horizontal si:

Ec. 970

$$\frac{\theta_s}{n} \geq \frac{3 \varepsilon_a}{S_i}$$

Donde:

- n** número de capas interiores de elastómero, donde las capas interiores se definen como aquellas que están adheridas en ambas caras. Las capas exteriores se definen como aquellas que están adheridas en una sola cara. Cuando el espesor de la capa exterior de elastómero es mayor o igual a la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, **n** , se podrá aumentar en un medio para cada capa exterior.
- S_i** factor de forma de la i -ésima capa interna del apoyo elastomérico.
- ε_a** deformación axial promedio considerando la totalidad de carga estática y cíclica, tomada positiva para compresión, en la cual la componente cíclica se multiplica por **1.75** en las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2.
- θ_s** ángulo de rotación de diseño del elastómero considerando, en el estado límite de servicio, la totalidad de carga máxima estática y cíclica, especificado en el Artículo 1107 en la cual la componente cíclica se multiplica por **1.75**, en rad.

SECCIÓN 6 ALMOHADILLAS ELASTOMÉRICAS Y APOYOS ELASTOMÉRICOS REFORZADOS CON ACERO – MÉTODO A

Artículo 1169. GENERAL.

- a) Las disposiciones de este artículo se aplicarán para el diseño de:
1. Almohadillas de elastómero simples, PEP;
 2. Almohadillas reforzadas con capas discretas de fibra de vidrio, FGP;
 3. Apoyos elastoméricos reforzados con acero en los cuales **$S^2/n < 22$** , y para los cuales la rotación principal es alrededor del eje paralelo al eje transversal del puente; y
 4. Almohadilla con fibras de algodón (CDP) con capas estrechamente separadas de fibra de algodón, fabricadas y ensayadas bajo compresión de acuerdo con Military Specifications MIL-C-882E” excepto donde se sustituyan por este Reglamento.

Donde:

- n*** número de capas interiores de elastómero, donde las capas interiores se definen como aquellas que están adheridas en ambas caras. Las capas exteriores se definen como aquellas que están adheridas en una sola cara. Cuando el espesor de la capa exterior de elastómero es mayor o igual a la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, ***n***, se podrá aumentar en un medio para cada capa exterior.
- S_i*** factor de forma de la *i*-ésima capa interna del apoyo elastomérico.
- b) Los espesores de las capas en FGP podrán ser diferentes entre ellos. Para los apoyos elastoméricos reforzados con acero diseñados de acuerdo con las disposiciones de este Capítulo, las capas internas deberán ser del mismo espesor, y las capas de cubierta deberán tener no más del **70 por ciento** del espesor de las capas internas.
- c) El factor de forma para almohadillas de PEP, FGP y apoyos elastoméricos reforzados con acero cubiertos por este artículo, se deberá determinar como se especifica en el Artículo 1165. El factor de forma para CDP se deberá basar en el espesor total de la almohadilla.

Artículo 1170. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

- a) Los materiales de tipo elastomérico para PEP, FGP, y apoyos elastoméricos reforzados con acero deberán satisfacer los requisitos del Artículo 1166, excepto como se indica a continuación:
1. La dureza en la escala Shore **A** se podrá usar como base para especificar el material del apoyo,
 2. El módulo especificado de corte para PEP, FGP y apoyos elastoméricos reforzados con acero con una superficie deslizante de PTFE, o equivalente, encima del apoyo deberá estar entre **0.55 MPa** y **1.72 MPa**, o la dureza nominal deberá estar entre **50** y **70** en la escala Shore **A**, y
 3. El módulo especificado de corte para apoyos elastoméricos reforzados con acero sin una superficie deslizante de PTFE, o equivalente, encima del apoyo diseñado de acuerdo con las disposiciones de la Sección 6 Capítulo VII Título XIV deberá estar entre **0.55 MPa** y **1.21 MPa**, o la dureza nominal deberá estar entre **50** y **60** en la escala Shore **A**.
- b) Las PEP, FGP y los apoyos elastoméricos reforzados con acero, con o sin una superficie deslizante de PTFE o equivalente encima del apoyo, deberán cumplir con los requisitos del artículo 18.2 del AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications y AASHTO M 251, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto. Si el material se especifica por su dureza, el módulo de corte para propósitos de diseño se deberá tomar como el valor menos favorable del intervalo para esa dureza dado en la TABLA 148. Se podrán obtener valores intermedios por medio de interpolación. Si el material se especifica por el módulo de corte se deberá tomar, para propósitos de diseño, el menos favorable de los valores especificados de acuerdo con los intervalos dados en el Artículo 1166. Otras propiedades, tales como flechas por fluencia lenta, también se dan en la TABLA 148.
- c) La fuerza de corte sobre la estructura inducida por la deformación del elastómero en PEP, FGP y apoyos elastoméricos reforzados con acero se deberá basar en un valor de **G** no menor que el del elastómero a **23°C**. Se deberán ignorar los efectos de la relajación.

- d) Las CDP se deberán fabricar de acuerdo con Military Standards MIL-C-882E, excepto donde las disposiciones de este Reglamento sustituyan aquellas. Los materiales de tipo elastomérico para las CDP deberán tener una dureza nominal entre **50 y 70** en la escala Shore **A** y cumplir los requisitos del Artículo 1166, según corresponda. Las CDP terminadas deberán tener una dureza nominal entre **85 y 95** en la escala Shore **A**. El módulo de corte para las CDP se podrá estimar utilizando la Ec. 982. El refuerzo de fibra de algodón podrá ser de **2 capas** de hilo de algodón o de una capa sencilla de una mezcla **50-50** de algodón y poliéster. La tela deberá tener una resistencia mínima a la tracción de **26 kN/m** a lo ancho, cuando se ensaye por el método del agarre (“grab method”). El relleno deberá ser de **1600 ± 80 hilos por m**, y el entorchado deberá ser **2000 ± 40 hilos por m**. Las disposiciones para las CDP incluidas aquí se deberán tomar como aplicables solamente a almohadillas de apoyo de hasta **50 mm** de espesor total.

TABLA 148
PROPIEDADES FÍSICAS CORRELACIONADAS.

	Dureza (Shore A)		
	50	60	701
Módulo de corte a 23°C [MPa]	0.66 – 0.90	0.90 – 1.38	1.38 – 2.07
Flecha por fluencia lenta a 25 años dividida por la flecha inicial	0.25	0.35	0.45
1 Solo para PEP, FGP, y apoyos elastoméricos reforzados con acero con una superficie deslizante de PTFE, o equivalente, encima del apoyo.			

Artículo 1171. REQUISITOS DE DISEÑO.

a) Alcance.

1. Los apoyos elastoméricos reforzados con acero se podrán diseñar de acuerdo con este artículo, en cuyo caso califican para los requisitos de ensayo apropiados para almohadillas elastoméricas. Para este propósito, se deberán tratar como FGP.
2. Las disposiciones para FGP aplican solamente a almohadillas donde la fibra de vidrio se coloca en capas dobles separadas **3 mm**.
3. Las propiedades físicas del neopreno y del caucho natural utilizado en estos apoyos deberán cumplir con AASHTO M 251, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto.

b) Tensiones de compresión.

1. En el estado límite de servicio, las tensiones promedio de compresión, σ_s y σ_L , en cualquier capa, deberán satisfacer:

- I. Para PEP:

$$\sigma_s \leq 1.0 G S$$

Ec. 971

- II. Para FGP:

$$\sigma_s \leq 1.25 G S_i$$

Ec. 972

Ec. 973

Y:

Y:

$$\sigma_s \leq 6.9 \text{ MPa}$$

Ec. 974

III. Para CDP:

$$\sigma_s \leq 20.7 \text{ MPa}$$

Ec. 975

Y:

$$\sigma_L \leq 13.8 \text{ MPa}$$

Ec. 976

Donde:

σ_s tensión promedio de compresión debida a la carga total de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en MPa.

S espesor de la i -ésima capa interna del elastómero, en m.

σ_L tensión promedio de compresión en el estado límite de servicio (factor de carga = 1.0) debida a la sobrecarga, en MPa.

2. En FGP, el valor utilizado de S_i se deberá basar en un espesor de capa h_{ri} , que iguale la mayor distancia entre los puntos medios de dos capas dobles de refuerzo de fibra de vidrio.
3. Para apoyos de elastómero reforzados con acero diseñados de acuerdo con las disposiciones de este artículo:

$$\sigma_s \leq 1.25 \text{ MPa}$$

Ec. 977

Y:

$$\sigma_L \leq 8.6 \text{ MPa}$$

Ec. 978

Donde el valor de S_i utilizado deberá ser el de una capa interna del apoyo.

4. Estos límites de tensión se podrán aumentar un **10 por ciento** cuando se prevenga la deformación por corte.
5. En FGP, el valor utilizado de S_i se deberá basar en un espesor de capa h_{ri} que iguale la mayor distancia entre puntos medios de dos capas dobles de refuerzo de fibra de vidrio.

c) Deformación por compresión.

1. En adición a las disposiciones del Artículo 1167f), también se deberá aplicar lo siguiente. En lugar de usar datos específicos del producto, la flecha por compresión del FGP se deberá tomar como **1.5 veces** la flecha estimada para apoyos reforzados con acero con el mismo factor de forma del Artículo 1167f).
2. La flecha por compresión bajo sobrecarga instantánea y carga permanente inicial del PEP o de una capa interna de un apoyo elastomérico reforzado con acero en el estado límite de servicio sin impacto no deberá exceder **0.09· h_{ri}** , donde h_{ri} es el espesor del PEP, o el espesor de una capa interna del apoyo elastomérico reforzado con acero, en m.

3. Para CDP, la deformación de compresión calculada, ϵ_s , se podrá tomar como:

Ec. 979

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_c}$$

Donde:

E_c rigidez uniaxial de compresión de la almohadilla de apoyo CDP. Se podrá tomar como **207 MPa** en lugar de datos de ensayos específicos de la almohadilla, en MPa.

σ_s tensión promedio de compresión debida a la carga total de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en MPa.

d) Corte.

1. El desplazamiento máximo horizontal de la superestructura se deberá calcular de acuerdo con el capítulo IV del presente título. La deformación máxima de corte de la almohadilla en el estado límite de servicio, Δ_s , se deberá tomar como el desplazamiento máximo horizontal de la superestructura, reducido para tener en cuenta la flexibilidad de la pila y modificado para los procedimientos de construcción. Si se utiliza una superficie de deslizamiento de baja fricción, Δ_s no necesita ser tomada mayor que la deformación correspondiente al deslizamiento inicial.

2. Se deberán aplicar las disposiciones del Artículo 1167b), excepto que la almohadilla se deberá diseñar como sigue:

- I. Para PEP, FGP y apoyos elastoméricos reforzados con acero:

Ec. 980

$$h_{rt} \geq 2 \Delta_s$$

- II. Para CDP:

Ec. 981

$$h_{rt} \geq 10 \Delta_s$$

Donde:

h_{rt} menor espesor total del elastómero o del apoyo, en m.

Δ_s deformación máxima total de corte del apoyo para las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en m.

3. El módulo de corte, G , del CDP para determinar la fuerza en el apoyo, del Artículo 1138, se podrá estimar conservadoramente como:

Ec. 982

$$G = 2 \sigma_s \geq 14 \text{ MPa}$$

Donde:

σ_s tensión promedio de compresión debida a la carga total de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en MPa.

a) Rotación.

1. **General.** Las disposiciones de estos artículos se deberán aplicar en el estado límite de servicio. Las rotaciones se deberán tomar como la suma máxima de los efectos de la falta inicial de paralelismo y la rotación subsecuente del extremo de la viga, debida a las cargas y a los movimientos impuestos. La tensión deberá ser la máxima tensión asociada con las condiciones de carga que inducen la rotación máxima.

2. **Rotación en apoyos tipo “Cotton-Duck Pad – CDP”.**

- I. La deformación máxima de compresión, debida a la combinación de compresión y rotación del CDP en el estado límite de servicio, ε_t , no deberá exceder: Ec. 983

$$\varepsilon_t = \varepsilon_c + \frac{\theta_s L}{2 t_p} < 0,20$$

Donde:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_s}{E_c}$$

Ec. 984

- II. La rotación máxima se deberá limitar a:

$$\theta_s \leq 0,80 \frac{2 t_p \varepsilon_c}{L}$$

Ec. 985

Y:

$$\theta_L \leq 0,20 \frac{2 t_p \varepsilon_c}{L}$$

Ec. 986

Donde:

E_c rigidez uniaxial de compresión de la almohadilla de apoyo CDP. Se podrá tomar como 207 MPa en lugar de datos de ensayos específicos de la almohadilla, en MPa.

L longitud de la almohadilla de apoyo CDP en el plano de la rotación, en m.

t_p espesor total de la almohadilla de CDP, en m.

ε_c deformación máxima uniaxial debida a compresión bajo la carga total de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2.

ε_t deformación máxima uniaxial debida a la combinación de compresión y rotación de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2.

σ_s tensión promedio de compresión debida a la carga total asociada con la rotación máxima de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en MPa.

θ_L rotación máxima de la almohadilla de CDP en el estado límite de servicio (factor de carga = 1.0) debido a la sobrecarga, en rad.

θ_S rotación máxima de la almohadilla de CDP de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2, en rad.

- b) Estabilidad.** Para garantizar la estabilidad, el espesor total de la almohadilla no deberá exceder el menor valor entre $L/3$, $W/3$, o $D/4$.

donde:

L dimensión en planta del apoyo, perpendicular al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje global longitudinal del puente), en m.

n Número de capas interiores de elastómero donde capas interiores se definen como aquellas capas que se hayan pegadas por ambos lados. Cuando el espesor de la capa exterior del elastómero es mayor a $\frac{1}{2}$ el espesor de las capas interiores, el parámetro n podrá ser incrementado en $\frac{1}{2}$ por cada capa de elastómero exterior

W dimensión en planta del apoyo, paralela al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje global transversal del puente), en m.

D diámetro de la almohadilla, en m.

- c) Refuerzo.**

1. El refuerzo en FGP deberá ser fibra de vidrio con una resistencia en cada dirección en planta de por lo menos $15170 \cdot h_{ri}$, en kN/m.

2. Para los fines de este artículo, si las capas de elastómero son de espesores diferentes, h_{ri} se deberá tomar como el espesor medio de las dos capas de elastómero adheridas al mismo refuerzo. Si el refuerzo de fibra de vidrio contiene agujeros, su resistencia se deberá aumentar sobre el valor mínimo aquí especificado en **dos veces** el ancho bruto dividido por el ancho neto.

3. El refuerzo para apoyos elastoméricos reforzados con acero, diseñado de acuerdo con las disposiciones de este artículo, deberá cumplir con los requisitos del Artículo 1167e).

- d) Disposiciones ante eventos sísmicos y otros eventos extremos.** Los apoyos de expansión diseñados de acuerdo con la sección 6 del capítulo VII del presente título se deberán proveer con anclajes adecuados resistentes a sismos y a otros eventos extremos para resistir las fuerzas horizontales en exceso de las toleradas por corte en la almohadilla, a menos que el apoyo se haya diseñado como un fusible o que se permita el daño irreparable. También se deberá aplicar las disposiciones del Artículo 1167g).

SECCIÓN 7 SUPERFICIES DESLIZANTES DE BRONCE O ALEACIÓN DE COBRE

Artículo 1172. MATERIALES.

- a) El bronce o aleación de cobre se podrá usar para:
1. Superficies deslizantes planas para dar cabida a movimientos de traslación,
 2. Superficies deslizantes curvas para dar cabida a traslación y rotación limitada, y
 3. Pasadores o cilindros para bujes de ejes de apoyos de balancines u otros apoyos con grandes rotaciones.
- b) Las superficies deslizantes o piezas fundidas de bronce deberán cumplir con AASHTO M 107 (ASTM B22) y se deberán hacer con Aleación C90500, C91100, o C86300, a menos que se especifique otra cosa. La superficie de unión deberá ser de acero estructural, con un valor de dureza Brinell de por lo menos **100 puntos** mayor a la del bronce.
- c) Los apoyos deslizantes de expansión de bronce o aleación de cobre se deberán evaluar para capacidad a corte y estabilidad bajo cargas laterales.
- d) La superficie de unión deberá estar hecha de acero y fabricada para ajustarse a la geometría de la superficie de bronce de manera que proporcione apoyo y contacto uniformes.

Artículo 1173. COEFICIENTE DE FRICCIÓN. El coeficiente de fricción se podrá determinar por medio de ensayos. En lugar de dichos datos de ensayos, el coeficiente de fricción de diseño se podrá tomar como *0.1* para componentes autolubricantes de bronce y *0.4* para otros tipos.

Artículo 1174. LÍMITE DE CARGA. El esfuerzo nominal de apoyo, debido a la combinación de carga permanente y sobrecarga en el estado límite de servicio, no deberá exceder los valores dados en la TABLA 149.

