

REGLAMENTO DE DISEÑO DE PUENTES DE REPÚBLICA DOMINICANA

UNIDAD II - APÉNDICES

INTRODUCCIÓN	4
TITULO III Cargas y factores de carga	6
APENDICE A3 DIAGRAMAS DE FLUJO DE DISEÑO SÍSMICO	6
CAPÍTULO 1 DIAGRAMA DE FLUJO DE DISEÑO SÍSMICO	6
CAPÍTULO 2 DIAGRAMA DE FLUJO DE DETALLAMIENTO SÍSMICO Y DISEÑO DE CIMENTACIÓN	7
APENDICE B3 SOBRERRESISTENCIA	8
APENDICE C3 CARGA DE VIENTO: WL Y WS (AASHTO 3.8)	11
CAPÍTULO 1 PRESIÓN HORIZONTAL DE VIENTO (AASHTO 3.8.1)	11
CAPÍTULO 2 PRESIÓN VERTICAL DEL VIENTO (AASHTO 3.8.2)	18
CAPÍTULO 3 MOVIMIENTOS DEL PUENTE INDUCIDOS POR EL VIENTO (AASHTO 3.8.3)	18
CAPÍTULO 4 ESTUDIOS ESPECÍFICOS DEL SITIO Y DE LA ESTRUCTURA (AASHTO 3.8.4)	19
TITULO IV Análisis y Evaluación estructural	20
APÉNDICE A4 TABLA PARA DISEÑO DE LOSAS DE TABLERO	20
TITULO V Estructuras de hormigón armado	22
APÉNDICE A5 PASOS BÁSICOS PARA LOS PUENTES DE CONCRETO	22
APÉNDICE B5 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA DISEÑO AL CORTANTE CON TABLAS (AASHTO A.5)	27
APÉNDICE C5 LÍMITES SUPERIORES PARA ARTICULOS AFECTADOS POR LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO (AASHTO C.5)	30
APENDICE D5 TEORIA DE BIELAS	34
APÉNDICE E5 DURABILIDAD	80
TITULO VI Estructuras metálicas	84
APÉNDICE A6 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE SECCIONES EN I COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES EN I NO COMPUESTAS, CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS, EN PUENTES RECTOS	84
APÉNDICE B6 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS SOBRE PILAS INTERIORES EN MIEMBROS DE SECCIÓN EN I EN PUENTES RECTOS DE LUCES CONTINUAS	94
APÉNDICE C6 CONCEPTOS BÁSICOS PARA LAS SUPERESTRUCTURAS DE LOS PUENTES DE ACERO	103
APÉNDICE D6 CÁLCULOS FUNDAMENTALES PARA MIEMBROS SOLICITADOS POR FLEXIÓN D6.1 MOMENTO PLÁSTICO	118
TITULO VIII Fundaciones	129
APÉNDICE A10 ANÁLISIS SISMICO Y DISEÑO DE CIMENTACIONES (AASHTO A10)	129
CAPÍTULO I INVESTIGACION (AASHTO A10.1)	129
CAPÍTULO II FOUNDATION DESIGN (AASHTO A10.2)	129
CAPÍTULO III REQUERIMIENTOS ESPECIALES DEL PILOTE (AASHTO A10.3)	131
TITULO IX Estribos, Muros y Pilas	133
APÉNDICE A11 DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	133
TITULO X Estribos, Muros y Pilas	157
APÉNDICE A12 PROPIEDADES DE TUBERIAS	157
TITULO XI Barandas	166
CAPÍTULO I GEOMETRÍA Y ANCLAJES (AASHTO A13.1)	166
SECCIÓN 1 SEPARACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LAS DEFENSAS (AASHTO A13.1.1)	166
SECCIÓN 2 ANCLAJES (AASHTO A13.1.2)	168
CAPÍTULO II FUERZAS NOMINALES PARA LAS DEFENSAS DE TRÁNSITO VEHICULAR (AASHTO A13.2)	169

CAPÍTULO III PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LAS DEFENSAS UTILIZADAS COMO PROTOTIPOS DE ENSAYO (AASHTO A13.3)	170
SECCIÓN 1 DEFENSAS DE HORMIGÓN (AASHTO A13.3.1)	171
SECCIÓN 2 SEPARACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LAS DEFENSAS (AASHTO A13.3.2)	172
SECCIÓN 3 MURO DE HORMIGÓN Y DEFENSA METÁLICA (AASHTO A13.3.3)	173
CAPÍTULO IV DISEÑO DEL VOLADIZO LATERAL DEL TABLERO (AASHTO A13.4)	176
SECCIÓN 1 CASOS DE DISEÑO (AASHTO A13.4.1)	176
SECCIÓN 2 TABLEROS QUE SOPORTAN MUROS DE HORMIGÓN (AASHTO A13.4.2)	177
SECCIÓN 3 TABLEROS QUE SOPORTAN DEFENSAS FORMADAS POR POSTES Y BARANDALES (AASHTO A13.4.3)	178

BORRADOR

INTRODUCCIÓN

Artículo 1. La Unidad II del Reglamento para el Diseño de Puentes incluye varios Apéndices que se incorporan por separado en el Reglamento.

Artículo 2. Se incorporan 2 tipos de Apéndices:

- a) Apéndices originales de la publicación Aashto 2014 traducidos
- b) Apéndices que corresponden a traducciones de Aashto en su Edición 2017

Artículo 3. Para los Apéndices originales se ha mantenido la misma numeración de AASHTO mientras que los textos de 2017 se han incorporado con una numeración sucesiva a la anterior.

Artículo 4. La lista de Apéndices y su correspondencia con los TITULOS del reglamento dominicano es la siguiente:

a) TITULO III: Cargas y factores de carga

- APÉNDICE A3 – DIAGRAMAS DE FLUJO DE DISEÑO SÍSMICO
- APÉNDICE B3 – SOBRERRESISTENCIA
- APÉNDICE C3 – CARGAS DE VIENTO AASHTO 2017

b) TITULO IV: Análisis y Evaluación estructural

- 1. APÉNDICE A4- TABLA PARA DISEÑO DE LOSAS DE TABLERO

c) TITULO V: Estructuras de hormigón armado

- 1. APÉNDICE A5 – PASOS BÁSICOS PARA LOS PUENTES DE CONCRETO
- 2. APÉNDICE B5 – PROCEDIMIENTO GENERAL PARA DISEÑO AL CORTANTE CON TABLAS
- 3. APÉNDICE C5 – LÍMITES SUPERIORES PARA ARTICULOS AFECTADOS POR LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO
- 4. APÉNDICE D5 – TEORÍA DE BIELAS AASHTO 2017
- 5. APÉNDICE E5 - DURABILIDAD AASHTO 20176

d) TITULO VI: Estructuras metálicas

- 1. APÉNDICE A6 - RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE SECCIONES EN I COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES EN I NO COMPUESTAS, CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS, EN PUENTES RECTOS
- 2. APÉNDICE B6 - REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS SOBRE PILAS INTERIORES EN MIEMBROS DE SECCIÓN EN I EN PUENTES RECTOS DE LUCES CONTINUAS
- 3. APÉNDICE C6 - CONCEPTOS BÁSICOS PARA LAS SUPERESTRUCTURAS DE LOS PUENTES DE ACERO
- 4. APÉNDICE D6 - CÁLCULOS FUNDAMENTALES PARA MIEMBROS SOLICITADOS POR FLEXIÓN

e) TITULO VIII: Fundaciones

- 1. APÉNDICE A10 - ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

f) TITULO IX: Estribos, Muros y Pilas

- 1. APÉNDICE A11 - DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

g) TITULO X: Estribos, Muros y Pilas

1. APÉNDICE A12 - PROPIEDADES DE TUBERIAS

h) TITULO XI: Barandas

1. APÉNDICE A13 – BARANDAS

BORRADOR

TITULO III

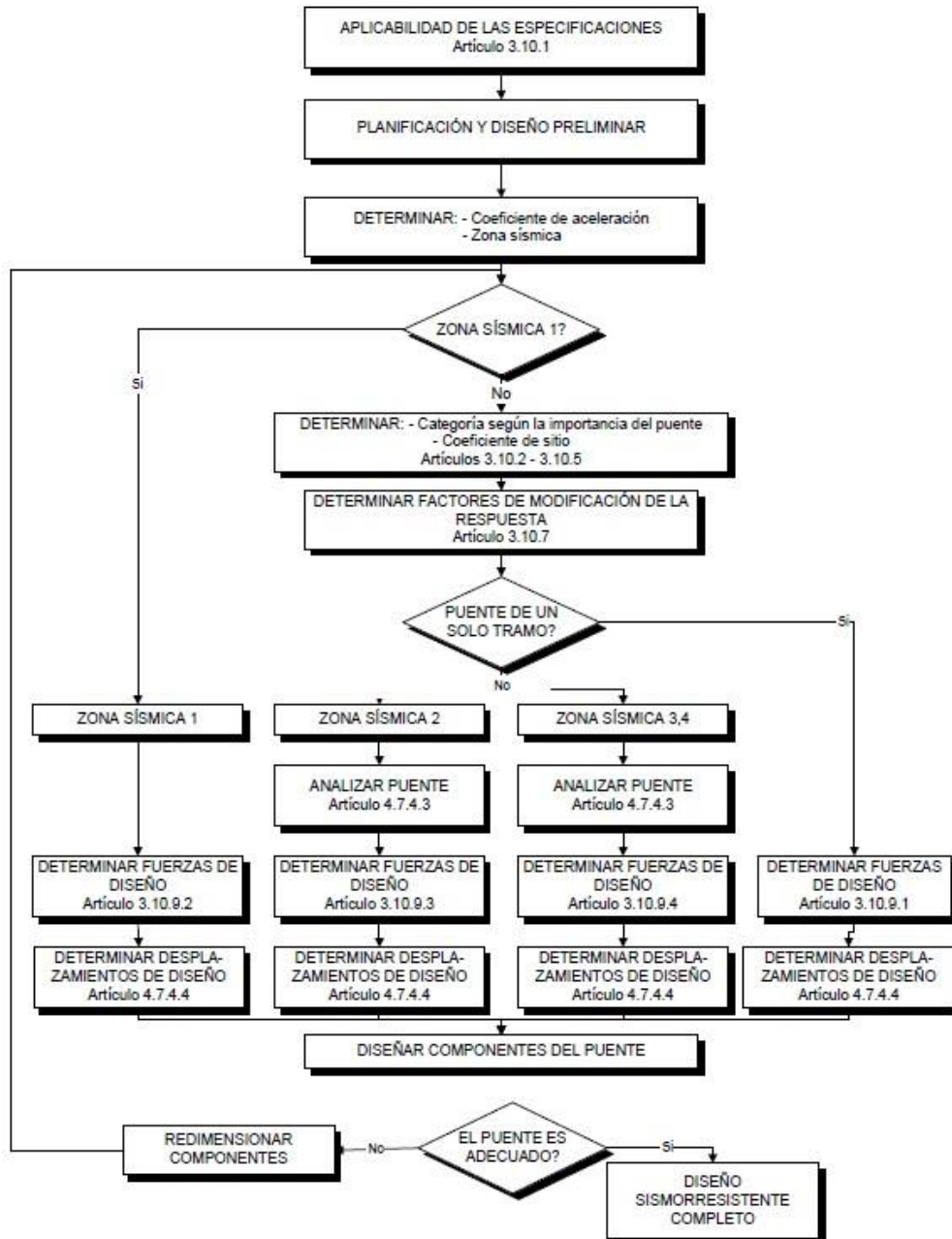
Cargas y factores de carga

APENDICE A3

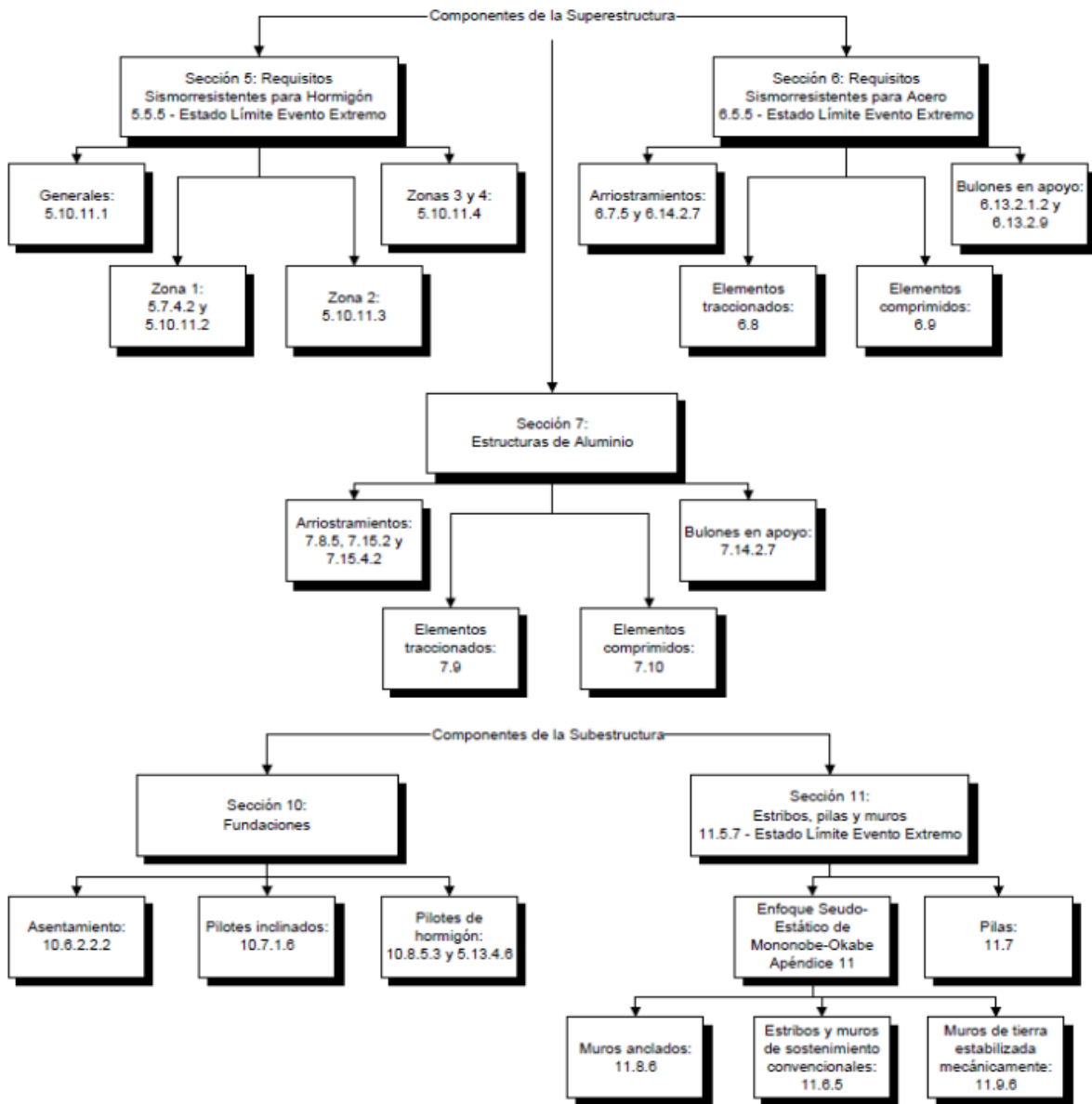
DIAGRAMAS DE FLUJO DE DISEÑO SÍSMICO

CAPÍTULO 1

DIAGRAMA DE FLUJO DE DISEÑO SÍSMICO



CAPÍTULO 2
DIAGRAMA DE FLUJO DE DETALLAMIENTO SÍSMICO Y DISEÑO DE CIMENTACIÓN



APENDICE B3 SOBRERRESISTENCIA

Artículo 5. El Apéndice mantiene el formato y la numeración original AASHTO LRFD 2014

Artículo 6. El Artículo 3.10.9.4.3a define las fuerzas que resultan de la articulación plástica en las columnas, es decir, cuando una columna alcanza su capacidad última a momento, y presenta dos procedimientos. Uno es para una sola columna que se articula alrededor de sus dos ejes principales; esto también se aplica a los pilares actuando como columnas solas. El otro procedimiento para un pórtico de columnas múltiples en el plano del pórtico. Las fuerzas se basan en el potencial de sobrerresistencia de los materiales, y para ser válidas debe usarse los requisitos de detallado de esta Sección de manera que pueda ocurrir la articulación plástica de las columnas. La sobrerresistencia resulta que las propiedades reales sean mayores que los valores mínimos especificados y se implementa especificando factores de resistencia mayores que la unidad. Debe tenerse en cuenta este hecho cuando se usan fuerzas generadas por la cedencia de la columna como fuerzas de diseño. Generalmente, la sobrerresistencia depende de los siguientes factores:

- a) El tamaño real de la columna y la cantidad real de acero de refuerzo.
- b) El efecto de una resistencia del acero mayor que f_y , y por efecto de endurecimiento por deformación.
- c) El efecto de una resistencia del concreto mayor que f'_c , y el confinamiento proporcionado por el acero transversal.
- d) También, con el tiempo, el concreto aumentará su resistencia gradualmente.
- e) El efecto de la deformación unitaria última a compresión del concreto mayor que 0.003.

Artículo 7. Tamaño de la Columna y Configuración del Refuerzo El ingeniero diseñador debería seleccionar el tamaño mínimo de la sección de las columnas la cuantía de refuerzo al satisfacer los requisitos del diseño estructural. A medida que estos parámetros aumentan, aumenta la sobrerresistencia. Ésto puede llevar a un aumento en el tamaño y en el costo de la cimentación. Es preferible una cuantía de refuerzo que sitúa el diseño por debajo de la nariz del diagrama de interacción, especialmente en áreas de alta sismicidad. Sin embargo, la selección del tamaño y del refuerzo también debe satisfacer otros requisitos arquitectónicos y, quizá otros requisitos, que puedan controlar el diseño.

Artículo 8. Incremento de la Resistencia del Refuerzo Casi todas las barras de refuerzo tendrán una resistencia de cedencia mayor que el valor mínimo especificado, que puede ser hasta 30 por ciento mayor, con un aumento promedio del 12 por ciento. AL combinar este incremento con el efecto de endurecimiento por deformación, es razonable suponer un incremento en la resistencia de cedencia de $1.25 f_y$, cuando se calcule la sobrerresistencia.

Artículo 9. Aumento de la Resistencia del Concreto La resistencia del concreto se define como la resistencia especificada a compresión a los 28 días; este es un estimado bajo de la resistencia esperada en el campo. Típicamente, diseños de mezcla conservadores resultan en una resistencia real a los 28 días cercana a 20 a 25 por ciento mayor que la especificada. El concreto también continuará ganando resistencia con la edad. Núcleos tomados de puentes viejos en California construidos en los años 1950 y 1960 han arrojado consistentemente resistencias a compresión en exceso de $1.5 f'_c$. La resistencia a compresión del concreto se aumenta aún más por el posible confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal. El cargado rápido, es decir, el efecto de la tasa de deformación, debido a las fuerzas sísmicas podría también resultar en un aumento significativo de la resistencia. A la luz de todo lo anterior, la resistencia real del concreto cuando ocurre un evento sísmico probablemente exceda significativamente la resistencia especificada a los 28 días. Por lo tanto, podría suponerse una resistencia del concreto incrementada de $1.5 f'_c$ para calcular la sobrerresistencia de la columna.

Artículo 10. Deformación Unitaria Última a Compresión (ϵ_c) Aunque los ensayos sobre concreto no confinado muestran que una deformación unitaria razonable en el momento de la primera falla por aplastamiento es 0.003, ensayos sobre secciones confinadas de columna muestran un marcado incremento en este valor. El uso de tan baja deformación para la fibra extrema es un estimado muy conservador de la deformación unitaria en la cual se desarrolla la primera falla por aplastamiento en la mayoría de las columnas, y considerablemente menor que la deformación unitaria esperada en la respuesta máxima del evento sísmico de diseño. Hay soporte de investigaciones para deformaciones unitarias del orden de 0.01 y mayores como la magnitud probable de deformaciones unitarias máximas de compresión. Por ende, los diseñadores deben suponer un valor de deformación unitaria última de 0.01 como un valor realista.

Artículo 11. Para efectos de cálculo, el espesor del recubrimiento usado para calcular la sobrerresistencia de la sección no debe tomarse mayor que 50 mm. Esta sección reducida debe ser adecuada para todas las cargas asociadas con la articulación plástica.

Artículo 12. Capacidad con Sobrerresistencia La derivación de la capacidad con sobrerresistencia de la columna se describe en la Figura B3-1. El efecto de propiedades de los materiales mayores que las especificadas se ilustra comparando la curva real de sobrerresistencia, calculada con valores realistas de f_y , f'_c y c , con la curva de interacción de las resistencias nominales, P_n , M_n . Es generalmente satisfactorio aproximarse a la curva de sobrerresistencia multiplicando el momento resistente nominal por el factor 1.3 para cargas axiales por debajo de la nariz del diagrama de interacción, es decir, un diagrama de interacción P_n , $1.3 M_n$. Sin embargo, tal como se muestra, dicha curva puede estar considerablemente errada para cargas axiales por encima de la nariz del diagrama de interacción. Por lo tanto, se recomienda que se obtenga la curva de sobrerresistencia multiplicando ambos, P_n y M_n , por $\phi = 1.3$, es decir, $1.3 P_n$, $1.3 M_n$. Esta curva tiene la forma general de la curva real para todos los niveles de carga axial.

Artículo 13. A la luz de la anterior discusión, se recomienda que:

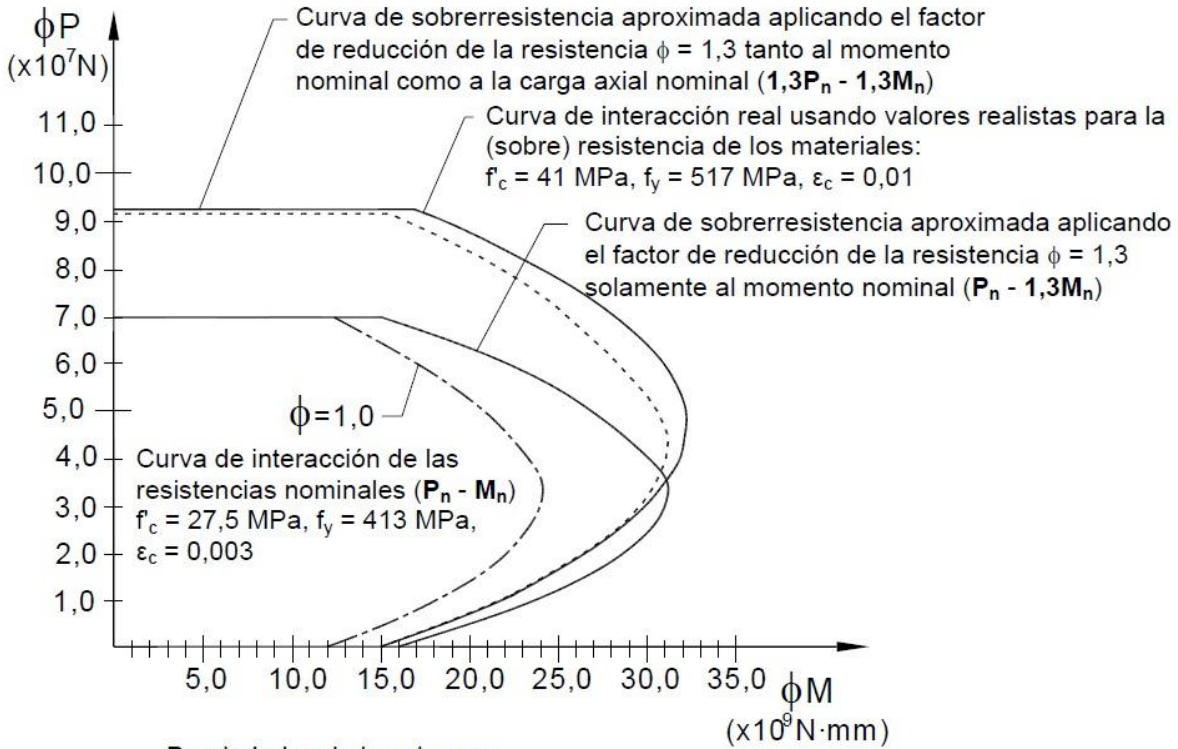
- a) Para todos los puentes con cargas axiales por debajo de P_b , debe suponerse el momento sobrerresistente igual a 1.3 veces el momento nominal.
- b) Para los puentes en las zonas 3 y 4 con clasificación operacional de "Otra", y para todos los puentes en la Zona 2 para los cuales se ha recurrido a la articulación plástica, debe aproximarse a la curva de sobrerresistencia para cargas axiales mayores que P_b multiplicando ambos, P_n y M_n , por $\phi = 1.3$
- c) Para los puentes en las Zonas 3 y 4 con clasificación operacional de "esencial" o "crítica", debe calcularse la curva de sobrerresistencia para cargas axiales mayores que P_b usando valores realistas de f_y , f'_c y c , como se recomienda en la Tabla B3-1 o con valores basados en resultados de ensayos. LA sobrerresistencia de columnas, calculada así, no debería ser menor que el valor estimado con la curva aproximada con base en $1.3 P_n$, $1.3 M_n$.

Tabla B3-1-Valores Aumentados Recomendados para las Propiedades de los Materiales

Aumento f_y (mínimo)	$1.25f_y$
Aumento f'_c	$1.5 f'_c$
Aumento c ,	0.01

Artículo 14. Falla por Cortante El modo de falla por cortante en una columna o pilar probablemente resulte en colapso parcial o total del puente; por ende, debe calcularse conservadoramente la fuerza de diseño de cortante. Para calcular la fuerza cortante de una columna o pilar, debe considerarse la ubicación potencial de rótulas plásticas. Para columnas carteladas, éstas pueden ocurrir en las partes superior o inferior de la cartela. Para pórticos de múltiples columnas con un muro de altura parcial, las rótulas plásticas probablemente se ubiquen al tope del muro a menos que el muro se separe estructuralmente de la columna.

Para columnas con cimentaciones embebidas profundamente, la rótula plástica puede ubicarse por encima de losa de cimentación o del dado del pilote. Para pórticos de pilotes, la rótula plástica puede ubicarse por encima del punto calculado de fijación. Debido a las consecuencias de una falla por cortante, se recomienda que las rótulas plásticas se ubiquen de manera conservadora de tal manera que, junto con los momentos plásticos, se use la menor longitud potencial de columna para calcular las mayores fuerzas potenciales de cortante para el diseño.



Propiedades de la columna:
 Sección 1797 x 1797
 $A_s = 32$ barras #35 (1,05%)
 $f_c = 27,5$ MPa
 $f_y = 413$ MPa
 $\epsilon_c = 0,003$

**APENDICE C3
CARGA DE VIENTO: WL Y WS (AASHTO 3.8)**

Artículo 15. Este Apéndice constituye una traducción del Punto 3.8 de la versión 2017 de AASTO LRFD

**CAPÍTULO 1
PRESIÓN HORIZONTAL DE VIENTO (AASHTO 3.8.1)**

Artículo 16. CONDICIONES DE EXPOSICIÓN (AASHTO 3.8.1.1)

- 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 el artículo 3.8.2 indique lo contrario, y puede 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 pueden despreciar las superficies que no contribuyen a la solicitación extrema considerada.
- b) Para puentes típicos, las cargas de viento en la subestructura desde la superestructura puede ser determinada para el viento en dirección transversal al puente en elevación luego ajustado para varios ángulos de ataque usando las disposiciones del Artículo 3.8.1.2.3a.

Artículo 17. VELOCIDAD DE VIENTO

- a) Las ráfagas de viento de 3 segundos de diseño, V , utilizado en la determinación de las cargas de viento de diseño en puentes será determinada a partir de la Figura 3.8.1.1.2-1.
- b) La velocidad de viento supondrá un incremento donde los registros, experiencias o estudio de viento específicos del sitio indican que la velocidad del viento es mayor que la indicada en la Figura 3.8.1.1.2-1, cuando la probabilidad de excedencia supere el 7 por ciento en 50 años, sea posible en la ubicación del puente.
- c) A menos que un estudio de viento específico sea realizado en el sitio, las velocidades de viento usadas para diferentes combinaciones de carga serán tomadas de la Tabla 3.8.1.1.2-1.