TABLA 149
ESFUERZO DEL APOYO EN EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

AASHTO M 107 (ASTM B22) Aleación de bronce	Esfuerzo del apoyo [MPa]
C90500 – Tipo 1	14
C91100 – Tipo 2	14
C86300 – Tipo 3	55

Artículo 1175. HOLGURAS Y SUPERFICIES DE UNIÓN. La superficie de unión deberá ser de acero, fabricada con precisión para ajustarse a la geometría de la superficie de bronce y proporcionar apoyo y contacto uniformes.

SECCIÓN 8 **APOYOS DE DISCO**

Artículo 1176. GENERAL.

- a) Las dimensiones de los elementos de un apoyo de disco deberán ser tales que, bajo la combinación más desfavorable de desplazamientos y rotaciones de diseño en el estado límite

de resistencia, no vaya a presentarse contacto severo entre los componentes metálicos, el cual impide ampliamente el desplazamiento o la rotación.

- b) El apoyo de disco se deberá diseñar para la rotación máxima de diseño en el estado límite de resistencia, θ_u , especificada en el Artículo 1108 b).
- c) Con el fin de establecer las fuerzas y las deformaciones impuestas sobre un apoyo de disco, el eje de rotación se podrá tomar en el plano horizontal, a la mitad de la altura del disco. El disco de uretano se deberá mantener en su sitio por medio de un dispositivo de ubicación efectiva.
- d) Se podrán utilizar anillos limitantes para confinar parcialmente el elastómero contra la expansión lateral. Podrán consistir en anillos de acero soldados a las placas superiores e inferiores o en una depresión circular en cada una de esas placas.
- e) Si se usa un anillo limitante, el espesor del anillo deberá ser, por lo menos, $0.03 \cdot D_d$, donde D_d es el diámetro del disco.

Artículo 1177. MATERIALES.

- a) El disco elastomérico deberá estar hecho de un compuesto basado en poliuretano, utilizando solamente materiales vírgenes. La dureza deberá estar entre **45** y **65** en la escala Shore **D**.
- b) Los componentes metálicos del apoyo deberán estar hechos de acero estructural que cumpla con AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grado 36, 50, o 50W o de acero inoxidable que cumpla con ASTM A240, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto.

Artículo 1178. DISCO ELASTOMÉRICO.

- a) El disco elastomérico se deberá mantener en su sitio por medio de un dispositivo de ubicación efectiva.
- b) En el estado límite de servicio, el disco se deberá diseñar para que:
 1. Su flecha instantánea bajo carga total no exceda el **10 por ciento** del espesor del disco sin esfuerzo, y la flecha adicional debida a la fluencia lenta no exceda el **8 por ciento** del espesor del disco sin esfuerzo;
 2. Los componentes del apoyo no se levanten entre ellos en ningún lugar; y
 3. La tensión promedio de compresión en el disco no exceda **34.5 MPa**. Si la superficie exterior del disco no es vertical, la tensión se deberá calcular utilizando la menor área en planta del disco.
- c) Si se usa una superficie deslizante de PTFE, los esfuerzos sobre dicha superficie deslizante de PTFE no deberán exceder los valores para los esfuerzos promedio y de borde dados en el Artículo 1153 para el estado límite de servicio. El efecto de los momentos inducidos por el disco de uretano se deberá incluir en el análisis de esfuerzos.

Artículo 1179. MECANISMO DE RESISTENCIA AL CORTE.

- a) En apoyos fijos y guiados, se deberá proporcionar un mecanismo de resistencia a corte para transmitir las fuerzas horizontales entre las placas de acero superior e inferior. Deberá ser

capaz de resistir una fuerza horizontal en cualquier dirección igual a la mayor entre la fuerza de corte de diseño en los estados límite de resistencia y de evento extremo o el **15 por ciento** de la carga vertical de diseño en el estado límite de servicio.

- b) La holgura horizontal de diseño entre los componentes superior e inferior del mecanismo de resistencia al corte no deberá exceder el valor para las barras guía dado en la sección 9 del capítulo VII del presente título.

Artículo 1180. PLACAS DE ACERO.

- a) Se deberán aplicar las disposiciones de los Capítulos 3, 4 y 6, según corresponda.
- b) El espesor de cada una de las placas de acero superior e inferior no deberá ser menor que $0.045 \cdot D_d$, donde D_d es el diámetro del disco, si está en contacto directo con una viga de acero o una placa de distribución, o $0.06 \cdot D_d$ si se apoya directamente sobre mortero u hormigón.

**SECCIÓN 9
GUÍAS Y RESTRICCIONES**

Artículo 1181. GENERAL. Se podrán usar guías para prevenir el movimiento en una dirección. Se podrá utilizar restricciones para permitir solamente el movimiento limitado en una o más direcciones. Las guías y las restricciones deberán ser de un material de baja fricción en sus superficies deslizantes de contacto.

Artículo 1182. CARGAS DE DISEÑO.

- a) Las guías o las restricciones se deberán diseñar en el estado límite de resistencia para:
 1. la fuerza horizontal de las combinaciones de carga de resistencia aplicables de la TABLA 2, pero no se deberá tomar menor que:
 2. el **15 por ciento** de la fuerza total vertical de las combinaciones de carga de servicio aplicables de la TABLA 2 que actúe sobre todos los apoyos del pórtico, dividida por el número de apoyos guiados en dicho pórtico.
- b) Las guías y las restricciones se deberán diseñar para las fuerzas sísmicas o de otros eventos extremos aplicables utilizando las combinaciones de carga del estado límite de evento extremo de la TABLA 2 y, en el caso de fuerza sísmica, las disposiciones de la sección 9 del capítulo X del título III.

Artículo 1183. MATERIALES.

- a) Para apoyos de acero, la guía o la restricción se deberán hacer con acero que cumpla con AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grados 36, 50, o 50W o acero inoxidable que cumpla con ASTM A240, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto. Para apoyos de aluminio, la guía podrá también ser de aluminio.
- b) El material de baja fricción de la interfaz deberá ser aprobado por el Proyectista Estructural.

Artículo 1184. REQUISITOS GEOMÉTRICOS. Las guías deberán ser paralelas, suficientemente largas para acomodar todo el desplazamiento de diseño del apoyo en la dirección del deslizamiento y, en la dirección restringida, deberán permitir un deslizamiento libre mínimo de 0.8 mm y máximo de 1.6 mm . Las

guías se deberán diseñar para evitar el bloqueo bajo todas las cargas y los desplazamientos de diseño, incluyendo la rotación.

Artículo 1185. BASES DE DISEÑO.

a) Localización de la carga.

1. Se deberá suponer que la fuerza horizontal, aplicada sobre la guía o la restricción, actúa en el baricentro del material de baja fricción de la interfaz. El diseño de la conexión, entre la guía o la restricción y el cuerpo del sistema de apoyo, deberá considerar tanto el corte como el momento de vuelco que se produce.
2. El diseño y el detalle de los componentes del apoyo que resisten las cargas laterales, incluyendo cargas sísmicas y de otros eventos extremos, determinadas como se especifica en el Artículo 1138, deberán proporcionar adecuada resistencia y ductilidad. Las barras guía y los anillos o tuercas de guarda en los extremos de los pasadores y dispositivos similares deberán ser diseñados para resistir todas las cargas impuestas o en su defecto se deberá proveer una trayectoria de carga alternativa que funcione antes de que el movimiento relativo entre la subestructura y la superestructura sea excesivo.

b) **Esfuerzo de contacto.** El esfuerzo de contacto sobre el material de baja fricción no deberá exceder el recomendado por el fabricante. Para PTFE, los esfuerzos en el estado límite de servicio no deberán exceder los especificados en la TABLA 145 para carga sostenida o **1.25 veces** los esfuerzos para cargas de corta duración.

c) **Fijación del material de baja fricción.** El material de baja fricción se deberá fijar por medio de, por lo menos, dos de los siguientes tres métodos:

1. fijación mecánica,
2. adhesivo, y
3. entrelazado mecánico con el sustrato metálico.

**SECCIÓN 10
OTROS SISTEMAS DE APOYO**

Artículo 1186. OTROS SISTEMAS DE APOYO.

a) Se podrá también utilizar sistemas de apoyo hechos con componentes no especificados en las secciones 1 y 9 del capítulo VII del presente título, con la previa aprobación del Proyectista Estructural. Dichos apoyos deberán ser adecuados para resistir las fuerzas y las deformaciones impuestas sobre ellos en los estados límite de servicio y de resistencia sin daño del material y sin inducir deformaciones perjudiciales a su funcionamiento apropiado. En el estado límite de evento extremo, el Propietario podrá permitir apoyos que se diseñen para actuar como fusibles o para sufrir daños irreparables, siempre y cuando se evite la pérdida del tramo.

b) Las dimensiones del apoyo se escogerán para proporcionar movimientos adecuados en todo momento. Los materiales tendrán suficiente resistencia, rigidez, y resistencia a la fluencia lenta y al deterioro para asegurar el funcionamiento apropiado del apoyo a lo largo de la vida de diseño del puente.

- c) El Proyectista Estructural determinará los ensayos que el apoyo deberá satisfacer. Los ensayos se diseñarán para demostrar cualquier debilidad potencial en el sistema bajo carga individual de compresión, corte, rotación o combinaciones de las mismas. Se requerirán ensayos bajo carga sostenida y carga cíclica.

CAPÍTULO VIII PLACAS DE CARGA Y ANCLAJES PARA APOYOS

SECCIÓN 1 PLACAS PARA DISTRIBUCIÓN DE CARGA

Artículo 1187. PLACAS PARA DISTRIBUCIÓN DE CARGA.

- a) El apoyo, junto con cualquier placa adicional, se deberá diseñar de manera que:
1. el sistema combinado sea suficientemente rígido para prevenir distorsiones del apoyo que impedirían su funcionamiento apropiado cuando se someta a cargas en los estados límite de servicio y de resistencia, y cargas en el estado límite de evento extremo, cuando así se requiera;
 2. los esfuerzos impuestos sobre la estructura de apoyo satisfagan los límites especificados por el Proyectista Estructural y por los Capítulos 5 o 6; y
 3. el apoyo se pueda reemplazar dentro de los límites de altura de gateo especificados por el Proyectista Estructural sin dañar el apoyo, las placas de distribución, o a la estructura de apoyo. Si no hay límite establecido, se usará una altura de **9.5 mm**.
- b) La resistencia de los componentes de acero se deberá determinar de acuerdo con el Capítulo 6.
- c) En lugar de un análisis más refinado, se podrá suponer que la carga de un apoyo completamente soportado por un mortero de asiento se distribuye con una pendiente de **1.5:1**, horizontal a vertical, desde el borde del elemento más pequeño del apoyo que resiste la carga de compresión.
- d) El uso y el diseño de rigidizadores del apoyo sobre vigas de acero deberán cumplir con el Capítulo 6.
- e) Las conexiones de placas de solado y placas de base deberán ser adecuadas para resistir cargas laterales en el estado límite de resistencia. Estas conexiones también deberán ser adecuadas para resistir las máximas cargas sísmicas y cargas laterales de otros eventos extremos, a menos que los apoyos se diseñen para actuar como fusibles o para sufrir daños irreparables. Las placas de solado se deberán extender para permitir los insertos de los bulones de anclaje, cuando se requieran.

SECCIÓN 2 PLACAS DE ESPESOR VARIABLE

Artículo 1188. PLACAS DE ESPESOR VARIABLE. Cuando bajo la carga permanente completa a la temperatura media anual para el sitio del puente (en el estado límite de servicio con todos los factores iguales a 1.0), la inclinación de la cara inferior de la viga con respecto a la horizontal excede 0.01 rad , se deberá utilizar una placa de espesor variable, con el fin de proporcionar una superficie nivelada.

SECCIÓN 3 ACLAJE Y BULONES DE ANCLAJE

Artículo 1189. GENERAL.

- a) Todas las placas de distribución de carga y apoyos con placas de acero externas deberán estar extremadamente aseguradas a sus elementos asociados de la superestructura o subestructura por medio de bulones o de soldadura.
- b) Todas las vigas deberán estar extremadamente aseguradas a los apoyos de soporte por medio de una conexión que pueda resistir las fuerzas horizontales que se le puedan imponer, a menos que se permita el funcionamiento tipo fusible o el daño irreparable en el estado límite de evento extremo. No se deberá permitir la separación de los componentes del apoyo en el estado límite de resistencia. Las conexiones deberán resistir la combinación más desfavorable de cargas en el estado límite de resistencia y se deberán instalar donde se considere necesario para prevenir la separación.
- c) Los reticulados, vigas, y vigas laminadas se deberán anclar de forma segura a la subestructura. Cuando sea posible, los bulones de anclaje se deberán colocar directamente en el hormigón de la subestructura, de lo contrario éstos se podrán anclar por inyección de pasta de cemento en el lugar. Los bulones de anclaje podrán ser con hendiduras o roscados para asegurar un agarre satisfactorio contra el material utilizado para embeberlos en los huecos.
- d) La resistencia de los bulones de anclaje deberá ser adecuada para las cargas en el estado límite de resistencia y para las cargas máximas en el estado límite de evento extremo, a menos que los apoyos se diseñen para actuar como fusibles o para sufrir daños irreparables.
- e) La resistencia a tracción de los bulones de anclaje se deberá determinar como se especifica en el Artículo 581b).
- f) La resistencia al corte de los bulones de anclaje y de los pasadores se deberá determinar como se especifica en el Artículo 583.
- g) La resistencia de los bulones de anclaje a corte y tracción, combinadas, se deberá determinar como se especifica en el Artículo 582.
- h) La resistencia al aplastamiento del hormigón se deberá tomar como se especifica en la sección 5 del capítulo VII del título V. El factor de modificación, m , se deberá basar en un esfuerzo de aplastamiento no distribuido uniformemente.

Artículo 1190. EVENTOS SÍSMICOS Y OTROS EVENTOS EXTREMOS – REQUISITOS DE DISEÑO Y DETALLADO. Se deberán proporcionar suficientes refuerzos alrededor de los bulones de anclaje para desarrollar el nivel de fuerzas horizontales consideradas en el estado límite de evento extremo y anclarlos en la masa del elemento de la subestructura. Se deberán identificar las superficies potenciales de fisuración del hormigón al lado de los anclajes del apoyo y se deberá evaluar su capacidad de fricción de corte, según sea necesario.

CAPÍTULO IX PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Artículo 1191. PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN. Todas las partes expuestas del acero de los apoyos, que no sean de acero inoxidable, se deberán proteger contra la corrosión mediante metalización de zinc, galvanizado por inmersión en caliente, o un sistema de pintura aprobado por el Proyectista Estructural. Se podrá utilizar una combinación de metalizado de zinc, o galvanizado por inmersión en caliente, y un sistema de pintura.

TÍTULO XIII REFERENCIAS

Ahlskog, J. 2000. "Vibration and Deflection Criteria for Lightweight Decks Designed Using the LRFD Code." Actualmente en proceso de publicación.

AISC. 1963. *Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Baker, T. H. 1991. *Volume I, Plate Stiffness Constants for Concrete Filled Steel Grid Decks, Static and Fatigue Strength Determination of Design Properties for Grid Bridge Decks*, Research Report ST -9, Department of Civil Engineering, University of Pittsburgh, Pittsburgh, P A.

Bieschke, L. A., and R. E. Klingner. 1982. *The Effect of Transverse Strand Extensions on the Behavior of Precast Prestressed Panel Bridges*, FHWAJTX -82/18-303-1F. Federal Highway Administration, Washington, DC, University of Texas, Austin, TX.

Buth, E., H. L. Furr, and H. L. Jones. 1992. *Evaluation of a Prestressed Panel, Cast-in-Place Bridge*, TTI-2-5-70-145-3. Texas Transportation Institute, College Station, TX.

Connor, R. 1 2002. "A Comparison of the In-service Response of an Orthotropic Steel Deck with Laboratory Studies and Design Assumptions." Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA, May 2002.

Csagoly, P. F. 1979. *Design of Thin Concrete Deck Slabs by the Ontario Highway Bridge Design Code*. Ministry of Transportation of Ontario, Downsview, Ontario, Canada.

Csagoly, P. F., and J.M. Lybas. 1989. "Advanced Design Method for Concrete Bridge Deck Slabs," *Concrete International*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 11, No. 5, May 1989, pp. 53-64.

Csagoly, P. F., and W. N. Nickas. 1987. "Florida Bulb-Tee and Double-Tee Beams," *Concrete International*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 9, No. 11, Nov. 1987, pp. 18-23.

Csagoly, P. F., and R. J. Taylor. 1979. *A Development Program for Wood Highway Bridges*. Ministry of Transportation of Ontario, Downsview, Ontario, Canada.

Daniels, J., and R. Slutter. 1985. *Behavior of Modular Unfilled Composite Steel Grid Bridge Deck Panels*, Report No. 200.84.795.1, Lehigh University, Bethlehem, PA, January 1985.

Darlow, M., and N. Bettigole. 1989. "Instrumentation and Testing of Bridge Rehabilitated with Exodermic Deck," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 115, No. 10, October 1989, pp. 2461-2480.

deV Batchelor, B., K. V. Dalen, T. Morrison, and R. J. Taylor. 1981. *Structural Characteristics of Red-Pine and Hem-Fir in Prestressed Laminated Wood Bridge Decks*. Queens University, Ontario, Canada.

deV Batchelor, B., B. E. Hewitt, and P. F. Csagoly. 1978. "Investigation of the Fatigue Strength of Deck Slabs of Composite Steel/Concrete Bridges." En *Transportation Research Record* 664. TRB, National Research Council, Washington, DC.

DiCesare, A., and J. Pensiero. 1992. *Bridge Analysis Report: High Street Bridge over Metro-North Railroad, Dobbs Ferry*. BIN 2265160, M.G. McLaren, P.C., West Nyack, NY, Julio 1992.

ECSC. 1995. "Measurements and Interpretations of Dynamic Loads and Bridges." *Phase 4: Fatigue Strength of Steel Bridges*. Informe Común, editado por A. Bruls. Bruselas, Belgica, Sept. 1995, Anexo F.

Fang, K. 1. 1985. "Behavior of Ontario- Type Bridge Deck on Steel Girders." Tesis Doctoral. University of Texas, Austin, TX, Dic. 1985.

Fang, K. I., J. Worley, N. H. Burns, and R. E. Klingner. 1990. "Behavior of Isotropic Reinforced Concrete Bridge Decks on Steel Girders," *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 116, No. 3, Marzo 1990, pp. 659-678.

Gangarao, H. V. S., P. R. Raju, and R. Kannekanti. 1993. "Final Report: Static and Fatigue Behavior of Filled and Unfilled Composite Steel Grid Bridge Decks", Volumen III Report CFC92-150. West Virginia University, Constructed Facilities Center, Morgantown, WV, Dic. 1993.

Gangarao, H. V. S., P. R. Raju, and N. R. Koppula. 1992. "Behavior of Concrete-Filled Steel Grid Decks." En *Transportation Research Record* 1371. TRB, National Research Council, Washington, DC.

Hays, C. O., J. M. Lybas, y S.O. Guevara. 1989. *Test of Punching Shear Strength of Lightly Reinforced Orthotropic Bridge Decks*. University of Florida, Gainesville, FL.

Hewitt, B. E., and B. deV Batchelor. 1975. "Punching Shear Strength of Restraint Slabs," *Journal of the Structural Division*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 101, No. ST9, pp. 1837-1853.

Higgins, C. "LRFD Orthotropic Plate Model for Determining Live Load Moments in Concrete Filled Grid Bridge Decks," *Journal of Bridge Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Enero/Febrero 2003, pp. 20-28.

Higgins, C. "LRFD Compatible Orthotropic Plate Model for Estimating Deflections in Concrete Filled Grid Bridge Decks." Actualmente en proceso de publicación.

Higgins, C., and H. Mitchell. 1997. *Tests of a Revised Exodermic Bridge Deck Design*, Report No. 97-16. Clarkson University, Potsdam, NY.

Higgins, C. 1998. *Fatigue Tests of a Revised Exodermic Bridge Deck Design*, Report No. 98-12. Clarkson University, Potsdam, NY.

_____. 2001. "Behavior of Composite Bridge Decks with Alternative Shear Connectors," *Journal of Bridge Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 6, No. 1, Enero/Febrero 2001, pp. 17-22.

Highway Engineering Division. 1991. *Ontario Highway Bridge Design Code*. Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, Toronto, Canada.

Holowka, M., R. A. Dorton, and P. F. Csagoly. 1980. *Punching Shear Strength of Restrained Circular Slabs*. Ministry of Transportation and Communication, Downsview, Ontario, Canada.

Kim, K. H., J. M. Domingues, R. E. Klingner, and N. H. Burns. 1988. *Behavior of Ontario-Type Bridge Decks on Steel Girders*. University of Texas, Austin, TX.

Klippstein, Karl H. 1993. Volumen III, *Fatigue Tests and Stain Measurements on Grid Decks*. University of Pittsburgh and Western Pennsylvania Advanced Technology Center, IKG Industries.

Mangelsdorf, C. P. 1991. Volume II, *Plate Stiffness Summary and Strain Measurements on Grid Decks, Static and Fatigue Strength Determination of Design Properties for Grid Bridge Decks*, Research Report ST-10. Department of Civil Engineering, University of Pittsburgh, Pittsburgh, PA, Dic. 1991.

_____. 1996. *Volume IV, Summary and Final Report, Static and Fatigue Strength Determination of Design Properties for Grid Bridge Decks*. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Pittsburgh, Pittsburgh, PA, Enero, 1996.

McLean, D. and M. Marsh. 1988. *National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 266, "Dynamic Impact Factors for Bridges,"* TRB, National Research Council, Washington, D.C.

Menzemer, C., A. Hinkle, and G. Nordmark. 1987. "Aluminum Orthotropic Bridge Deck Verifications." *Presentado en Materials and Member Behavior, American Society of Civil Engineers, Structures Congress, Orlando, FL, Agosto 17-20, 1987, pp. 298-305.*

Ritter, M. A. 1990. *Timber Bridges, Design; Construction, Inspection and Maintenance, EM7700-B*. U.S. Forest Service, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

Sexsmith, R. G., P. D. Boyle, B. Rovner, y R. A. Abbott. 1979. *Load Sharing in Vertically Laminated, Post-Tensioned Bridge Decks*. Forintek Canada Corporation, Vancouver, British Columbia, Canada, Abril 1979.

Troitsky, M. S. 1987. *Orthotropic Bridges: Theory and Design, 2ª ed.* Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, OH.

Wolchuk, R. 1964. *Steel Deck Bridges with Long Rib Spans*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Febrero 1964.

_____. 1990. "Lessons from Weld Cracks in Orthotropic Decks on Three European Bridges," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 117, No. 1, Enero 1990, pp. 75-84.

_____. 1999. "Steel Orthotropic Decks-Developments in the 1990's." *In Transportation Research Record 1688*. TRB, National Research Council, Washington, DC.

Wolchuk, R. and A. Ostapenko. 1992. "Secondary Stresses in Closed Orthotropic Deck Ribs at Floor Beams," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 118, No. 2, Feb. 1992, pp. 582-595.

AASHTO 1.3.

AASHTO. 2010. *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Third Edition with Interims, LRFDCONS-3-M*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011 *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, Second Edition, LRFDSEIS-2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. *The Manual for Bridge Evaluation*, Second Edition with Interim, MBE-2-M. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing*, 31th Edition, HM-31. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

Frangopol, D. M., and R. Nakib. 1991. "Redundancy in Highway Bridges." *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 28, No. 1, pp. 45-50.

Mertz, D. 2009. "Quantification of Structural Safety of Highway Bridges" (white paper), *Annual Probability of Failure*. Internal communication.

Nowak, A., and K. R. Collins. 2000. *Reliability of Structures*. McGraw-Hill Companies, Inc., New York, NY.

AASHTO 5.15.

AASHTO. 1989. *Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges*, First Edition, GSCB-1. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 1999. *Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges*, Second Edition, GSCB-2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2001.

AASHTO. 2002. *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17th Edition, HB-17. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing*, 31 st Edition, HM - 31. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

Abdalla, O. A., J. A. Ramirez, and R. H. Lee. 1993. Strand Debonding in Pretensioned Beams-Precast Prestressed Concrete Bridge Girders with Debonded Strands=Continuity Issues, FHWA IINDOT/JHRP-92-94. Joint Highway Research Project, Indiana Department of Transportation|Purdue University, West Lafayette, IN, June 1993.

ACI. 1989. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*. American Concrete Institute 318R -89. American Concrete Institute, Detroit, MI.

ACI. 1994. *Detailing Manual*. Publication SP-66. American Concrete Institute, Detroit, MI.

ACI. 1999. *Building Code Requirements for Structural Concrete*. 318-99 and Commentary. 318R-99. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI. 2002. *Building Code* 318-02. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 201. 1992. *Durability of Concrete*. ACI SP-131. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 207. 1973. Manual of Concrete Practice. ACI 207.2R73, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 209. 1982. Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures. ACI 209R-82. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 215. 1992. Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading. ACI 215R-92. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI. Reapproved in 1997.

ACI Committee 222. 1987. Corrosion of Metals in Concrete. ACI 222R-85. American Concrete Institute, Detroit, MI.

ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08), ACI, Farmington Hills, MI, 2008.

ACI Committee 350. 1989. Environmental Engineering Concrete Structures. ACI 350R-89. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, p. 24.

ACI Committee 363. 1992. State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete. ACI 363R-92. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 439. 1991. Mechanical Connections of Reinforcing Bars. ACI 439.3R. Vol. 88, No. 2, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 222-239.

Al-Omaishi, N. 2001. Prestress Losses in High Strength Pretensioned Concrete Bridge Girders. Ph.D. dissertation, University of Nebraska-Lincoln, December 2001.

Amom, W., Bowers, A. Girgis, and M. K. Tadros. "Fatigue of Deformed Welded-Wire Reinforcement," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 52, No. 1, pp. 106-120.

Anderson, A. R. 1973. "Stretched-Out AASHTO-PCI Beams Types III and IV for Longer Span Highway Bridges," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 18, No. 5, September-October 1973.

ASCE. 1999. "A Direct Solution for Elastic Prestress Loss in Pretensioned Concrete Girders," Practice Periodical on Structural Design and Construction. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, November 1999.

Bae, S., and O. Bayrak, 2003. "Stress Block Parameters for High Strength Concrete Members," ACI Structural Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 100, No. 5, September-October 2003, pp. 626-636.

Bakhourn, M. M., O. Buyukozturk, and S. M. Beattie. 1989. "Structural Performance of Joints on Precast Concrete Segmental Bridges." MIT Research Report No. R89-26. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, November 1989.

Baran, E., A. E. Schultz, and C. E. French. 2005. "Analysis of the Flexural Strength of Prestressed Concrete Flanged Sections," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 50, No. 1, January-February 2005, pp. 74-93.

Base, G. D., J. B. Reed, A. W. Beeby, and H. P. J. Taylor. 1966. An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams, Research Report No. 18. Cement and Concrete Association, London, England, December 1966, p. 44.

Bayrak, O. 1999. "Seismic Performance of Rectilinearly Confined High-Strength Concrete Columns." Ph.D. dissertation, University of Toronto, Ontario, Canada, pp. 80-187.

- Bazant, Z. P., and F. H. Wittman, eds. 1982. Creep and Shrinkage in Concrete Structures. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Beaupre, R. L, L. C. Powell, 1 E. Breen, and M. E. Kreger. 1988. "Deviation Saddle Behavior and Design for Externally Post-Tensioned Bridges," Research Report 365-2. Center for Transportation Research, July 1988.
- Beeby, A. W. 1983. "Cracking, Cover and Corrosion of Reinforcement," Concrete International: Design and Construction. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 5, No. 2, February 1983, pp. 34-40.
- Bentz, E. C. and M. P. Collins. 2006. "Development of the 2004 CSA A23.3 Shear Provisions for Reinforced Concrete," Canadian Journal of Civil Engineering. NRC Research Press, Ottawa, ON, Canada, Vol. 33, No. 5, May 2006, pp. 521-534.
- Bentz, E. c., F. J. Vecchio, and M. P. Collins. 2006. "The Simplified MCFT for Calculating the Shear Strength of Reinforced Concrete Elements," ACI Structural Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol, 103, No. 4, July-August 2006, pp. 614-624.
- Breen, IE., O. Burdet, C. Roberts, D. Sanders, and G. Wollmann. 1994. Anchorage Zone Reinforcement for Post-Tensioned Concrete Girders, NCHRP Report 356. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- Breen, IE., and S. Kashima. 1991. "Verification of Load Distribution and Strength of Segmental Post-Tensioned Concrete Bridges," Engineering Structures. Yol. 13, No. 2.
- Bruce, R. N., H. G. Russell, and J. 1. Roller. 2003. Fatigue and Shear Behavior of HPC Bulb-Tee Girders, FHWA/LA 03/382. Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, LA. Interim reporto
- Bryant, Anthony A., and Chavatit Vadhanavikkit, 1987. "Creep Shrinkage-Size, and Age at Loading Effects," ACI Material Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, March-April 1987.
- Burdet, O. L. 1990. "Analysis and Design of Anchorage Zones in Post-Tensioned Concrete Bridges." Ph.D. diss. University of Texas, Austin, TX, May 1990.
- Castrodale, R. W., and C. D. White. 2004. "Extending Span Ranges of Precast, Prestressed Concrete Girders," NCHRP Report 517. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- CEE. 1990. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures. Comite Euro-International de Beton. Available from Lewis Brooks, 2 Blagdon Road, New Malden, Surrey, KT3 4AD, England.
- Collins, M. P., and D. Mitchell. 1991. Prestressed Concrete Structures. Prentice Hall: Englewood Cliffs, NI
- Collins, M. P, D. Mitchell, P. E. Adebar, and F. I. Vecchio. 1996. "A General Shear Design Method," ACI Structural Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Yol. 93, No. 1, pp. 36--45.
- CRSI. Manual of Standard Practice. Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 60195.
- CSA. 2004. Design of Concrete Structures, CSA A23.3-04. Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.

DeCassio, R. D., and C. P. Siess. 1960. "Behavior and Strength in Shear of Beams and Frames without Web Reinforcement," ACI Proceedings. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 56, February 1960.

Destefano, R. L., I. Evans, M. K. Tadros, and C. Sun. 2003. "Flexural Crack Control in Concrete Bridge Structures." PCI Convention, October 19, 2003.

FHWA. 1998. A New Development Length Equation for Pretensioned Strands in Bridge Beams and PUs, FHWA-RD-98-116. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, December 1998.

FHWA. 2006. Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures, Part I-Bridges, FHWA-HRT-06-032. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington DC.

Frantz G. c., and J. E. Breen. 1980. "Design Proposal for Side Face Crack Control Reinforcement for Large Reinforced Concrete Beams." Concrete International: Design and Construction, Vol, 2, No. 10, October 1980, pp. 29-34.

Frosch, R. J. 2001. "Flexural Crack Control in Reinforced Concrete," Design and Construction Practices to Mitigate Cracking, SP-204. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 135-154.

Fung, G., R. F. LeBeau, E. D., Klein, I. Belvedere, and A. G. Goldschmidt. 1971. Field Investigation of Bridge Damage in the San Fernando Earthquake. Bridge Department, Division of Highways, California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Gergely, P., and L. A. Lutz. 1968. "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members." In Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete, SP-20. American Concrete Institute, Detroit, MI, pp. 87-117.

Ghali, A., and R. Favre. 1968. Concrete Structures, Stress es, and Deformations. Chapman Hall: London, England, Apéndice A.

Girgis, A., e. Sun, and M. K. Tadros. 2002. "Flexural Strength of Continuous Bridge Girders-Avoiding the Penalty in the AASHTO LRFD Specifications," Open Forum: Problems and Solutions, PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 47, No. 4, July-August 2002, pp. 138-141.

Griezic, A., W. D. Cook, and D. Mitchell. 1994. "Tests to Determine Performance of Deformed Welded Wire Fabric Stirrups," ACI Structural Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 91, No. 2, March-April 1994, pp. 211-220.

Guyon, Y. 1953. Prestressed Concrete. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

Halvorsen, G. T. 1987. "Code Requirements for Crack Control." In Proc. of the Lewis H Tuthill International Symposium on Concrete and Concrete Construction. SPI04-I5. 84-AB. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

Hamad, B. S., J. O. Jirsa, and N. I. D'Abreu. 1990. Effect of Epoxy Coating on Bond and Anchorage of Reinforcement in Concrete Structures, Research Project 1181-1F. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX, December 1990, p. 242.

Hawkins, N. M., and D. A. Kuchma. 2006. Simplified Shear Design of Structural Concrete Members, NCHRP Report 549. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC. Available online at http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_w78.pdf.

Hawkins, N. M., and D. A. Kuchma. 2007. Application of LRFD Bridge Design Specifications to High-Strength Structural Concrete: Shear Provisions, NCHRP Report 579, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC. Available online at http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_579.pdf.

Hawkins, N. M., D. A. Kuchma, R. F. Mast, M. L. Marsh, and K. H. Reineck. 2005. Simplified Shear Design of Structural Concrete Members, NCHRP Report XXI. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Hawkins, N. M., D. A. Kuchma, H. G. Russell, G. I. Klein, and N. S. Anderson. 2006. Application of the LRFD Bridge Design Specifications to High-Strength Structural Concrete: Shear Provisions, NCHRP Report XX2. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Highway Engineering Division. 1991. Ontario Highway Bridge Design Code. Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, Toronto, ON.

Hofbeck, I. A., I. O. Ibrahim, and A. H. Mattock. 1969. "Shear Transfer in Reinforced Concrete," ACI Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 66, No. 2, February 1969, pp. 119-128.

Hognestad, E. 1991. "Design Considerations for Service Life," Concrete International: Design and Construction. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 13, No. 3, March 1991, pp. 57-60.

Holombo, Jay y otros. LRFD Minimum Flexural Reinforcement Requirements, NCHRP Web-Only Document 149. Transportation Research Board, 2009.