Tabla 3.8.1.1.2-1 –Ráfagas de viento de 3 segundos de diseño para diferentes combinaciones de carga, V

Load Combination	3-Second Gust Wind Speed (mph), V
Strength III	Wind speed taken from Figure 3.8.1.1.2-1
Strength V	80
Service I	70
Service IV	0.75 of the speed used for the Strength III limit state

Figura 3.8.1.1.2-1 – Velocidad de viento de diseño (km/h)

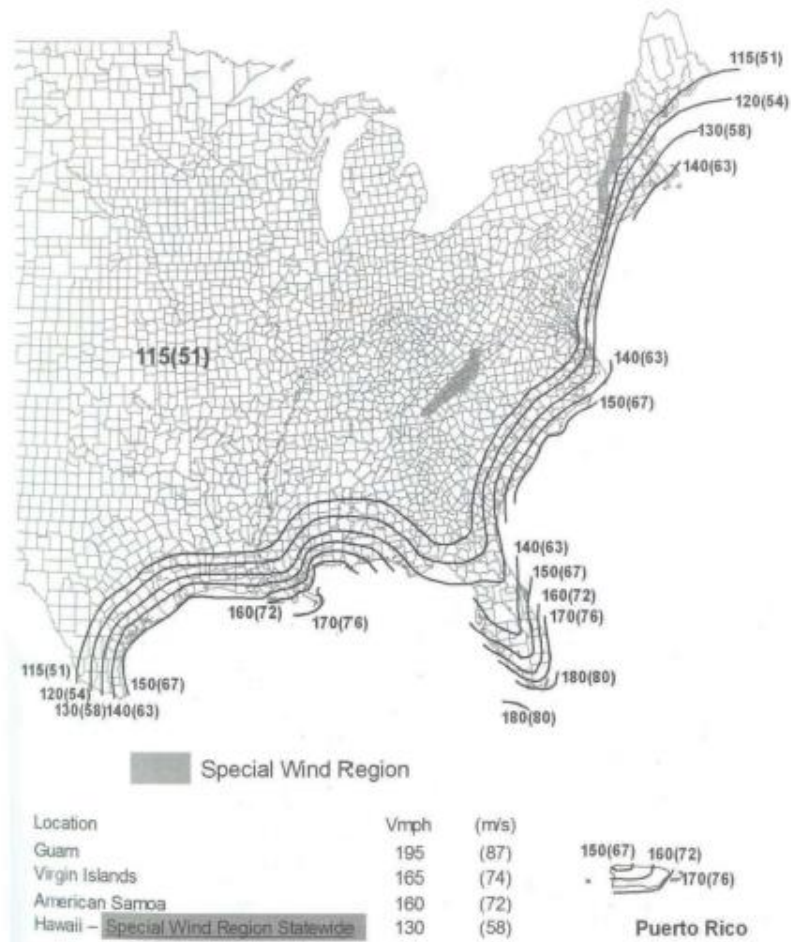


Figure 3.8.1.1.2-1 (cont'd.)—Design Wind Speed, V, in mph (m/s)

Artículo 18. DIRECCIÓN DEL VIENTO PARA DETERMINAR LA CATEGORÍA DE EXPOSICIÓN AL VIENTO

- a) Para cada dirección de viento que se investigará, la categoría de exposición al viento del puente se determinará para los dos sectores del viento que se extienden 45 grados a cada lado de la dirección del viento. La categoría de exposición al viento en los dos sectores se determinará de conformidad con los Artículos 3.8.1.1.4 y 3.8.1.1.5. La categoría de exposición al viento que da como resultado cargas de viento más altas se utilizará para determinar la carga de viento para el viento que sopla desde la dirección que se está investigando.
- b) Para puentes típicos, la categoría de exposición al viento, como se especifica en el Artículo 3.8.1.1.5, debe ser perpendicular al puente. Para puentes de tramo largo y para puentes de alto nivel, se investigarán diferentes categorías de exposición al viento para determinar la dirección más crítica del viento.

Artículo 19. CATEGORÍAS DE RUGOSIDAD DE SUPERFICIE DEL SUELO La rugosidad de la superficie del suelo dentro de cada uno de los sectores de 45 grados definidos en el Artículo 3.8.1.1.3 se determinará de la siguiente manera:

- a) Rugosidad de la superficie del suelo B: áreas urbanas y suburbanas, áreas arboladas u otras áreas con numerosas obstrucciones espaciadas entre sí que tienen el tamaño de viviendas unifamiliares o más grandes.
- b) Rugosidad de la superficie del suelo C: terreno abierto con obstrucciones dispersas que tienen alturas generalmente menores a 10 metros, incluso campo abierto y pastizales.
- c) Rugosidad de la superficie del suelo D: áreas planas, sin obstáculos y superficies de agua; esta categoría incluye llanuras de barro, salinas y hielo sin romper.

Artículo 20. CATEGORÍAS DE EXPOSICIÓN AL VIENTO

- a) La categoría de exposición de la estructura se determinará de la siguiente manera:
 - I. **Categoría de exposición al viento B:** La categoría de exposición al viento B se aplicará cuando la categoría de rugosidad de la superficie del suelo B, como se define en el artículo 3.8.1.1.4, prevalece en la dirección del viento para una distancia mayor de 450 metros para estructuras con una altura media inferior o igual a 10 metros y para una distancia mayor de 800 metros o 20 veces la altura de la estructura, lo que sea mayor, para estructuras con una altura media superior a 10 metros.
 - II. **Categoría de exposición al viento C:** La categoría de exposición al viento C se aplicará a todos los casos en que las categorías de exposición al viento B o D no se apliquen.
 - III. **Categoría de exposición al viento D:** La categoría de exposición al viento D se aplicará cuando la categoría de rugosidad de la superficie del suelo D, como se define en el artículo 3.8.1.1.4, prevalece en la dirección del viento por una distancia mayor 1500 metros o 20 veces la altura de la estructura, lo que sea mayor.
 - IV. La categoría de exposición al viento D también se aplicará cuando la estructura se encuentre a una distancia de 180 metros o 20 veces la altura de la estructura, lo que sea mayor, de una condición de Categoría D de rugosidad de la superficie del terreno, incluso si la Categoría de rugosidad de la superficie del terreno B o C existe inmediatamente a favor del viento de la estructura.

Artículo 21. PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS: WS

- a) Requisitos generales

La presión del viento se determinará como:

$$P_z = 2.56 \times 10^{-6} V^2 K_z G C_D \quad (3.8.1.2.1-1)$$

siendo:

P_z Presión del viento de diseño (ksf)

V Velocidad del viento de ráfaga de 3 segundos de diseño especificada en la Tabla 3.8.1.1.2-1 (mph)

- Kz** Exposición a la presión y coeficiente de elevación que se tomará igual a Kz(SI), Kz(C), o Kz(D) determinado usando las ecuaciones 3.8.1.2.1-2, 3.8.1.2.1-3 o 3.8.1.2.1-4, respectivamente, para las combinaciones de carga de Fuerza III y Servicio IV y se tomará como 1.0 para otras combinaciones de carga.
- G** Factor de ráfaga determinado usando un estudio específico o como se especifica en la tabla 3.8.1.2.1-1 para las combinaciones de carga de Resistencia III y Servicio IV y 1,0 para todas las otras combinaciones
- C_D** Coeficiente de ráfaga determinado usando un estudio específico o como se especifica en la Tabla 3.8.1.2.1-2

- b) La exposición a la presión y el coeficiente de elevación, Kz, para las combinaciones de resistencia y carga de servicio N se determinarán de la siguiente manera:

$$K_z(B) = \frac{\left[2.5 \ln \left(\frac{Z}{0.9834} \right) + 6.87 \right]^2}{345.6} \quad (3.8.1.2.1-2)$$

$$K_z(C) = \frac{\left[2.5 \ln \left(\frac{Z}{0.0984} \right) + 7.35 \right]^2}{478.4} \quad (3.8.1.2.1-3)$$

$$K_z(D) = \frac{\left[2.5 \ln \left(\frac{Z}{0.0164} \right) + 7.65 \right]^2}{616.1} \quad (3.8.1.2.1-4)$$

dónde:

Kz (B), Kz (C) y Kz (D) son Kz para exposición al viento Categoría B, C y D, respectivamente. La altura de la estructura, Z, utilizada para determinar la exposición a la presión y el coeficiente de elevación, Kz, deberá ser tomado como:

- Para superestructuras de puentes: la altura promedio de la parte superior de la superestructura sobre el suelo o la superficie del agua circundante.
- Para subestructuras de puentes que no se extienden por encima de la elevación de la superestructura: a menos que el Propietario apruebe lo contrario, la altura utilizada para determinar la presión del viento en la superestructura.
- Para subestructuras de puentes que se extienden por encima de la elevación de la superestructura: a menos que se indique lo contrario aprobado por el propietario, la altura de la parte superior de la subestructura.
- Para barreras acústicas montadas en el suelo: la altura de la parte superior de la barrera acústica por encima de la superficie inferior del terreno circundante.
- Para barreras acústicas montadas en la estructura o en la barrera del tráfico: la altura de la parte superior de la barrera acústica sobre el suelo bajo o la superficie del agua que rodea la estructura de soporte.

En ningún caso la altura de la estructura, Z, utilizada en el cálculo de Kz se tomará a menos de 33.0 pies.

Tabla 3.8.1.2.1-1. Factor de efecto de ráfaga, G

Structure Type	Gust Effect Factor, G
Sound Barriers	0.85
All other structures	1.00

Tabla 3.8.1.2.1-2. Coeficiente de arrastre, C_D

Component		Drag Coefficient, C_D	
		Windward	Leeward
I-Girder and Box-Girder Bridge Superstructures		1.3	N/A
Trusses, Columns, and Arches	Sharp-Edged Member	2.0	1.0
	Round Member	1.0	0.5
Bridge Substructure		1.6	N/A
Sound Barriers		1.2	N/A

Artículo 22. CARGAS EN LA SUPERESTRUCTURA En el caso general del análisis del viento, la carga del viento se determinará como se especifica en el Artículo 3.8.1.1 y se variará la dirección del viento. Las cargas de viento se tomarán como componentes algebraicos transversales y longitudinales de la carga de viento. La dirección del viento para el diseño será la que produzca el efecto de fuerza máxima en el componente bajo investigación. Los componentes transversales y longitudinales de la carga del viento se aplicarán simultáneamente.

Artículo 23. CARGAS EN LA SUBESTRUCTURA

a) Fuerzas aplicadas desde la superestructura

1. Los componentes de carga de viento transversal y longitudinal transmitidos por la superestructura a la subestructura para varios ángulos de direcciones del viento pueden tomarse como el producto de los coeficientes de inclinación especificados en la Tabla 3.8.1.2.3a-1, la presión del viento calculada usando la ecuación. 3.8.1.2.1-1, y la profundidad del puente. La profundidad del puente será como se ve en la elevación perpendicular al eje longitudinal del puente.
2. Ambos componentes de las cargas de viento se aplicarán como cargas lineales en la profundidad media de la superestructura. En efecto, los componentes longitudinales de las cargas de viento deberán ser aplicados como cargas lineales a lo largo del eje longitudinal de la superestructura.
3. El ángulo de inclinación se tomará medido desde el eje perpendicular al longitudinal del puente en planta.
4. La dirección del viento para el diseño será la que produzca el efecto de fuerza máxima en la subestructura. Los componentes de carga de viento transversal y longitudinal en la superestructura se aplicarán simultáneamente.

Tabla 3.8.1.2.3a-1-Coeficientes de inclinación para varios ángulos de ataque

Ángulo de inclinación (grado)	Trusses, Columnas y arcos		Vigas	
	Coeficiente de inclinación transversal	Coeficiente de inclinación longitudinal	Coeficiente de inclinación transversal	Coeficiente de inclinación longitudinal
0	1.000	0,000	1.000	0,000
15	0.933	0.160	0.880	0.120
30	0.867	0.373	0.820	0.240
45	0.627	0,547	0.660	0.320
60	0.320	0,667	0,340	0.380

5. Para puentes de vigas y losas habituales que tienen una longitud de tramo individual de no más de 45,0 metros y una altura máxima de 10 metros por encima del nivel del suelo o del agua, se pueden usar los siguientes componentes de carga de viento:

- I. Transversal: 100 por ciento de la carga de viento calculada en base a la dirección del viento perpendicular al eje longitudinal del puente.
- II. Longitudinal: 25 por ciento de la carga transversal.

Ambas fuerzas se aplicarán simultáneamente.

b) Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura

1. Las fuerzas transversales y longitudinales que se aplicarán directamente a la subestructura serán calculadas usando la presión del viento determinada usando la ecuación. 3.8.1.2.1-1. Para las direcciones del viento tomadas sesgadas a la subestructura, la presión del viento se resolverá en componentes perpendiculares a las elevaciones frontales y finales de la subestructura. El componente perpendicular a la elevación final actuará en el área de la subestructura expuesta como se ve en la elevación final, y el componente perpendicular a la elevación frontal actuará en el área de la subestructura expuesta como se ve en la elevación frontal. Los dos componentes de la fuerza del viento de la subestructura se aplicarán simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

Artículo 24. CARGAS DE VIENTO EN BARRERAS DE SONIDO

- a) La presión del viento en las barreras acústicas montadas en el suelo o montadas en la estructura se determinará utilizando la ecuación 3.8.1.2.1-1 y asumiendo la dirección del viento perpendicular al plano de la barrera del sonido.
- b) Los paneles de barrera acústica se diseñarán asumiendo que la presión del viento se aplica como una carga uniforme en toda el área de los paneles.
- c) Los elementos de soporte vertical (si se usan), los cimientos y la conexión del panel o los elementos de soporte vertical a los cimientos o la estructura de soporte se diseñarán para una carga de línea igual en valor a la presión del viento multiplicada por la altura de la barrera acústica. La carga de la línea se aplicará a una distancia igual a 0,55 veces la altura de la barrera del sonido medida desde el fondo de la barrera del sonido. Para determinar la ubicación de la carga de la línea, la altura de la barrera del sonido se tomará como la distancia desde la parte superior de la barrera del sonido hasta:

1. La superficie del suelo inmediatamente adyacente a la barrera del sonido para barreras acústicas montadas en el suelo.
 2. La elevación de la conexión de barrera de sonido a la estructura de soporte para barreras de sonido montadas en la estructura.
- d) Cuando la barrera acústica está montada en la parte superior de una barandilla de tráfico o un muro de contención que se extiende por encima del suelo, la magnitud y la ubicación de las cargas de viento transmitidas a la base de la barandilla de tráfico de apoyo o el muro de contención se determinarán como se especifica anteriormente, suponiendo que la altura El área expuesta es la suma de la altura de la barrera acústica más la altura de la barandilla de soporte o del muro de contención.
- e) La altura de la barandilla de soporte o del muro de contención que se considerará para determinar la magnitud y la ubicación de la carga de viento será la medida desde la superficie superior del suelo, la cubierta del puente o la carretera hasta la parte superior de la barandilla de soporte o muro de contención.

Artículo 25. PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE CARGAS VIVAS: WL

- a) La carga del viento sobre la carga viva deberá estar representada por una fuerza de movimiento interrumpible de 0.10kif que actúe transversal a, y 6.0 pies sobre la carretera, y se transmitirá a la estructura.
- b) En varios ángulos de dirección del viento, los componentes transversales y longitudinales de la carga del viento sobre la carga viva pueden tomarse como se especifica en la Tabla 3.8.1.3-1 con el ángulo de inclinación medido desde el eje perpendicular al longitudinal del puente en planta.
- c) La dirección del viento para el diseño será la que produzca el efecto de fuerza extrema sobre el componente bajo investigación. Los componentes de carga de viento transversal y longitudinal en la carga viva se aplicarán simultáneamente.

Tabla 3.8.1.3-1. Componentes del viento sobre la carga viva

Angulo 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

- d) 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 pueden utilizar las siguientes cargas de viento:

1. 1,46 kN/m, transversal

2. 0,59 kN/m, longitudinal

Ambas cargas deberán ser aplicadas simultáneamente.

CAPÍTULO 2 PRESIÓN VERTICAL DEL VIENTO (AASHTO 3.8.2)

Artículo 26. PRESIÓN VERTICAL DEL VIENTO El efecto de las fuerzas que tienden a volcar estructuras, a menos que se determine lo contrario en el Artículo 3.8.3, se calculará como una carga de viento vertical hacia arriba igual a:

- a) 0,020ksf para la combinación de carga de Fuerza III
- b) 0,010ksf para la combinación de carga de Servicio IV

veces el ancho de la cubierta, incluidos los parapetos y las aceras, se aplicará como una carga de línea. Esta fuerza se aplicará solo cuando se considere que la dirección del viento horizontal es perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta carga de línea se aplicará en el cuarto de punto de barlovento del ancho de la cubierta que no esté unido a las cargas de viento horizontales especificadas en el Artículo 3.8.1. La carga de viento vertical no se aplicará para combinaciones de carga que no sean Fuerza III y Servicio IV.

CAPÍTULO 3 MOVIMIENTOS DEL PUENTE INDUCIDOS POR EL VIENTO (AASHTO 3.8.3)

Artículo 27. REQUISITOS GENERALES

- a) Las disposiciones de este Artículo aplicarán puentes híbridos en servicio y puentes durante la construcción después de que se instalen las cubiertas y todas las características que afectan su comportamiento elástico.
- b) Los efectos de las vibraciones inducidas por el viento se tendrán en cuenta en el diseño de puentes y componentes estructurales aptos para ser sensibles al viento. A los efectos de este artículo, los siguientes puentes se considerarán sensibles al viento:
 - 1. Puentes híbridos con una relación de aspan a profundidad, y componentes estructurales de los mismos con una relación de longitud a ancho, superior a 30.0,
 - 2. Todos los puentes soportados por cable, y
 - 3. Todos los puentes con períodos verticales o traslacionales fundamentales mayores de 1 segundo.
- c) También se considerará el potencial de las vibraciones de los cables inducidas por el viento, debido a cualquier mecanismo causal.

Artículo 28. MOVIMIENTOS INDUCIDOS POR EL VIENTO Se considerarán cuando corresponda vibraciones inducidas por el viento debidas a golpes, excitación vórtice, galopar, el aleteo y la divergencia estática de puentes sensibles al viento y componentes sensibles al viento.

Artículo 29. CONTROL DE RESPUESTAS DINÁMICAS Para puentes sensibles al viento, las aceleraciones máximas inducidas por el viento vertical de la superestructura debido a la caída del vórtice o al golpeteo deben ser inferiores al 5 por ciento de la aceleración de la gravedad, g , para viento estable velocidades menos o igual a 50 Km/h, y debe ser inferior al 10 por ciento de la aceleración de la gravedad, g , para velocidades de viento constantes mayores de 50 Km/h y menores de 80 Km/h. Los puentes

sensibles al viento y sus componentes estructurales sensibles al viento, incluidos los cables, deberán estar diseñados para estar libres de daños por fatiga debido a oscilaciones inducidas por vórtice. Los puentes deben estar diseñados para estar libres de divergencias, galopes y revoloteos catastróficos hasta una velocidad de viento constante, promedio de 10 minutos numéricamente igual a 0.85 veces la velocidad del viento de diseño aplicable en el puente completado en la elevación de la superestructura.

Artículo 30. Para el propósito de determinar los 10 minutos velocidad media del viento, la velocidad del viento de diseño aplicable para el puente completado en la elevación de la superestructura se tomará igual a $V(Kz) 1a$, para la cual V y Kz son los definidos en el Artículo 3.8.1.2.1.

CAPÍTULO 4 ESTUDIOS ESPECÍFICOS DEL SITIO Y DE LA ESTRUCTURA (AASHTO 3.8.4)

Artículo 31. ESTUDIOS ESPECÍFICOS DEL SITIO Y DE LA ESTRUCTURA Los requisitos del Artículo 3.8.3 pueden cumplirse utilizando:

- a) Un análisis específico del sitio de datos históricos del viento en áreas que no son huracanes y una simulación numérica específica del sitio de las velocidades potenciales del viento de huracanes se pueden utilizar para determinar los criterios de diseño del viento, o
- b) Pruebas de túnel representativas que usan procedimientos aprobados que pueden utilizarse para determinar las cargas de viento y evaluar la estabilidad aeroelástica.

TITULO IV

Análisis y Evaluación estructural

APÉNDICE A4

TABLA PARA DISEÑO DE LOSAS DE TABLERO

Artículo 32. La **Tabla A.4.1** se puede utilizar para determinar los momentos de diseño para diferentes configuraciones de vigas. Para desarrollar esta **Tabla** se usaron las siguientes suposiciones y limitaciones las que deben ser consideradas cuando se utilicen los valores listados para diseño:

- a) Los momentos se calculan usando el método de la faja equivalente como se aplica a losas de hormigón apoyadas en vigas paralelas.
- b) Los valores tabulados incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica.
- c) Ver el artículo 4.6.2.1.6 para la distancia entre los centros de vigas y la ubicación de las secciones de diseño para momentos negativos en el tablero. Para distancias diferentes a las listadas en la Tabla A.4.1 se puede interpolar entre los valores listados.
- d) Los momentos son aplicables a tableros apoyados como mínimo en tres vigas y que tengan un ancho no menor a 4,30 m entre ejes de las vigas exteriores.
- e) Los momentos representan el límite superior para los momentos en las regiones interiores de la losa y, para cualquier separación específica entre vigas, se tomaron como el máximo valor calculado, suponiendo diferente número de vigas en la sección transversal del puente. Para cada combinación de separación entre vigas y número de vigas, se consideraron los siguientes dos casos de ancho de voladizo:
 1. Mínimo ancho total de voladizo de 0,55 m medido desde el eje de la viga exterior, y
 2. Máximo ancho total de voladizo igual al menor entre 0,625 veces la separación entre vigas y 1,80 m.
- f) Se utilizó un ancho del sistema de defensa de 0,55 m para determinar el ancho libre del voladizo. Para otros anchos de sistemas de defensa, se espera que la diferencia en los momentos en las regiones interiores del tablero esté dentro de los límites aceptables para el diseño práctico.
- g) Los momentos no se deben aplicar a los voladizos del tablero ni a las regiones adyacentes del tablero las cuales se deben diseñar teniendo en cuenta las disposiciones del artículo A.13.4.1.
- h) Se encontró que dos ejes de 176 kN del tándem, colocados a 1,20 m uno del otro, produjeron efectos máximos bajo cada uno de los neumáticos aproximadamente igual al efecto del eje de camión de 232 kN. El tándem produce un momento total mayor, pero este momento se distribuye sobre un ancho mayor. Se concluyó que repetir los cálculos con un ancho de faja diferente para el tándem no resultaría en una diferencia significativa.

Tabla A.4.1. Momentos máximos de sobrecarga por unidad de ancho, en kNm/m

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

S [m]	Momento Positivo [kN·m/m]	Momento Negativo [kN·m/m]						
		Distancia [m] desde el Eje de la Viga hasta la Sección de Diseño para Momento Negativo						
		0,000	0,075	0,150	0,225	0,300	0,450	0,600
1,30	33,81	18,75	16,43	14,30	12,72	11,44	9,70	8,75
1,40	33,62	22,62	19,54	16,54	14,30	12,27	9,54	8,19
1,50	33,68	26,11	22,45	18,75	15,97	13,18	9,31	8,40
1,60	33,90	29,44	25,25	21,06	17,65	14,35	9,46	6,86
1,70	34,30	32,22	27,66	23,12	19,22	15,54	9,70	7,22
1,80	34,86	34,70	29,86	25,01	20,69	16,70	10,03	7,66
1,90	35,58	36,88	31,81	26,74	22,05	17,81	10,64	8,21
2,00	36,45	38,82	33,54	28,27	23,28	18,83	11,25	8,91
2,10	37,41	42,85	37,10	31,33	25,70	20,59	11,86	9,73
2,20	38,46	44,27	38,43	32,59	26,78	21,58	11,78	10,77
2,30	39,60	45,52	39,62	33,71	27,81	23,31	14,53	12,88
2,40	40,80	46,62	40,67	34,72	28,77	24,66	17,39	14,94
2,50	42,10	47,55	41,58	35,60	29,62	25,68	19,84	17,01
2,60	43,55	48,35	42,35	36,37	30,37	26,37	21,86	19,01
2,70	44,99	49,09	43,07	37,07	31,07	26,82	23,54	20,98
2,80	46,43	49,68	43,68	37,68	31,98	27,86	24,86	22,90
2,90	47,86	51,98	45,95	39,90	34,02	29,46	26,88	24,77
3,00	49,28	55,41	49,26	43,14	36,99	31,14	28,85	26,59
3,10	50,66	58,61	52,43	46,22	38,35	33,84	30,77	28,45
3,20	52,00	61,71	55,47	49,23	43,01	36,77	32,61	30,26
3,30	53,38	64,70	58,43	52,16	45,89	39,63	34,40	32,02
3,40	54,74	67,60	61,34	55,09	48,83	42,58	36,16	33,74
3,50	56,08	70,35	64,05	57,74	51,44	45,14	37,87	35,41
3,60	57,39	73,04	66,72	60,42	54,10	47,79	39,52	37,04
3,70	58,67	75,60	69,30	62,99	56,69	50,38	41,26	38,62
3,80	59,92	78,11	71,81	65,50	59,22	52,91	43,33	40,16
3,90	61,17	80,51	74,22	67,94	61,66	55,36	45,33	40,88
4,00	62,35	82,86	76,59	70,32	64,05	57,78	47,31	42,26
4,10	63,54	85,10	78,85	72,59	66,35	60,11	49,23	44,56
4,20	64,67	87,30	81,07	74,83	68,61	62,38	51,14	45,97
4,30	65,79	89,41	83,20	77,01	70,80	64,61	53,01	47,31
4,40	66,88	91,44	85,26	79,10	72,93	66,75	54,80	48,64
4,50	67,94	93,47	87,33	81,18	75,04	68,90	56,61	50,06
4,60	68,98	95,39	89,28	83,17	77,06	70,94	58,72	51,78

TITULO V

Estructuras de hormigón armado

APÉNDICE A5

PASOS BÁSICOS PARA LOS PUENTES DE CONCRETO

Artículo 33. REQUISITOS GENERALES (A.5.1) La intención de este esquema es ilustrar el proceso de diseño con base en los métodos simplificados. No debe considerarse completo, y tampoco debe utilizarse en reemplazo de un cabal conocimiento de los requisitos de esta sección.

Artículo 34. CONSIDERACIONES GENERALES (A.5.2)

- a) Filosofía de diseño (1.3.1)
- b) Estados límites (1.3.2)
- c) Objetivos del diseño y características de ubicación (2.3) (2.5)

Artículo 35. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE VIGAS (A.5.3)

- a) Desarrollar la sección general
 - 1. Definir el ancho de la vía (Ancho especificado para la vía)
 - 2. Determinar las disposiciones del tramo (2.3.2) (2.5.4) (2.5.5) (2.6)
 - 3. Elegir el tipo de puente

- b) Predimensionar la sección típica
 - 1. Vigas prefabricadas preeesforzadas
 - a. Aleta superior (5.14.1.2.2)
 - b. Aleta inferior (5.14.1.2.2)
 - c. Almas (5.14.1.2.2)
 - d. Altura de la estructura (2.5.2.6.3)
 - e. Refuerzo mínimo (5.7.3.3.2) (5.7.3.4)
 - f. Dispositivos de izaje (5.14.1.2.3)
 - g. Juntas (5.14.1.2.6)
 - 2. Vigas tipo cajón de múltiples almas y vigas Te hormigonadas in situ (5.14.1.3)
 - a. Aleta superior (5.14.1.3.1a)
 - b. Aleta inferior (5.14.1.3.1b)
 - c. Almas (5.14.1.3.1c)
 - d. Altura a de la estructura (2.5.2.6.3)
 - e. Refuerzo (5.14.1.3.2)
 - (1) Refuerzo mínimo (5.7.3.3.2) (5.7.3.4)
 - (2) Refuerzo de retracción y temperatura (5.10.8)
 - f. Anchos de aleta efectivos (4.6.2.6)
 - g. Áreas de puntales y tensores, si corresponde (5.6.3)

c) Diseñar el tablero de hormigón armado convencional

3. Losas de tablero (4.6.2.1)
4. Altura mínima (9.7.1.1)
5. Diseño empírico (9.7.2)
6. Diseño tradicional (9.7.3)
7. Método de las franjas (4.6.2.1)
8. Aplicación de las sobrecargas (3.6.1.3.3) (4.6.2.1.5)
9. Refuerzo de distribución (9.7.3.2)
10. Diseño de los vuelos (A13.4) (3.6.1.3.4)

d) Seleccionar los factores de resistencia

Estado límite de resistencia Convencional) (5.5.4.2.1)

e) Seleccionar los modificadores de las cargas

11. Ductilidad (1.3.3)
12. Redundancia (1.3.4)
13. Importancia operativa (1.3.5)

f) Seleccionar las combinaciones de carga y factores de carga aplicables (3.4.1, Tabla 3.4.1- 1)

g) Calcular las solicitaciones debidas a la sobrecarga

14. Sobrecargas (3.6.1) y número de carriles (3.6.1.1.1)
15. Presencia múltiple (3.6.1.1.2)
16. Incremento por carga dinámica (3.6.2)
17. Factor de distribución para momento (4.6.2.2.2)
 - a. Vigas interiores con tableros de concreto (4.6.2.2.2b)
 - b. Vigas exteriores (4.6.2.2.2d)
 - c. Puentes oblicuos (5.6.2.2.2e)
18. Factor de distribución para corte (4.6.2.2.3)
 - a. Vigas interiores (4.6.2.2.3a)
 - b. Vigas exteriores (4.6.2.2.3b)
 - c. Puentes oblicuos (4.6.2.2.3c, Tabla 4.6.2.2.3c-1)
19. Reacciones a la subestructura (3.6)

- h) Calcular las solicitaciones debidas a otras cargas según corresponda
- i) Investigar el Estado Límite de Servicio
1. Pérdidas de preesfuerzo (5.9.5)
 2. Limitaciones para el esfuerzo en los torones de preesforzado (5.9.3)
 3. Limitaciones para el esfuerzo en el concreto pretensionamiento (5.9.4)
 - a. Antes de las pérdidas (5.9.4.1)
 - b. Después de las pérdidas (5.9.4.2)
 4. Durabilidad (5.12)
 5. Limitación del agrietamiento (5.7.3.4)
 6. Fatiga, si corresponde (5.5.3)
 7. Deflexión y contraflecha (2.5.2.6.2) (3.6.1.3.2) (5.7.3.6.2)
- j) Investigar el Estado Límite de Resistencia
1. Flexión
 - a. Esfuerzo en el acero de preesforzado – Torones adheridos (5.7.3.1.1)
 - b. Esfuerzo en el acero de preesforzado – Torones no adheridos (5.7.3.1.2)
 - c. Resistencia a la flexión (5.7.3.2)
 - d. Límites para el refuerzo (5.7.3.3)
 2. Cortante (Suponiendo torsión nula)
 - a. Requisitos generales (5.8.2)
 - b. Modelo de diseño por secciones (5.8.3)
 - (1) Resistencia nominal al cortante (5.8.3.3)
 - (2) Determinación de β y θ (5.8.3.4)
 - (3) Refuerzo longitudinal (5.8.3.5)
 - (4) Refuerzo transversal (5.8.2.4) (5.8.2.5) (5.8.2.6) (5.8.2.7)
 - (5) Cortante horizontal (5.8.4)
- k) Verificar detalles
3. Requisitos de recubrimiento (5.12.3)
 4. Longitud de anclaje Refuerzo no preesforzado (5.11.1) (5.11.2)
 5. Longitud de anclaje Refuerzo no preesforzado (5.11.4)
 6. Empalmes (5.11.5) (5.11.6)
 7. Zonas de anclaje
 - a. Postensadas (5.10.9)
 - b. Pre tensadas (5.10.10)
 8. Ductos (5.4.6)
7. Limitaciones para el perfil de los torones
- a. Confinamiento de los torones (5.10.4)
 - b. Torones curvos (5.10.4)
 - c. Límites de separación (5.10.3.3)

8. Límites para la separación del refuerzo (5.10.3)
9. Refuerzo transversal (5.8.2.6) (5.8.2.7) (5.8.2.8)
10. Viga de repisa horizontal (5.13.2.5)

Artículo 36. PUENTES DE LOSAS (A.5.4) En general, el enfoque de diseño para los puentes de losa es similar al utilizado para puentes de vigas y losa, con algunas excepciones que se indican a continuación.