Huo, X. S., N. Al-Omaishi, and M. K. Tadros. 2001. "Creep, Shrinkage, and Modulus of Elasticity of High Performance Concrete," ACI Materials Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 98, No. 6, November-December 2001, pp. 440-449.

Ibrahim, H. H. H., and J. G. MacGregor. 1996. "Tests of Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Columns," ACI Structural Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 93, No. 5, September-October 1996, pp. 585-594.

Jirsa, J. O. 1979. "Applicability to Bridges of Experimental Seismic Test Results Performed on Subassemblages of Buildings." In Proc. of a Workshop on the Earthquake Resistance of Highway Bridges. Applied Technology Council, Berkeley, CA, January 1979.

Jongpitakseel, N., J. Bowers, W. Amornrattanepong, and M. K. Tadros. 2004. Development of Fatigue Limit Formula for Deformed Welded Wire Reinforcement (WWR), 2004 Concrete Bridge Conference Paper #79. National Concrete Bridge Council, Charlotte, NC.

Kaar, P. H. 1966. "High-Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges," Journal PCA Research and Development Laboratories. Portland Cement Association, Skokie, IL, Vol. 8, No. 2, May 1966, pp. 2-12. Reprinted as Development Department Bulletin D106.

Kaar, P. H., L. B. Kriz, and E. Hognestad. 1961. "Precast-Prestressed Concrete Bridges, 6. Test of Half-Scale Highway Bridge Continuous over Two Spans," Journal of the PCA Research and Development Laboratories. Vol. 3, No. 3, Sept. 1961, pp. 30-70. Also reprinted as PCA Bulletin, D51.

Ketchum, M. A. 1986. Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges, Report No. UCB/SESM-86/07. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA, May 1986.

Khan, A. A., W. D. Cook, and D. Mitchell. 1996. "Tensile Strength of Low, Medium, and High-Strength Concretes at Early Ages," *ACI Materials Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 93, No. 5, September- October 1996, pp. 487-493.

Kordina, K., and V. Weber. 1984. "Einfluss der Ausbildung unbewehrter Pressfugen auf die Tragfähigkeit von schräger Druckstreben in den Stegen von Segmentbauteilen." In *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Heft 350, Berlin, Germany.

Koseki, K., and J. E. Breen. 1983. *Exploratory Study of Shear Strength of Joints for Precast Segmental Bridges*, Research Report 258-1. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX, September 1983.

Lehman, D. y otros. 2001. "Repair of Severely Damaged Bridge Columns," *ACI Structural Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 98, No. 2, March 2001, pp. 233-242.

Leonhardt, F. 1964. *Prestressed Concrete, Design, and Construction*. Wilhelm Ernest and Sohn: Berlin.

Leonhardt, F. 1987. "Cracks and Crack Control in Concrete Structures." In *JABSE Proceedings*. P109/87, International Association for Bridge and Structural Engineers, Zurich, Switzerland, pp. 25-44.

Loov, R. E. 1988. "A General Equation for the Steel Stress for Bonded Prestressed Tendons," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 33, No. 6, November-December 1988, pp. 108-137.

Loov, R. E., and A. K. Patnaik. 1994. "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface." *PCI Journal*, Vol. 39, No. 1, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, January-February 1994, pp. 48-69. See also "Reader Comments," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 39, No. 5, September-October 1994, pp. 106-109.

Lwin, M., and B. Khaleghi. 1997. "Time-Dependent Prestress Losses in Prestressed Concrete Girders Built of High- Performance Concrete," *Transportation Research Record*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, No. 1594.

Ma, Z., X. Huo, M. K. Tadros, and M. Baishya. 1998. "Restraint Moments in Precast Prestressed Concrete Continuous Bridges," *PCJ Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 43, No. 6, November-December 1998, pp. 40-56.

Ma, Z., M. K. Tadros, and M. Baishya. 2000. "Shear Behavior of Pretensioned High-Strength Concrete Bridge I-Girders," *ACI Structural Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 97, No. 1, January- February 2000, pp. 185-192.

MacGregor, R. J. G. 1989. "Evaluation of Strength and Ductility of the Three-Span Externally Post-Tensioned Box Girder Bridge Model." Ph.D. diss. University of Texas, Austin, TX, August 1989.

MacGregor, R. J. G., M. E. Kreger, and J. E. Breen. 1989. *Strength and Ductility of a Three-Span Externally Post-Tensioned Bridge Model*, Research Report 365-3F. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX, January 1989.

Mast, R. F. 1992. "Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members," *ACI Structural Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 89, No. 2, March-April 1992, pp. 185-199. See also discussions by R. K. Devalapura and M. K. Tadros, e. W. Dolan and J. V. Loscheider and closure to discussions in Vol. 89, No. 5, September-October 1992, pp. 591-593.

Mattock, A. H. 1961. "Precast-prestressed Concrete Bridges, 5. Creep and Shrinkage Studies," Journal of the PCA Research and Development Laboratories. Portland Cement Association, Skokie, IL, Vol. 3, No. 2, May 1961, pp. 32-66. Also reprinted as PCA Bulletin, D46.

Mattock, A. H. 1974. "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane." In Vol. 1, Shear in Reinforced Concrete. SP-42. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 17-42.

Mattock, A. H. 1987. "Anchorage of Stirrups in a Thin Cast-in-Place Topping," PCI Journal, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 32, No. 6, November-December 1987, pp. 70-85.

Mattock, A. H., L. B. Kriz, and E. Hognestad. 1961. "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," ACI Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 32, No. 8, February 1961, pp. 875-928.

MCEERIATC. 2003. Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Special Publication No. MCEER-03-SP03. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

McLean, D. 1., and e. L. Smith. 1997. Noncontact Lap Splices in Bridge Column-Shell Connections, WARD 417.1. Washington State Transportation Center (TRAe), Pullman, WA and Washington State University, Olympia, WA.

Menn, e. 1990. Prestressed Concrete Bridges. Birkhauser Verlag, Basel, Switzerland.

Miller, R. A., R. Castrodale, A. Mirmiran, and M. Hastak. 2004. Connection of Simple-Span Precast Concrete Girders for Continuity, NCHRP Report 519. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Mirmiran, A., S. Kulkarni, R. Castrodale, R. Miller, and M. Hastak. 2001. "Nonlinear Continuity Analysis of Precast, Prestressed Concrete Girders with Cast-in-Place Decks and Diaphragms," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 46, No. 5, September-October 2001, pp. 60-80.

Naaman, A. E. 1982. Prestressed Concrete Analysis and Design: Fundamentals. McGraw Hill, New York, NY, p. 670.

Naaman, A. E. 1985. "Partially Prestressed Concrete: Review and Recommendations," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 30, No. 6, November-December 1985, pp. 30-71.

Naaman, A. E. 1987. "Proposed Revisions to ACI Building Code and Commentary. ACI 318-83." Proposal to ACI Committee 423, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL. First draft March 1987.

Naaman, A. E. 1988. "Partially Prestressed Concrete: Design Methods and Proposed Code Recommendations." In Proc., International Conference on Partially Prestressed Concrete Structures. T. Javor, ed. Bratislava, Czechoslovakia, June 1988.

Naaman, A. E. 1989. "Discussion of Loov 1988," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 34, No. 6, November-December 1989, pp. 144-147.

AASHTO 6.17

AASHTO. 1991. Guide Specifications for Alternate Load Factor Design Procedures for Steel Beam Bridges Using Braced Compact Sections. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 1993. Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2002. Standard Specifications for Highway Bridges and Interim Specifications, 17th Edition, HB-17. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2003. Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges with Design Examples for I-Girder and Box-Girder Bridges, Fourth Edition, GHC-4. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2010. AASHTO LRFD. Guide Specifications for Seismic Isolation Design, Third Edition, GSID-3, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, Second Edition, LRFDSEIS-2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011a. The Manual for Bridge Evaluation, Second Edition, MBE-2-M. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2012. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition, LRFDUS-6, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO/AWS. 2010. Bridge Welding Code, BWC-6 (AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2010). American Association of State Highway and Transportation Officials and American Welding Society, Washington, DC.

AASHTO/NSBA Steel Bridge Collaboration. 2003. Guidelines for Design for Constructibility, G12.1, NSBAGDC- American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

ACI. 2008. Building Code Requirements for Structural Concrete, 318-08. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

AIS, 2010. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.

AISC. 1963. Manual of Steel Construction, Sixth Edition. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC. 1988. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Junio.

AISC. 1999. Load and Resistance Factor Design. LRFD Specification for Structural Steel Buildings and Commentary, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Diciembre 27, 1999.

AISC. 2001. Manual of Steel Construction—Load and Resistance Factor Design, Third Edition. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Noviembre.

AISC. 2009. Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts. Research Council on Structural Connections, disponible en el American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Diciembre 31, 2009.

AISC. 2010. Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC. 2010a. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC. 2011. Steel Construction Manual, 14th Edition. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISI. 1969. Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

AISI. 1975. The Development of AASHTO Fracture-Toughness Requirements for Bridge Steels. American Iron and Steel Institute, Washington, DC, Febrero.

ASCE. 1968. "Design of Hybrid Steel Beams." Joint ASCE–AASHTO Subcommittee on Hybrid Beams and Girders. Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, No. ST6., New York, NY.

ASCE. 1971. Plastic Design in Steel—A Guide and Commentary, Second Edition, ASCE Manual No. 41. American Society of Civil Engineers, New York, NY.

ASCE. 2000. Design of Latticed Steel Transmission Towers, ASCE 10-97. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Aslani, F. y S. C. Goel. 1991. "An Analytical Criteria for Buckling Strength of Built-up Compression Members," AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 28, No. 4,4th Qtr., 1991, pp. 159–168.

Astaneh-Asl, A., B. Bolt, K. M. McMullin, R. Donikian, D. Modjtahedi, y S. Cho. 1994. Seismic Performance of Steel Bridges During the 1994 Northridge Earthquake, Report UCB/CESTEEL-94/01. Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, Berkeley, CA.

Astaneh-Asl, A., y R. Donikian. 1995. Seismic Behavior and Design of Steel Bridges, Volume I—Response Modification Factor Based Design. American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

Astaneh-Asl, A., S. C. Goel, y R.D. Hanson. 1985. "Cyclic Out-of-Plane Buckling of Double Angle Bracing," Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 111, No. 5.

ASTM. 2001. Standard Specifications for Carbon and High-Strength Low-Alloy Structural Steel Shapes, Plates and Bars and Quenched-and-Tempered Alloy Structural Steel Plates for Bridges, ASTM A709/A709M – 01bε3. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

Bahrami, H., A. M. Itani, y I. G. Buckle. 2010. Guidelines for the Seismic Design of Ductile End Cross-Frames in Steel Girder Bridge Superstructures, Report No. CCEER 09-04. Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV.

Baldwin, J. W., H. J. Salame, y R. C. Duffield. 1987. Fatigue Test of a Three-Span Composite Highway Bridge, Report 73-1. Department of Civil Engineering, University of Missouri, Columbia, MO, Junio.

Barker, M. G., B. A. Hartnagel, C. G. Schilling, y B.E. Dishongh. 1997. Inelastic Design and Experimental Testing of Compact and Noncompact Steel Girder Bridges, Report 93-1. Missouri Cooperative Highway Research Program.

Barth, K. E., B. A. Hartnagel, D. W. White, y M. G. Barker. 2004. "Improved Simplified Inelastic Design of Steel I Girder Bridges," Journal of Bridge Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 9, No. 3.

Barth, K. E., D. W. White, J. E. Righman, y L. Yang. 2005. "Evaluation of Web Compactness Limits for Singly and Doubly Symmetric Steel I-Girders," Journal of Constructional Steel Research. Elsevier, Orlando, FL, Vol. 61, No. 10.

Basler, K. 1961. "Strength of Plate Girders in Shear," Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 87, No. ST7, Octubre , pp. 151–180.

Basler, K., y B. Thurlimann. 1961. "Strength of Plate Girders in Bending," Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 87, No. ST6, Agosto, pp. 153–181.

Basler, K., B. T. Yen, J. A. Mueller, y B. Thurlimann. 1960. "Web Buckling Tests on Welded Plate Girders," WRC Bulletin No. 64. Welding Research Council, New York, NY.

Birkemoe, P. C., y M. I. Gilmour. 1978. "Behavior of Bearing Critical Double-Angle Beam Connections," AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 15, No. 4, 4th Qtr., pp. 109–115.

Birkemoe, P. C., y D. C. Herrschaft. 1970. "Bolted Galvanized Bridges: Engineering Acceptance Near," Civil Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 40, No. 4, Abril, pp. 42–46.

Bleich, F. 1952. Buckling Strength of Metal Structures. McGraw–Hill, New York, NY.

Blodgett, O. W. 1982. Design of Welded Structures. The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, OH, pp. 4.4-1–4.4-7.

Boresi, A. P., O. M. Sidebottom, F.B. Seely, y J. O. Smith. 1978. Advanced Mechanics of Materials, Third Edition. John Wiley and Sons, New York, NY.

Brockenbrough, R. L. 1983. "Considerations in the Design of Bolted Joints for Weathering Steel," AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 20, 1st Qtr., pp. 40–45.

Brockenbrough, R. L., y B. G. Johnston. 1981. USS Steel Design Manual. United States Steel Corporation, Pittsburgh, PA.

Brown, J. D., D. J. Lubitz, Y. C. Cekov, y K. H. Frank. 2007. Evaluation of Influence of Hole Making Upon the Performance of Structural Steel Plates and Connections, Report No. FHWA/TX-07/0-4624-1. University of Texas at Austin, Austin, TX.

Bruneau, M., J. W. Wilson, y R. Tremblay. 1996. "Performance of Steel Bridges during the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake," Canadian Journal of Civil Engineering. National Research Council on Canada, Ottawa, ON, Canada, Vol. 23, No. 3, pp. 678–713.

California Department of Transportation (Caltrans). 2001. Seismic Design Criteria (Version 1.2). California Department of Transportation, Sacramento, CA.

California Department of Transportation (Caltrans). 2006. Seismic Design Criteria (Version 1.4). California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Carden, L. P., A. M. Itani, y I. G. Buckle. 2002. "Composite Action in Steel Girder Bridge Superstructures Subjected to Transverse Earthquake Loading," Transportation Research Record No. 1814. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Carden, L. P., A. M. Itani, y I. G. Buckle. 2005a. Seismic Load Path in Steel Girder Bridge Superstructures, Report No. CCEER 05-03. Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV.

- Carden, L. P., A. M. Itani, y I. G. Buckle. 2005b. Seismic Performance of Steel Girder Bridge Superstructures with Ductile End Cross-Frames and Seismic Isolation, Report No. CCEER 05-04. Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV.
- Carden, L. P., A. M. Itani, y I. G. Buckle. 2006. "Seismic Performance of Steel Girder Bridges with Ductile End Cross Frames Using Single Angle X Braces," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 132, No. 3, pp. 329–337.
- Carden, L. P., F. Garcia-Alvarez, A. M. Itani, y I. G. Buckle. 2006. "Cyclic Behavior of Single Angles for Ductile End Cross-Frames," *Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- Carskaddan, P. S. 1980. Autostress Design of Highway Bridges—Phase 3: Interior-Support-Model Test. Research Laboratory Report. United States Steel Corporation, Monroeville, PA, Febrero.
- Carskaddan, P. S., y C. G. Schilling. 1974. Lateral Buckling of Highway Bridge Girders, Research Laboratory Report 22-G-001 (019-3). United States Steel Corporation, Monroeville, PA.
- CEN. 1992. Eurocode 3: Design of Steel Structures, EN 1993-1-9. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, Part 1-9: Fatigue Strength.
- CEN. 2004. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, EN 1994-1-1. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, Part 1-1: General—Common Rules and Rules for Buildings.
- Chesson, E., N. L. Faustino, y W.H. Munse. 1965. "High-Strength Bolts Subjected to Tension and Shear," *Journal of the Structural Division*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 91, No. ST5, Octubre, pp. 55–180.
- Connor, R. J. y J. W. Fisher. 2004. Results of Field Measurements Made on the Prototype Orthotropic Deck on the Bronx-Whitestone Bridge—Final Report, ATLSS Report No. 04-03. Center for Advanced Technology for Large Structural Systems, Lehigh University, Bethlehem PA.
- Cooper, P. B. 1967. "Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders," *Journal of the Structural Division*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 93, ST2, Abril, pp. 419–451.
- Csagoly, P. F., B. Bakht, y A. Ma. 1975. Lateral Buckling of Pony Truss Bridges, R & D Branch Report RR-199. Ontario Ministry of Transportation and Communication, Downsview, Ontario, Canada, Octubre.
- Culver, C. G. 1972. Design Recommendations for Curved Highway Bridges, Final Report for PennDOT Research Project 68-32. Civil Engineering Department, Carnegie–Mellon University, Pittsburgh, PA, Junio.
- Dabrowski, R. 1968. Curved Thin-Walled Girders, Translation No. 144. Cement and Concrete Association, London, England, p. 12.
- Davidson, J. S., M. A. Keller, y C. H. Yoo. 1996. "Cross-Frame Spacing and Parametric Effects in Horizontally Curved I-Girder Bridges," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, Vol. 122, No. 9, Septiembre, New York, NY, pp. 1089–1096.
- Davisson, M. T., F. S. Manuel, y R. M. Armstrong. 1983. Allowable Stresses in Piles, FHWA/RD-83/059. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, Diciembre.
- Dexter, R. T., J. E. Tarquinio, y J.W. Fisher. 1994. Application of Hot Spot Stress Fatigue Analysis to Attachments on Flexible Plate. In Proc., 13th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. ASME, New York, NY, Vol. III, Material Engineering, pp. 85–92.

- Dicleli, M., y M. Bruneau. 1995a. "Seismic Performance of Multispan Simply Supported Slab-on-Girder Highway Bridges," *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 17, No. 1, pp. 4–14.
- Dicleli, M., y M. Bruneau. 1995b. "Seismic Performance of Simply Supported and Continuous Slab-on-Girder Steel Bridges," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 121, No. 10, pp. 1497–1506.
- Dowswell, B. 2002. "Lateral-Torsional Buckling of Wide Flange Cantilever Beams." *Proceedings of the 2002 Annual Stability Conference*. Structural Stability Research Council, University of Missouri, Rolla, MO, pp. 267–290.
- Douty, R. T., y W. McGuire. 1965. "High-Strength Bolted Moment Connections," *Journal of the Structural Division*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 91, No. ST2, Abril, pp. 101–128.
- Duan, L., M. Reno, y L. Lynch. 2000. "Section Properties for Latticed Members of San Francisco-Oakland Bay Bridges," *Journal of Bridge Engineering*. American Society of Civil Engineering, Reston, VA, Vol. 4, No. 2, Mayo, pp. 156–164.
- Duan, L., M. Reno, y C. M. Uang. 2002. "Effect of Compound Buckling on Compression Strength of Built-Up Members," *AISC Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 39, No. 1, 1st Qtr., 2002, pp. 30–37.
- Dubas, C. 1948. *A Contribution to the Buckling of Stiffened Plates*. IABSE Preliminary Publication. Third Congress, International Association for Bridge and Structural Engineers, Zurich, Switzerland.
- El Darwish, I. A., y B. G. Johnston. 1965. "Torsion of Structural Shapes," *Journal of the Structural Division*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 91, No. ST1, Febrero.
- Elgaaly, M., y R. Salkar. 1991. "Web Crippling Under Edge Loading," *Proceedings of AISC National Steel Construction Conference*. Washington, DC, pp. 7-1–7-21.
- Ellifritt, D. S., G. Wine, T. Sputo, y S. Samuel. 1992. "Flexural Strength of WT Sections," *Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 29, No. 2, 2nd Qtr.
- El-Tayem, A., y S. C. Goel. 1986. "Effective Length Factor for the Design of X-Bracing Systems," *AISC Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 23, No. 1, 1st Qtr.
- Fan Z., y T. A. Helwig. 1999. "Behavior of Steel Box Girders with Top Flange Bracing," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 125, No. 8, Agosto, pp. 829–837.
- FHWA. 1980. "Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges." FHWA-TS-80-205. Federal Highway Administration, Washington, DC.
- FHWA. 1989. *Technical Advisory on Uncoated Weathering Steel in Structures*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, Octubre .
- FHWA. 2012. *Manual for Design, Construction and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Fisher, J. W., J. Jin, D. C. Wagner, y B. T. Yen. 1990. *Distortion-Induced Fatigue Cracking in Steel Bridges*, NCHRP Report 336. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, Diciembre.

- Foehl, P. J. 1948. "Direct Method of Designing Single Angle Struts in Welded Trusses," Design Book for Welding. Lincoln Electric Company, Cleveland, OH.
- Frank, K. H., y J. W. Fisher. 1979. "Fatigue Strength of Fillet Welded Cruciform Joints," Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 105, No. ST9, Septiembre, pp. 1727–1740.
- Frank, K. H., y T. A. Helwig. 1995. "Buckling of Webs in Unsymmetric Plate Girders," AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 32, 2nd Qtr., pp. 43–53.
- Frank, K. H., y J. A. Yura. 1981. An Experimental Study of Bolted Shear Connections, FHWA/RD-81/148. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, Diciembre.
- Frost, R. W., y C. G. Schilling. 1964. "Behavior of Hybrid Beams Subjected to Static Loads," Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 90, No. ST3, Junio, pp. 55–88.
- Galambos, T. V., ed. 1998. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, Fifth Edition. Structural Stability Research Council, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Galambos, T. V. 2006. "Reliability of the Member Stability Criteria in the 2005 AISC Specification," Engineering Journal. AISC, Fourth Quarter, 257–265.
- Galambos, T. V., y J. Chapuis. 1980. LRFD Criteria for Composite Columns and Beam Columns. Revised draft. Washington University Department of Civil Engineering, St. Louis, MO, Diciembre.
- Galambos, T. V., R. T. León, C. E. French, M. G. Barker, y B. E. Dishongh. 1993. Inelastic Rating Procedures for Steel Beam and Girder Bridges, NCHRP Report 352, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- Gaylord, E.H. 1963. "Discussion of K. Basler 'Strength of Plate Girders in Shear,'" Transaction ASCE. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 128 No. II, pp. 712–719.
- Goldberg, J. E., y H. L. Leve. 1957. "Theory of Prismatic Folded Plate Structures," IABSE. International Association for Bridge and Structural Engineers, Zurich, Switzerland, Vol. 16, pp. 59–86.
- Graham, J. D., A. N. Sherbourne, R. N. Khabbaz, y C. D. Jensen. 1959. Welded Interior Beam-to-Column Connections. American Institute of Steel Construction, New York, NY.
- Grubb, M. A. 1993. "Review of Alternate Load Factor (Autostress) Design," Transportation Research Record 1380. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 45–48.
- Grubb, M. A., y R.E. Schmidt. 2012. Steel Bridge Design Handbook, Design Example 1: Three-Span Continuous Straight Composite Steel I-Girder Bridge, Publication No. FHWA-IF 12-052, Vol. 20, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, Noviembre, pp 155-160.
- Haaijer, G. 1981. "Simple Modeling Technique for Distortion Analysis for Steel Box Girders." Proceedings of the MSC/NASTRAN Conference on Finite Element Methods and Technology. MacNeal/Schwendler Corporation, Los Angeles, CA.
- Haaijer, G., P. S. Carskaddan, y M. A. Grubb. 1987. "Suggested Autostress Procedures for Load Factor Design of Steel Beam Bridges," AISI Bulletin. American Iron and Steel Institute, Washington, DC, No. 29, Abril.

Hafner, A., O. T. Turan, y T. Schumacher, 2012. "Experimental Tests of Truss Bridge Gusset Plates Connections with Sway-Buckling Response", *Journal of Bridge Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Hall, D. H., y C. H. Yoo. 1996. I-Girder Curvature Study. Interim Report, NCHRP Project 12-38. Submitted to NCHRP, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 1–72 (or see Appendix A of NCHRP Report 424, Improved Design Specifications for Horizontally Curved Steel Highway Bridges, pp. 49–74).

Hanshin Expressway Public Corporation and Steel Structure Study Subcommittee. 1988. Guidelines for the Design of Horizontally Curved Girder Bridges (Draft). Hanshin Expressway Public Corporation, Octubre , pp. 1–178.

Heins, C. P. 1975. Bending and Torsional Design in Structural Members. Lexington Books, D. C. Heath and Company, Lexington, MA, pp. 17–24.

Heins, C. P. 1978. "Box Girder Bridge Design—State of the Art." *AISC Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 4th Qrt., pp. 126–142.

Heins, C.P., y D. H. Hall. 1981. Designer's Guide to Steel Box-Girder Bridges, Booklet No. 3500, Bethlehem Steel Corporation, Bethlehem, PA, pp. 20–30.

Helwig, T. A., K. H. Frank, y J. A. Yura. 1997. "Lateral-Torsional Buckling of Singly Symmetric I-Beams," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 123, No. 9, pp. 1172– 1179.

Horne, M. R. y W. R. Grayson. 1983. "Parametric Finite Element Study of Transverse Stiffeners for Webs in Shear. Instability and Plastic Collapse of Steel Structures." In Proc., the Michael R. Horne Conference, L. J. Morris, ed., Granada Publishing, London, pp. 329–341.

Horne, M. R. y R. Narayanan. 1977. "Design of Axially Loaded Stiffened Plates," *ASCE Journal of the Structural Division*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 103, ST11, pp. 2243–2257.

Huhn, H., y G. Valtinat. 2004. "Bolted Connections with Hot Dip Galvanized Steel Members with Punched Holes." *Proceedings of the ECCS/AISC Workshop, Connections in Steel Structures V: Innovative Steel Connections*, Junio 3–5, 2004. European Convention for Constructional Steelwork/American Institute of Steel Construction, Amsterdam.

IIW. 2007. Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components, doc. XII-1965-03/XV-1127-03. International Institute of Welding, Paris, France.

Itani, A. M. 1995. Cross-Frame Effect on Seismic Behavior of Steel Plate Girder Bridges. In Proc., Annual Technical Session, Structural Stability Research Council, Kansas City, MO. University of Missouri, Rolla, MO.

Itani, A. M., M. A. Grubb, y E. V. Monzon. 2010. Proposed Seismic Provisions and Commentary for Steel Plate Girder Superstructures, Report No. CCEER 10-03. Center of Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV. With design examples.

Itani, A. M., y M. Reno. 1995. Seismic Design of Modern Steel Highway Connectors, In Proc., ASCE Structures Congress XIII, Boston, MA. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Itani, A. M., y P. P. Rimal. 1996. "Seismic Analysis and Design of Modern Steel Highway Bridges," *Earthquake Spectra*. Earthquake Engineering Research Institute, Volume 12, No. 2.

Itani, A. M., y H. Sedarat. 2000. Seismic Analysis and Design of the AISI LRFD Design Examples of Steel Highway Bridges, Report N. CCEER 00-08. Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV.

Johnson, D. L. 1985. "An Investigation into the Interaction of Flanges and Webs in Wide Flange Shapes." Proceedings SSRC Annual Technical Session, Cleveland, OH, Structural Stability Research Council, Gainesville, FL.

Johnston, B. G., y G. G. Kubo. 1941. Web Crippling at Seat Angle Supports, Fritz Engineering Laboratory, Report No. 192A2, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Johnston, S. B., y A. H. Mattock. 1967. "Lateral Distribution of Load in Composite Box Girder Bridges," Highway Research Record. Bridges and Structures, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, No. 167.

Jung, S. K., y D. W. White. 2006. "Shear Strength of Horizontally Curved Steel I-Girders—Finite Element Studies," Journal of Constructional Steel Research. Vol. 62, No. 4, pp. 329–342.

Kanchanalai, T. 1977. The Design and Behavior of Beam-Columns in Unbraced Steel Frames, AISI Project No. 189, Report No. 2. American Iron and Steel Institute, Washington, DC, Civil Engineering/Structures Research Lab, University of Texas, Austin, TX, Octubre .

Kaufmann, E. J., R. J. Connor, y J. W. Fisher. 2004. Failure Investigation of the SR 422 over the Schuylkill River Girder Fracture—Draft Final Report. ATLSS Engineering Research Center, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Keating, P. B., ed. 1990. Economical and Fatigue Resistant Steel Bridge Details, FHWA-H1-90-043. Federal Highway Administration, Washington, DC, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, Octubre .

Ketchum, M. S. 1920. The Design of Highway Bridges of Steel, Timber and Concrete. McGraw–Hill Book Company, New York, NY, pp. 1–548.

Kim, Y. D., S. K. Jung, y D. W. White. 2004. Transverse Stiffener Requirements in Straight and Horizontally Curved Steel I-Girders, Structural Engineering Report No. 36. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

Kitipornchai, S., y N. S. Trahair. 1980. "Buckling Properties of Monosymmetric I-Beams," Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 106, No. ST5, Mayo, pp. 941–957.

Kitipornchai, S., y N. S. Trahair. 1986. "Buckling of Monosymmetric I-Beams under Moment Gradient," Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 112, No. 4, pp. 781–799.

Kollbrunner, C., y K. Basler. 1966. Torsion in Structures. Springer–Verlag, New York, NY, pp. 19–21.

Kolstein, M. H. 2007. Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks, Ph.D. Dissertation, ISBN 978-90-9021933-2. Delft University of Technology. The Netherlands.

Kulak, G. L., y G. Y. Grondin. 2001. "AISC LRFD Rules for Block Shear—A Review" AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, Vol. 38, No. 4, Qtr. 4th, pp. 199–203.

Kulak, G. L., J. W. Fisher, y J. H. A. Struik. 1987. Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, Second Edition. John Wiley and Sons, Inc. New York, NY.

- Kulicki, J. M. 1983. "Load Factor Design of Truss Bridges with Applications to Greater New Orleans Bridge No. 2," Transportation Research Record 903. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- Lee, S. C., C. H. Yoo, y D. Y. Yoon. 2003. "New Design Rule for Intermediate Transverse Stiffeners Attached on Web Panels," Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 129, No. 12, pp. 1607–1614.
- Lew, H. S., y A. A. Toprac. 1968. Static Strength of Hybrid Plate Girders, SFRL Technical Report. University of Texas, Austin, TX.
- Lutz, L. A. 1992. "Critical Slenderness of Compression Members with Effective Lengths about Non-Principal Axes." Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting, Pittsburgh, PA, Structural Stability Research Council, University of Missouri, Rolla, MO.
- Lutz, L. A. 1996. "A Closer Examination of the Axial Capacity of Eccentrically Loaded Single Angle Struts," AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 33, No. 2, 2nd Qtr.
- Lutz, L. A. 1998. "Toward a Simplified Approach for the Design of Web Members in Trusses." Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting. Atlanta, GA, Structural Stability Research Council, University of Missouri, Rolla, MO, Septiembre 21–23.
- Lutz, L. A. 2006. "Evaluating Single Angle Compression Struts Using an Effective Slenderness Approach," AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 43, No. 4, 4th Qtr.
- Mahmoud, H. N., R. J. Connor, y J. W. Fisher. 2005. "Finite Element Investigation of the Fracture Potential of Highly Constrained Details," Journal of Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering. Blackwell Publishing, Inc., Malden, MA, Vol. 20.
- McDonald, G. S., y K. H. Frank. 2009. The Fatigue Performance of Angle Cross-Frame Members in Bridges, Ferguson Structural Engineering Laboratory Report FSEL No: 09-1. University of Texas at Austin, Austin, TX. McGuire, W. 1968. Steel Structures. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ.
- Mengelkoch, N. S., y J. A. Yura. 2002. "Single-Angle Compression Members Loaded Through One Leg," Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting. Seattle, WA, Structural Stability Research Council, University of Missouri, Rolla, MO, Abril 24–27.
- Moses, F., C. G. Schilling, y K. S. Raju. 1987. Fatigue Evaluation Procedures for Steel Bridges, NCHRP Report 299. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, Noviembre.
- Mouras, J. M., J. P. Sutton, K. H. Frank, y E. B. Williamson. 2008. The Tensile Capacity of Welded Shear Studs, Report 9-5498-R2. Center for Transportation Research at the University of Texas, Austin, TX.
- Mozer, J. y C. G. Culver. 1970. Horizontally Curved Highway Bridges: Stability of Curved Plate Girders, Report No. P1. Prepared for Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Agosto, p. 95.
- Mozer, J., R. Ohlson, y C. G. Culver. 1971. Horizontally Curved Highway Bridges: Stability of Curved Plate Girders, Report No. P2. Prepared for Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Septiembre, p. 121.
- MCEER y ATC. 2003. Recommended LRFD Guidelines for Seismic Design of Highway Bridges. Applied Technology Council / Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research Joint Venture, Redwood City, CA, Partes I y II.

Nair, R. S., P. C. Birkemoe, y W. H. Munse. 1974. "High-Strength Bolts Subjected to Tension and Prying," *Journal of the Structural Division*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 100, No. ST2, Febrero, pp. 351–372.

Nethercot, D. A., y N. S. Trahair. 1976. "Lateral Buckling Approximations for Elastic Beams," *The Structural Engineer*, Vol. 54, No. 6, pp. 197–204.

NCHRP. 2002. *Comprehensive Specification for the Seismic Design of Bridges*, NCHRP Report 472. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

NCHRP. 2006. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges*, Report NCHRP Project 20-07, Task 193. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

NHI. 2011. "Design Criteria for Arch and Cable Stayed Signature Bridges," Reference Manual for NHI Course No. 130096, FHWA-NHI-11-023. National Highway Institute, Federal Highways Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.

NSBA. 1996. "Composite Box Girder," *Highway Structures Design Handbook*, Second Edition. National Steel Bridge Alliance, Chicago, IL, Chapter II/7.

Ocel, J. M. 2013. *Guidelines for the Load and Resistance Factor Design and Rating of Welded, Riveted and Bolted Gusset-Plate Connections for Steel Bridges*, NCHRP Web-Only Document 197. Transportation Research Board, National Research Council. Washington DC.