- a) Verificar la altura mínima recomendada (2.5.2.6.3)
- b) Determinar el ancho de faja para sobrecarga (4.6.2.3)
- c) Determinar la aplicabilidad de la sobrecarga para tableros y sistemas de tablero (3.6.1.3.3)
- d) Diseñar la viga de borde (9.7.1.4)
- e) Investigar la cortante (5.14.4.1)
- f) Investigar el refuerzo de distribución (5.14.4.1)
- g) Si no es maciza:
 1. Verificar si se trata de una construcción aligerada o celular (5.14.4.2.1)
 2. Verificar las dimensiones mínimas y máximas (5.14.4.2.1)
 3. Diseñar los diafragmas (5.14.4.2.3)
 4. Verificar los requisitos de diseño (5.14.4.2.4)

Artículo 37. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA (A.5.5)

- a) Establecer el ancho mínimo de asiento
- b) Compilar las sollicitaciones no compiladas para la superestructura
 1. Viento (3.8)
 2. Hidráulicas (3.7)
 3. Efecto de la socavación (2.6.4.4.2)
 4. Hielo (3.9)
 5. Sismo (3.10) (4.7.4)
 6. Temperatura (3.12.2) (3.12.3) (4.6.6)
 7. Deformación impuesta (3.12)
 8. Colisión de embarcaciones (3.14) (4.7.5)
 9. Colisión de vehículos (3.6.5)
 10. Fuerza de frenado (3.6.4)
 11. Fuerza centrífuga (3.6.3)
 12. Empuje del suelo (3.11)
- c) Analizar la estructura y compilar las combinaciones de cargas
 1. Tabla 3.4.1-1
 2. Combinaciones de cargas sísmicas especiales (3.10.8)
- d) Diseñar los elementos sometidos a compresión (5.7.4)
 1. Resistencia axial de diseño (5.7.4.4)
 2. Flexión biaxial (5.7.4.5)
 3. Efectos de la esbeltez (4.5.3.2.2) (5.7.4.3)
 4. Refuerzo transversal (5.7.4.6)
 5. Cortante (generalmente incluyendo EQ y colisión de embarcaciones) (3.10.9.4.3)
 6. Límites de refuerzo (5.7.4.2)
 7. Aplastamiento (5.7.5)
 8. Durabilidad (5.12)

9. Detalles (Como en el Paso A5.3K) y diseño sismorresistente (5.10.11)

e) Diseñar las cimentaciones (Consideraciones estructurales)

1. Socavación
2. Zapatas (5.13.3)
3. Estribos (Sección 11)
4. Detalles de los pilotes (5.13.4)
- 5.
- 6.

BORRADOR

APÉNDICE B5
PROCEDIMIENTO GENERAL PARA DISEÑO AL CORTANTE CON TABLAS (AASHTO A.5)

Artículo 38. ANTECEDENTES (B.5.1) Este procedimiento general es una alternativa aceptable al procedimiento especificado en el Artículo 5.8.3.4.2. EL procedimiento de este Apéndice utiliza valores tabulados de β y θ en lugar de las Ecs. 5.8.3.4.2-1, 5.8.3.4.2-2, y 5.8.3.4.2-3. El Apéndice B5 es una presentación completa de los procedimientos generales en el diseño LRFD (2007) sin ningún cambio interino.

Artículo 39. MODELO DE DISEÑO DE LA SECCION PROCEDIMIENTO GENERAL (B.5.2) Para secciones que contienen por lo menos la cantidad mínima de refuerzo transversal especificado en el Artículo 5.8.2.5, los valores de β y θ debe ser como se especifica en la Tabla B5.2-1. Al usar esta tabla, ϵ_x debe tomarse como la deformación unitaria longitudinal calculada en la mitad de la profundidad del miembro cuando la sección se somete a M_u , como se muestra en la Figura B5.2-2

Artículo 40. A menos que se hagan cálculos más precisos, debe determinarse así:

- Si la sección contiene por lo menos el refuerzo transversal mínimo especificado en el Artículo 5.8.2.5:

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps}f_{po} \right)}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad \text{(AASHTO B5.2 -1)}$$

El valor inicial de ϵ_x , no debería tomarse mayor a 0.001.

Si la sección contiene menos del refuerzo transversal mínimo especificado en el Artículo 5.8.2.5

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps}f_{po} \right)}{(E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad \text{(AASHTO B5.2 -2)}$$

donde:

- A_c área de concreto en el lado de tracción por flexión del miembro como se muestra en la Figura B5.2-1 (mm²)
- A_{ps} área del acero de preesforzado en el lado de tracción por flexión del miembro, como se muestra en la Figura B5.2-1 (mm²)
- A_s área del acero no preesforzado en el lado a tracción por flexión del miembro en la sección bajo consideración, como se muestra en la Figura B5.2-1. Al calcular A_s para usar en esta ecuación, debe ignorarse las barras que se terminan a una distancia menor que su longitud de desarrollo desde la sección bajo consideración (mm²)
- f_{po} parámetro tomado como el módulo de elasticidad de los torones de preesforzado, multiplicado por la diferencia acumulada en deformación unitaria entre los torones de preesforzado y el concreto circundante. Para los valores usuales de preesfuerzo, un valor de $0.7f_{pu}$ es apropiad para miembros pretensados y postensados (MPa)

M_u	momento mayorado, no menor que $V_u d_v$ (kN m)
N_u	fuerza axial mayorada, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión (kN)
V_u	fuerza mayorada de cortante (kN)

Dentro de la longitud de transferencia f_{po} debe aumentarse linealmente desde cero en el sitio donde comienza la adherencia entre los cables y el concreto hasta su valor completo al final de la longitud de transferencia.

El lado de tracción por flexión del miembro debe tomarse como la mitad de la profundidad que contiene la zona de tracción por flexión, como se ilustra en la Figura B5.2-1.

El parámetro de espaciamiento de grietas usado en la Tabla B5.2-2, debe determinarse así:

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \leq 80 \text{ in.} \quad \text{(AASHTO B5.2 -4)}$$

Dónde:

a_g	tamaño máximo de agregado (mm)
s_x	el menor valor entre d_v o la distancia máxima entre capas de refuerzo de control de grietas, donde el área del refuerzo en cada capa no es menor a $0.003b_v s_x$, como se muestra en la Figura B5.2-3 (mm)

En la evaluación de ϵ_x , β y θ debe considerarse lo siguiente:

- M_u debe tomarse como cantidades positivas y
- M_u no debe tomarse menor que $(V_u - V_p) d_v$.
- Para calcular A_s y A_{ps} el área de barras o torones que no se prolongan hasta su longitud de desarrollo, desde la sección bajo
- consideración, debe reducirse en proporción a
- la falta de desarrollo completo.
- El valor de ϵ_x calculado con las Ecs. B5.2-2 y B5.2-3 no debería tomarse como menos de -0.20×10^{-3} .
- Para secciones más cerca que d_v de la cara del apoyo, el valor de ϵ_x calculado en d_v de la cara del apoyo puede usarse para evaluar β y θ
- Si la tracción axial es suficientemente grande para grietar la cara de compresión por flexión de la sección, el incremento resultante en ϵ_x debe tenerse en cuenta. En lugar de cálculos más precisos, el valor calculado con la Ec. B5.2-2 debe duplicarse.
- Se permite determinar β y θ de las Tablas B5.2-1 y B5.2-2 usando un valor de ϵ_x no debe tomarse mayor que 3.0×10^{-3} .

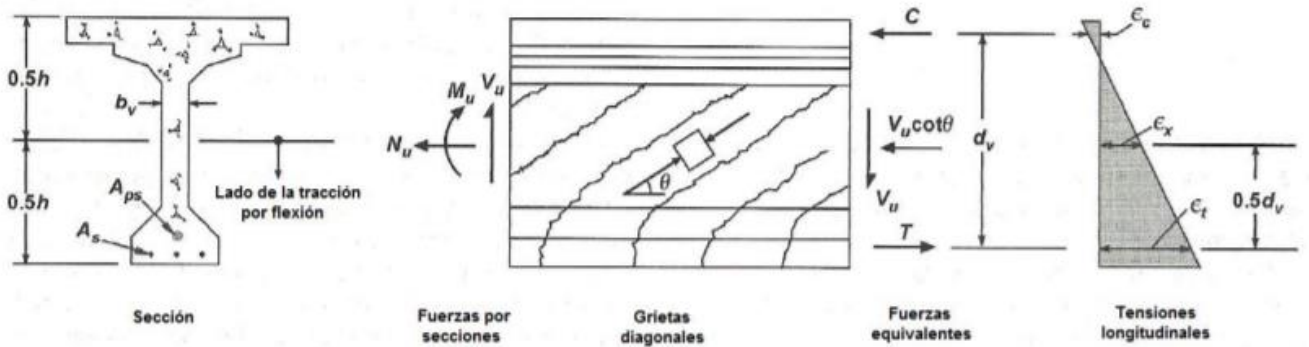


Figura B5.2-1 Ilustración de los parámetros de cortante para una Sección que contiene por lo menos la Cantidad Mínima de Refuerzo a Cortante, $V_{p\theta}$

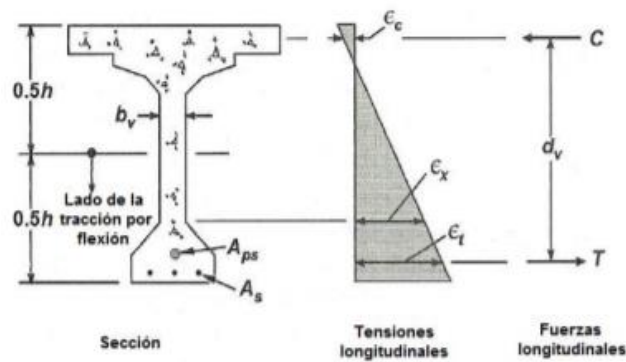


Figura B5.2-2 Deformación Longitudinal, ϵ_x , para Secciones con menos del Mínimo del Refuerzo Transversal

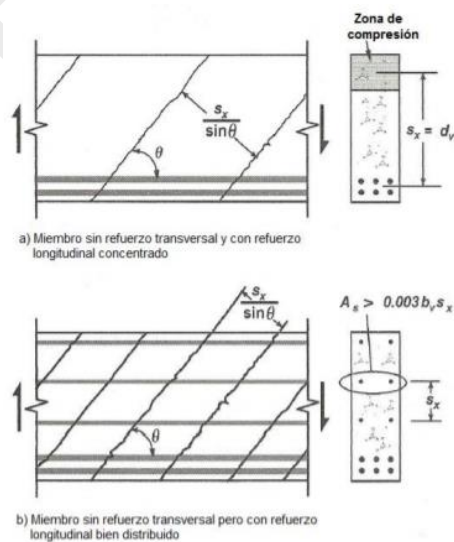


Figura B5.2-3 Definición del Parámetro de Espaciamiento de Grietas, s_x

APÉNDICE C5
 LÍMITES SUPERIORES PARA ARTICULOS AFECTADOS POR LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN
 DEL CONCRETO (AASHTO C.5)

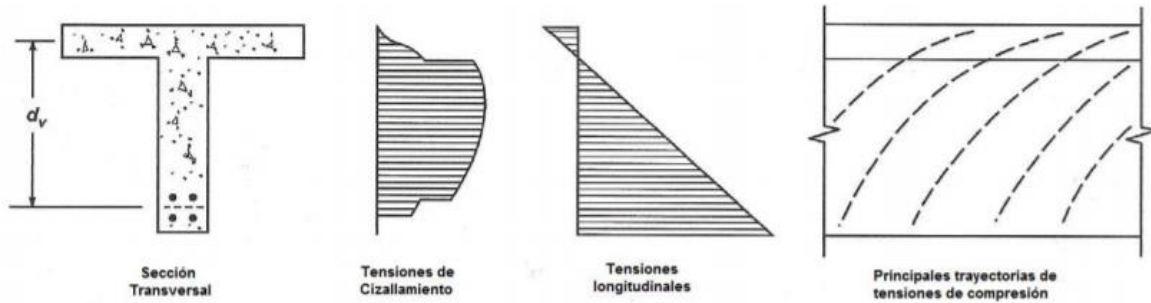


Figura CB5.2-1 Análisis detallado de la sección para determinar la resistencia a cortante de acuerdo con el Artículo 5.8.3.1

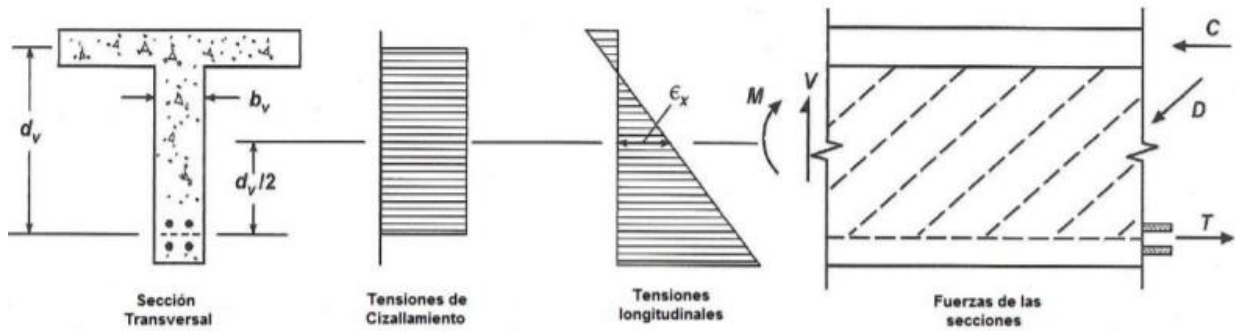


Figura CB5.2-3 Cálculo Más Preciso para Determinar ϵ_x

Tabla CB5.2-1 Valores de θ y β para secciones con refuerzo transversal

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

$\frac{V_u}{f_c'}$	$\epsilon_x \times 1,000$								
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00
≤ 0.075	22.3 6.32	20.4 4.75	21.0 4.10	21.8 3.75	24.3 3.24	26.6 2.94	30.5 2.59	33.7 2.38	36.4 2.23
≤ 0.100	18.1 3.79	20.4 3.38	21.4 3.24	22.5 3.14	24.9 2.91	27.1 2.75	30.8 2.50	34.0 2.32	36.7 2.18
≤ 0.125	19.9 3.18	21.9 2.99	22.8 2.94	23.7 2.87	25.9 2.74	27.9 2.62	31.4 2.42	34.4 2.26	37.0 2.13
≤ 0.150	21.6 2.88	23.3 2.79	24.2 2.78	25.0 2.72	26.9 2.60	28.8 2.52	32.1 2.36	34.9 2.21	37.3 2.08
≤ 0.175	23.2 2.73	24.7 2.66	25.5 2.65	26.2 2.60	28.0 2.52	29.7 2.44	32.7 2.28	35.2 2.14	36.8 1.96
≤ 0.200	24.7 2.63	26.1 2.59	26.7 2.52	27.4 2.51	29.0 2.43	30.6 2.37	32.8 2.14	34.5 1.94	36.1 1.79
≤ 0.225	26.1 2.53	27.3 2.45	27.9 2.42	28.5 2.40	30.0 2.34	30.8 2.14	32.3 1.86	34.0 1.73	35.7 1.64
≤ 0.250	27.5 2.39	28.6 2.39	29.1 2.33	29.7 2.33	30.6 2.12	31.3 1.93	32.8 1.70	34.3 1.58	35.8 1.50

Tabla B5.2-2 Valores de θ y β para secciones con menos del refuerzo transversal mínimo

s_{xo} , in.	$\epsilon_x \times 1000$										
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00	≤ 1.50	≤ 2.00
≤ 5	25.4 6.36	25.5 6.06	25.9 5.56	26.4 5.15	27.7 4.41	28.9 3.91	30.9 3.26	32.4 2.86	33.7 2.58	35.6 2.21	37.2 1.96
≤ 10	27.6 5.78	27.6 5.78	28.3 5.38	29.3 4.89	31.6 4.05	33.5 3.52	36.3 2.88	38.4 2.50	40.1 2.23	42.7 1.88	44.7 1.65
≤ 15	29.5 5.34	29.5 5.34	29.7 5.27	31.1 4.73	34.1 3.82	36.5 3.28	39.9 2.64	42.4 2.26	44.4 2.01	47.4 1.68	49.7 1.46
≤ 20	31.2 4.99	31.2 4.99	31.2 4.99	32.3 4.61	36.0 3.65	38.8 3.09	42.7 2.46	45.5 2.09	47.6 1.85	50.9 1.52	53.4 1.31
≤ 30	34.1 4.46	34.1 4.46	34.1 4.46	34.2 4.43	38.9 3.39	42.3 2.82	46.9 2.19	50.1 1.84	52.6 1.60	56.3 1.30	59.0 1.10
≤ 40	36.6 4.06	36.6 4.06	36.6 4.06	36.6 4.06	41.2 3.20	45.0 2.62	50.2 2.00	53.7 1.66	56.3 1.43	60.2 1.14	63.0 0.95
≤ 60	40.8 3.50	40.8 3.50	40.8 3.50	40.8 3.50	44.5 2.92	49.2 2.32	55.1 1.72	58.9 1.40	61.8 1.18	65.8 0.92	68.6 0.75
≤ 80	44.3 3.10	44.3 3.10	44.3 3.10	44.3 3.10	47.1 2.71	52.3 2.11	58.7 1.52	62.8 1.21	65.7 1.01	69.7 0.76	72.4 0.62

APÉNDICE C5-LÍMITES SUPERIORES PARA ARTÍCULOS AFECTADOS POR LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO

Artículo ^a	Límite Superior, MPa	
	69	100 ^b
5.1-Alcance		Por Excepción
5.4.2.1-Resistencia a Compresión		Por Excepción
5.4.2.3-Retracción y Flujo Plástico		X
5.4.2.4-Módulo de Elasticidad		X
5.4.2.5-Relación de Poisson	X	
5.4.2.6-Módulo de Rotura		X

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

C5.4.2.7-Resistencia a la Tracción	X	
5.5.3.1-General	X	
5.5.4.2-Factores de Resistencia	X	
5.6.3.3.3-Esfuerzo de Compresión Límite en el Puntal	X	
5.6.3.5-Dimensionamiento de las Regiones Nodales	X	
5.6.3.6-Refuerzo de Control de Grietas	X	
5.7.2-Suposiciones para los Estados Límite de Resistencia y Evento Extremo	X	
5.7.3.1-Esfuerzo en el Acero de Preesforzado en la Resistencia Nominal a Flexión	X	
5.7.3.2-Resistencia a la Flexión	X	
5.7.3.3-Límites para el Refuerzo	X	
5.7.3.4-Control de Grietas con Distribución de Refuerzo	X	
5.7.3.5-Redistribución de Momentos	X	
5.7.3.6-Deformaciones	X	
5.7.4.2-Límites para el Refuerzo	X	
5.7.4.3-Evaluación Aproximada de Efectos de Esbeltez	X	
5.7.4.4-Resistencia Axial	X	
5.7.4.5-Flexión Biaxial	X	
5.7.4.6-Espirales y Estribos	X	
5.7.5-Aplastamiento	X	
5.8.2.1.General	X	
5.8.2.3-Longitudes de Transferencia y Desarrollo	X	
5.8.2.7-Espaciamiento Máximo del Refuerzo Transversal	X	
5.8.3-Modelo de Diseño de la Sección	X	
5.8.4-Transferencia de Cortante de Interfaz-Cortante por Fricción	X	
5.8.6-Cortante y Torsión para Puentes Segmentales de Vigas en Cajón	X	
5.9.1-Consideraciones Generales de Diseño	X	
5.9.4-Límites de Esfuerzos para el Concreto	X	
5.9.5-Pérdida de Preesfuerzo		X
5.10.4.3-Efectos de Torones Curvos	X	
5.10.6.2-Espirales	X	
5.10.6.3-Estribos	X	
5.10.8-Refuerzo de Retracción y Temperatura	X	
5.10.9.3.1-Métodos de Diseño	X	
5.10.9.4-Aplicación del Modelo de Puntales y Tensores al Diseño de la Zona General	X	
5.10.9.7.2-Resistencia al Aplastamiento	X	
5.10.11.14-Zonas Sísmica 3 y 4	X	
5.11.2.1-Barras y Alambres Corrugados a Tracción	X	
5.11.2.2-Barras Corrugadas a Compresión	X	
5.11.2.3-Barras en Paquetes	X	

Artículo ^a	Límite Superior MPa (ksi)	
	69 (10.0)	100 (15.0) ^b
5.11.2.4-Ganchos Estándares a Tracción	X	
5.11.2.5-Malla Electrodoada	X	
5.11.2.6-Refuerzo de Cortante	X	
5.11.4.1-General	X	
5.11.4.2-Cable Adherido	X	

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

5.11.4.3-Cables Parcialmente No Adheridos	X	
5.11.5.3-Empalmes de Refuerzo a Tracción	X	
5.11.5.5-Empalmes de Barras a Compresión	X	
5.13.2.4-Ménsulas y Cartelas	X	
5.13.2.5-Vigas Repisa	X	
5.13.3.6-Cortante en Losas y Zapatas	X	
5.14.1-Vigas	X	
5.14.2.3-Diseño	X	
5.14.5-Disposiciones Adicionales para Alcantarillas	X	

Notas

- a. Aplica a todos los subartículos de los artículos listados
- b. Sólo concreto de densidad normal

**APENDICE D5
TEORIA DE BIELAS**

Artículo 41. Este Apéndice incorpora los últimos conceptos en relación a la Teoría de Bielas que se encuentran en la Edición AASHTO LRFD 2017. Dada la profusión de Figuras que se encuentran en los Comentarios de AASHTO se incorpora en este Apéndice, tanto el texto básico como el texto de Comentarios. La numeración es la misma existente en el texto original que corresponde a 5.8.

Artículo 42. DISEÑO DE REGIONES “D” (AASHTO 5.8.)

Artículo 43. General (AASHTO 5.8.1.) Se pueden usar métodos de análisis refinados o el método de puntales y tirantes para determinar los efectos de los esfuerzos internos tanto en las regiones perturbadas, como en las cercanas a los soportes y los puntos de aplicación de cargas concentradas para los estados límites o para eventos extremos.

Artículo 44. Método de puntales y tirantes (STM) (AASHTO 5.8.2.)

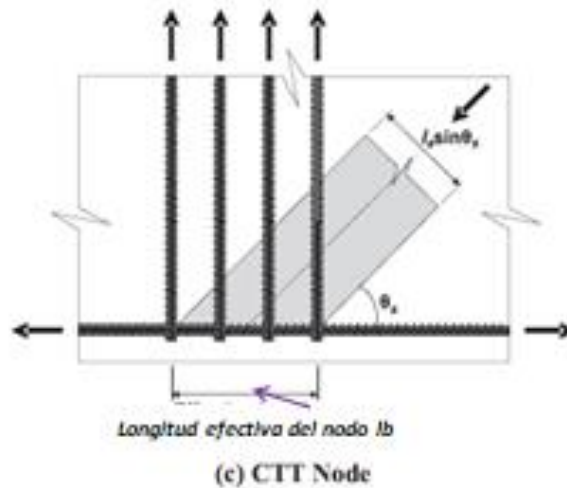
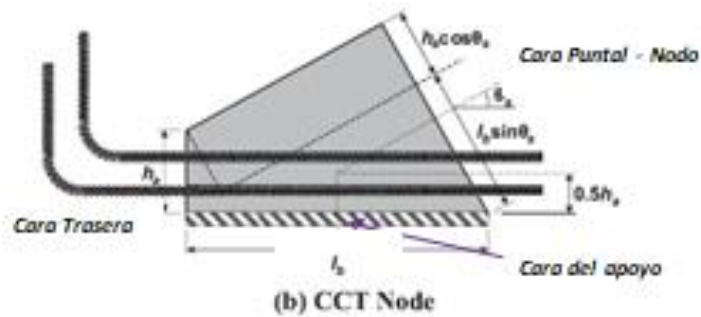
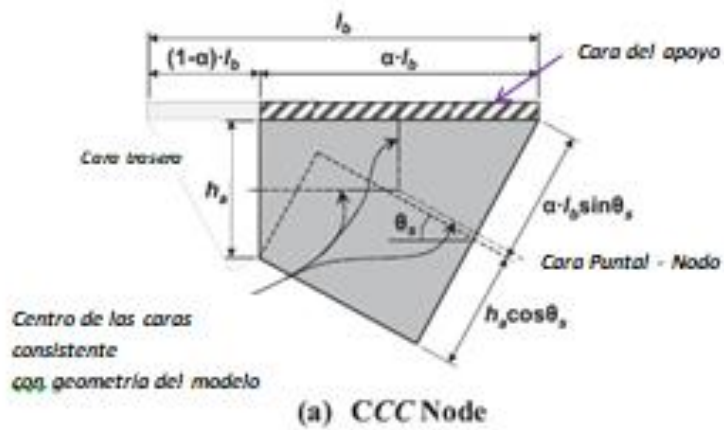
a) General (AASHTO 5.8.2.1.)

1. El STM se puede utilizar para determinar los esfuerzos internos cerca de los apoyos y los puntos de aplicación de cargas concentradas en los estados límite de fuerza y eventos extremos.
2. El STM debe considerarse para el diseño de cabezales de pilotes y pilas u otras situaciones en las que la distancia entre los centros de carga aplicada y el de las reacciones de apoyo es menor que dos veces la profundidad del elemento estructural.
3. Las disposiciones de estos artículos se aplican a componentes cuya tensión de fluencia no exceda los 525 MPa y donde la resistencia a la compresión del hormigón de peso normal para uso en diseño no exceda los 35 MPa.
4. Las disposiciones de STM en este documento fueron desarrolladas para nodos no hidrostáticos y no se aplicará a modelos de tirantes y tirantes que utilicen nodos hidrostáticos.
5. Cuando se seleccione el STM para el análisis estructural, se aplicarán los Artículos 5.8.2.2 al 5.8.2.6. Para zonas de anclajes postensados, diafragmas, vigas profundas, ménsulas, repisas de vigas y ménsulas, también se aplicarán los Artículos 5.8.2.7 a 5.8.2.9 y 5.8.4.

b) Modelado estructural (AASHTO 5.8.2.2.) La estructura y un componente o región de la misma pueden modelarse como un conjunto de traviesas de acero y puntales de hormigón interconectados en nodos para formar una armadura capaz de soportar todas las cargas aplicadas a los soportes. Como se ilustra en la Figura 5.8.2.2-I, los nodos se pueden caracterizar como:

1. CCC: nodos donde solo se cruzan los puntales
2. CCT: nodos donde un lazo cruza el nodo en una sola dirección
3. CTI: nodos donde los lazos se cruzan en dos direcciones diferentes

El ángulo entre los ejes de un puntal y un tensor debe limitarse a ángulos superiores a 25 grados



h_a = longitud de la cara posterior de un nodo STM (m)

l_a = longitud efectiva de un nodo CIT (m)

l_b = de longitud de la cara del rodamiento (m)

α = una fracción que define la longitud de la cara de apoyo de una parte de una región nodal

θ_s = ángulo entre el puntal y el eje longitudinal del miembro (grados)

Figura 5.8.2.2-1 (continuación) - Geometrías nodales

La configuración de un reticulado (truss) depende de la geometría de las regiones nodales que se detallarán como se muestra en las Figuras 5.8.2.2-1 y 5.8.2.2-2. Las proporciones de las regiones nodales deben basarse en las dimensiones del apoyo, la ubicación del refuerzo y la profundidad de la zona de compresión como se ilustra en la Figura 5.8.2.2-1.