Ollgaard, J. G., R. G. Slutter, y J.W. Fisher. 1971. "Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal Weight Concrete," *AISC Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 8, No. 2, Abril, p. 55.

Owen, D. R. J., K. C. Rockey, y M. Skaloud. 1970. *Ultimate Load Behavior of Longitudinally Reinforced Web Plates Subjected to Pure Bending*. IASBE Publications, Vol. 30-I, pp. 113–148.

Polyzois, D., y K. H. Frank. 1986. "Effect of Overspray and Incomplete Masking of Faying Surfaces on the Slip Resistance of Bolted Connections," *AISC Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 23, 2nd Qtr., pp. 65–69.

Rahal, K. N. y J. E. Harding. 1990. *Transversely Stiffened Girder Webs Subjected to Shear Loading—Part 1: Behaviour*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Part 2, 89, Marzo, pp. 47–65.

Richardson, Gordon, and Associates (presently HDR Pittsburgh Office). 1976. "Curved Girder Workshop Lecture Notes." Prepared under Contract No. DOT-FH-11-8815, Federal Highway Administration. The four-day workshop was presented in Albany, Denver and Portland during Septiembre–Octubre 1976.

Ricles, J. M., y J. A. Yura. 1983. "Strength of Double-Row Bolted Web Connections," *Journal of the Structural Division*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 109, No. ST1, Enero, pp. 126–142.

Roberts, J. E. 1992. "Sharing California's Seismic Lessons," *Modern Steel Construction*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, pp. 32–37.

Roberts, T. M. 1981. *Slender Plate Girders Subjected to Edge Loading*. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 2, 71, London.

- Roeder, C. W., y L. Eltvik. 1985. "An Experimental Evaluation of Autostress Design," Transportation Research Record 1044. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- Salmon, C. G., y J. E. Johnson. 1996. *Steel Structures: Design and Behavior*, Fourth Edition. HarperCollins College Publishers, New York, NY.
- Schilling, C. G. 1968. "Bending Behavior of Composite Hybrid Beams," *Journal of the Structural Division*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 94, No. ST8, Agosto, pp. 1945–1964.
- Schilling, C. G. 1986. *Exploratory Autostress Girder Designs*, Project 188 Report. American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- Schilling, C. G. 1986. "Fatigue." Chapter I/6. *Highway Structures Design Handbook*. American Institute of Steel Construction Marketing, Inc., Available from the National Steel Bridge Alliance, Chicago, IL, Febrero.
- Schilling, C. G. 1990. *Variable Amplitude Load Fatigue—Volume I: Traffic Loading and Bridge Response*, FHWA-RD-87-059. Federal Highway Administration, Washington, DC, U.S. Department of Transportation, Julio.
- Schilling, C. G. 1996. "Yield-Interaction Relationships for Curved I-Girders," *Journal of Bridge Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 1, No. 1, pp. 26–33.
- Schilling, C. G., M. G. Barker, B. E. Dishongh, y B. A. Hartnagel. 1997. *Inelastic Design Procedures and Specifications*. Final Report submitted to the American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- Seaburg, P. A., y C. J. Carter. 1997. *Torsional Analysis of Structural Steel Members*, Steel Design Guide Series No. 9, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- Sheikh-Ibrahim, F. I. 2002. "Design Method for the Bolts in Bearing-Type Connections with Fillers," *AISC Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 39, No. 4, pp. 189–195.
- Sheikh-Ibrahim, F. I., y K. H. Frank. 1998. "The Ultimate Strength of Symmetric Beam Bolted Splices," *AISC Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 35, No. 3, 3rd Qtr., pp. 106–118.
- Sheikh-Ibrahim, F. I., y K. H. Frank. 2001. "The Ultimate Strength of Unsymmetric Beam Bolted Splices," *AISC Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 38, No. 2, 2nd Qtr., pp. 100–117.
- Sherman, D. R. 1976. "Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe." American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- Sherman, D. R. 1992. "Tubular Members." *Constructional Steel Design—An International Guide*, Dowling, P. J., J. H. Harding, y R. Bjorhovde (eds.). Elsevier Applied Science, London, United Kingdom.
- Sim, H. y C. Uang. 2007. *Effects of Fabrication Procedures and Weld Melt-Through on Fatigue Resistance of Orthotropic Steel Deck Welds*, Report No. SSRP-07/13. University of California, San Diego. Agosto.
- Slutter, R. G., y G. C. Driscoll, Jr. 1965. "Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams," *Journal of the Structural Division*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 91, No. ST2, Abril, pp. 71–99.
- Slutter, R. G., y J. W. Fisher. 1966. "Fatigue Strength of Shear Connectors," *Highway Research Record No. 147*. Highway Research Board, Washington, DC.

SSRC (Structural Stability Research Council) Task Group 20. 1979. "A Specification for the Design of Steel Concrete Composite Columns," AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 16, 4th Qtr., p. 101.

SSRC (Structural Stability Research Council). 1998. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, Fifth Edition. Galambos, T., ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

Stanway, G. S., J. C. Chapman, y P. J. Dowling. 1996. A Design Model for Intermediate Web Stiffeners. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings. 116, Febrero, pp. 54–68.

Tide, R. H. R. 1985. "Reasonable Column Design Equations." Presented at Annual Technical Session of Structural Stability, Research Council, Gainesville, FL, Abril 16–17, 1985.

Timoshenko, S. P., y J. M. Gere. 1961. Theory of Elastic Stability. McGraw–Hill, New York, NY.

Trahair, N. S., T. Usami, y T. V. Galambos. 1969. "Eccentrically Loaded Single-Angle Columns," Research Report No. 11. Civil and Environmental Engineering Department, Washington University, St. Louis, MO.

Troitsky, M. S. 1977. Stiffened Plates, Bending, Stability, and Vibrations. Elsevier, New York, NY.

Ugural, A.C., y Fenster, S.K. 1978. Advanced Strength and Applied Elasticity. Elsevier North Holland Publishing Co., Inc., New York, NY, pp. 105–107.

United States Steel. 1978. Steel/Concrete Composite Box-Girder Bridges: A Construction Manual. Available from the National Steel Bridge Alliance, Chicago, IL, Diciembre.

United States Steel. 1984. V-Load Analysis. Vol. 1, Chapter 12 of Highway Structures Design Handbook. Available from the National Steel Bridge Alliance, Chicago, IL, pp. 1–56.

Usami, T., y T. V. Galambos. 1971. "Eccentrically Loaded Single-Angle Columns." International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland.

Vincent, G. S. 1969. "Tentative Criteria for Load Factor Design of Steel Highway Bridges," AISI Bulletin. American Iron and Steel Institute, Washington, DC, No. 15, Marzo.

Wattar, F., P. Albrecht, y A. H. Sahli. 1985. "End-Bolted Cover Plates," Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 3, No. 6, Junio, pp. 1235–1249.

White, D. W. 2004. "Unified Flexural Resistance Equations for Stability Design of Steel I-Section Members—Overview," Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 24a. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W. 2006. "Structural Behavior of Steel," Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 51. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., B. W. Shafer, y S.-C. Kim. 2006. "Implications of the AISC (2205) Q-Factor Equations for Rectangular Box and I-Section Members," Structural Mechanics and Materials Report. Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., y M. Barker. 2004. "Shear Resistance of Transversely-Stiffened Steel I-Girders," Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 26. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., M. Barker, y A. Azizinamini. 2004. "Shear Strength and Moment-Shear Interaction in Transversely Stiffened Steel I-Girders," Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 27. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., y K. E. Barth. 1998. "Strength and Ductility of Compact-Flange I Girders in Negative Bending," Journal of Constructional Steel Research. Vol. 45, No. 3, pp. 241–280.

White, D. W., y M. A. Grubb. 2005. "Unified Resistance Equations for Design of Curved and Tangent Steel Bridge I-Girders." Proceedings of the 2005 TRB Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington, DC, Julio.

White, D. W. y Jung, S.-K 2003. "Simplified Lateral-Torsional Buckling Equations for Singly-Symmetric I-Section Members," Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 24b. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., J. A. Ramirez, y K. E. Barth. 1997. Moment Rotation Relationships for Unified Autostress Design Procedures and Specifications. Final Report, Joint Transportation Research Program, Purdue University, West Lafayette, IN.

White, D. W., B. W. Shafer, y S.-C. Kim. 2006. Implications of the AISC (2005) Q-Factor Equations for Rectangular Box and I-Section Members, Structural Mechanics and Materials Report. Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., A. H. Zureick, N. Phoawanich, y S.-K. Jung. 2001. Development of Unified Equations for Design of Curved and Straight Steel Bridge I Girders. Final Report to American Iron and Steel Institute Transportation and Infrastructure Committee, Professional Services Industries, Inc., and Federal Highway Administration, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., Coletti, D., Chavel, B. W., Sánchez, A., Ozgur, C., Jiménez Chong, J. M., León, R. T., Medlock, R. D., Cisneros, R. A., Galambos, T. V., Yadlosky, J. M., Gatti, W. J., y Kowatch, G. T. 2012, "Guidelines for Analytical Methods and Construction Engineering of Curved and Skewed Girder Bridges", NCHRP Report 725. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Winter, G. 1947. "Strength of Thin Steel Compression Flanges", Transactions of the ASCE. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 112.

Wittry, Dennis M. 1993. An Analytical Study of the Ductility of Steel Concrete Composite Sections. Masters Thesis. University of Texas, Austin, TX, Diciembre.

Wolchuk, R. 1963. Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Wolchuck, R. 1997. "Steel-Plate-Deck Bridges and Steel Box Girder Bridges," Structural Engineering Handbook, Fourth Edition, E. H. Gaylord, Jr., C. N. Gaylord, y J. E. Stallmeyer, eds., McGraw-Hill, New York, NY, pp. 19-1– 19-31.

Woolcock, S. T., y S. Kitipornchai. 1986. "Design of Single-Angle Web Struts in Trusses," Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 112, No. ST6.

Wright, R. N., y S. R. Abdel-Samad. 1968. "Analysis of Box Girders with Diaphragms," Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 94, No. ST10, Octubre , pp. 2231–2256.

Wright, R. N., y S. R. Abdel-Samad. 1968. "BEF Analogy for Analysis of Box Girders," Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 94, No. ST7, Julio.

Wright, W. J., J. W. Fisher, y E. J. Kaufmann. 2003. "Failure Analysis of the Hoan Bridge Fractures," Recent Developments in Bridge Engineering, Mahmoud ed. Swets & Zeitlinger, Lisse.

Xiao. 2008. Effect of Fabrication Procedures and Weld Melt-Through on Fatigue Resistance of Orthotropic Steel Deck Welds, Final Report No. CA08-0607. Department of Structural Engineering University of California, San Diego, CA.

Yakel, A. J., y A. Azizinamini. 2005. "Improved Moment Strength Prediction of Composite Steel Plate Girder in Positive Bending," Journal of Bridge Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Enero/Febrero.

Yamamoto, K. et al., 1998. "Buckling Strengths of Gusseted Truss Joints," Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 114.

Yen, B. T., T. Huang, y D. V. VanHorn. 1995. Field Testing of a Steel Bridge and a Prestressed Concrete Bridge, Research Project No. 86-05, Final Report, Vol. II. Pennsylvania Department of Transportation Office of Research and Special Studies, Fritz Engineering Laboratory Report No. 519.2, Lehigh University, Bethlehem, PA, Mayo.

Yen, B. T., y J. A. Mueller. 1966. "Fatigue Tests of Large Size Welded Plate Girders," WRC Bulletin. No. 118, Noviembre.

Yoo, C. H., y J. S. Davidson. 1997. "Yield Interaction Equations for Nominal Bending Strength of Curved I-Girders," Journal of Bridge Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 2, No. 2, pp. 37–44.

Yura, J. A., K. H. Frank, y D. Polyzois. 1987. High-Strength Bolts for Bridges, PMFSEL Report No. 87-3. University of Texas, Austin, TX, Mayo.

Yura, J. A., M. A. Hansen, y K.H. Frank. 1982. "Bolted Splice Connections with Undeveloped Fillers," Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 108, No. ST12, Diciembre, pp. 2837–2849.

Zahrai, S. M., y M. Bruneau. 1998. "Impact of Diaphragms on Seismic Response of Straight Slab-on-Girder Steel Bridges," Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 124, No. 8, pp. 938–947.

Zahrai, S. M., y M. Bruneau. 1999a. "Ductile End-Diaphragm for Seismic Retrofit of Slab-on-Girder Steel Bridges," Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 125, No. 1, pp. 71–80.

Zahrai, S. M., y M. Bruneau. 1999b. "Cyclic Testing of Ductile End-Diaphragms for Slab-on-Steel Girder Bridges," Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 125, No. 9, pp. 987–996.

Zandonini, R. 1985. "Stability of Compact Built-up Struts: Experimental Investigation and Numerical Simulation," *Costruzione Metalliche*. Milan, Italy, No. 4, 1985, pp. 202–224.

Zureick, A. H., D. W. White, N. P. Phoawanich, y J. Park. 2002. Shear Strength of Horizontally Curved Steel I- Girders—Experimental Tests. Final Report to PSI Inc. and Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, p. 157.

AASHTO 10.10

AASHTO. 1988. *Manual on Subsurface Investigations*, First Edition, MSI-I. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, De.

AASHTO. 2002. *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17th Edition, HB-17. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, De.

AASHTO. 2011. *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Design*, Second Edition, LRFDSEIS-2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

Allen, T. M. 2005. Development of Geotechnical Resistance Factors and Downdrag Load Factors for LRFD Foundation Strength Limit State Design, FHWA-NHI-05-052, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Allen, T. M., 2007, "Development of New Pile-Driving Formula and Its Calibration for Load and Resistance Factor Design," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2004, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.e., pp. 20-27.

Arman, A., N. Samtani, R. Castelli, and G. Munfakh. 1997. *Subsurface Investigations: Training Course in Geotechnical and Foundation Engineering*, FHWA-HI-97-021. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, De.

Ashour, M., G. M. Norris, and P. Pilling. 1998, "Lateral Loading of a Pile in Layered Soil Using the Strain Wedge Model," *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 124, No. 4, pp. 303-315.

ASTM D6429, Standard Guide for Selecting Surface Geophysical Methods

Baguein, F., F. Jezequel, and D. H. Shields. 1987. *The Pressuremeter and Foundation Engineering*. Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany, p. 617.

Barkdale, R. D., and R. C. Bachus. 1983. *Design and Construction of Stone Columns-Vol. 1*, FHW AIRD-83/02C. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, De.

Barker, R. M., J. M. Duncan, K. B. Rojiani, P. S. K. Ooi, e. K. Tan, and S. G. Kim. 1991. *Manuals for the Design of Bridge Foundations*. NCHRP Report 343. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, De.

Barton, N. R. 1976. "The Shear Strength of Rock and Rock Joints," *Engineering Geology*. Elsevier Science Publishing Company, Inc., New York, NY, Vol. 7, pp. 287-332.

Bieniawski, Z. T. 1984. *Rock Mechanics Design. in Mining and Tunneling*. A. A. Balkema, Rotterdam/Boston, p. 272.

Bogard, 1. D., and H. Matlock. 1990. "Application of Model Pile Tests to Axial Pile Design." In *Proc., 22nd Annual Offshore Technology Conference*, Houston, TX, Vol. 3, pp. 271-278.

Boulanger, R. W., and I. M. Idriss. 2006. "Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 132, No. 11, pp. 1413-1426.

Bowles, J. E. 1977. *Foundation Analysis and Design*, Second Edition. Mcfraw-Hill Book Company, New York, NY. Bowles, J. E. 1988. *Foundation Analysis and Design*, 4th Edition. Mcfraw-Hill Book Company, New York, NY, p.1004.

Bray, J. D., and R. B. Sancio. 2006. "Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 132, No. 9, pp. 1165- 1176.

Bray, J. D., R.B. Sancio, M. F. Riemer, and T. Durgunoglu. 2004. "Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils." In Proc., 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd International Conference On Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, CA, January 2004, Doolin, Karnrnerer, Nogami, Seed and Towhata, Eds., Vol. 1, pp. 655- 662.

Broms, B. B. 1964a. "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soil," *ASCE Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 90, SM2, pp. 27-63.

Broms, B.B. 1964b. "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soil," *ASCE Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 90, SM3, pp. 123-156.

Campanella, R. G. 1994. "Field Methods for Dynamic Geotechnical Testing: An Overview of Capabilities and Needs." In *Dynamic Geotechnical Testing 11*, Special Technical Publication No. 1213, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 3-23.

Canadian Geotechnical Society. 1985. *Canadian Foundation Engineering Manual*, Second Edition. Bitech Publishers, Ltd., Vancouver, British Columbia, Canada, p. 460.

Carter, J. P., and F. H. Kulhawy. 1988. *Analysis and Design of Foundations Socketed into Rock*, Report No. EL-5918. Empire State Electric Engineering Research Corporation and Electric Power Research Institute, New York, NY, p.158.

Cetin, K. O., R. B. Seed, A. Der Kiureghian, K. Tokimatsu, L. F. Harder, R. E. Kayen, and R. E. S. Moss. 2004. "Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 130, No. 12, pp. 1314- 1340.