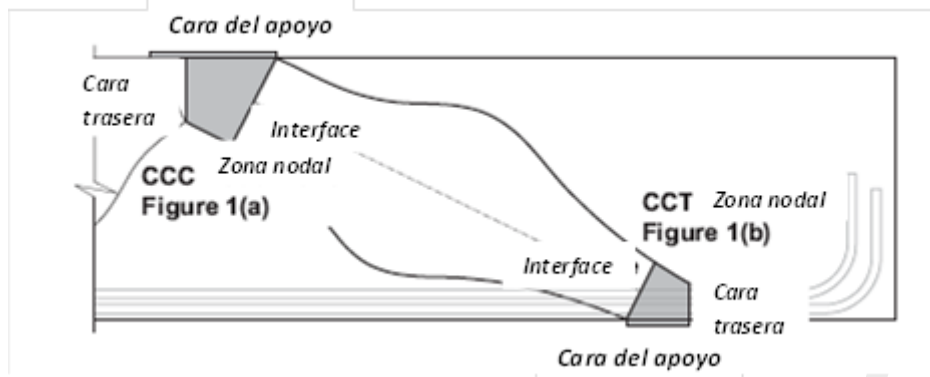


Figura 5.8.2.2-2 – Modelo Puntal – Tirante para una viga profunda (alta)

Cuando un puntal (strut) se ancla sólo con armadura como en un nudo CTT, el área efectiva de hormigón del nudo puede tomarse como se indica en la Figura 5.8.2.2- 1c

- c) **Resistencia factorizada (AASHTO 5.8.2.3.)** La resistencia factorizada, P_r de la cara de un nodo y los tirantes se tomará como la de los componentes con carga axial:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.8.2.3-1)$$

dónde:

P_n = resistencia nominal de una cara de nudo o de un tirante (KN)

ϕ = factor de resistencia para tracción o compresión especificado en el Artículo 5.5.4.2, según corresponda

- d) **Dimensionamiento de tirantes (AASHTO 5.8.2.4.)**

1. Fuerza en el tirante (AASHTO 5.8.2.4.1.)

La resistencia nominal de un tirante en KN será tomada como

$$P_n = 0,10 * (f_y A_{st} + A_{ps} (f_{pe} + f_y)) \quad (5.8.2.4.1-1)$$

dónde:

A_{st} = área total de refuerzo longitudinal no pretensado (cm^2)

A_{ps} = área de acero pretensado (cm^2)

f_y = tensión de fluencia del refuerzo longitudinal no pretensado (MPa)

f_{pe} = tensión efectiva en acero pretensado después de pérdidas (MPa)

La suma de f_{pe} y f_y en la Ec. 5.8.2.4.1-1 no debe tomarse mayor que la tensión de fluencia del acero de pretensado.

2. Anclaje del tirante (AASHTO 5.8.2.4.2.)

El refuerzo del tirante se anclará para transferir la fuerza en el mismo a las regiones de nudos del reticulado de acuerdo con los requisitos para el desarrollo del refuerzo como se especifica en los Artículos 5.9.4.3 y 5.10.8.2.

e) Dimensionamiento de regiones nodales (AASHTO 5.8.2.5.)

1. Resistencia de una cara nodal (AASHTO 5.8.2.5.1.)

La resistencia nominal de la cara del nodo se tomará como:

$$P_n = 0,10 * f_{cu} * A_{cn} \quad (5.8.2.5.1-1)$$

dónde:

P_n = resistencia nominal de una cara de nodo (KN)

f_{cu} = tensión de compresión límite en la cara del nodo como se especifica en el Artículo 5.8.2.5.3 (MPa)

A_{cn} = área nodal efectiva de la sección transversal en la cara nodal como se especifica en el Artículo 5.8.2.5.2 (cm²)

Donde la cara posterior de un nodo CCC contiene refuerzo de compresión no pretensado, la resistencia dada por la Ec. 5.8.2.5.1-1 puede aumentarse con la resistencia a la fluencia del refuerzo no pretensado

2. Área de sección transversal efectiva de la cara nodal (AASHTO 5.8.2.5.2.)

El valor de A_{cn} se determinará considerando los detalles de la región nodal y las dimensiones en el plano ilustradas en la Figura 5.8.2.2-1. La dimensión fuera del plano puede basarse en el dispositivo o dispositivos de apoyo, o la dimensión del elemento, según corresponda.

Cuando un puntal está anclado por refuerzo, la altura de la cara posterior, h_a , del nodo CCT puede considerarse que se extiende el doble de la distancia desde la superficie exterior de la viga al centroide del refuerzo de tracción longitudinal, como se muestra en la Figura 5.8.2.2-1 (b).

La profundidad de la cara posterior del nodo CCC, h_a , como se muestra en la Figura 5.8.2.2-1 (a), puede tomarse como la profundidad efectiva del bloque de tensión de compresión determinada a partir de un análisis de flexión convencional.

3. Limitación de la tensión de compresión en la cara del nodo (AASHTO 5.8.2.5.3.)

I. General (AASHTO 5.8.2.5.3.a)

A menos que se dimensionen un refuerzo de confinamiento y su efecto esté respaldado por análisis o experimentación, el esfuerzo de compresión límite en la cara del nodo, f_{cu} , se tomará como:

$$f_{cu} = m * v * f'_c \quad (5.8.2.5.3a -1)$$

dónde:

f'_c = resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

m = factor de modificación del confinamiento, tomado como

$(A_2/A_1)^{1/2}$ pero no más de 2.0 como se define en el Artículo 5.6.5

v = factor de eficiencia del hormigón:

- 0.45, estructuras que no contienen refuerzo de control de grietas como se especifica en el Artículo 5.8.2.6;

- como se muestra en la Tabla 5.8.2.5.3a-1 para estructuras con refuerzo de control de grietas como se especifica en el Artículo 5.8.2.6

A_1 = Área debajo del dispositivo de apoyo (cm²)

A_2 = área nocal especificada en el Artículo 5.6.5 (cm²)

Además de satisfacer los criterios de resistencia, las regiones nodales se diseñarán para cumplir con los límites tensionales y de anclaje especificados en los Artículos 5.8.2.4.1 y 5.8.2.4.2.

Tabla 5.8.2.5.3a-1 -- Factores de Eficiencia para Nodos con refuerzos con refuerzos para control de fisuras

Cara	Nodo Tipo		
	CCC	CCT	CTT
Cara del apoyo	0.85	0.70	$0.85 - \frac{f'_c}{137,8}$
Cara trasera			
Interface Nodo - Puntal	$0.45 \leq v \leq 0.65$	$0.45 \leq v \leq 0.65$	$0.45 \leq v \leq 0.65$

II. Cara posterior de un nodo CCT (AASHTO 5.8.2.5.3.b)

Las tensiones de adherencia que resultan de la fuerza en un tirante diseñado como se muestra en la Figura 5.8.2.5.3b-1 no necesitan aplicarse a la cara posterior del nodo CCT.

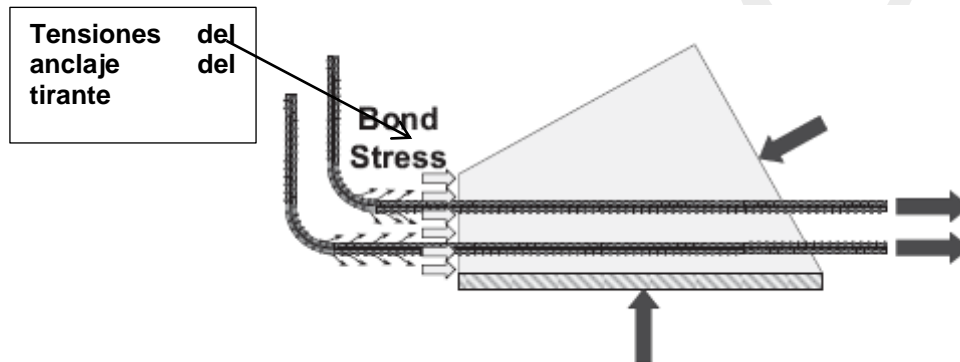
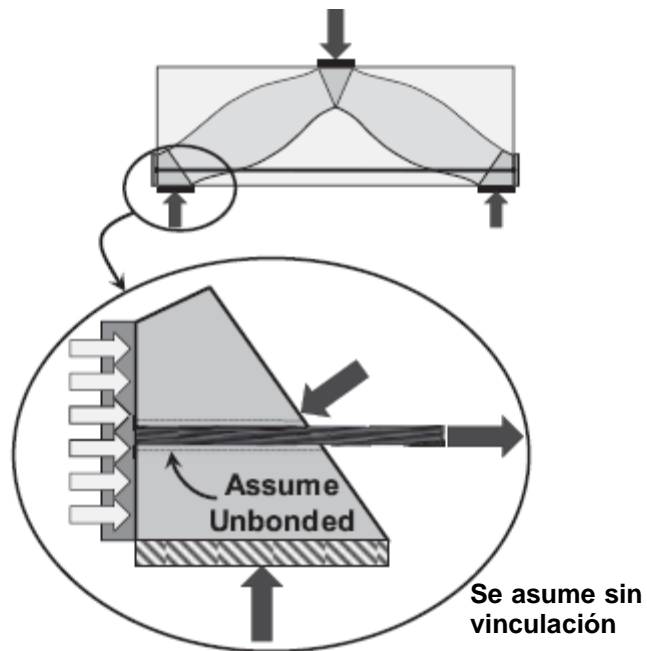


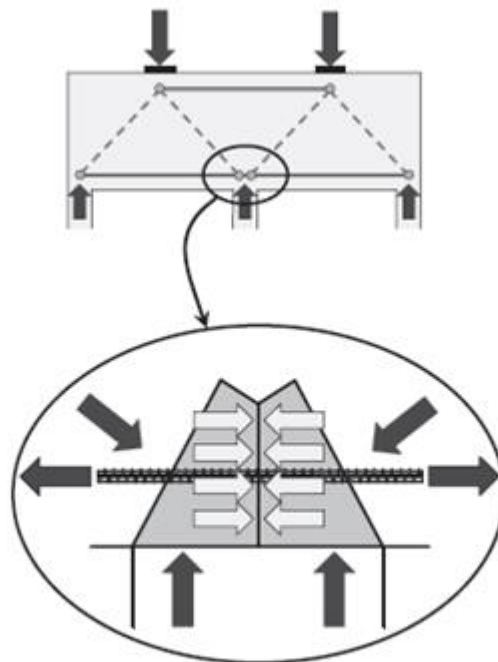
Figura 5.8.2.5.3b – Tensiones equivalentes al anclaje de los tirantes

Las tensiones de apoyo resultantes de una placa de anclaje o barra con placa de cabeza, o una indeterminación externa como la que ocurre en un nodo sobre un soporte continuo como se muestra en la Figura 5.8.2.5.3b-2, se investigarán utilizando las disposiciones aplicables del Artículo 5.8.2.5.



(a) Tensiones de apoyo aplicadas desde una placa de anclaje o una barra con cabeza

Figura 5.8.2.5.3b-2 – Condiciones tensionales sobre la cara trasera de un Nodo CCT



(b) Nodo interior sobre apoyo en zona de continuidad

Figura 5.8.2.5.3b-2 (cont.) – Situación tensional en la cara trasera de un nodo CCT

f) Refuerzo de control de grietas (AASHTO 5.8.2.6.)

Las estructuras y componentes o regiones de las mismas, excepto las losas y zapatas, que han sido diseñadas usando el factor de eficiencia de la Tabla 5.8.2.5.3a-1, deben contener mallas ortogonales de refuerzo adherido. El espaciado de las barras en estas mallas no debe exceder el menor valor entre $d/4$ y 30 cm.

El refuerzo en la dirección vertical deberá satisfacer lo siguiente:

$$\frac{A_v}{b_w s_v} \geq 0.003 \quad (5.8.2.6-1)$$

y el refuerzo en la dirección horizontal deberá satisfacer lo siguiente:

$$\frac{A_h}{b_w s_h} \geq 0.003 \quad (5.8.2.6-2)$$

donde:

Ah = área total de refuerzo de control de fisura horizontal dentro del espacio sh (cm²)

Av = área total de control de grietas verticales sv (cm²)

bw = ancho del alma (cm)

sv, sh = refuerzo de control de fisuración, vertical y horizontal, respectivamente. (cm)

Donde se requiera, el refuerzo de control de grietas se distribuirá uniformemente cerca de las caras laterales del puntal.

Cuando sea necesario, se pueden utilizar capas interiores de refuerzo de control de grietas.

g) Aplicación al Diseño de las Zonas Generales de Anclajes Post-Tensados (AASHTO 5.8.2.7.)

4. General (AASHTO 5.8.2.7.1.)

El flujo de fuerzas en la zona de anclaje puede aproximarse mediante un modelo de puntales y tirantes como se especifica aquí.

Todas las fuerzas que actúan sobre la zona de anclaje se deben considerar en la selección de un modelo de puntal - tirante y tirantes que debe seguir una trayectoria de carga desde los anclajes hasta el final de la zona de anclaje.

5. Nodos (AASHTO 5.8.2.7.2.)

Las zonas locales que satisfacen los requisitos del Artículo 5.8.4.4 de esta Especificación o el Artículo 10.3.2.3 de las Especificaciones de Construcción de Puentes AASHTO LRFD pueden ser consideradas como debidamente detalladas y como nodos adecuados. Los otros nudos en la zona de anclaje pueden considerarse adecuados si los esfuerzos efectivos del hormigón en los puntales satisfacen los requisitos del Artículo 5.8.2.7.3, y los tirantes se diseñan para desarrollar la tensión de fluencia del refuerzo.

6. Puntales (AASHTO 5.8.2.7.3.)

El esfuerzo de compresión factorizado no debe exceder los límites especificados en el Artículo 5.9.5.6.5a.

En las zonas de anclaje, la sección crítica para los puntales normalmente se puede tomar en la interfaz con el nodo de la zona local. Si se utilizan dispositivos de anclaje especiales, la sección crítica del puntal puede tomarse como la sección cuya extensión intersecta el eje del tirante a una

profundidad igual a la menor de la profundidad del refuerzo de confinamiento local o la dimensión lateral del dispositivo de anclaje. .

Para elementos delgados, la dimensión del puntal en la dirección del espesor del elemento puede aproximarse asumiendo que el espesor del puntal varía linealmente desde la dimensión lateral transversal del anclaje en la superficie del hormigón hasta el espesor total de la sección a una profundidad igual al espesor de la sección.

Se debe suponer que las tensiones de compresión actúan paralelas al eje del puntal y son uniformemente

7. Tirantes (AASHTO 5.8.2.7.4.)

Los tirantes consistentes en refuerzo no pretensado o pretensado deben resistir la fuerza de tracción total.

Los lazos se extenderán más allá de los nodos para desarrollar toda la fuerza del tirante en el nodo. El diseño del refuerzo debe seguir en la forma más parecida posible las trayectorias de los tirantes supuestos en el modelo de tirantes y tirantes.

h) Aplicación al diseño de diafragmas de pilas (AASHTO 5.8.2.8.)

El flujo de fuerzas en los diafragmas de pilares puede aproximarse mediante el método de puntales y tirantes.

i) Aplicación al diseño de ménsulas y salientes (AASHTO 5.8.2.9.)

El flujo de fuerzas en ménsulas y salientes de vigas puede aproximarse por el método de puntales y tirantes como alternativa a las disposiciones del Artículo 5.8.4.2.2. Los detalles se ajustarán a las disposiciones aplicables del Artículo 5.8.4.2.

Artículo 45. Análisis elástico (AASHTO 5.8.3.)

a) General (AASHTO 5.8.3.1.)

Se pueden utilizar para el análisis y diseño de zonas de anclaje, los análisis basados en las propiedades de material elástico, equilibrio de fuerzas y cargas, y la compatibilidad de deformaciones.

b) Zonas generales de anclajes postensados (AASHTO 5.8.3.2.)

Si las tensiones de compresión en el hormigón delante del dispositivo de anclaje se determinan a partir de un análisis elástico, las tensiones locales pueden promediarse en un área igual al área de apoyo del dispositivo de anclaje.

Artículo 46. Análisis y diseño aproximado de tensiones (AASHTO 5.8.4.)

a) Componentes profundos (AASHTO 5.8.4.1.)

Aunque el método de bielas y tirantes del Artículo 5.8.2 es el método preferido para diseñar componentes profundos, se pueden utilizar otros métodos habituales que han resultado útiles siempre que se cumplan los siguientes requisitos:

1. Se cumplen como mínimo las disposiciones del Artículo 5.8.2.6 que especifican la cantidad y el espaciamiento del refuerzo de control de grietas

Se especifica un límite de capacidad de corte utilizable;

La carga se coloca a la altura adecuada del componente en relación con las reacciones de manera coherente con el método que se utiliza;

El método de análisis refleja el campo de tensión perturbado, el comportamiento del hormigón fisurado y otros comportamientos no lineales anticipados en los estados límite de resistencia o eventos extremos.

b) Ménsulas y soportes (AASHTO 5.8.4.2.)

1. General (AASHTO 5.8.4.2.1.)

La sección en la cara del soporte para ménsulas y ménsulas podrá diseñarse de acuerdo con el método de bielas y tirantes especificado en el Artículo 5.8.2 o la alternativa al modelo de bielas y tirantes especificado en el Artículo 5.8.4.2.2.

Los componentes en los que a_v Como se muestra en la Figura 5.8.4.2.1-1, es menor que d , se considerarán soportes o ménsulas. Si a_v es mayor d , el componente debe diseñarse como una viga en voladizo.

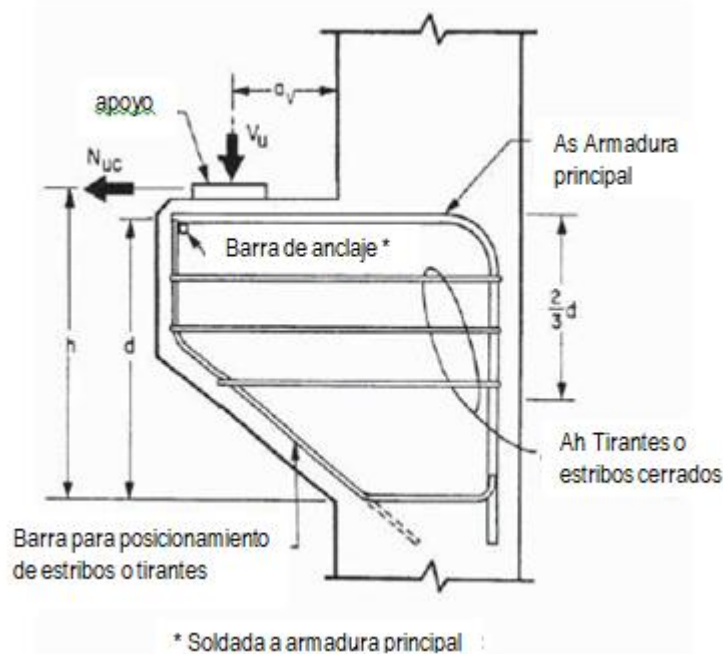


Figura 5.8.4.2.1-1 – Ménsula Típica

La sección en la cara del soporte debe diseñarse para resistir simultáneamente una fuerza de corte factorizada V_u y un momento factorizado

$$M_u = V_u a_v + N_{uc} (h-d) \quad (5.8.4.2.1-1)$$

y una fuerza horizontal de tracción N_{uc} factorizada actuando simultáneamente. A menos que se tomen disposiciones especiales para evitar que se produzca la fuerza de tracción, N_{uc} , no se debe considerar que sea inferior a $0,2 V_u$. La fuerza N_{uc} se considerará una carga viva, incluso cuando resulte de fluencia, contracción o cambio de temperatura.

La cuantía A_s / bd en la cara del soporte no debe ser menor de $0.04 f'c / f_y$ donde d se mide en la cara del soporte.

El área total, A_h , de los estribos cerrados o tirantes no debe ser inferior al 50 por ciento del área, A_s , del refuerzo primario traccionado del tirante. Los estribos o tirantes se distribuirán uniformemente dentro de dos tercios de la profundidad efectiva adyacente al refuerzo del tirante primario.

En la cara frontal de una ménsula o soporte, el refuerzo de tensión primario se anclará para desarrollar la tensión de fluencia especificada, f_y .

El área de apoyo en un soporte o ménsula no se proyectará más allá de la parte recta de las barras de tensión primarias o más allá de la cara interior de cualquier barra de anclaje transversal.

La profundidad en el borde exterior del área de apoyo no debe ser menor que la mitad de la profundidad en la cara del soporte.

2. Alternativa al modelo de puntales y tirantes (AASHTO 5.8.4.2.2.)

Cuando se invoquen las disposiciones del Artículo 5.8.4.2.1, se aplicará todo lo siguiente:

- I. Diseño de armadura de cortante-fricción, A_{vf} para resistir la fuerza cortante factorizada, V_u será como se especifica en el Artículo 5.7.4, excepto que:

Para hormigón de peso normal, la resistencia nominal al cortante, V_n , se determinará como el menor de los siguientes:

$$V_n = 0,20 * f'_c * b * d_e \quad (5.8.4.2.2-1)$$

$$V_n = 0,80 * b * d_e \quad (5.8.4.2.2-2)$$

Para hormigón liviano, la resistencia nominal al corte, V_n se determinará como el menor de los siguientes valores:

$$V_n = \left(\frac{0,2 - 0,07 a_v}{d_e} \right) f'_c b d_e \quad (5.8.4.2.2-3)$$

$$V_n = \left(\frac{0,8 - 0,28 a_v}{d_e} \right) b d_e \quad (5.8.4.2.2-4)$$

- II. El refuerzo, A_s , para resistir los efectos de la fuerza factorizada se determinará como para los miembros ordinarios sujetos a flexión y carga axial.
- III. El área de refuerzo de tensión primaria, A_s , deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{2A_{vf}}{3} + A_n, \text{ and} \quad (5.8.4.2.2-5)$$

- IV. El área de estribos cerrados o tirantes colocados a una distancia igual a $2 * d_e / 3$ del refuerzo primario deberá satisfacer:

$$A_h \geq 0,5 (A_s - A_n) \quad (5.8.4.2.2-6)$$

en el cual:

$$A_n \geq 10 * N_{uc} / (f_y * \phi) \quad (5.8.4.2.2-7)$$

Donde:

b = ancho de la ménsula o repisa (m.)

d_e = profundidad del centro de gravedad del acero (m.)

A_{vf} = Área del refuerzo de cortante-fricción (m²)

A_n = área de refuerzo en ménsula o ménsula que resiste la fuerza de tracción N_{uc} (m²)

N_{uc} en KN

f_y en MPa

c) Repisas de vigas (AASHTO 5.8.4.3.)

1. General (AASHTO 5.8.4.3.1.)

Como se ilustra en la Figura 5.8.4.3.1 - 1, las repisas de las vigas deben resistir:

Fuerzas de flexión, cortante y horizontales en la ubicación de la Grieta 1;

Fuerza de tracción en el elemento de soporte en la ubicación de la Grieta 2;

Punzonamiento en puntos de carga en la ubicación de la Grieta 3; y

Fuerza proveniente del apoyo de la carga en la ubicación de la Grieta 4.

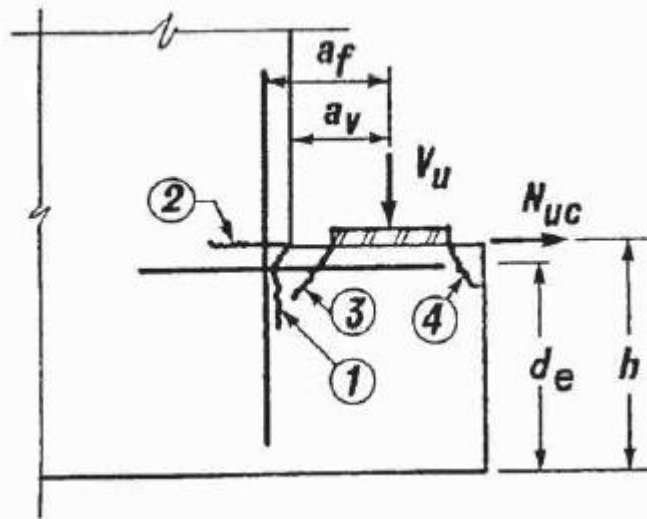


Figura 5.8.4.3.1 – Notación y ubicación de Fisuras potenciales en Vigas Repisa

Las vigas tipo repisa pueden ser designadas de acuerdo con el método del puntal-tirante o las prescripciones de los Artículos 5.8.4.3.2 a 5.8.4.3.6. Las barras mostradas en las Figuras 5.8.4.3.2-1 a 5.8.4.3.5-2 se diseñarán acorde a los Artículos 5.10.8.1.1.

2. Diseño por corte (AASHTO 5.8.4.3.2.)

El diseño de vigas tipo repisa para corte se realizará de acuerdo a los requerimientos para corte por fricción especificados en el Artículo 5.7.4 La resistencia nominal al corte en la interface nominal satisfarán las ecuaciones 5.8.4.2.2-1 a 5.8.4.2.2-4 donde el ancho de la cara de hormigón, b , adoptado para participar en la resistencia al corte no excederá el menor de los siguientes valores:

- I. $(W + 4 a_v)$, ó $2c$, lo que resulte apropiado según lo indicado en Figura 5.8.4.3.2-1
- II. S

dónde:

W = ancho de la placa de apoyo o almohadilla (cm.)

S = distancia entre centros de apoyos a lo largo de la repisa de la viga (cm.)

c = espaciado desde el centro del apoyo hasta el extremo de la viga (cm.)

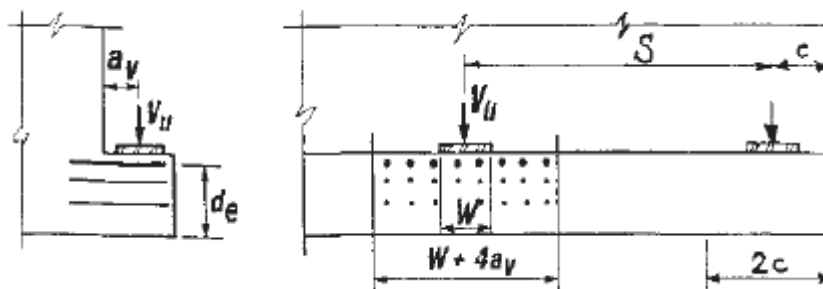


Figura 5.8.4.3.2-1 – Diseño para corte de Vigas Repisa

3. Diseño para flexión y fuerza horizontal (AASHTO 5.8.4.3.3.)

La sección en la cara del soporte debe estar diseñada para resistir una fuerza horizontal factorizada, N_u , y un momento factorizado, M_u actuando simultáneamente de manera similar a la requerida para ménsulas por la Ec. 5.8.4.2.1 - 1.

El área de refuerzo total del refuerzo primario traccionado deberá satisfacer los requerimientos del Artículo 5.8.4.2.2

El refuerzo primario traccionado debe estar espaciado uniformemente dentro de la región $(W + 5a_f)$ ó $2c$, como se ilustra en la Figura 5.8.4.3.3-1, excepto que los anchos de estas regiones no se superpondrán.

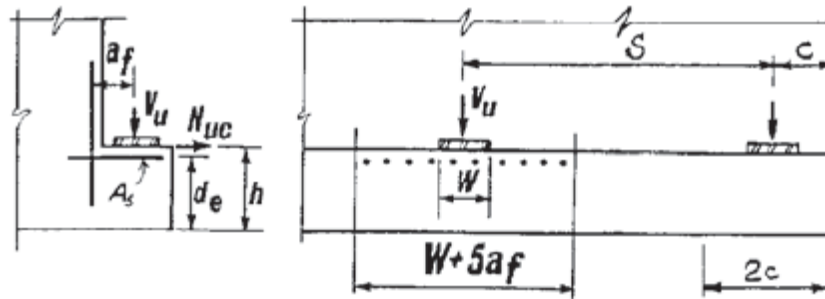


Figura 5.8.4.3.3-1 – Diseño para flexión y fuerza horizontal de Vigas Repisa

4. Diseño para punzonamiento (AASHTO 5.8.4.3.4.)

La notación utilizada en este Artículo se tomará como se muestra en las Figuras 5.8.4.3.4-1 a 5.8.4.3.4-3.

Las pirámides truncadas asumidas como superficies de falla por punzonamiento, como se ilustra en la Figura 5.8.4.3.4-1, no deben superponerse.

Para evitar la superposición de superficies defectuosas:

- Entre apoyos adyacentes en una repisa de viga o en una viga en T invertida:

$$S > 2 d_f + W \quad (5.8.4.3.4-1)$$

- Entre apoyos de repisas opuestas en el alma de una viga T invertida

$$b_w + 2a_v > L + 2d_f \quad (5.8.4.3.4-2)$$

dónde:

b_w = el ancho del alma de la viga invertida en T (cm.)

a_v = distancia desde la cara del muro hasta la carga concentrada (cm.)

L = longitud de la almohadilla del apoyo (cm.)

d_f = distancia desde la parte superior de la repisa hasta el refuerzo longitudinal inferior (cm.)

S = espaciado de centro a centro del rodamiento a lo largo de la repisa de la viga (cm.)

W = ancho de placa de apoyo o almohadilla (cm.)

La resistencia nominal a punzonamiento, V_n en ton, se tomará como:

$$V_n = 0,084 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d_f \quad (5.8.4.3.4-3)$$

dónde:

b_o = perímetro de la sección crítica para corte que encierra el apoyo o la placa de apoyo (cm.)

f'_c = resistencia a la compresión del hormigón para su uso en diseño (MPa)

λ = factor de modificación de la densidad del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.8.

No es necesario que este perímetro se acerque a menos de una distancia de $0,5 d_f$ a los bordes de la plataforma o placa de apoyo.