Cheney, R. and R. Chassie. 2000. *Soils and Foundations Workshop Reference Manual*, NHI-00-045. National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, De.

Davisson, M. T. 1972. "High Capacity Piles." *Proceedings Lecture Series, Innovations in Foundation Construction*, Illinois Section, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Davisson, M. T., and K. E. Robinson. 1965. "Bending and Buckling of Partially Embedded Piles." In Proc., *Sixth International Conference S. M and F. E.* University of Toronto Press, Montreal, Canada, pp. 243-246.

DiMillio, A. F. 1982. Performance of Highway Bridge Abutments Supported by Spread Footings on Compacted Fill, FHWAIRD- 811184 (NTIS PB83-201822). FHWA StaffStudy.

Duncan, J. M., and A. L. Buchignani. 1976. *An Engineering Manual for Settlement Studies*. Department of Civil Engineering, University of California at Berkley, Berkley, CA, p. 94. Geotechnical engineering report

Duncan, J. M. 2000. "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol.J 26, No. 4, pp. 307-316.

Elias, V. 1990. *Durability/Corrosion of Soil Reinforced Structures*, FHWAIR-891186. Federal Highway Administration, U.S. Department ofTransportation, Washington, DC, p. 173.

Elias, V., I Welsh, r. Warren, and R. Lukas. 2000. *Ground Improvement Technical Summaries-Vols. 1 and 2*, Demonstration Project 116, FHWA-SA-98-086. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation Washington, De.

EPRI. 1983. *Transmission Line Structure Foundations for Uplift-Compression Loading*, EL-2870. Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.

Esrig, M. E., and R. C. Kirby. 1979. "Advances in General Effective Stress Method for the Prediction ofAxial Capacity for Driven Piles in Clay." In *Proc., 11th Annual Offshore Technology Conference*, pp. 437-449.

Fang, H. Y. 1991. *Foundation Engineering Handbook*, Second Edition. Van Nostrand Reinhold, New York, NY.

Gifford, D. G., r. R. Kraemer, J. R. Wheeler, and A. F. McKown. 1987. *Spread Footings for Highway Bridges*, FHWA/RD- 861185. Federal Highway Administration, U.S. Department ofTransportation, Washington, DC, p. 229.

Goodman, R. E. 1989. "Introduction." In *Rock Mechanics*, Second Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY,p.562.

Hannigan, P. L, G. G. Goble, G. Thendean, G. E. Likins, and F. Rausche. 2006. *Design and Construction of Driven Pile Foundations*, FHWA-NHI-05-042 and NHI-05-043, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., Vols. 1 and 11.

Hansen, B. J. 1970. "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," *Bulletin*. Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Vol. 28.

Hara, A., T. Ohta, M. Niwa, S. Tanaka, and T. Banno. 1974. "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils," *Soils and Foundations*. Vol. 14, No. 3, pp. 1-12.

Hoek, E. 1983. "Strength of Jointed Rock Masses," *Geotechnique*. Thomas Telford Ltd., London, Vol. 33, No. 3, pp. 187-223.

Hoek, E., and E. T. Brown. 1988. "The Hoek-BrawnFailure Criterion-A 1988 Update." In *Proc., 15th Canadian Rock Mechanics Symposium*, Toronto, Canada.

- Hoek, E., and E. T. Brown. 1997. "Practical Estimates of Rock Mass Strength," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Available at <http://www.rocsience.com/>.
- Holtz, R. D., and W. D. Kovacs. 1981. *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Horvath, R. G., and T. C. Kenney. 1979. "Shaft Resistance of Rock Socketed Drilled Piers." In *Proc., Symposium on Deep Foundations*. American Society of Civil Engineers, Atlanta, GA, pp. 182-214.
- Hough, B. K. 1959. "Compressibility as the Basis for Soil Bearing Value," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 85, Part 2.
- Jaeger, J. C., and N. G. W. Cook. 1976. *Fundamentals of Rock Mechanics*. Chapman & Hall, London.
- Janbu, N. 1963. "Soil Compressibility as Determined By Oedometer and Triaxial Tests." In *Proc, 3rd European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Wiesbaden, Germany, Vol. I.
- Janbu, N. 1967. "Settlement Calculations Based on Tangent Modulus Concept," *Bulletin No. 2, Soil Mechanics and Foundation Engineering Series*. The Technical University of Norway, Trondheim, Norway, p. 57.
- Kavazanjian, E., Jr., T. Hadj-Hamou Matasoviev, and P. I. Sabatini. 1997. *Geotechnical Engineering Circular No. 3, Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways*, FHWA-SA-97-076, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Kirmerling, R. E. 2002. *Geotechnical Engineering Circular 6, Shallow Foundations*, FHWA-SA-02-054, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Komurka, V. E., A. B. Wagner, and T. B. Edil. 2003. *Estimating Soil/Pile Set-Up*, Wisconsin Highway Research Program #0092- 00-14, Wisconsin Department of Transportation, Madison, WI.
- Kramer, S. L. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ.
- Kulhawy, F. H. 1978. "Geomechanical Model for Rock Foundation Settlement," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 104, No. GT2, pp. 211-227.
- Kulhawy, F. H., and R. E. Goodman. 1980. "Design of Foundations on Discontinuous Rock." In *Proc., International Conference on Structural Foundations on Rock*, International Society for Rock Mechanics, Vol. 1, pp. 209-220.
- Kulhawy, F. H., and R. E. Goodman. 1987. "Foundations in Rock." In *Ground Engineering Reference Manual*, F. G. Bell, ed. Butterworths Publishing Co., London, Chapter 55.
- Kyfor, Z. G., A. R. Schnore, T. A. Carlo, and P. F. Bailey. 1992. *Static Testing of Deep Foundations*, FHWA-SA-91-042, Federal Highway Administration, Office of Technology Applications, U. S. Department of Transportation, Washington D. c., p. 174.
- Lam, J. P., and G. R. Martin. 1986. "Design Procedures and Guidelines." In *Seismic Design of Highway Bridge Foundations*,

FHWA/RD-861102, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, Vol. 2, p. 18. Lambe, T.W. and R. V. Whitman. 1969. *Soil Mechanics*. New York, John Wiley and Sons, Inc.

Lukas, R. G. 1995. *Geotechnical Engineering Circular No. 1-Dynamic Compaction*, FHWA-SA-95-037. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Mayne, P. W., B. R. Christopher, and I. DeJong. 2001. *Manual on Subsurface Investigations*, FHWA NHI-01-031. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Meyerhof, G. G. 1953. "The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads." In *Proc., 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Switzerland, pp. 440-445.

Meyerhof, G. G. 1956. "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 82, No. SM1, pp. 866-1-866-19.

Meyerhof, G. G. 1957. "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes." In *Proc., 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London.

Meyerhof, G.G. 1976. "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*.

American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 102, No. GT3, pp. 196-228.

Morgano, C. M. and B. White. 2004. "Identifying Soil Relaxation from Dynamic Testing." In *Proc., 7th International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles 2004*, Petaling Jaya, Selangor, Malaysia.

Moulton, L. K, H. V. S. GangaRao, and G. T. Halverson. 1985. *Tolerable Movement Criteria for Highway Bridges*, FHWA A/RD- 85/107. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 118.

Moss, R. E. S., R. B. Seed, R. E. Kayen, J. P. Stewart, A. Der Kiureghian, and K. o. Cctin. 2006. "CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 132" No. 8, pp. 1032-1051.

Munfakh, G., A. Arman, I. G. Collin, I. C.-I. Hung, and R. P. BrouiUette. 2001. *Shallow Foundations Reference Manual*,

FHWA-NHI-OI-023. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Nordlund, R. L. 1979. *Point Bearing and Shaft Friction of Piles in Sand*. Missouri-RoUa 5th Annual Short Course on the Fundamentals of Deep Foundation Design.

Norris, G. M. 1986. "Theoretically Based BEF Laterally Loaded Pile Analysis." In *Proc., 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Nantes, France, pp. 361-386.

Nottingham, L., and J. Sehmertmann. 1975. *An Investigation of Pile Capacity Design Procedures*. Final Report D629 to Florida Department of Transportation from Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville, FL, p. 159.

Olson, S. M., and T. D. Stark. 2002. "Liquefied Strength Ratio from Liquefaction Flow Failure Case Histories," *Canadian Geotechnical Journal*. NRC Research Press, Ottawa, ON, Canada, Vol. 39, pp 629-647.

O'Neill, M. W. and L. C. Reese. 1999. *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, FHWA-IF-99-025, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Paikowsky, S. G., e. Kuo, G. Baeheer, B. Ayyub, K Stenersen, K O'Malley, L. Chernauskas, and M. O'Neill. 2004. *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations*, NCHRP Report 507. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, De.

Peck, R. B., W. E. Hanson, and T. H. Thombum. 1974. *Foundation Engineering*, Second Edition. JoOO Wiley and Sons, Ine., New York, NY, p. 514.

Potyondy, J. G. 1961. "Skin Friction Between Various Soils and Construction Materials," *Géotechnique*. Vol. 11, No. 4, pp. 339- 353.

Poulos, H. G., and E. H. Davis. 1974. *Elastic Solutionsfor Soil and Rock Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 411.

Prakash, S., and H. D. Sharma. 1990. *Pile Foundations in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 734.

Prandtl, L. 1921. "Über die eindingungsfestigkeit (harte) plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden." *Zeitschriftj1r Angewandte Mathematikund Mechanik*, Vol. 1, No. 1, pp. 15-20.

Rausche, F., F. Moses, and G. G. Goble. 1972. "Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. American Society ofCivil Engineers, Reston, VA, Vol. 98, No. SM9, pp. 917-937.

Rausche, F., G. G.Goble, and G. Likins. 1985. "Dynamic Determination of Pile Capacity," *Journal of Geotechnical Engineering*.

American Society ofCivil Engineers, Reston, VA, Vol. 111, No. 3, pp. 367-383.

Reese, L. C. 1984. *Handbook on Design of Piles and Drilled Shafts Under Lateral Load*, FHWA-IP-84/11. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, De.

Reese, L. C. 1986. *Behavior of Piles and Pile Groups Under Lateral Load*, FHWAIRD-851106. Federal Highway Administration, Office of Engineering and Highway Operations Research and Development, U.S. Department of Transportation, Washington DC, p. 311.

Reese, L. e., and M. W. O'Neill. 1988. *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, FHWA-HI-88-042 or ADSC-TL-4. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 564.

- Reissner, H. 1924. "Zum erddruckproblem." In *Proc., 1st Intern. Congress of Applied Mechanics*, Delft, Germany, pp. 295-311.
- Richardson, E. V., and S. R. Davis. 2001. *Hydraulic Engineering Circular 18, Evaluating Scour at Bridges*, Fourth Edition, FHWA A NHI-01-001. Hydraulic Engineering Circular No. 18, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Sabatini, P. J, R. C Bachus, P. W. Mayne, J. A. Schneider, and T. E. Zettler. 2002. *Geotechnical Engineering Circular 5 (GEC5)- Evaluation of Soil and Rock Properties*, FHWA-IF-02-034. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Seed, R. B., and L. F. Harder. 1990. SPT-Based Analysis of Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength. In *Proc.*,
- H. B. Seed Memorial Symposium*, Berkeley, CA, May 1990. BiTech Ltd., Vancouver, BC, Canada, Vol. 2, pp. 351-376.
- Skempton, A. W. 1951. "The Bearing Capacity of Clays." In *Proc., Building Research Congress*, Vol. 1, pp. 180-189. Smith, S. P. 1994. "Preliminary Procedure to Predict Scour in Bedrock."
- Sowers, G. F. 1979. *Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering*. MacMillan Publishing Co., New York, NY, p. 621.
- Terzaghi, K., and R. B. Peck. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Second Edition. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 729.
- Terzaghi, K., R. G. Peck, and G. Mesri. 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, pp. 549.
- Tomlinson, M. J. 1980. *Foundation Design and Construction*, Fourth Edition. Pitman Publishing Limited, 128 Long Acre, London WC2E 9AN, UK.
- Tomlinson, M. J. 1986. *Foundation Design and Construction*, Fifth Edition. Longman Scientific and Technical, London, p. 842. Tomlinson, M. J. 1987. *Pile Design and Construction Practice*. Viewpoint Publication, p. 415.
- U.S. Department of the Navy. 1982. *Soil Mechanics. Design Manual 7.1*, NAVFAC DM-7.1. Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA, p. 348.
- Vesic', A. S. 1970. Research on Bearing Capacity of Soils.
- Vesic', A. S. 1975. "Bearing Capacity of Shallow Foundations." In *Foundation Engineering Handbook*, H. Winterkom, and H. Y. Fang, eds. Van Nostrand Reinhold Co., New York, NY, Chapter 3, pp. 121-147.
- Vesic', A. S. 1973. "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 99, No. SMI. pp. 45-73.
- Vijayvergiya, V. N., and J. A. Focht, Jr. 1972. "A New Way to Predict the Capacity of Piles in Clay." In *Proc., 4th Annual Offshore Technology Conference*, Vol. 2, pp. 865-874.

Williams, M. E., M. McVay, and M. 1. Hoit. 2003. "LRFD Substructure and Foundation Design Programs." *In Proc., 2003 International Bridge Conference*, June 9-11, Pittsburgh, P A.

Winterkom, H. F., and H. Y. Fang. 1975. *Foundation Engineering Handbook*. Van Nostrand Reinhold Company, New York, NY, p. 751.

Wyllie, D. C. 1999. *Foundations on Rock*. Routledge, New York, NY.

Yazdanbod, A., S. A. Sheikh, and M. W. O'Neill. 1987. "Uplift of Shallow Underream in Jointed Clay." *In Proc., Foundations for Transmission Line Towers*, J. L. Briaud, ed. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, pp. 110-127.

Youd, T. L., and I. M. Idriss. 1997. Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, MCEER-97- 0022.

Youd, T. L. and B. L. Carter. 2005. "Influence of Soil Softening and Liquefaction on Spectral Acceleration," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 131, No. 7, pp. 811- 825.

Youd, et al. 2001. "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEERINSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance in Soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 127, No. 10, pp. 817-833.

Zhang, L. M., W. H. Tang, and C. W. W. Ng. 2001. "Reliability of Axially Loaded Driven Pile Groups," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 127, No. 12, pp. 1051-1060.

AASHTO 11.12

AASHTO. 2010. *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, Third Edition, LRFDCONS-3. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, DC.

AASHTO. 2010. *Determination of Long- Term Strength of Geosynthetic Reinforcement*, PP 66. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, DC. Provisional Standard.

AASHTO. 2011. *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, Second Edition, LRFDEIS-2. American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing*, 31 st Edition, HM -31. American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, DC.

Al Atik, L. and N. Sitar. 2010. "Seismic Earth Pressures on Cantilever Retaining Structures," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, October 2010, pp. 1324-1333.

Allen, T.M., and R.J. Bathurst. 2003. *Prediction of Reinforcement Loads in Reinforced Soil Walls*. Report WA-RD 522.2. Washington State Department of Transportation, Olympia, WA.

Allen, T.M., R.J. Bathurst, R.D. Holtz, D. Walters, and W. F. Lee. 2003. "A New Working Stress Method for Prediction of Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls," *Canadian Geotechnical Journal*. NRC Research Press, Ottawa, ON, Canada, Vol. 40, pp. 976-994.

Allen, T.M., B.R. Elias, V., and J.D. DiMaggio. 2001. "Development of the Simplified Method for Internal Stability Design of Mechanically Stabilized Earth MSE Walls." WSDOT Research Report WA-RD 513.1, p. 96.

Allen, T.M., A.S. Nowak, and R.J. Bathurst. 2005. *Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design*, Transportation Research Board Circular E-C079. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Anderson, D.G., G.R. Martin, I. P. Lam, and J. N. Wang. 2008. *Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Slopes and Embankments, and Buried Structures*, NCHRP Report 611. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

API. 1993. *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Load and Resistance Factor Design*, First Edition, API Recommended Practice 2A-LRFD (RP 2A-LRFD). American Petroleum Institute, Washington, DC.

ASTM. 2010. *2010 Annual Book of ASTM Standards*. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.

Bathurst, R.J. and K. Hatami, K. 1999. Numerical Study on the Influence of Base Shaking on Reinforced-Soil Retaining Walls. In *Proc., Geosynthetics '99*, Boston, MA, pp. 963-976.

Berg, R.R., B.R. Christopher, and N.C. Samtani. 2009. *Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Slopes*, Vol. 1, No. FHWA-NHI-10-024, and Vol. II, NHI-10-025. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Bozozuk, M. 1978. "Bridge Foundations Move." In *Transportation Research Record 678, Tolerable Movements of Bridge Foundations, Sand Drains, K-Test, Slopes, and Culverts*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 17-21.

Bray, J.D. and T. Travasarou. 2009. "Pseudostatic Coefficient for Use in Simplified Seismic Slope Stability Evaluation," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 135(9), pp. 1336-1340.

Bray, J.D., T. Travasarou, and J. Zupan. 2010. Seismic Displacement Design of Earth Retaining Structures. In *Proc., ASCE Earth Retention Conference 3*, Bellevue, W A. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, pp. 638-655.

Caltrans. 2010. *Trenching and Shoring Manual*. Office of Structure Construction, California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Cedergren, H.R. 1989. *Seepage, Drainage, and Flow Nets*. 3rd Edition. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, Chen, W. F. and X.L. Liu. 1990. *Limit Analysis in Soil Mechanics*. Elsevier, Maryland Heights, MO.

Cheney, R.S. 1984. *Permanent Ground Anchors*. FHWA-DP:68-1R Demonstration Project. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 132.

Clough, G.W., and T.D. O'Rourke. 1990. "Construction Induced Movement of In-Situ Walls." *Proceedings ASCE Specialty Conference Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Cornell University, Ithaca, NY, 1990.

- D'Appolonia. 1999. "Developing New AASHTO LRFD Specifications for Retaining Walls." *Final Report for NCHRP Project 20-7, Task 88*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- Duncan, J.M., and R.B. Seed. 1986. "Compaction Induced Earth Pressures under Ko-Conditions," *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 112, No. 1, pp. 1-22.
- Duncan, J.M., G.W. Williams, A.L. Sehn, and R.B. Seed. 1991. "Estimation of Earth Pressures Due to Compaction." *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 117, No. 12, pp. 1833-1847.
- Elias, V., Fishman, K.L., Christopher, B.R., and Berg, R.R. 2009. *Corrosion/Degradation of Soil Reinforcements for Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes*, FHWA-NHI-09-087, Federal Highway Administration.
- GRI. 1998. "Carboxyl End Group Content of Polyethylene Terephthalate. PET Yams." *Geosynthetic Research Institute Test Method GG7*.
- GRI. 1998. *Determination of the Number Average Molecular Weight of Polyethylene Terephthalate. PET Yarns based on a Relative Viscosity Value*, Test Method GG8. Geosynthetic Research Institute, Philadelphia, PA.
- International Standards Organization (ISO). 1999. *Geotextiles and Geotextile-Related Products - Screening Test Method for Determining the Resistance to Oxidation*, ENV ISO 13438:1999. International Standards Organization, Geneva, Switzerland.
- Kavazanjian, E., N. Matasovic, T. Hadj-Hamou, and P.J. Sabatini. 1997. "Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways," *Geotechnical Engineering Circular No. 3*, Vol. 1-Design Principles, FHWA-SA-97-076. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Kramer, S.L. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.
- Lew, M., N. Sitar, and L. Al Atik. 2010a. Seismic Earth Pressures: Fact or Fiction. In *Proc., ASCE Earth Retention Conference 3*, Bellevue, WA. American Society of Civil Engineers, Reston VA, pp. 656-673.
- Lew, M., N. Sitar, L. Al Atik, M. Pouranjani, and M.B. Hudson. 2010b. Seismic Earth Pressures on Deep Building Basements. In *Proc., SEAOC 2010 Convention.*, September 22-25, 2010, Indian Wells, CA. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, pp. 1-12.
- Ling, H.I., D. Leschinsky, and E.B. Perry. 1997. "Seismic Design and Performance of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures," *Geotechnique*. Thomas Telford, London, UK, Vol. 47, No. 5, pp. 933-952.
- Mitchell, J.K and W.C.B. Villet. 1987. *Reinforcement of Earth Slopes and Embankments*, NCHRP Report 290. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- Moulton, L.K, V.S. Hota, Rao Ganga, and G.T. Halvorsen. 1985. *Tolerable Movement Criteria for Highway Bridges*, FHWA RD-85-107. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 118.
- Nakamura, S. 2006. "Reexamination of Mononobe-Okabe Theory of Gravity Retaining Walls Using Centrifuge Model Tests," *Soils and Foundations*. Japanese Geotechnical Society, Tokyo, Japan, Vol. 46, No. 2, pp. 135-146.

Newmark, N. 1965. "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments," *Geotechnique*. Thomas Telford, London, UK, Vol. 15, No. 2. pp. 139-160.

Peck, R.B., W.E. Hanson, and T.H. Thombum. 1974. *Foundation Engineering*, Second Edition. John Wiley & Sons, Hoboken, NJ.

Prakash, S. and S. Saran. 1966. Static and Dynamic Earth Pressure Behind Retaining Walls. In *Proc., Third Symposium on Earthquake Engineering*, Roorkee, India, November 1966. Vol. 1, pp. 273-288.

PTI. 1996. *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*, Third Edition. Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ.

Richards R. and X. Shi. 1994. "Seismic Lateral Pressures in Soils with Cohesion," *Journal of Geotechnical Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 120, No. 7, pp. 1230-1251.

Sabatini, P.J., D.G. Pass, and R.C. Bachus. 1999. "Ground Anchors and Anchored Systems." *Geotechnical Engineering Circular No. 4*, FHWA-SA-99-015. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 281.

Sankey, J.E., and P.L. Anderson. 1999, "Effects of Stray Currents on the Performance of Metallic Reinforcements in Reinforced Earth Structures," *Transportation Research Record 1675*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 61-66.

Seed, H.B. and R.V. Whitman. 1970. "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads." In *Proc., ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*. American Society of Civil Engineers, NY, pp. 103-147.

Segrestin, P. and M.L. Bastick. 1988. Seismic Design of Reinforced Earth Retaining Walls-The Contribution of Finite Element Analysis. International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, October 1988.

Shamsabadi, A., K.M. Rollins, and M. Kapuskar. 2007. "Nonlinear Soil-Abutment-Bridge Structure Interaction for Seismic Performance-Based Design," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 133, No. 6, pp. 707-720.

Simac, M.R., R.J. Bathurst, R.R. Berg, and S.E. Lothspeich. 1993. "Design Manual for Segmental Retaining Walls." *Modular Concrete Block Retaining Wall Systems*, First Edition. National Concrete Masonry Association, Herndon, VA.

Teng, W. C. 1962. *Foundation Design*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ.

Terzaghi, K., and R.G. Peck. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Third Edition. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 729.

Vrymoed, J. (1989). "Dynamic Stability of Soil-Reinforced Walls," *Transportation Research Board Record 1242*, pp. 29 - 45.

Wahls, H.E. 1990. *Design and Construction of Bridge Approaches*, NCHRP Synthesis of Highway Practice 159. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, p. 45.

Walkinshaw, J.L. 1978. "Survey of Bridge Movements in the Western United States." In *Transportation Research Record 678, Tolerable Movements of Bridge Foundations, Sand Drains, K-Test, Slopes, and Culverts*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 6-11.

Washington State Department of Transportation (WSDOT). 2009. "Standard Practice for Determination of Long- Term Strength for Geosynthetic Reinforcement," *WSDOT Materials Manual*, M 46-01.03.

Weatherby, D.E. 1982. *Tiebacks*, FHWA RD-82-047. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 249.

Wood, J.H. 1973. *Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures*, Report No. EERL 73-05. Earthquake Engineering Research Lab, California Institute of Technology, Pasadena, CA.

Yannas, S.F. 1985. *Corrosion Susceptibility of Internally Reinforced Soil-Retaining Walls*, FHWA RD-83-105. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Yen, W.P., G. Chen, I. G. Buckle, T.M. Allen, D. Alzamora, J. Ger, and I. G. Arias. 2011. *Post-Earthquake Reconnaissance Report on Transportation Infrastructure Impact of the February 27, 2010 Offshore Maule Earthquake in Chile*, FHW A Report No. FHWA-HRT-11-030. Federal Highways Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

AASHTO 12.15

AA. 1983. *Aluminum Drainage Products Manual*, 1st Edition. Aluminum Association, Washington, DC, p. 86.

AASHTO. 2010. *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, Third Edition, LRFDCONS-3. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, De. Pending.

AASHTO. 2011. *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing*, 31st Edition, HM-31, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, De. Includes AASHTO M, R, and T standards, which are also available individually in downloadable forms.

Abolmaali, I., I. Garg, et al. 2007. "Experimental and Finite Element Based Investigations of Shear Behavior in Reinforced Concrete Box Culverts," *Journal Title*. Publisher, Locale, Vol. X, No. Y.

AWWA. 1996. "Fiberglass Pipe Design." *AWWA Manual of Water Supply Practice M45*. American Water Works Association, Denver, CO.

Bellair, P. L., and J. P. Ewing. 1984. *Metal Loss Rates of Uncoated Steel and Aluminum Culverts in New York*, Research Report 115. Engineering Research and Development Bureau, New York State Department of Transportation, Albany, NY.

Boulanger, R. W., R. B. Seed, R. D. Baird, and J. C. Schluter. 1989. "Measurements and Analyses of Deformed Flexible Box Culverts." *Transportation Research Record* 1231. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 25-35.

Department of Transportation, Columbus, OH.

Moore, I. D. 1990. "Three-Dimensional Response of Elastic Tubes," *International Journal of Solids and Structures*. Elsevier, Maryland Heights, MO, Vol. 26, No. 4.

Moore, I. D. 1995. "Three-Dimensional Response of Deeply Buried Profiled Polyethylene Pipe." *Transportation Research Record* 1514. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 49-58.

NRe. 1978. "Durability of Drainage Pipe." *NCHRP Synthesis of Highway Practice No. 50*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, p. 37.

Potter, 1 e. 1988. *Life Cycle Cost for Drainage Structures*, Technical Report GL-88-2. Prepared for the Department of the Army by the Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, p. 72.

Selig, E.T. 1990. "Soil Properties for Plastic Pipe Installation," *Buried Plastic Pipe Technology*, ASTM STP 1093, George S. Buczala and Michael J. Cassidy, eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.

White, D. W., and M. 1 Clarke. 1997. "Design of Beam-Columns in Steel Frames 11: Comparison of Standards," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 123, No. 12.

AASHTO 14.11

AASHTO. 2002. Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition, HB-17. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2010. Guide Specifications for Seismic Isolation Design, Third Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2014. Guide Specifications for Seismic Isolation Design, Fourth Edition, GSID-4. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC

ACI. 1999. Building Code Requirements for Structural Concrete, 318-99 and Commentary, 318R-99. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI. 2005. Building Code Requirements for Structural Concrete, 318-05. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

Astaneh-Asl, A., B. Bolt, K. M. McMullin, R. R. Donikian, D. Modjtahedi, and S. Cho. 1994. Seismic Performance of Steel Bridges during the 1994 Northridge Earthquake, Report No. UCB/CE-STEEL-94/01. Report to the California Department of Transportation, April 1994.

Campbell, T. I., and W. L. Kong. 1987. TFE Sliding Surfaces in Bridge Bearings, Report ME-87-06. Ontario Ministry of Transportation and Communications, Downsview, ON.

Cook, A.R., and R. E. Klingner. 1992. "Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 118, No. 6, June 1992, pp. 1645–1665.

Crozier, W. F., J. R. Stoker, V. C. Martin, and E. F. Nordlin. 1979. A Laboratory Evaluation of Full-Size Elastomeric Bridge Bearing Pads, Research Report CA DOT, TL-6574-1-74-26. Highway Research Report, Washington, DC, June 1979.

Dexter, R. J., R. J. Connor, and M. R. Kaczinski. 1997. Fatigue Design of Modular Bridge Joint Systems, NCHRP Report 402. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Dexter, R. J., M. J. Mutziger, and C. B. Osberg. 2002. Performance Testing for Modular Bridge Joint Systems, NCHRP Report 467. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Gent, A. N. 1964. "Elastic Stability of Rubber Compression Springs," *Journal of Mechanical Engineering Science*. Abstract, Vol. 86, No. 3, p. 86.

Gilstad, D. E. 1990. "Bridge Bearings and Stability," *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 116, No. 5, May 1990.

HITEC. 2002. Guidelines for Testing Large Seismic Isolator and Energy Dissipation Devices, HITEC/CERF Report 40600. American Society of Civil Engineers, Washington, DC.

Jacobsen, F. K., and R. K. Taylor. 1971. TFE Expansion Bearings for Highway Bridges, Report No. RDR-31. Illinois Department of Transportation, Springfield, IL.

Lehman, D. E., C. W. Roeder, R. Larson, and K. Curtin. 2003. Cotton Duck Bearing Pads: Engineering Evaluation and Design Recommendations, Research Report No. WA-RD 569.1. Washington State Department of Transportation, Olympia, WA.

McEwen, E. E., and G. D. Spencer. 1981. "Finite Element Analysis and Experimental Results Concerning Distribution of Stress under Pot Bearings." In Proc., 1st World Congress on Bearings and Sealants, Publication SP-70. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

Mander, J. B., J. H. Kim, and S. S. Chen. 1993. "Experimental Performance and Modeling Study of a 30-Year-Old Bridge with Steel Bearings," Transportation Research Record 1393. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Nordlin, E. F., J. F. Boss, and R. R. Trimble. 1970. "Tetrafluorethylene. TFE as a Bridge Bearing Material," Research Report No. M and R 64642-2. California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Nowak, A. S., and J. A. Laman. 1995. "Monitoring Bridge Load Spectra," IABSE Symposium, Extending the Lifespan of Structures. San Francisco, CA.

Pattis, A. 1993. "Dynamische Bemessung von Wasserdichten Fahrbahnübergangen- Modulsysteme (Dynamic Design of Waterproof Modular Expansion Joints)." Ph.D. Dissertation. Civil Engineering and Architecture, University of Innsbruck, Austria, December 1993.

Roark, R. J., and W. C. Young. 1976. Formulas for Stress and Strain, Fifth Edition. McGraw Hill, New York, NY.

Roeder, C. W. 2000. LRFD Design Criteria for Cotton Duck Pad Bridge Bearing, NCHRP Web Doc 24. Available online: http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_w24.pdf

Roeder, C. W. 2002. Thermal Design Procedure for Steel and Concrete Bridges, Final Report for NCHRP 20-07/106. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Roeder, C. W., and J. F. Stanton. 1983. "Elastomeric Bearings: A State of the Art," Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 109, No. 12, December 1983, pp. 2853–2871.

Roeder, C. W., and J. F. Stanton. 1986. "Failure Modes of Elastomeric Bearings and Influence of Manufacturing Methods." In Vol. 1, Proc. of 2nd World Congress on Bearings and Sealants, Publication SP-94-17. 84-AB. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

Roeder, C. W., and J. F. Stanton. 1991. "State of the Art Elastomeric Bridge Bearing Design," ACI Structural Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 88, No. 1, pp. 31–41.

Roeder, C. W., J. F. Stanton, and T. Feller. 1990. "Low Temperature Performance of Elastomers," Journal of Cold Regions. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 4, No. 3, September 1990, pp. 113–132.

Roeder, C. W., J. F. Stanton, and A. W. Taylor. 1987. Performance of Elastomeric Bearings, NCHRP Report 298. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, October 1987.

Roeder, C. W., J. F. Stanton, and A. W. Taylor. 1990. "Fatigue of Steel-Reinforced Elastomeric Bearings," Journal of Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 116, No. 2, February 1990.

Saxena, A., and E. E. McEwen. 1986. "Behavior of Masonry Bearing Plates in Highway Bridges." In Proc. of 2nd World Congress on Bearings and Sealants, ACI Publication SP-94-31. 84-AB. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

Schilling, C. G. 1990. Variable Amplitude Load Fatigue, Task A—Literature Review: Volume I—Traffic Loading and Bridge Response, FHWA/RD/87-059. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, July 1990.

Stanton, J. F., and C. W. Roeder. 1982. Elastomeric Bearings Design, Construction, and Materials, NCHRP Report 248. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, August 1982.

Stanton, J. F., C. W. Roeder, and T. I. Campbell. 1999. High-Load Multi-Rotational Bridge Bearings, NCHRP Report 432. Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC.

Stanton, J. F., G. Scroggins, A. W. Taylor, and C. W. Roeder. 1990. "Stability of Laminated Elastomeric Bearings," Journal of Engineering Mechanics. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 116, No. 6, June 1990, pp. 1351–1371.

Stanton, J. F., C. W. Roeder, P. Mackenzie-Helwein, C. White, C. Kuester, and B. Craig. 2008. Rotation Limits for Elastomeric Bearings, NCHRP Report 596. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, February 2008.

Subcommittee for High Load Multi-Rotational Bearings, FHWA Region 3 Structural Committee for Economical Fabrication. 1991. Structural Bearing Specification. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, October 1991.

Tschemmerneegg, F. 1991. "The Design of Modular Expansion Joints." Proceedings of the 3rd World Congress on Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures. Toronto, ON.

Tschemmerneegg, F., and A. Pattis. 1994. "Using the Concept of Fatigue Test to Design a Modular Expansion Joint." Transportation Research Board 73rd Annual Meeting, January 1994.

Ueda, T., S. Kitipornchai, and K. Ling. 1990. "Experimental Investigation of Anchor Bolts under Shear," Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 116, No. 4, April 1990, pp. 910–924.

U.S. Department of Defense. 1989. Cloth, Duck, Cotton or Cotton-Polyester Blend, Synthetic Rubber, Impregnated, and Laminated, Oil Resistant, Military Specification MIL-C-882E. Available online at: <http://assist.daps.dla.mil>. (Requires site registration.)