Para plataformas rectangulares o circulares con superficies de falla que no se superponen, b_0 se tomará como:

- En almohadillas rectangulares interiores:

$$b_0 = W + 2L + 2d_f \quad (5.8.4.3.4-4)$$

- En almohadillas rectangulares exteriores:

$$b_0 = 0.5W + L + d_f + c \leq W + 2L + 2d_f \quad (5.8.4.3.4-5)$$

- En almohadillas circulares interiores:

$$b_0 = \pi/4 * (D + d_f) + D \quad (5.8.4.3.4-6)$$

- En almohadillas circulares exteriores:

$$b_0 = \pi/4 * (D + d_f) + D/2 + c \leq \pi/2 * (D + d_f) + D \quad (5.8.4.3.4-7)$$

dónde:

c = distancia desde la línea central del apoyo hasta el extremo del borde de la viga (cm.)

D = diámetro de la almohadilla (cm.)

W = ancho de placa de apoyo o almohadilla (cm.)

L = longitud de la almohadilla de apoyo (cm.)

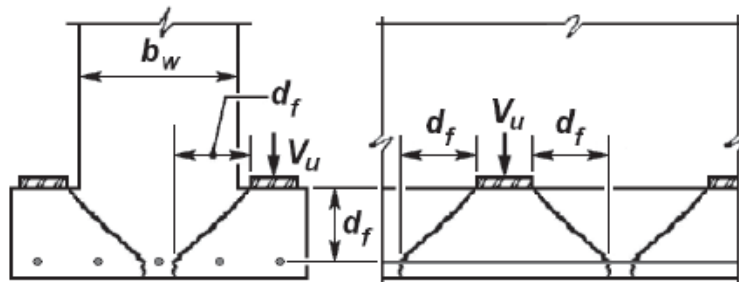


Figura 5.8.4.3.4-1 Falla por punzonamiento

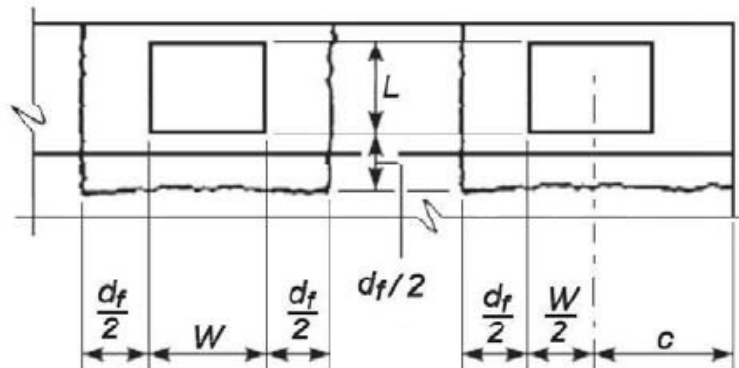


Figura 5.8.4.3.4-2 Sección crítica para apoyos rectangulares

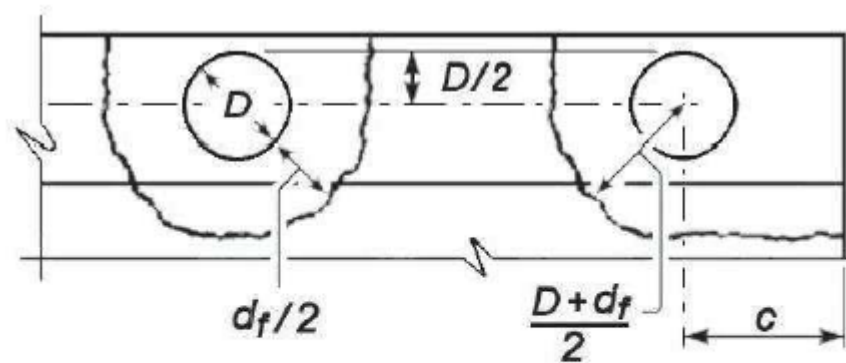


Figura 5.8.4.3.4-3 Sección crítica para apoyos circulares

5. Diseño de refuerzo de suspensión (AASHTO 5.8.4.3.5.)

El refuerzo de suspensión especificado en este apartado se sumará al refuerzo de corte requerido diseñará además del refuerzo de corte requerido a cada lado de la reacción de la viga que se soporta.

La distancia para el refuerzo de suspensión, A_{hr} en repisas de una sola viga debe ser como se muestra en la Figura 5.8.4.3.5-1. Usando la notación en la Figura 5.8.4.3.5-1, la resistencia nominal a corte, V_n en ton, se tomará como:

- Para el estado límite de servicio:

$$V_n = \frac{0.5A_{hr}f_y(W + 3a_v)}{s} \quad (5.8.4.3.5-1)$$

En la cual $(W + 3a_v)$ no excederá de S ó $2c$

- Para el estado límite de resistencia:

$$V_n = \frac{A_{hr}f_y}{s} S \quad (5.8.4.3.5-2)$$

en el que S no excederá de $2c$.

dónde:

A_{hr} = área de una pata del refuerzo de suspensión como se ilustra en la Figura 5.8.4.3.5-1 (cm.²)

S = espaciado de centro a centro de cojinete de apoyo a lo largo de un borde de la viga (cm.)

s = espaciado de las barras de refuerzo de suspensión (cm.)

f_y = tensión mínima de fluencia del refuerzo (ton)

a_v = distancia desde la cara del muro a la carga concentrada como se ilustra en la Figura 5.8.4.3.5-1 (cm.)

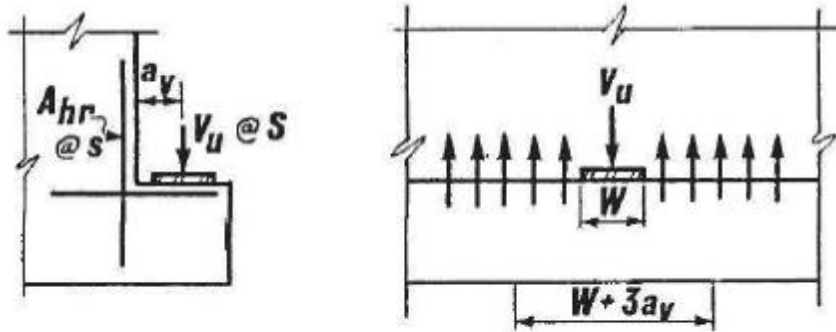


Figura 5.8.4.3.5-1 Refuerzo para Viga Repisa simple

Usando la notación de la Figura 5.8.4.3.5 - 2, la resistencia nominal al corte de los rebordes de las vigas en T invertidas debe ser menor que la especificada por la Ec. 5.8.4.3.5-2 y Eq. 5.8.4.3.5-3.

$$\lambda \sqrt{f'_c} b_f d_f + \frac{A_{hr} f_y}{s} (W + 2d_f) \quad (5.8.4.3.5-3)$$

$V_n = (0,042 *$

dónde:

b_f = el ancho total del ala de la viga en T invertida como se ilustra en la Figura 5.8.4.3.5-2 (cm)

d_f = distancia desde la parte superior de la repisa hasta el refuerzo longitudinal inferior como se ilustra en la Figura 5.8.4.3.5-2 (cm.)

λ = factor de modificación de la densidad del hormigón como está especificado en el Artículo 5.4.2.8

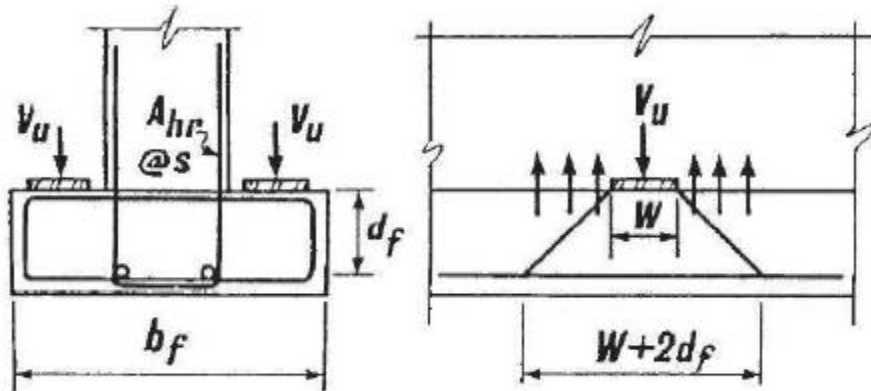


Figura 5.8.4.3.5-2 Refuerzo para Viga T invertida

Las vigas en T invertidas deben cumplir con las disposiciones sobre momentos de torsión especificadas en los Artículos 5.7.3.6 y 5.7.2.1.

6. Diseño para cojinete (AASHTO 5.8.4.3.6.)

Para el diseño de apoyos soportados por repisas de vigas, se aplicarán las disposiciones del Artículo 5.6.5.

d) Zonas locales (AASHTO 5.8.4.4.)

1. Dimensionamiento de zonas locales (AASHTO 5.8.4.4.1.)

donde:

- el fabricante no ha proporcionado recomendaciones de distancia al borde; o
- las distancias al borde han sido recomendadas por el fabricante, pero no han sido verificadas de forma independiente,

entonces, las dimensiones transversales de la zona local en cada dirección se tomarán como la mayor de:

- el tamaño de la placa de apoyo correspondiente, más el doble del recubrimiento mínimo de hormigón requerido para la aplicación y el entorno particulares; y
- la dimensión exterior de cualquier refuerzo de confinamiento requerido, más el recubrimiento de hormigón requerida sobre el refuerzo de confinamiento para la aplicación y el entorno particulares.

El recubrimiento requerido para la protección contra la corrosión será la que se especifica en el Artículo 5.10.1

Cuando el fabricante tenga recomendaciones para el recubrimiento mínimo, el espaciado y las distancias al borde para un dispositivo de anclaje en particular, y cuando estas dimensiones se hayan verificado de forma independiente, las dimensiones transversales de la zona local en cada dirección se tomarán como la menor de:

- el doble de la distancia al borde especificada por el proveedor del dispositivo de anclaje; y
- el espacio de centro a centro de los anclajes especificado por el proveedor del dispositivo de anclaje.

Las recomendaciones para el espaciado y la distancia al borde de los anclajes previstos por el fabricante se tomarán como mínimos.

La longitud de la zona local a lo largo del eje traccionado no serán menores que en cualquiera de los siguientes casos:

- el ancho máximo de la zona local;
- la longitud del refuerzo de confinamiento del dispositivo de anclaje; y
- para dispositivos de anclaje con múltiples superficies de apoyo, la distancia desde la superficie de hormigón cargado hasta la parte inferior de cada superficie de apoyo, más la dimensión máxima de esa superficie de apoyo.

La longitud de la zona local no se tomará mayor de 1,5 veces el ancho de la zona local.

2. Resistencia del cojinete (AASHTO 5.8.4.4.2.)

Los dispositivos de anclaje normales deben cumplir con los requisitos especificados en este documento. Los dispositivos de anclaje especiales deben cumplir con los requisitos especificados en el artículo 5.8.4.4.3.

Cuando se dimensione un refuerzo de zona general que cumpla con el artículo 5.9.5.6.5b, y la extensión del hormigón a lo largo del eje del tirante por delante del desvío de anclaje sea al menos dos veces la longitud de la zona local como se define en el Artículo 5.8.4.4.1 la resistencia de carga factorizada de los anclajes se tomará como:

$$P_r = \phi f_n A_b \quad (5.8.4.4.2-1)$$

para lo cual f_n se determina como el menor de los siguientes valores:

$$f_n = 0.7 f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}}, \quad (5.8.4.4.2-2)$$

$$f_n = 2.25 f'_{ci} \quad (5.8.4.4.2-3)$$

donde:

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

f_n = esfuerzo nominal del hormigón del apoyo (ton)

A = área máxima de la porción de la superficie del soporte que es similar al área cargada y concéntrica con ella y no se superpone a áreas similares para dispositivos de anclaje adyacentes (cm.).

A_g = área bruta de la placa de apoyo calculada de acuerdo con los requisitos de este documento (cm²)

A_b = área neta efectiva de la placa de apoyo calculada como el área A_g , menos el área de las aberturas en la placa de apoyo (cm.²)

f'_{ci} = esfuerzo de diseño de compresión en el hormigón en el lugar de aplicación de la fuerza

El área completa de la placa de apoyo se puede utilizar para A_g y el cálculo de A_b , si el material de la placa no fluye con la fuerza del cable factorizada y la esbeltez de la placa de apoyo, n/t , cumple con:

$$n/t \leq 0.08 \left(\frac{E_b}{f_b} \right)^{0.33} \quad (5.8.4.4.2-4)$$

dónde:

t = espesor medio de la placa de apoyo (cm.)

E_b = Módulo de elasticidad E_b del material de la placa de apoyo (ton/cm²)

F_b = esfuerzo en la placa de anclaje en una sección tomada en el borde del agujero o agujeros de la cuña (ton/cm²)

n = proyección de la placa base más allá del orificio de la cuña (cm)

Para anclajes con placas de cuña separadas, n puede tomarse como la distancia más grande desde el borde exterior de la placa de cuña hasta el borde exterior de la placa de apoyo. Para placas de apoyo rectangulares, esta distancia se medirá paralelamente a los bordes de la placa de apoyo. Si el anclaje no tiene una placa de cuña separada, n puede tomarse como la proyección más allá del perímetro exterior del grupo de agujeros en la dirección considerada.

Para las placas de apoyo que no cumplen con el requisito de esbeltez especificado en este documento, el área bruta de apoyo efectiva, A_g , se tomará como:

- Para anclajes con placas de cuña separadas: el área geoméricamente similar a la placa de cuña, con dimensiones aumentadas al doble del espesor de la placa de apoyo,
- Para anclajes sin placas de cuña separadas: el área geoméricamente similar al perímetro exterior de los orificios de la cuña, con una dimensión aumentada dos veces el espesor de la placa de apoyo.

3. Dispositivos de anclaje especiales (AASHTO 5.8.4.4.3.)

Se pueden utilizar dispositivos de anclaje especiales que no satisfagan los requisitos especificados en el Artículo 5.8.4.4.2, siempre que hayan sido probados por una agencia de pruebas independiente aceptable para el Ingeniero y hayan cumplido con los criterios de aceptación

especificados en los Artículos 10.3.2 y 10.3.2.3.10 de las *Especificaciones para construcción de puentes AASHTO LRFD*.

El refuerzo de la zona de anclaje local suministrado como parte de un sistema de postesado patentado se debe mostrar en los planos del taller de postesado. El ajuste del refuerzo de tracción de la zona de anclaje general debido al refuerzo suministrado como parte de un sistema de postesado patentado puede considerarse como parte del proceso de aprobación de planos de taller. La responsabilidad del diseño del refuerzo general de la zona de anclaje permanecerá en manos del Ingeniero de Registro.

Para una serie de dispositivos de anclaje especiales similares, las pruebas solo pueden ser necesarias para muestras representativas, a menos que el Ingeniero de Registro requiera pruebas para cada capacidad de los anclajes de la serie.

e) Zona general de anclajes postesados (AASHTO 5.8.4.5.)

1. Limitaciones de aplicación (AASHTO 5.8.4.5.1.)

Los esfuerzos de compresión del hormigón delante del dispositivo de anclaje, la ubicación y la magnitud de la fuerza de ruptura y los esfuerzos de borde pueden estimarse utilizando las ecuaciones. 5.8.4.5.2-1 a 5.8.4.5.3-2, siempre que:

- el miembro tenga una sección transversal rectangular y su extensión longitudinal no sea menor que la dimensión transversal mayor de la sección transversal;
- el miembro no tiene discontinuidades dentro o delante de la zona de anclaje;
- la distancia mínima al borde del anclaje en el plano principal del miembro no es menor de 1,5 veces la dimensión lateral correspondiente, a , del dispositivo de anclaje;
- sólo un dispositivo de anclaje o un grupo de dispositivos de anclaje poco espaciados se encuentra en la zona de anclaje; y
- el ángulo de inclinación del cable, como se especifica en las Ecs. 5.8.4.5.3-1 y 5.8.4.5.3-2, está entre -5,0 grados y +20,0 grados.

2. Esfuerzos compresivos (AASHTO 5.8.4.5.2.)

El esfuerzo de compresión del hormigón por delante de los dispositivos de anclaje, f_{ca} , calculado mediante la Ec. 5.8.4.5.2-1, no excederá el límite especificado en el Artículo 5.9.5.6.5a:

$$f_{ca} = \frac{0.6P_u \kappa}{A_b \left(1 + \ell_c \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right) \right)} \quad (5.8.4.5.2-1)$$

Donde:

Si $a_{eff} \leq s < 2 a_{eff}$

$$\kappa = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left(0.3 + \frac{n}{15} \right) \quad (5.8.4.5.2-2)$$

Si $s \geq 2 a_{eff}$, entonces:

$$\kappa = 1$$

$$(5.8.4.5.2-3)$$

dónde:

K = Factor de corrección para anclajes poco espaciados

a_{eff} = dimensión lateral del área efectiva de apoyo del anclaje medida paralelamente a la dimensión mayor de la sección transversal (pulg.)

b_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralelamente a la dimensión más pequeña de la sección transversal (pulg.)

P_u = fuerza del cable factorizada (kip)

t = espesor del miembro (pulg.)

s = espaciado de centro a centro de anclajes (pulg.)

n = número de anclajes en una línea

l_c = extensión longitudinal del refuerzo de confinamiento de la zona local pero no más que el mayor de $1,15 a_{eff}$ ó $1,15 b_{eff}$ (pulg.)

A_b = área de apoyo efectiva (pulg.²)

El área de apoyo efectiva, A_b , en la ecuación. 5.8.4.5.2-1 se tomará como el área más grande 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:

- Si los controles de A_{plate} , A_{plate} no se tomará mayor que $(4/\pi) A_{conf}$.
- A_{conf} controla, y la dimensión máxima de A_{conf} es más del doble de la dimensión máxima de A_{plate} o tres veces la dimensión mínima de A_{plate} , el área de apoyo efectiva, A_b , se basará en A_{plate}
- Se harán deducciones por el área del conducto en la determinación de A_b .

Si un grupo de anclajes está poco espaciado en dos direcciones, se utilizará el producto de los factores de corrección, K, para cada dirección, como se especifica en la Ec. 5.8.4.5.2-1.

3. Fuerzas de rotura (AASHTO 5.8.4.5.3.)

Las fuerzas de rotura en las zonas de anclaje, T_{burst} , pueden tomarse como:

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h} \right) + 0.5 |\sum (P_u \sin \alpha)|$$

$$(5.8.4.5.3-1)$$

La ubicación de la fuerza de rotura, d_{burst} , puede tomarse como:

$$d_{burst} = 0.5 (h - 2e) + 5e \sin \alpha$$

$$(5.8.4.5.3-2)$$

dónde:

T_{burst} = fuerza de tracción en la zona de anclaje que actúa delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del cable (kip)

P_u = fuerza del tendón factorizada (kip)

d_{burst} = distancia desde el dispositivo de anclaje al centroide de la fuerza de rotura T_{burst} (pulg.)

a = la dimensión lateral del dispositivo de anclaje

e = la excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos con respecto al centroide de la sección transversal; siempre tomado como positivo (pulg.)

h = dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada (pulg.)

α = ángulo de inclinación de la fuerza del cable con respecto a la línea central del miembro; positivo para cables concéntricos o si la fuerza de anclaje apunta hacia el centroide de la sección; negativo si la fuerza de anclaje apunta lejos del centroide de la sección (grados)

La ubicación y distribución del refuerzo que estalla debe satisfacer los requisitos del Artículo 5.9.5.6.5b.

4. Esfuerzos de borde (AASHTO 5.8.4.5.4)

Los esfuerzos longitudinales de borde se pueden determinar a partir de un análisis de una sección ubicada en la mitad de la sección alejada de la superficie cargada tomada como una viga sometida a flexión y carga axial combinadas. La fuerza de rotura puede tomarse como igual a la fuerza de tensión del borde longitudinal pero no menor que la especificada en el Artículo 5.9.5.6.5b.

5. Anclajes múltiples en losas (AASHTO 5.8.4.5.)

A menos que se realice un análisis más detallado, se dimensionará el refuerzo mínimo especificado en este documento para resistir la fuerza de rotura y los esfuerzos de borde.

Se dimensionará el refuerzo para resistir la fuerza de rotura. Este refuerzo se anclará cerca de las caras de la losa con ganchos estándar doblados alrededor de barras horizontales o equivalente. El refuerzo mínimo debe ser de dos barras No. 3 por anclaje ubicadas a una distancia igual a la mitad del espesor de la losa por delante del anclaje.

Se debe dimensionar un refuerzo para resistir las fuerzas de tensión del borde, T₁, entre los anclajes y las fuerzas de ruptura, T₂, por delante de los anclajes. El refuerzo de tensión del borde se colocará inmediatamente delante de los anclajes y unirá de forma eficaz los anclajes adyacentes. El refuerzo de rotura se distribuirá a lo largo de las zonas de anclaje.

$$T_1 = 0.10 P_u \left(1 - \frac{a}{s} \right) \quad (5.8.4.5.5-1)$$

$$T_2 = 0.20 P_u \left(1 - \frac{a}{s} \right) \quad (5.8.4.5.5-2)$$

dónde:

T₁ = esfuerzo de borde (kip)

T₂ = Fuerza de ruptura (kip)

P_u = Fuerza del cable factorizada sobre un anclaje individual (kip)

a = dimensión lateral del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos en la dirección transversal de la losa (pulg.)

s = el espacio entre anclajes (pulg.)

Para los anclajes de losas con una distancia al borde de menos de dos anchos de placa o un espesor de losa, el refuerzo de tensión del borde debe estar proporcionado para resistir el 25 por ciento de la carga factorizada del cable. Este refuerzo debe tener la forma de horquillas y debe estar distribuido dentro de un ancho de placa por delante del anclaje. Las patas de las barras se extenderán desde el borde de la losa más allá del anclaje adyacente, pero no menos de una distancia igual a cinco anchos de placa más la longitud de anclaje.

Artículo 47. DISEÑO REGIONES “D” – COMENTARIOS (AASHTO 5.8.)

C 5.8.2.1 Modelado estructural

El diseño tradicional sección por sección se basa en el supuesto de que el refuerzo requerido en una sección particular depende solo de los valores independientes de los efectos de las solicitaciones de la sección factorizada V_u, M_u y T_u, y no considera la forma en el que se aplican las cargas y reacciones que generan estas fuerzas seccionales. El método tradicional asume que la distribución del esfuerzo cortante es esencialmente uniforme sobre la altura del elemento y que las deformaciones longitudinales variarán linealmente sobre la profundidad de la viga.

Para elementos como vigas altas estas suposiciones no son válidas. Por ejemplo, los esfuerzos cortantes en una sección cerca de un apoyo se concentrarán cerca de la cara inferior. El comportamiento de un componente estructural se puede predecir con mayor precisión si se estudia el flujo de fuerzas a través de la estructura completa.

La limitación del uso del STM solo para componentes de hormigón de peso normal se basa únicamente en la falta de una verificación experimental adecuada.

Las disposiciones STM incluidas en este documento permiten una transición más fluida entre las Regiones B y D de una estructura determinada. Esto se logra reemplazando los cálculos anteriores de eficiencia de puntales basados en deformaciones por factores de eficiencia recientemente desarrollados basados principalmente en el Código modelo fib para Estructuras de Hormigón 2010. Los nuevos factores de eficiencia son más simples de usar, menos abiertos a malas interpretaciones y exhiben mejores parámetros estadísticos, y coeficientes de variación, que conducen a una mayor exactitud y precisión en una variedad de aplicaciones documentadas por Birrcher y otros (2009), Williams y col. (2012) y Larson, y otros (2013). Estas disposiciones y otros cinco métodos de diseño se comparan con 179 resultados experimentales en Birrcher, y otros (2009).

La geometría de cada nodo debe definirse antes de realizar las comprobaciones de resistencia. Los nodos pueden ser dimensionados de dos formas:

- (1) como nodos hidrostáticos o,
- (2) como nodos no hidrostáticos.

Los nodos hidrostáticos se dimensionan de manera que las tensiones aplicadas a cada cara sean iguales. Los nodos no hidrostáticos, sin embargo, se proporcionan según el origen de la tensión aplicada. Por ejemplo, las caras de un nodo no hidrostático pueden tener un tamaño que coincida con la profundidad del bloque de esfuerzo de compresión rectangular equivalente de un miembro de flexión o pueden basarse en la ubicación deseada del refuerzo longitudinal (ver Figura C 5.8.2.1-1). Esta técnica de dimensionamiento permite que la geometría de los nodos se corresponda estrechamente con las concentraciones de tensión reales en las regiones nodales. En contraste, el uso de nodos hidrostáticos a veces puede resultar en geometrías nodales poco realistas y diseños de refuerzo poco prácticos como se muestra en la Figura C 5.8.2.1-1. Por tanto, se prefieren los nodos no hidrostáticos en el diseño y se utilizan en todas estas especificaciones.

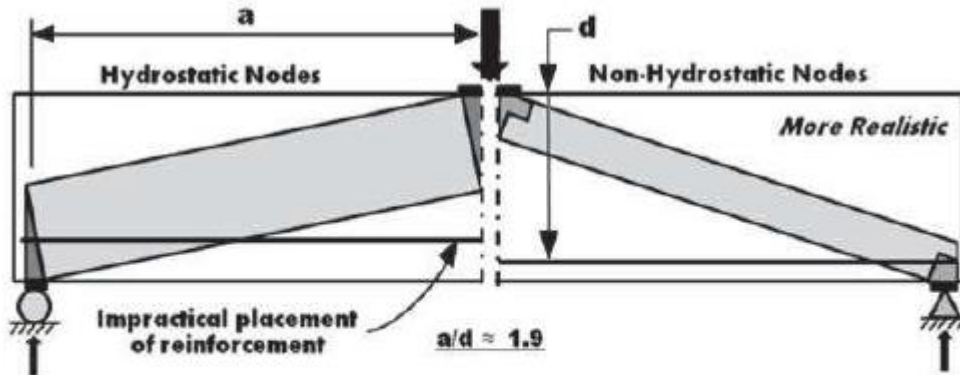


Figure C5.8.2.1-1—Hydrostatic and Nonhydrostatic Nodes

Los pasos básicos del STM pueden tomarse como:

1. Determinar las ubicaciones de las regiones B y D.
2. Definir casos de carga.
3. Analizar componentes estructurales.
4. Dimensionar los componentes estructurales usando la verificación de capacidad de servicio al cortante, dada por la Ec. C5.8.2.2-1.
5. Desarrollar un modelo de puntales y tirantes. Ver Artículo 5.8.2.2.
6. Dimensionar tirantes.
7. Realizar controles de la fuerza nodal. Ver Artículo 5.8.2.5.
8. Dimensionar de refuerzo de control de grietas Ver Artículo 5.8.2.6.
9. Dimensionar el anclaje necesario para los tirantes.

Más información puede obtenerse en: Schlaich, y otros (1987), Collins y Mitchell (1991), Martin y Sanders (2007), Birrcher, et al proporcionan información más detallada sobre este método. (2009); Mitchell y Collins (2013), Williams, et al. (2012) y Larson, et al. (2013).

C 5.8.2.2

El hormigón armado fisurado soporta cargas principalmente por esfuerzos de compresión en el hormigón y tensiones de tracción en el refuerzo. Las principales trayectorias de esfuerzos de compresión en el hormigón pueden aproximarse mediante puntales rectos. Los lazos se utilizan para modelar el refuerzo primario.

Se deben considerar las siguientes pautas generales para el desarrollo de modelos:

- En la interfaz de una Región B y una Región D, asegúrese de que las fuerzas internas y el momento dentro de la Región B se apliquen correctamente a la Región D.
- Se debe ubicar un tirante en el centroide del refuerzo que soporta la fuerza de tracción.
- Minimice el número de amarres verticales entre una carga y un soporte utilizando el menor número posible de paneles de celosía mientras se sigue cumpliendo el mínimo de 25 grados, como se muestra en la Figura C 5.8.2.2-3.
- El modelo de puntales y tirantes debe estar en equilibrio externo e interno.
- Asegúrese de detallar los refuerzos adecuados.

Los límites angulares se proporcionan para mitigar las aberturas de fisuras anchas y la tensión excesiva en el refuerzo. Cuando no se puede satisfacer el límite angular, la configuración del reticulado debe modificarse según corresponda.

Cuando un puntal pasa a través de una junta fría en el miembro, se debe investigar la junta para determinar si tiene suficiente capacidad de fricción por corte. Si una Región D se construye en etapas, las fuerzas impuestas por cada etapa de la construcción en porciones de la estructura previamente completadas deben ser llevadas a través de modelos apropiados de puntales y tirantes.

Un nodo de barra curva, resultante de doblar barras más grandes, como las n.º 11 y 18, se analiza en la literatura y también se indica cuando se trata de casos apropiados. (Williams, et al. 2012). Este tipo de nodo, que se muestra en la Figura C5.8.2.2-1, aún no está incluido en la especificación ya que no está tan suficientemente analizado por datos experimentales como los nodos CCC, CCT y CIT.

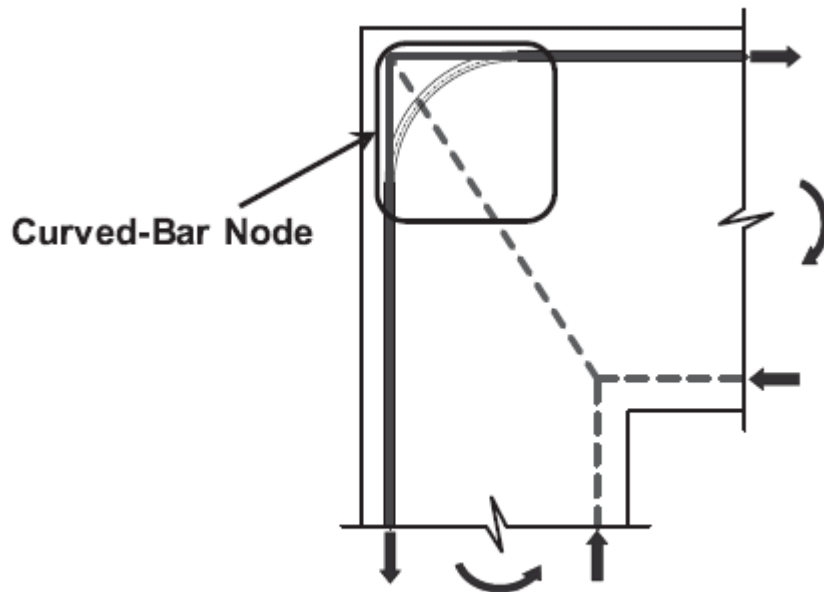


Figure C5.8.2.2-1—Curved-Bar Node

Para un nodo CCT o CIT, el ancho del tirante, o la longitud disponible, la, sobre la cual se pueden extender los estribos que se considera que soportan la fuerza en el tirante, se indica en la Figura C5.8.2.2-2. Se supone que los puntales diagonales que se extienden desde la carga y el soporte se extienden para formar las formas de abanico que se muestran en esta figura. Los estribos enganchados por los puntales en forma de abanico se incluyen en el tirante vertical. Para obtener información adicional, consulte Wight y Parra-Montesinos (2003). La unión del extremo estrecho del ventilador y un nodo CCC o CCT puede diseñarse utilizando las disposiciones para esos nodos especificados en este documento.

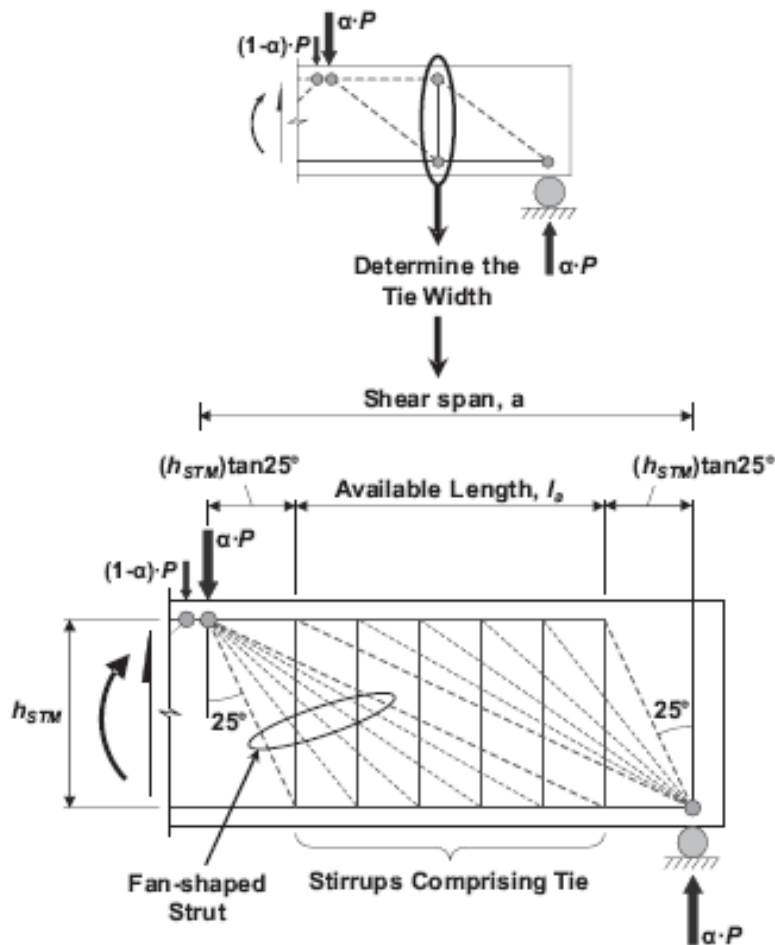


Figure C5.8.2.2-2—Fan-shaped Strut Engaging Transverse Reinforcement Forming a Tie

La investigación ha demostrado que un puntal directo es el mecanismo principal para transferir el corte dentro de una región D (Collins y Mitchell, 1991, Birrcher, y otros, 2009, Williams, y otros, 2012 y Larson, y otros, 2013) . Por lo tanto, en la Figura 5.8.2.2-2 se ilustra un tramo de modelo de reticulado y, de acuerdo con estas disposiciones, se puede usar en regiones donde la relación entre la longitud de transmisión de corte y la altura del elemento es menor a 2, como puede ocurrir en vigas de apeo, cabezales o ménsulas. Si bien estas disposiciones limitan la aplicación a STM a una proporción de 2 como transición entre las Regiones B y las Regiones D, la investigación ha demostrado que la transición real es gradual y ocurre en el rango entre $a/d = 2$ y $a/d = 2.5$. La distancia a , que se muestra en la figura C5.8.2.2-2, a menudo se denomina luz de corte.

En la Figura C5.8.2.2-3 se muestra un modelo de reticulado de puntales y tirantes para una viga alta simplemente apoyada. Las zonas de alta compresión unidireccional en el hormigón están representadas por puntales. Las regiones del hormigón sometidas a esfuerzos multidireccionales, donde los puntales y los tirantes se encuentran en los encuentros del reticulado están representadas por zonas nodales. En la figura C5.8.2.2-3 se muestran métodos eficientes e ineficientes para modelar una viga simplemente apoyada. Para satisfacer el mínimo de 25 grados en el ejemplo que se muestra, el menor número de tirantes traccionados de reticulado que se pueden proporcionar entre las cargas aplicadas y los soportes es dos,

como se muestra en el lado izquierdo de la viga. En el modelo del lado derecho de la Figura se necesitan 2 tirantes más. En el lado derecho, se debe proporcionar suficiente refuerzo para soportar las fuerzas en los tres tirantes verticales que llevan cada uno $0.5P$. En el lado izquierdo, solo se necesita el refuerzo requerido para llevar la fuerza en un único tirante de $0.5P$. El modelo utilizado en el lado izquierdo de la viga es más eficiente ya que se necesita menos refuerzo y el diseño resultante sigue siendo seguro.

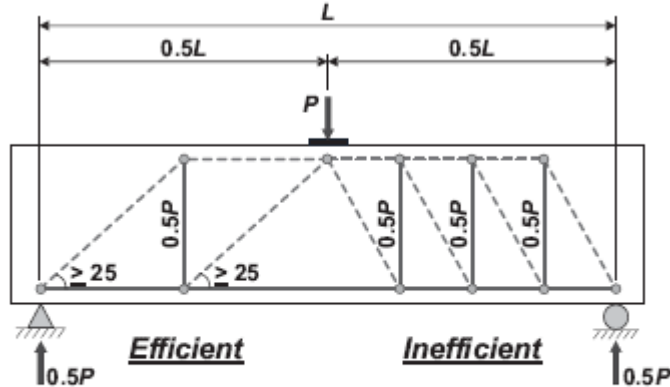


Figure C5.8.2.2-3—Effect of Modeling on the Amount of Transverse Reinforcement

La división de la carga, P , en los dos puntales diagonales que se muestran en la figura C5.8.2.2-3 es relativamente obvia debido a la simetría. En la figura C5.8.2.2-4 se muestra una situación más general. La geometría del reticulado se muestra en la Figura C5.8.2.2-4 (a). En la figura C5.8.2.2-4 (b) se muestra una simplificación en la que los dos puntales de la derecha que llevan las fuerzas F_1 y F_2 se resuelven en F_R . Lo mismo se muestra en el lado izquierdo de la junta con el resultado mostrado en la Figura C5.8.2.2-4 (c). Esta simplificación da como resultado dos nodos CCC posicionados como se muestra en la Figura C5.8.2.2-4 (d). La carga, P , se divide en dos cargas estáticamente equivalentes que se supone que actúan en el centro de las áreas tributarias de la placa de carga. El factor α denota la porción de la carga soportada en la reacción derecha en la situación mostrada, y $(1 - \alpha)$ denota la porción de la carga soportada en la reacción izquierda. La cantidad de placa de carga asignada a cada nodo CCC tiene las mismas proporciones. Debe tenerse en cuenta que una vez que la carga se separa en dos cargas, hay un cambio asociado en los ángulos que definen los puntales resueltos indicados por el cambio de Θ_{s2} a Θ_{s3} .

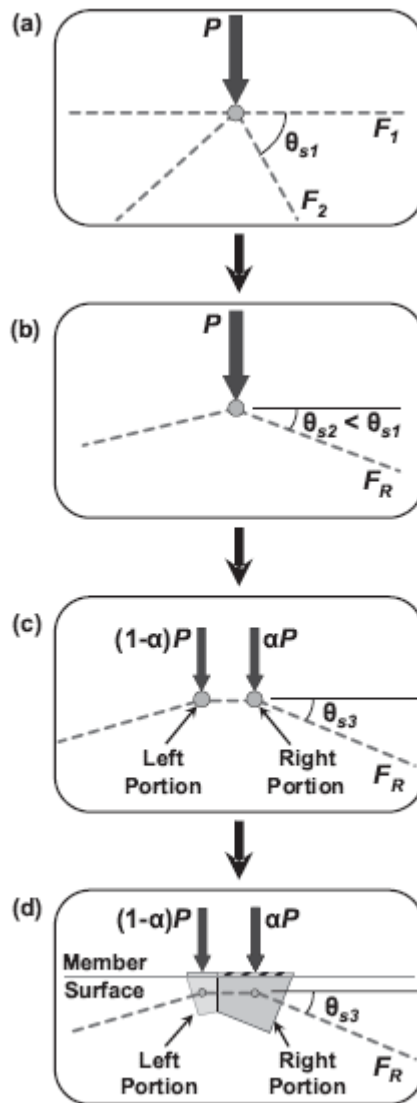


Figure C5.8.2.2-4—Division of Node when Struts Enter from Both Sides

La resistencia estimada a la que comienzan a formarse las grietas diagonales, V_{cr} , se determina para la geometría inicial de las regiones D utilizando la siguiente expresión (Bircher, et al., 2009):

$$V_{cr} = \left[0.2 - 0.1 \left(\frac{a}{d} \right) \right] \sqrt{f'_c} b_w d \quad (C5.8.2.2-1)$$

pero no mayor que $0.158 \sqrt{f'_c} b_w d$

$$0.0632\sqrt{f'_c}b_w d.$$

ni menor de

dónde:

- a longitud de corte (pulgadas)
- d profundidad (altura) efectiva del elemento (pulg.)
- f'_c resistencia a la compresión de diseño del hormigón (ksi)
- b_w ancho del alma del elemento (pulg.)

Donde el corte en servicio es menor que V_{cr} se brinda una razonable seguridad que no se producirán fisuras por corte.

Las tensiones en un modelo de puntales y tirantes se concentran en las zonas nodales. La falla de la estructura puede atribuirse al aplastamiento del concreto en estas regiones nodales críticas. Por esta razón, la capacidad de un modelo de reticulado puede estar directamente relacionada con la geometría de las regiones nodales. Dado que la tensión de compresión será mayor en un nodo, no es necesario investigar la compresión en otras partes del puntal. Cuando el grosor del puntal varía a lo largo de su longitud, puede ser necesario un modelo más refinado, como el que se muestra en la Figura C5.8.2.2-5 para un puntal a través de las alas y el alma de una viga en I. Como se muestra en la figura, el esfuerzo de compresión más alto en cada puntal seguirá estando en un nodo.

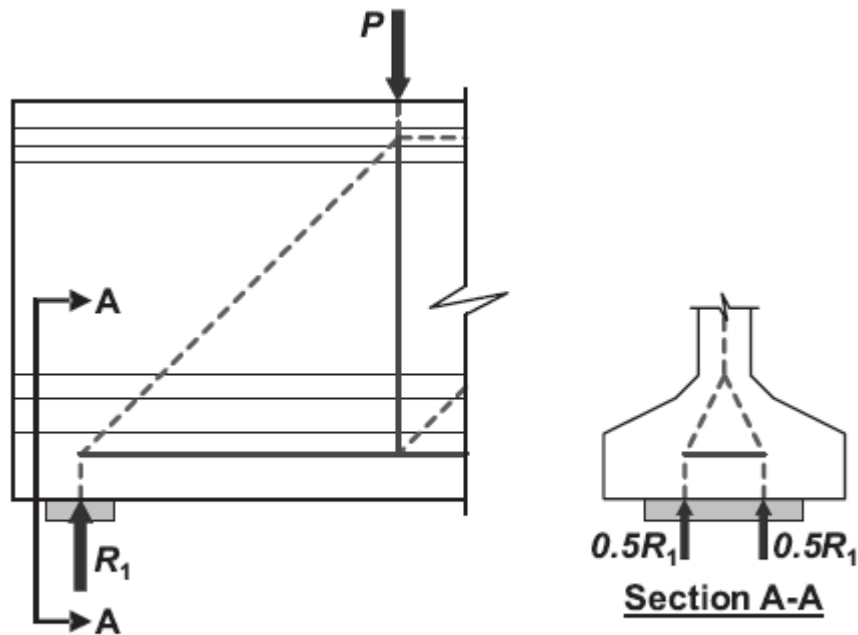


Figure C5.8.2.2-5—Refined Model for Strut with Varying Thickness along Its Length

Los nodos interiores que no están delimitados por una placa de apoyo se denominan nodos manchados, un ejemplo de los cuales se muestra en la Figura 5.8.2.2-1 (c). Es innecesario un chequeo de las tensiones de hormigón en dichos nudos (Schlaich y otros 1987).

En la Figura C5.8.2.2-6 se muestra una posible aplicación del STM a una zapata extendida. En la figura, la presión de contacto se muestra como una carga uniforme. Tradicionalmente, el refuerzo de control de grietas como se especifica en el Artículo 5.8.2.6 a menudo se omite de las zapatas, en cuyo caso el factor

de eficiencia del hormigón, v , estaría limitado a 0.45 por las disposiciones del Artículo 5.8.2.5.3a. Esto es análogo a la exención para refuerzo transversal permitida en el Artículo 5.7.2.3.

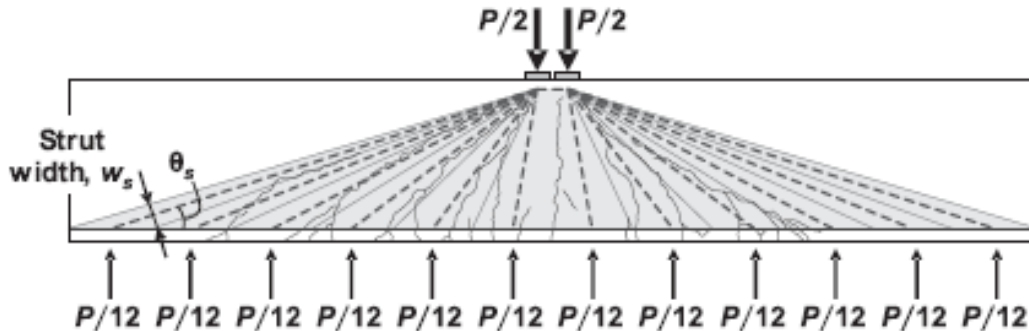
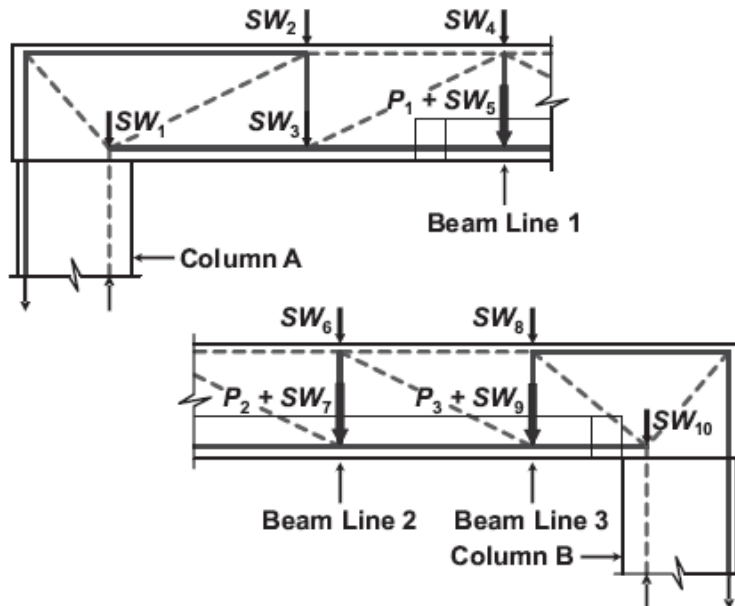
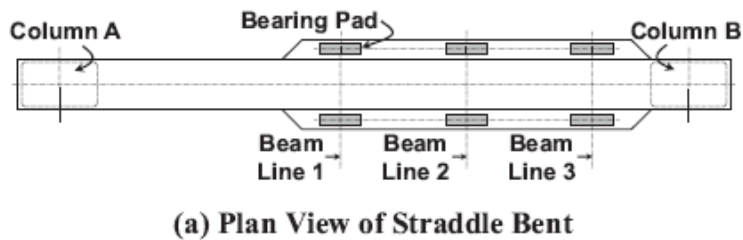


Figura CS.8.2.2-6 --- La aplicación de STM a una zapata

Una carga uniforme puede tratarse como una serie de cargas concentradas como se muestra en la Figura C5.8.2.2-7 que muestra el tratamiento de las reacciones de peso propio (SW_i) y reacciones de superestructura (P_i) para el caso de un cabezal con sección transversal en forma de T invertida.



P_1 = Carga desde superestructura

SW_i = Peso propio del doblado basado en el volumen tributario

(b) Vista de elevación del modelo de puntales y tirantes doblados a horcajadas

Figura CS.8.2.2-7-Aplicación de STM a un cabezal con forma de T invertida

Se puede encontrar orientación adicional sobre el tratamiento de cargas distribuidas y la reacción en abanico en Mitchell y Collins (2013), Martin y Sanders (2007) y Birrcher y otros (2009). La aplicación de S1M a cabezales de pilas, aunque con diferentes procedimientos de diseño de nudos, se puede encontrar en Martin y Sanders (2007).

C5.8.2.4.1

El segundo término de la ecuación para P_n está destinado a asegurar que el acero de pretensado no alcance su límite de fluencia, por lo que se mantiene una medida de control sobre el agrietamiento ilimitado. Sin embargo, reconoce que la tensión en los elementos de pretensado aumentará debido a la tensión que hará que el hormigón se agriete. El aumento de tensión correspondiente a esta acción se limita arbitrariamente al mismo aumento de tensión que experimentará el refuerzo no pretensado. Si no hay refuerzo no pretensado, f_y puede ser tomado como 60,1 ksi en el segundo término de la ecuación. 5.8.2.4.1-1.

C 5.8.2.4.2

Los tirantes deben estar debidamente anclados para asegurar que la fuerza del tirante pueda desarrollarse por completo y que la estructura pueda alcanzar la resistencia asumida por el STM. Para que un tirante esté debidamente anclado en una región nodal, la tensión de fluencia del refuerzo no pretensado debe desarrollarse en el punto donde el centroide de las barras sale de la zona nodal extendida como se muestra en la Figura C5.8.2.4.2-1. En otras palabras, la sección crítica para el desarrollo del tirante se toma en el lugar donde el centroide de las barras se cruza con el borde del puntal diagonal.

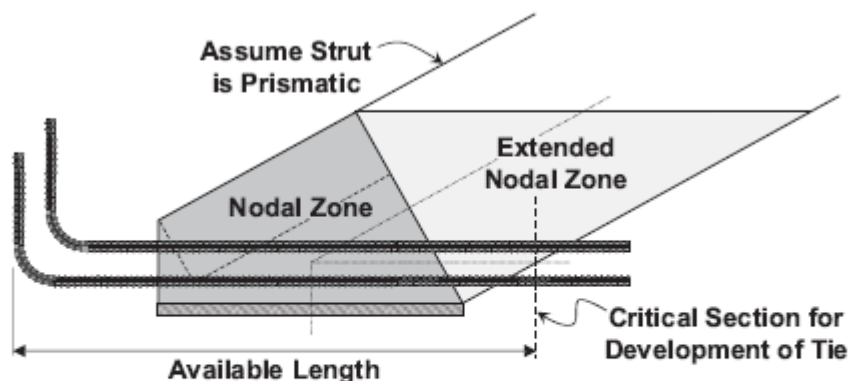


Figure C5.8.2.4.2-1—Available Development Length for Ties

C 5.8.2.5.2

La investigación ha demostrado que el comportamiento al corte de las vigas de gran altura reforzadas convencionalmente, de hasta 90 cm de ancho, no se ve significativamente influenciado por la separación de los estribos a lo largo de la sección. Vigas más anchas que 90 cm o vigas con una relación ancho/alto mayor que uno, pueden beneficiarse distribuyendo el refuerzo transversal a lo ancho de la sección transversal. Basado en investigaciones limitadas, las patas de estribo adicionales deben espaciarse transversalmente no más que la profundidad de corte de la viga pero no menos de 75 cm. (Birrcher, y otros,

2009) La recomendación de 75 cm se basa en el espaciado de las ramas de los estribos en las vigas de 75 cm de ancho, redondeando hacia abajo a un número conveniente.

C5.8.2.5.3a

Los factores de eficiencia del hormigón se han seleccionado en función de la simplicidad en la aplicación, la compatibilidad con otras secciones de las Especificaciones, la compatibilidad con las pruebas de las Regiones D y la compatibilidad con otras disposiciones.

La Eq. 5.8.2.5.3a- 1 es válida para resistencias de diseño de hormigón a la compresión de hasta 15.0 ksi y, por lo tanto, los factores de tensión de bloque, k_c y α_1 , para hormigones de alta resistencia no necesitan aplicarse a esta ecuación.

Los factores de eficiencia especificados aquí fueron obtenidos de nodos no hidrostáticos y se muestran gráficamente en la Figura C5.8.2.5.3a-1.

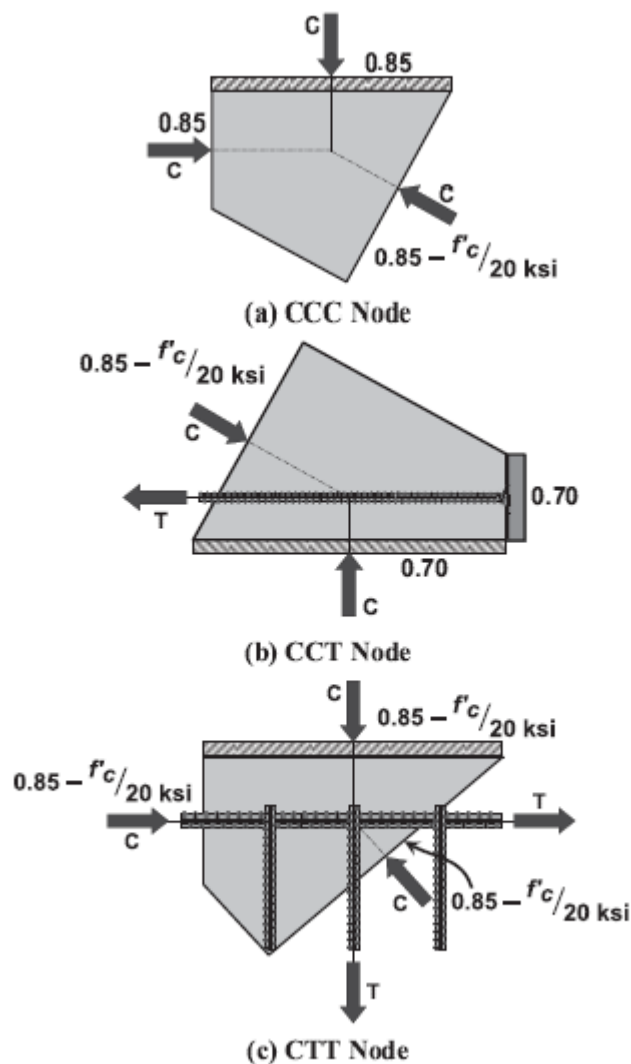


Figura CS.8.2.5.3a -1-Representación de factores de eficiencia

C 5.8.2.5.3b

Un examen de los estudios experimentales en la bibliografía no reveló ningún caso en el que la cara posterior de un nodo CCT controlara la capacidad en las muestras de prueba donde se utilizaran barras conformadas como acero para los tirantes. (Bircher y otros 2009)

Si la tensión aplicada a la cara posterior de un nodo CCT proviene de una placa de anclaje o barra con cabeza de anclaje, se debe realizar una verificación de las tensiones de la cara posterior asumiendo que la barra no tiene adherencia y que toda la fuerza del tirante se transmite a la placa o barra de anclaje.

Si la tensión aplicada a la cara posterior de un nodo CCT es el resultado de una combinación de anclaje y una fuerza de otro puntal, solo es necesario dimensionar el nodo para resistir los esfuerzos de compresión directos. No es necesario aplicar las tensiones de unión a la cara posterior, siempre que el tirante esté adecuadamente anclado

C 5.8.2.6

Este refuerzo está destinado a controlar el ancho de las grietas y garantizar una ductilidad mínima para el miembro de modo que, si se requiere, sea posible una redistribución significativa de las tensiones internas. Este comportamiento es consistente con la base de plasticidad de STM como se analiza en el Artículo C 5.5.1.2.3.

El refuerzo horizontal total se puede calcular como 0.003 veces el área efectiva del puntal indicada por la porción sombreada de la sección transversal en la Figura C 5.8.2.6-1. El refuerzo de control de grietas está destinado a proporcionar restricción para la expansión de la compresión presente en un puntal en forma de botella. No sirve como tirante principal que se muestra en la Figura C 5.8.2.6-1. Para miembros más delgados, este refuerzo de control de grietas consistirá en dos mallas de refuerzo, una cerca de cada cara. Para miembros más gruesos, se pueden requerir múltiples rejillas de refuerzo a través del espesor para lograr un diseño práctico. En el artículo C 5.8.2.5.2 se puede encontrar más información sobre la distribución del refuerzo para corte a través del espesor de elementos delgados y gruesos.

Una investigación del efecto de varias cantidades de refuerzo de control de grietas indicó que más allá de una relación de refuerzo correspondiente a 0,003 veces el área efectiva del puntal, continuó habiendo una reducción de los anchos de las grietas, pero la eficacia del acero en aumento alcanzó un punto de rendimientos decrecientes. Las muestras analizadas por Bircher y otros (2009) y Larson y otros (2013) mostró que el ancho de la primera grieta diagonal que se forma en una viga alta era inaceptablemente grande (es decir, mayor de 0.016 ") si el refuerzo de control de grietas colocado era menor de 0,003 veces el área efectiva del reticulado

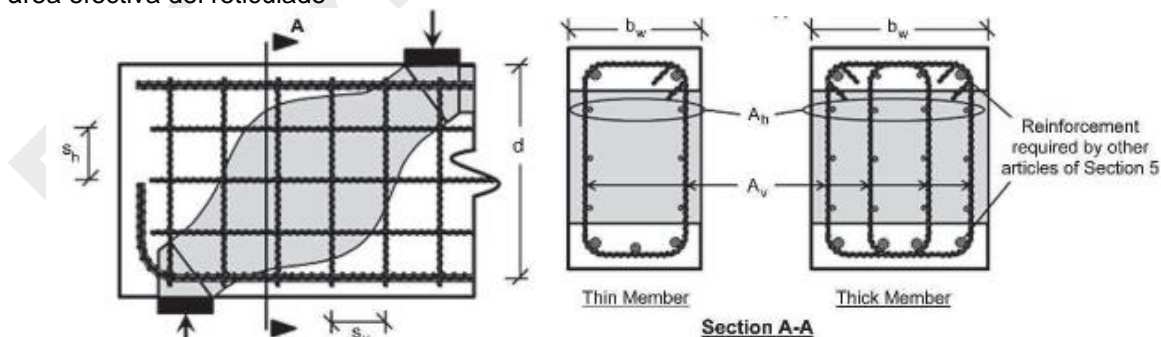


Figura C 5.8.2.6 -1 – Distribución de refuerzos de control en puntales

C5.8.2.7.1

Se puede obtener una estimación conservadora de la resistencia de una estructura o elemento de hormigón mediante la aplicación del teorema del límite inferior de la teoría de la plasticidad de las estructuras. Si hay suficiente ductilidad en el sistema, los modelos de bielas y tirantes cumplen las condiciones para la aplicación del teorema antes mencionado. La Figura C 5.8.2.7.1-1 muestra el campo de tensión elástica lineal y un modelo de puntal - tirante correspondiente para el caso de una zona de anclaje con dos anclajes excéntricos (Schlaich y otros, 1987).

Debido a la ductilidad limitada del hormigón, se deben seleccionar modelos de puntal - tirante, que no son muy diferentes de la solución elástica en términos de distribución de esfuerzos. Este procedimiento reducirá las redistribuciones de esfuerzos requeridas en la zona de anclaje y asegurará que se dimensionen y ubiquen los refuerzos donde es más probable que se produzcan grietas. Los modelos de puntales y tirantes para algunos casos de carga típica para zonas de anclaje se muestran en la Figura C 5.8.2.7.1-2.

La Figura C 5.8.2.7.1-3 muestra el modelo de puntales y tirantes para las regiones exteriores de las zonas de anclaje generales con anclajes ubicados excéntricamente. La zona local de anclaje se convierte en un nodo para el modelo de bielas y tirantes y la idoneidad del nodo debe verificarse mediante análisis apropiados o pruebas a gran escala.

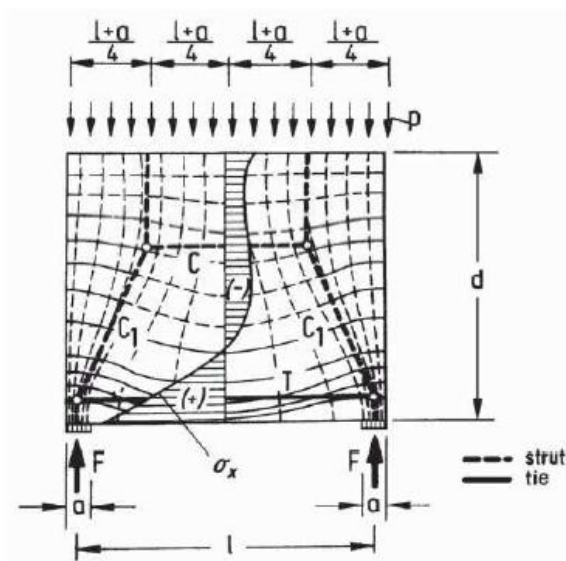


Figure C5.8.2.7.1-1—Principal Stress Field and Superimposed Strut-and-tie Model

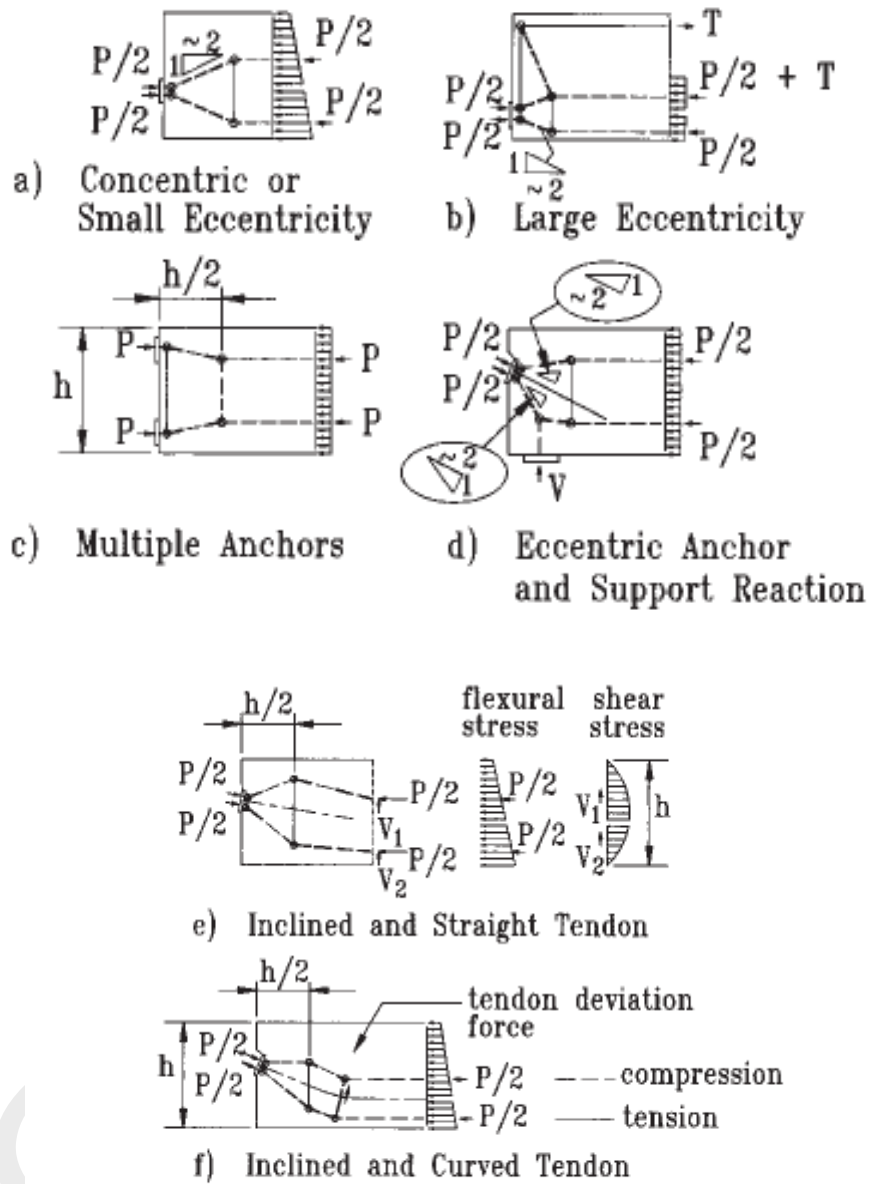


Figure C5.8.2.7.1-2—Strut-and-tie Models for Selected Anchorage Zones

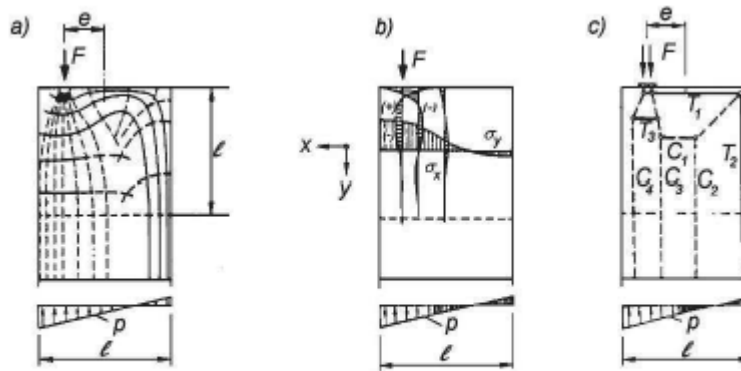


Figure C5.8.2.7.1-3—Strut-and-Tie Model for the Outer Regions of the General Zone

C 5.8.2.7.2

Los nodos son elementos críticos del modelo de puntales y tirantes. Toda la zona local constituye el nodo o grupo de nodos más crítico para las zonas de anclaje. En el Artículo 5.8.4.4 de esta Especificación, la adecuación de la zona local se garantiza limitando la presión de apoyo debajo del dispositivo de anclaje. Alternativamente, esta limitación puede dejarse de lado si se demuestra la idoneidad del dispositivo de anclaje mediante la prueba de aceptación del Artículo 10.3.2.3 de las Especificaciones de AASHTO LRFD para la Construcción de Puentes

C 5.8.2.7.3

Para los modelos de bielas y tirantes basados en la distribución de esfuerzos elásticos, la resistencia a la compresión del hormigón de diseño especificada en el Artículo 5.9.5.6.5a es adecuada. Sin embargo, si el modelo de puntales y tirantes seleccionado se desvía considerablemente de la distribución de tensiones elástica, se requieren grandes deformaciones plásticas y la resistencia utilizable del hormigón también debe reducirse si el hormigón se agrieta debido a otros efectos de carga.

Por lo general, la geometría del nodo de la zona local y, por tanto, de la interfaz entre el puntal y la zona local, está determinada por el tamaño de la placa de apoyo y el modelo de puntal y tirante seleccionado, como se indica en la Figura 5.8.2.2-1. (a). Con base en la prueba de aceptación del Artículo 10.3.2.3 de las Especificaciones de AASHTO LRFD para la Construcción de Puentes, las tensiones en los dispositivos de anclaje especiales deben investigarse a una distancia mayor del nodo, asumiendo que el ancho del puntal aumenta con la distancia a partir de la zona local.

C 5.8.2.7.4

Debido a la resistencia poco confiable del hormigón a la tracción, es prudente ignorarlo por completo para resistir las fuerzas de tracción.

En la selección de un modelo de puntales y tirantes, solo se deben considerar las disposiciones prácticas de refuerzo. El diseño del refuerzo, realmente detallado en los planos, debe estar de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes seleccionado.

C 5.8.2.8

La figura C 5.8.2.8-1 ilustra la aplicación del método de puntales y tirantes en el análisis de fuerzas en un diafragma interior pretensado de un puente tipo “vigas cajón”

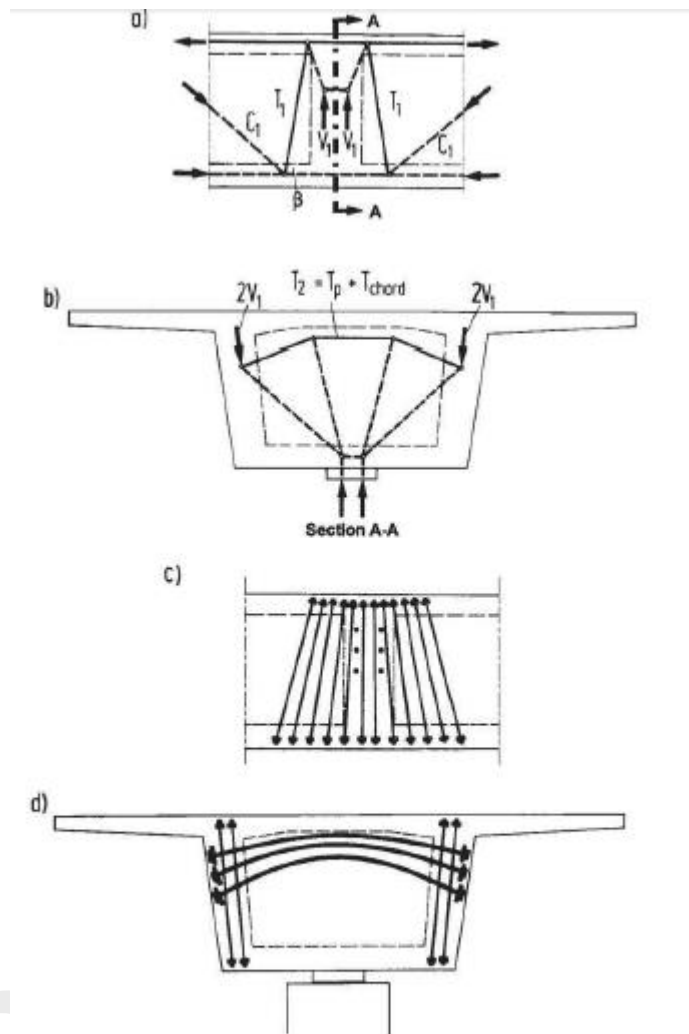


Figure C5.8.2.8-1—Diaphragm of a Box Girder Bridge: (a) Disturbed Regions and Model of the Web near the Diaphragm; (b) Diaphragm and Model; (c) and (d) Prestressing of the Web and the Diaphragm (Schlaich et al., 1987)

C 5.8.2.9

La Figura C 5.8.2.9-1 muestra la aplicación del modelo puntal-tirante al análisis de ménsulas y vigas tipo repisa.

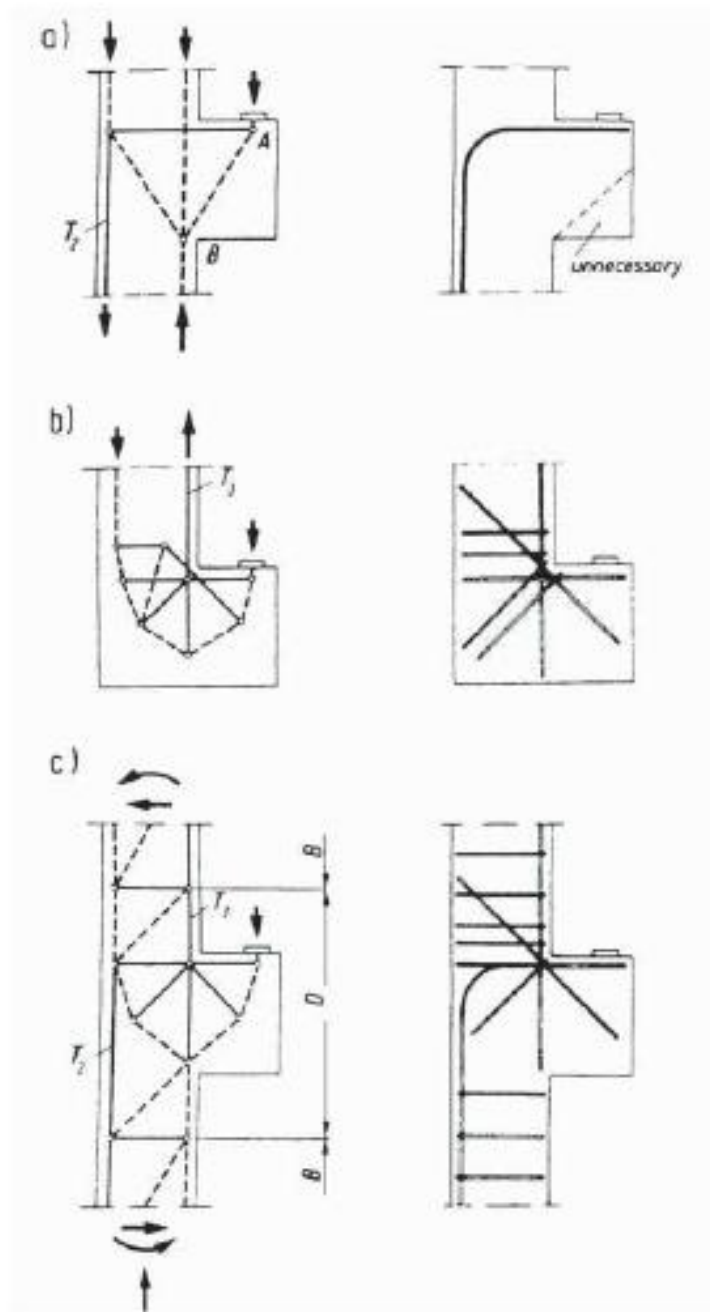


Figure C5.8.2.9-1—Different Support Conditions Leading to Different Strut-and-Tie Models and Different Reinforcement Arrangements of Corbels and Beam Ledges (Schlaich et al., 1987)

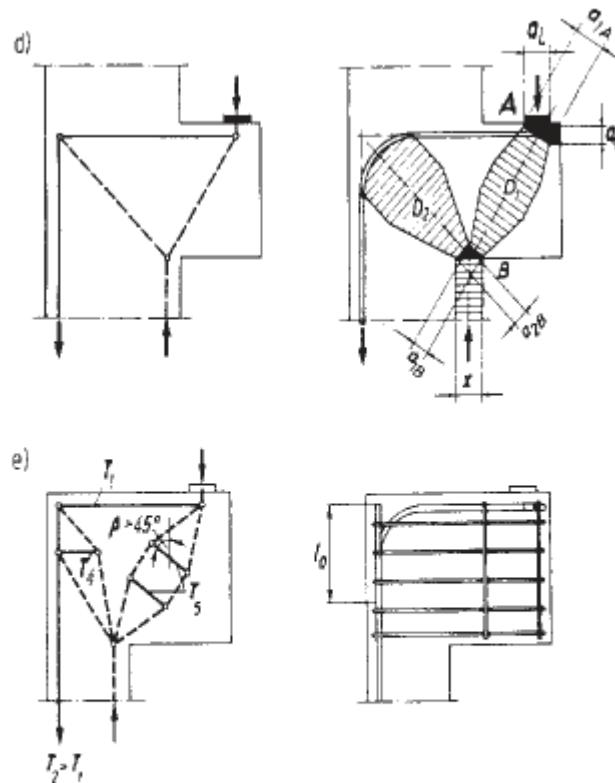


Figure C5.8.2.9-1 (continued) — Different Support Conditions Leading to Different Strut-and-Tie Models and Different Reinforcement Arrangements of Corbels and Beam Ledges (Schlaich et al., 1987)

C 5.8.4.1

ACI 318-14 contiene más información y referencias sobre métodos heredados de componentes profundos. No se especifica ni se recomienda ningún método en particular, aunque se especifica un refuerzo de control de grietas y un límite en la capacidad de corte.

Muchos de los tratamientos de secciones “D” publicaciones existentes se refieren a situaciones en las que la carga se aplica sobre el componente y el soporte se ubica en el fondo. A menos que un método específico trate expresamente situaciones en las que se aplican cargas a lo largo del alma o cerca de la parte inferior del componente, el comportamiento puede explicarse con precisión solo mediante el método de puntales y tirantes o un análisis de elementos finitos utilizando propiedades de materiales no lineales que también tienen en cuenta las grietas hormigón.

C 5.8.4.2.1

Los anclajes para anclar el refuerzo pueden incluir:

- una soldadura estructural a una barra transversal de al menos el mismo tamaño;
- doblar las barras primarias hacia abajo para formar un bucle continuo; o
- algún otro medio efectivo de anclaje.

CS.8.4.3.1

Las "Vigas repisas" se pueden distinguir de las ménsulas en que su ancho a lo largo de la cara del miembro de soporte es mayor que $(W + 5a_f)$, como se muestra en la Figura 5.8.4.3.3-1. Además, las repisas de las vigas se toman mediante tirantes al miembro de soporte, mientras que las ménsulas utilizan un puntal que penetra directamente en el miembro de soporte. Las repisas de las vigas son generalmente continuas entre los puntos de aplicación de las fuerzas de apoyo. Los "Daps" deben considerarse vigas repisa invertidas.

Ejemplos de repisas de vigas incluyen articulaciones dentro de vanos y cabezales con vigas T invertidas, como se ilustra en la Figura C5.8.4.3.1-1. En el caso de un cabezal de pila tipo viga T invertida, las vigas longitudinales del puente están soportadas por el ala de la viga en T que actúa como repisa de la viga.

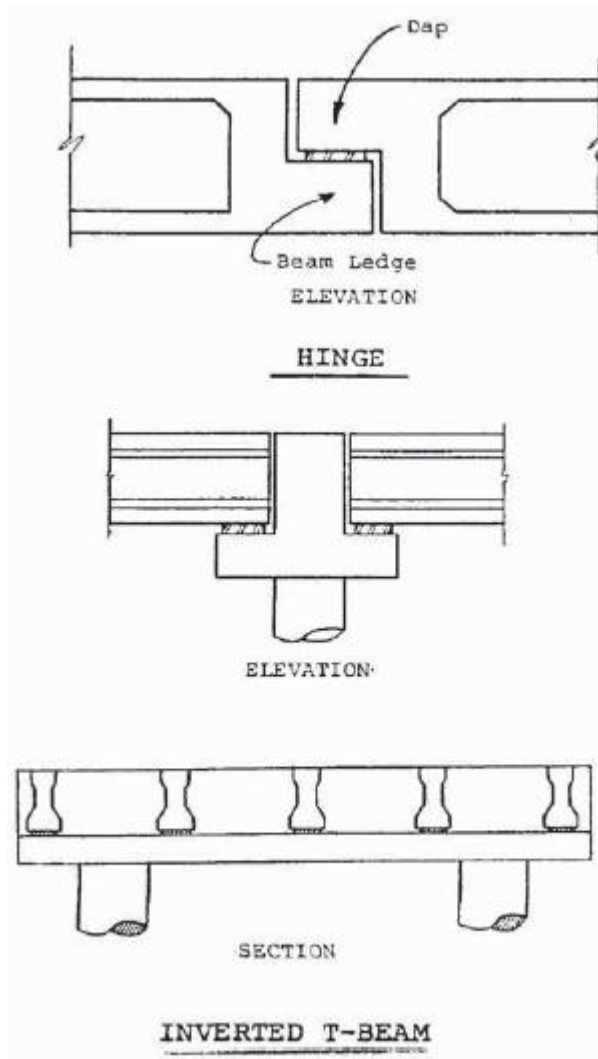


Figure C5.8.4.3.1-1—Examples of Beam Ledges

C 5.8.4.3.4

El área de hormigón que resiste por punzonamiento cada carga concentrada se muestra en la Figura 5.8.4.3.4-1. El área de la pirámide truncada se aproxima como el promedio del perímetro de la placa de

apoyo o plataforma y el perímetro a la profundidad d , asumiendo pendientes de 45 grados. Si las pirámides se superponen, será necesaria una investigación de las áreas de superficie combinadas.

C5.8.4.4.1

Las disposiciones de este artículo son para asegurar la resistencia adecuada del hormigón en la zona local. No pretenden ser pautas para el diseño del hardware de anclaje real.

La zona local es la región con tensiones elevadas que rodea inmediatamente el dispositivo de anclaje. Es conveniente definir esta región geoméricamente, en lugar de por niveles de tensión. La figura C5.8.4.4.1-1 ilustra la zona local.

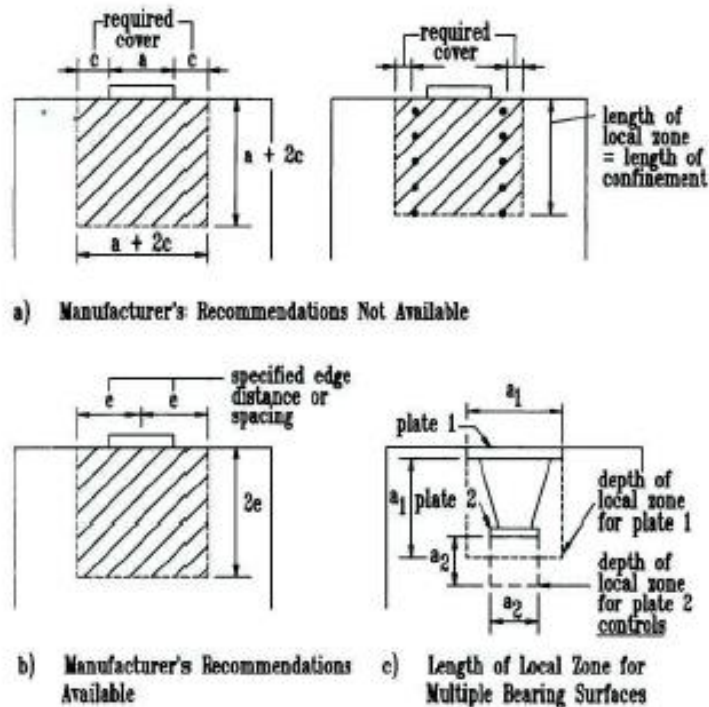


Figure C5.8.4.4.1-1—Geometry of the Local Zone

Para anclajes en espacios reducidos debe considerarse una zona amplia que encierre todos los anclajes individuales.

C5.8.4.4.2

Referencias a especificaciones de construcción aquí y en el artículo C5.8.4.4.3 se refieren a los artículos 10.3.2.3 y 10.3.2.4 de las Especificaciones AASHTO LRFD de construcción de puentes y otros documentos contractuales que sean aplicables.

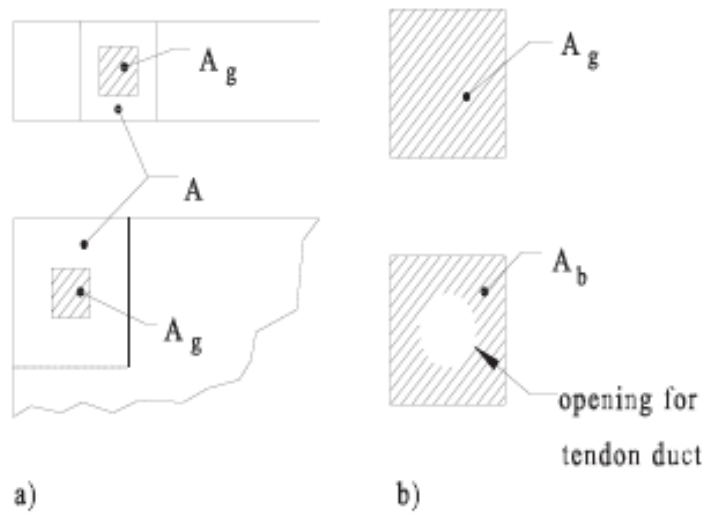


Figure C5.8.4.4.2-1—Area of Supporting Concrete Surface in Eq. 5.8.4.4.2-2

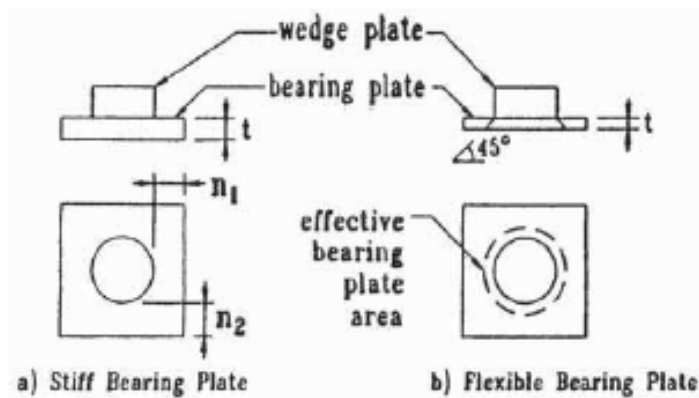


Figure C5.8.4.4.2-2—Effective Bearing Plate Area for Anchorage Devices with Separate Wedge Plate

Estas especificaciones proporcionan límites de presión de apoyo para los dispositivos de anclaje, llamados dispositivos de anclaje normales, que no deben probarse de acuerdo con la prueba de aceptación de las especificaciones de construcción. Alternativamente, estos límites pueden excederse si un sistema de anclaje pasa la prueba de aceptación. Las figuras C5.8.4.4.2-1, C5.8.4.4.2-2 y C5.8.4.4.2-3 ilustran las especificaciones del Artículo 5.8.4.4.2 (Roberts, 1990).

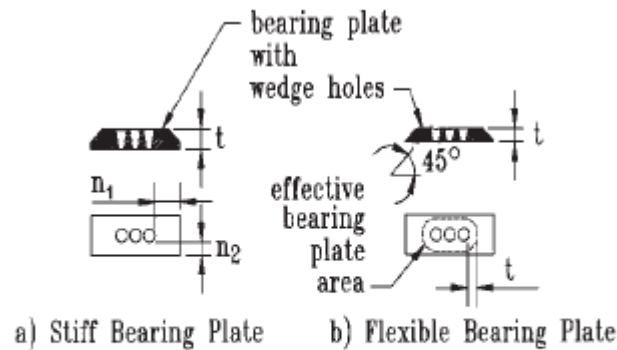


Figure C5.8.4.4.2-3—Effective Bearing Plate Area for Anchorage Device without Separate Wedge Plate

Se puede calcular un área de apoyo efectiva más grande asumiendo un área efectiva y verificando los nuevos valores f_b y n/t .

C5.8.4.4.3

La mayoría de los dispositivos de anclaje entran en esta categoría y aún deben pasar la prueba de aceptación de las especificaciones de construcción. Sin embargo, muchos de los sistemas de anclaje actualmente disponibles en los Estados Unidos han pasado pruebas de aceptación equivalentes. Los resultados de estas pruebas pueden considerarse aceptables si el procedimiento de prueba es generalmente similar al especificado en las especificaciones de construcción.

Además de cualquier refuerzo de confinamiento requerido provisto en la prueba de aceptación de dispositivos especiales de anclaje, las especificaciones de construcción permiten el refuerzo de piel suplementario. También en la estructura se debe colocar un refuerzo equivalente. Otro refuerzo general de zona en la porción correspondiente de la zona de anclaje puede tenerse en cuenta para cumplimentar este requisito de refuerzo.

C5.8.4.5.1

Las ecuaciones aquí especificadas se basan en el análisis de miembros con secciones transversales rectangulares y en una zona de anclaje al menos tan larga como la dimensión más grande de esa sección transversal. Para secciones transversales que se desvían significativamente de una forma rectangular, por ejemplo, "vigas en I" con alas anchas, no se deben usar las ecuaciones aproximadas.

Las discontinuidades, como las aberturas en el alma, perturban el flujo de fuerzas y pueden causar mayores esfuerzos de compresión, fuerzas de rotura o esfuerzos de borde altos en las zonas de anclaje.

La figura C 5.8.4.5.1-1 compara las fuerzas de rotura para un miembro con una sección transversal rectangular continua y para un miembro con una sección transversal rectangular discontinua. Las ecuaciones aproximadas se pueden aplicar a "vigas en I" estándar con bloques terminales si la extensión longitudinal del bloque final es al menos una altura de viga y si la transición desde el bloque final a la sección en I es gradual.

Los dispositivos de anclaje pueden tratarse como espaciados cercanos si su espacio de centro a centro no excede 1,5 veces el ancho de los dispositivos de anclaje en la dirección considerada.

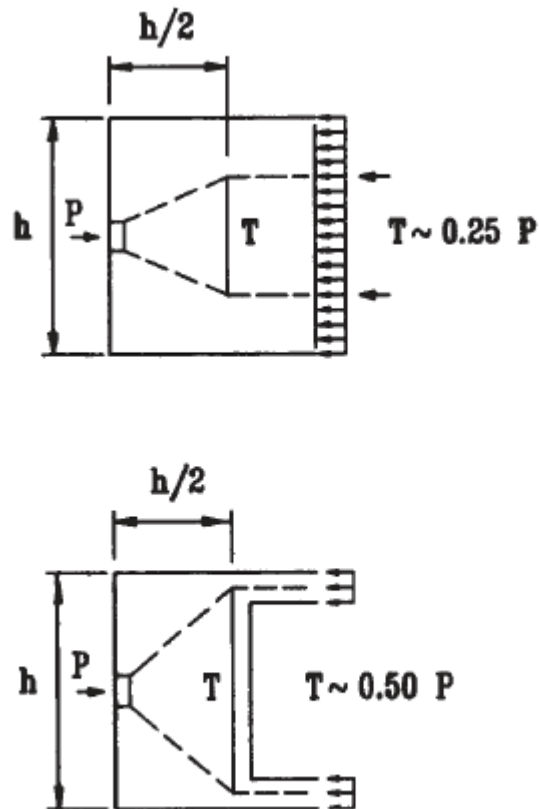


Figure C5.8.4.5.1-1—Effect of Discontinuity in Anchorage Zone

Las ecuaciones aproximadas para esfuerzos de compresión en el hormigón se basan en el supuesto que la fuerza del anclaje se extiende en todas direcciones. El requisito de distancia mínima al borde satisface esta suposición y se ilustra en la Figura C5.8.4.5.1-2. Las ecuaciones aproximadas para las fuerzas de rotura se basan en análisis de elementos finitos para un solo anclaje que actúa sobre una sección transversal rectangular. La Eq. 5.8.4.5.3-1 da resultados conservadores para el refuerzo de rotura, incluso si los anclajes no están espaciados estrechamente, pero la resultante de la fuerza de rotura se encuentra más cerca del anclaje que lo indicado por la Ec. 5.8.4.5.3-2.

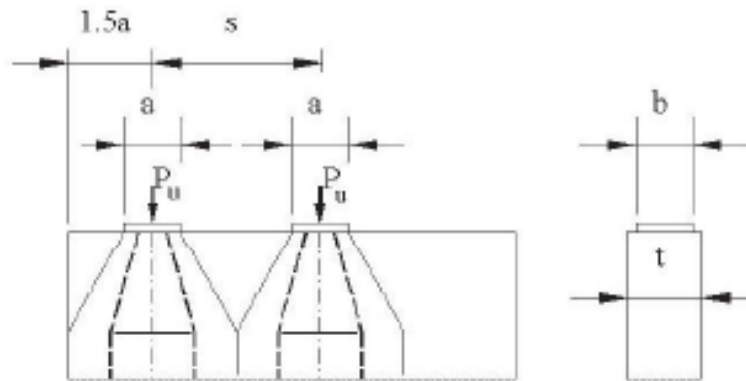


Figure C5.8.4.5.1-2—Edge Distances and Notation

C5.8.4.5.2

Esta verificación de los esfuerzos de compresión del hormigón no es necesaria para los dispositivos de anclaje básicos que cumplan el Artículo 5.8.4.4.2.

Las Ecs. 5.8.4.5.2-1 y 5.8.4.5.2-2 se basan en un modelo de puntales y tirantes para un solo anclaje con los esfuerzos de hormigón determinados como se indica en la Figura C5.8.4.5.2-1 (Burdet, 1990), con el ancho de la placa de anclaje, b , y el espesor del miembro, t . La Eq. 5.8.4.5.2-1 se modificó para incluir casos con valores de $b < t$.

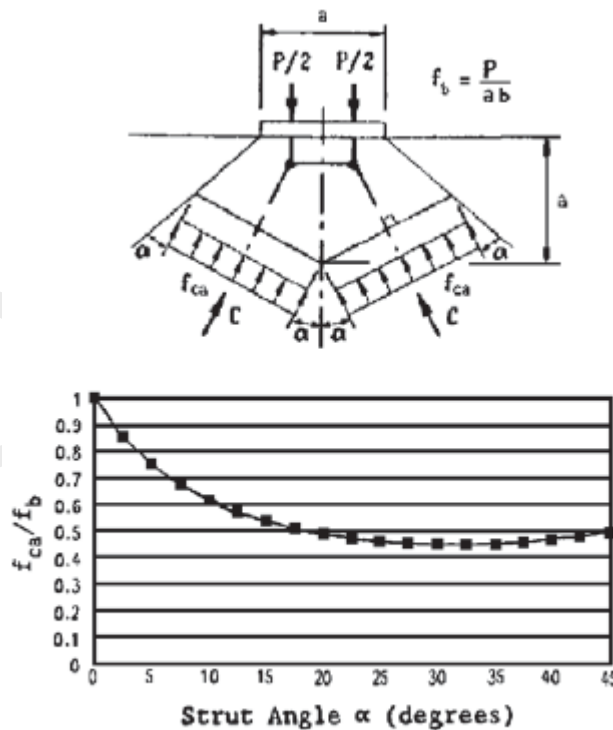


Figure C5.8.4.5.2-1—Local Zone and Strut Interface

Para anclajes múltiples espaciados a distancias menores de $2 a_{eff}$, se necesita agregar un factor de corrección. K. Este factor se basa en una distribución de esfuerzos a una distancia de un ancho de la placa de anclaje adelante del dispositivo de anclaje como se indica en la Figura C 5.8.4.5.2-2

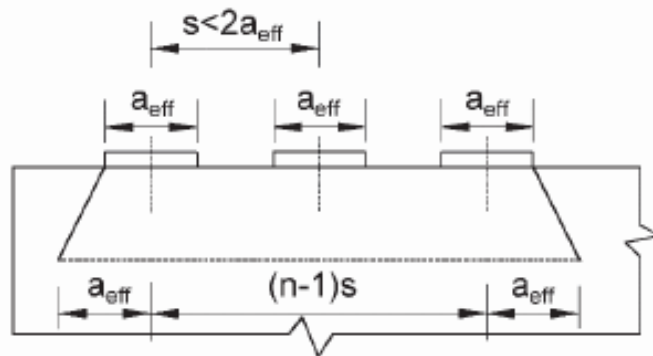


Figure C5.8.4.5.2-2—Closely Spaced Multiple Anchorages

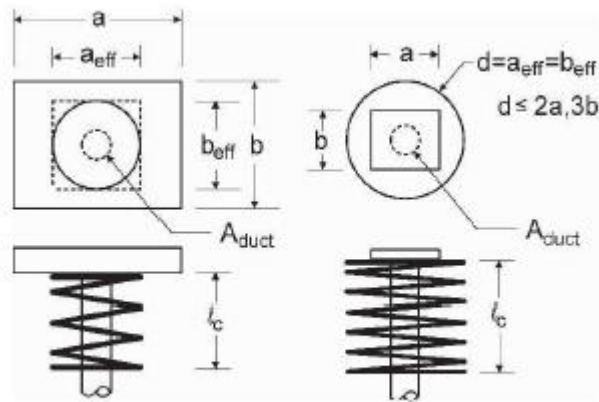


Figure C5.8.4.5.2-3—Effective Bearing Area

C5.8.4.5.3

Las Ecs. 5.8.4.5.3-1 y 5.8.4.5.3-2 se basan en los resultados de los análisis de esfuerzos elásticos lineales (Burdet, 1990). La figura C5.8.4.5.3-1 ilustra los términos utilizados en las ecuaciones

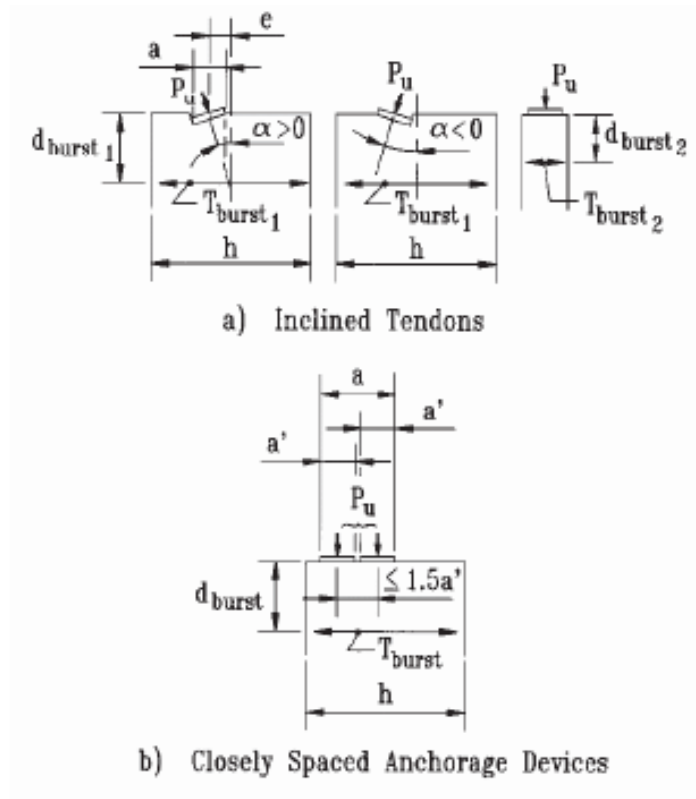


Figure C5.8.4.5.3-1—Notation for Eqs. 5.8.4.5.3-1 and 5.8.4.5.3-2

C5.8.4.5.4

Si el centroide de todos los cables se encuentra fuera del núcleo de la sección, se incrementan tanto las fuerzas de rotura como los esfuerzos del borde longitudinal. La determinación de los esfuerzos de borde para anclajes excéntricos se ilustra en la Figura C5.8.4.5.4-1. Cualquiera de los dos tipos de análisis de vigas de flexión axial es aceptable. Como ocurre con los anclajes múltiples, este refuerzo es fundamental para el equilibrio de la zona de anclaje. Es importante considerar las secuencias de esfuerzos que pueden causar cargas excéntricas temporales de la zona de anclaje.

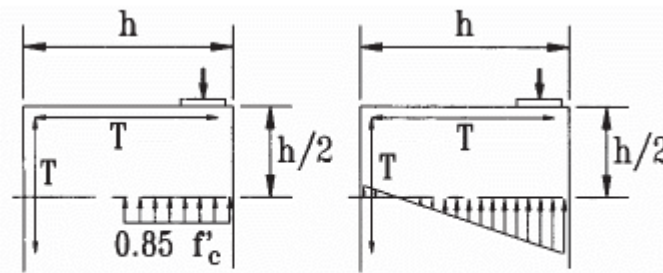


Figure C5.8.4.5.4-1—Determination of Edge Tension Forces for Eccentric Anchorages

C5.8.4.5.5

El refuerzo para resistir la fuerza de rotura se dimensiona en la dirección del espesor de la losa y perpendicular al eje del cable de acuerdo con el Artículo 5.9.5.6.5b.

El refuerzo para resistir la fuerza de tensión del borde se coloca en el plano de la losa y normal al eje del cable

El refuerzo para resistir los esfuerzos de borde se coloca en el plano de la losa y perpendicular al eje del cable.

BORRADOR

APÉNDICE E5 DURABILIDAD

Artículo 48. Este Apéndice incorpora los últimos conceptos sobre durabilidad en la Edición AASHTO LRFD 2017. La numeración es la misma existente en el texto original que corresponde a 5.14.

Artículo 49. 5.14-DURABILIDAD (AASHTO 5.14.)

a) Concepto de diseño (AASHTO 5.14.1.)

Las medidas de protección para la durabilidad deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.5.2.1.

Las estructuras de hormigón se diseñarán para proteger el acero de refuerzo y el acero de pretensado contra la corrosión durante toda la vida útil de la estructura.

Los requisitos especiales que puedan ser necesarios para proporcionar durabilidad se indicarán en los documentos del contrato. Se identificarán partes de la estructura donde se requiera cualquiera de los siguientes:

- incorporadores de aire al hormigón;
- refuerzo galvanizado o con revestimiento de epoxi;
- barras de acero inoxidable, barras revestidas o el uso de barras no ferrosas;
- sellado o revestimiento;
- aditivos especiales para hormigón;
- procedimientos de curado especiales; y
- hormigón de baja permeabilidad,

o, donde se espera que el concreto esté expuesto al agua salada o a suelos o agua sulfatados.

Las decisiones sobre el uso de materiales y estrategias que mejoran la durabilidad deben basarse en el análisis de costos del ciclo de vida. Los factores a considerar pueden incluir, pero no se limitan a:

- ahorros asociados de cobertura de seguros reducida, si los hay, frente a problemas potenciales;
- costo inicial de materiales y estrategias que mejoran la durabilidad versus beneficios a largo plazo;
- impactos negativos de cualquier trabajo sobre vías navegables, carreteras principales o congestionadas, áreas ambientalmente sensibles o ferrocarriles activos;
- posibles problemas futuros cuando los requisitos del proyecto exijan una plataforma con menos profundidad y / o cobertura que la práctica estándar; y
- el impacto de una vida útil más larga en el costo de los usuarios y la seguridad de los trabajadores.

b) Principales factores químicos y mecánicos que afectan la durabilidad (AASHTO 5.14.2.)

1. General (AASHTO 5.14.2.1.)

El diseño para la durabilidad debe considerar los agentes químicos y mecánicos perjudiciales regionales y específicos del sitio que pueden reducir la durabilidad.

Tabla 14.2.3 -1

Tipo de material/ Defecto relacionado	Daño superficial Manifestaciones y ubicaciones	Causa o mecanismos	Tiempo de aparición	Prevención o reducción
---	--	-----------------------	------------------------	---------------------------

Debido a Mecanismos físicos

Desgaste por uso	Abrasión	Contacto con neumáticos – curado impropio – agua en superficie	Varía	Curado inadecuado - selladores
Congelación y deshielo de la pasta de cemento endurecida	Descascaramiento o cuadro de fisuras iniciando cerca de juntas o grietas. Posible rotura interna de la matriz del hormigón	Deterioro de la pasta de cemento saturada por repetidos ciclos de congelación y deshielo	1 – 5 años	Agregado de aire incorporado para el establecimiento de un sistema protector
Deterioro por deshielo	Deterioro o agrietamiento de la superficie de la losa	Los productos anticongelantes pueden amplificar el deterioro debido a que la congelación y el deshielo pueden interactuar químicamente con los productos de la hidratación del cemento	1 – 5 años	Limitando la relación agua/cemento a no más de 0,45 y proporcionando un período mínimo de curado de 30 días en lugar de permitir el uso de anticongelantes
Deterioro de los agregados debido a la congelación y deshielo	Fisuración paralela a juntas y grietas con posterior descascaramiento. Puede ir acompañado por manchas superficiales	La congelación y deshielo de los agregados gruesos susceptibles resulta en la fractura o dilatación excesiva de los agregados	10 – 15 años	Uso de agregados no susceptibles o reducción del tamaño del agregado grueso
Fisuración a temprana edad	Cuadro de fisuras	Contracción de fraguado del hormigón	< 28 días	Limitar la contracción de fraguado, fibras continuas, curado húmedo

Debido a Mecanismos químicos

Reacción álcali – sílice (ASR)	Cuadro de fisuras (raramente con profundidad mayor a los 2 mm) sobre toda el área de la losa, acompañado de descascaramientos	Reacción entre los álcalis en el cemento y la sílice reactiva en el agregado, resultando en un gel expansivo y la degradación de las partículas de agregado	5 – 15 años	Uso de agregados no susceptibles – agregado de puzolanas – límite de álcalis en el cemento – adición de sales de litio.
--------------------------------	---	---	-------------	---

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

Reacción álcali - carbonato	Cuadro de fisuras sobre toda el área de la losa y acompañada por deterioros asociados	Reacción expansiva entre álcalis en cemento y carbonatos. Contenido de fracciones de arcilla en	5 – 15 años	Evitar agregados susceptibles o mezclar agregados
Ataque externo de sulfatos	Agrietamiento fino cerca de las juntas y bordes de la losa o cuadro de agrietamiento en toda el área de la losa	Formación expansiva de etringita o yeso que se produce cuando las fuentes externas de sulfato (p. ej., agua subterránea, aditivos anticongelantes) reaccionan con aluminatos en el cemento o cenizas volantes	1 – 5 años	Minimizar el contenido de aluminato tricálcico en el cemento o usar cementos mezclados, cenizas volcánicas clase F o GGBFS (escoria de alto horno).
Ataque interno de sulfatos	Agrietamiento fino cerca de las juntas y bordes de la losa o cuadro de agrietamiento en toda el área de la losa.	La formación de etringita a partir de fuentes internas de sulfato da como resultado una ruptura expansiva en la fase de pasta o llena los vacíos de aire disponibles.	1 – 5 años	Minimizar el contenido de aluminato tricálcico en el cemento - usar cemento con bajo contenido de sulfato - eliminar lentamente la fuente de sulfato soluble y usar cementos que cumplan con ASTM C150, C595 o C11S7- evitando altas temperaturas durante el curado
Corrosión de las barras de acero	Descascaramiento, agrietamiento y deterioro en áreas circundantes a las barras de acero	Los iones de cloruro penetran en el hormigón y corroen el acero de las barras.	3 – 10 años	Reducir la permeabilidad del hormigón, proporcionando adecuado recubrimiento a las barras y revestir el acero de las mismas.

2. Resistencia a la corrosión (AASHTO 5.14.2.2.)

El refuerzo que sea susceptible a la corrosión y se use en hormigón expuesto a sales de deshielo o agua salada deberá protegerse mediante el uso de hormigón de baja permeabilidad y recubrimiento del refuerzo de acuerdo con el Artículo 5.14.3 (o 5.10.1).

3. Resistencia al congelamiento-descongelamiento (AASHTO 5.14.2.3.)

Debe especificarse hormigón con aire incorporado, designado "AE" en la Tabla 8.2.2-1 de las *AASHTO LRFD Bridge Construction Specification*, en dónde el hormigón estará sujeto a

congelamiento y deshielo alternados y exposición a sales de deshielo, agua salada u otros casos potencialmente dañinos.

4. Ataque por sulfato externo (AASHTO 5.14.2.4.)

Se aplicarán las prescripciones del Artículo 8.6.7 de *AASHTO LRFD Bridge Construction Specification*.

5. Formación de Etringita diferida (AASHTO 5.14.2.5.)

Las temperaturas durante el proceso de curado no excederán los 70 grados para minimizar la formación de etringita diferida.

6. Reacción álcali - sílice agregados(AASHTO 5.14.2.6.)

Se aplicarán las prescripciones del Artículo 8.3.4 de *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

7. Reacción álcali- carbonato agregados (AASHTO 5.14.2.7.)

Los agregados susceptibles a la reactividad álcali - carbonato no deben usarse a menos que se mezclen de acuerdo con el apéndice de ASTM C1105.

c) Recubrimiento de hormigón (AASHTO 5.14.3.)

Se aplicarán las disposiciones del Artículo 5.10.1 a menos que sean reemplazadas por los documentos del contrato.

d) Revestimientos protectores (AASHTO 5.14.4.)

La protección del acero contra la corrosión inducida por cloruros puede proporcionarse mediante un recubrimiento epóxico o galvanizado del acero de refuerzo, ductos de postensado y accesorios de anclaje y también mediante un recubrimiento epóxico de la hebra de pretensado. La protección del acero recubierto de epoxi puede ser como se muestra para exposición interior en la Tabla 5.10.1-1.

La protección del hormigón puede incluir revestimientos tal como sellador de silano, selladores de metacrilato y revestimientos bituminosos para hormigón bajo tierra. .

e) Sistemas de protección de tableros (AASHTO 5.14.5.)

Se deben considerar los sistemas de protección de tableros y la aplicación de químicos descongelantes para todas los tableros de puentes expuestos a ciclos de congelación y deshielo. El propietario debería considerar una protección adicional contra la penetración de cloruros. Para puentes segmentados, el propietario debe considerar un recubrimiento adicional de hormigón que actúe como una superficie de desgaste integral o una capa de recubrimiento de un mínimo de 4 cm de espesor. Si se selecciona una superposición integral, el propietario debe considerar una cubierta adicional de 1,25 cm como un margen de rectificado para la manejabilidad. Alternativamente, se puede utilizar una membrana impermeable con una capa bituminosa o una capa no cementada. El propietario puede requerir materiales específicos y técnicas de colocación estipuladas por las prácticas locales.

f) Protección para tendones de pretensado (AASHTO 5.14.6.)

Los conductos para tendones internos postensados, diseñados para incluir resistencia por adherencia, se deben sellar después de su tesado. Los demás tendones estarán protegidos permanentemente contra la corrosión y los detalles de protección se indicarán en los documentos del contrato.

TITULO VI

Estructuras metálicas

APÉNDICE A6

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE SECCIONES EN I COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES EN I NO COMPUESTAS, CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS, EN PUENTES RECTOS

Artículo 50. DISPOSICIONES GENERALES Estos requisitos se deberán aplicar solamente a secciones en puentes rectos cuyos soportes son normales o esviados no más de 20 grados de la normal, y con diafragmas o arriostramientos transversales intermedios colocados en líneas contiguas paralelas a los soportes, que satisfagan las siguientes condiciones:

- La resistencias mínimas especificadas a la fluencia de las aletas y el alma no son mayores que 485 MPa,
- El alma satisface el límite de esbeltez correspondiente a sección no compacta:

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A6.1-1})$$

- Las aletas satisfacen la siguiente relación:

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \quad (\text{A6.1-2})$$

dónde:

D_c = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm). Para las secciones compuestas, D_c se deberá determinar como se especifica en el Artículo D6.3.1.

I_{yc} = momento de inercia de la aleta en compresión de la sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma (mm⁴)

I_{yt} = momento de inercia de la aleta en tensión de la sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma (mm⁴)

En caso contrario, la sección se deberá dimensionar de acuerdo con los requisitos especificados en el Artículo 6.10.8.

Las secciones diseñadas de acuerdo con estos requisitos deberán ser calificadas ya sea como secciones de alma compacta o como secciones de alma no compacta tal como se especifica en el Artículo A6.2.

a) Secciones con aletas en compresión con arriostramiento discreto

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xc} \leq \phi_f M_{nc} \quad (\text{A6.1.1-1})$$

dónde:

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 6.5.4.2

f_l = esfuerzo de flexión lateral de la aleta determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.6 (MPa)

M_{nc} = resistencia nominal a la flexión con base en la aleta en compresión determinada como se especifica en el Artículo A6.3 (N-mm)

M_u = momento flector respecto al eje mayor de la sección transversal determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.6 (N-mm)

M_{yc} = momento de fluencia respecto a la aleta en compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

S_{xc} = módulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para la aleta en compresión, tomado como M_{yc} / F_{yc} (mm³)

b) Secciones con aletas en tensión con arriostramiento discreto

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \leq \phi_f M_{nt} \quad (\text{A6.1.2-1})$$

Dónde:

M_{nt} = resistencia nominal a la flexión con base en la fluencia en tensión determinada como se especifica en el Artículo A6.4 (N-mm)

M_{yt} = momento de fluencia respecto a la aleta en tensión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (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)

c) Secciones con aletas en compresión con arriostramiento continuo

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$M_u \leq \phi_f R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A6.1.3-1})$$

dónde:

M_{yc} = momento de fluencia respecto a la aleta en compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

R_{pc} = factor de plastificación del alma para la aleta en compresión determinado como se especifica en los Artículos A6.2.1 o A6.2.2, según corresponda

d) Secciones con aletas en tensión con arriostramiento continuo

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer

el siguiente requisito:

$$M_u \leq \phi_f R_{pt} M_{yt} \quad (A6.1.4-1)$$

Dónde:

M_{yt} = momento de fluencia con respecto a la aleta en tensión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

R_{pt} = factor de plastificación del alma para la aleta en tensión determinado como se especifica en los Artículos A6.2.1 o A6.2.2, según corresponda

Artículo 51. FACTORES DE PLASTIFICACIÓN DEL ALMA

a) Secciones de alma compacta

Las secciones que satisfacen el siguiente requisito deberán ser clasificadas como secciones de alma compacta:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw}(D_{cp}) \quad (A6.2.1-1)$$

dónde:

$\lambda_{pw}(D_{cp})$ = relación de esbeltez límite para un alma compacta, correspondiente a $2D_{cp}/t_w$

$$\frac{\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_{rw} \left(\frac{D_{cp}}{D_c}\right) \quad (A6.2.1-2)$$

λ_{rw} = relación de esbeltez límite para un alma no compacta

$$= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (A6.2.1-3)$$

dónde:

D_c = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm). Para secciones compuestas, D_c se deberá determinar como se especifica en el Artículo D6.3.1 (mm)

D_{cp} = profundidad del alma en compresión para el momento plástico, determinada como se especifica en el Artículo D6.3.2 (mm)

M_y = momento de fluencia tomado como el menor valor entre M_{yc} y M_{yt} , determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.10.1

Los factores de plastificación del alma se deberán tomar como:

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (\text{A6.2.1-4})$$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (\text{A6.2.1-5})$$

dónde:

M_p = momento plástico determinado como se especifica en el Artículo D6.1 (N-mm)

M_{yc} = momento de fluencia respecto a la aleta en compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

M_{yt} = momento de fluencia respecto a la aleta en tensión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

R_{pc} = factor de plastificación del alma para la aleta en compresión

R_{pt} = factor de plastificación del alma para fluencia de la aleta en tensión

b) Secciones de alma no compacta

Las secciones que no satisfacen el requisito de la Ecuación A6.2.1-1, pero cuya alma tiene una esbeltez que satisface el siguiente requisito:

$$\lambda_w < \lambda_{rw} \quad (\text{A6.2.2-1})$$

deberán ser calificadas como secciones de alma no compacta, donde:

λ_w = relación de esbeltez para el alma con base en el momento elástico

$$= \frac{2D_c}{t_w} \quad (\text{A6.2.2-2})$$

λ_{rw} = relación de esbeltez límite para un alma no compacta

$$= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A6.2.2-3})$$

D_c = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm). Para secciones compuestas, D_c se deberá determinar como se especifica en el Artículo D6.3.1 (mm)

Los factores de plastificación del alma se deberán tomar como:

$$R_{pc} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yc}}{M_p} \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}(D_c)}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}(D_c)} \right) \right] \frac{M_p}{M_{yc}} \leq \frac{M_p}{M_{yc}}$$

(A6.2.2-4)

$$R_{pt} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yt}}{M_p} \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}(D_c)}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}(D_c)} \right) \right] \frac{M_p}{M_{yt}} \leq \frac{M_p}{M_{yt}}$$

(A6.2.2-5)

dónde:

$\lambda_{pw}(D_c)$ = relación de esbeltez límite para un alma compacta, correspondiente a $2D_c/t_w$

$$= \lambda_{pw}(D_c) \left(\frac{D_c}{D_{cp}} \right) \leq \lambda_{rw}$$

(A6.2.2-6)

Artículo 52. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN BASADA EN LA ALETA EN COMPRESIÓN

c) Disposiciones generales

La Ecuación. A6.1.1-1 deberá ser satisfecha tanto para el pandeo local como para el pandeo lateral torsional utilizando el valor apropiado de M_{nc} que se determina para cada caso según se especifica en los artículos A6.3.2 y A6.3.3, respectivamente.

A6.3.2 Resistencia al pandeo local

La resistencia a la flexión basada en el pandeo local de la aleta en compresión se deberá tomar como:

- Si $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, entonces:

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc}$$

(A6.3.2-1)

- Caso contrario:

$$M_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{rf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{bf}} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \quad (\text{A6.3.2-2})$$

dónde:

λ_f = relación de esbeltez para la aleta en compresión

$$= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad (\text{A6.3.2-3})$$

λ_{pf} = relación de esbeltez límite para una aleta compacta

$$= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{A6.3.2-4})$$

λ_{rf} = relación de esbeltez límite para una aleta no compacta

$$= 0.95 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_{yr}}} \quad (\text{A6.3.2-5})$$

k_c = coeficiente de pandeo local de la aleta

- Para las secciones armadas:

$$= \frac{4}{\sqrt{\frac{D}{t_w}}} \quad (\text{A6.3.2-6})$$

$$0.35 \leq k_c \leq 0.76$$

- Para los perfiles laminados:

$$k_c = 0.76$$

dónde:

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 $0.5F_{yc}$.

M_{yc} = momento de fluencia respecto a la aleta en compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

- M_{yt} = momento de fluencia respecto a la aleta en tensión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)
- R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.10.1
- R_{pc} = factor de plastificación del alma para la aleta en compresión determinado como se especifica en los Artículos A6.2.1 o A6.2.2, según corresponda
- S_{xc} = módulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para la aleta en compresión, tomado como M_{yc}/F_{yc} (mm³)
- S_{xt} = módulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para la aleta en tensión, tomado como M_{yt}/F_{yt} (mm³)

d) Resistencia al pandeo lateral torsional

Para longitudes no arriostradas en las cuales el miembro es prismático, la resistencia a la flexión basada en el pandeo lateral torsional se deberá tomar como:

- Si $L_b \leq L_p$, entonces:

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (A6.3.3-1)$$

- Si $L_p < L_b \leq L_r$, entonces:

$$M_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yt} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \leq R_{pc} M_{yc}$$

- Si $L_b > L_r$, entonces:

$$M_{nc} = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (A6.3.3-3)$$

dónde:

- L_b = longitud no arriostrada (mm)
- L_p = longitud no arriostrada límite para alcanzar la resistencia nominal a flexión $R_{pc} M_{yc}$ bajo flexión uniforme (mm)

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (A6.3.3-4)$$

- 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)

$$= 1.95 r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr}}{E} \frac{S_{xc} h}{J} \right)^2}}$$

(A6.3.3-5)

C_b = factor de modificación por gradiente de momentos. En ausencia de un análisis racional alternativo, C_b se puede calcular de la siguiente manera:

- Para voladizos no arriostrados y para miembros en los cuales $M_{mid}/M_2 > 1$ o $M_2 = 0$:

$$C_b = 1.0 \quad (\text{A6.3.3-6})$$

- Para todos los demás casos:

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$

(A6.3.3-7)

F_{cr} = esfuerzo de pandeo lateral torsional elástico (MPa)

$$= \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_t)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h} (L_b / r_t)^2} \quad (\text{A6.3.3-8})$$

J = constante de torsión de Saint Venant (mm⁴)

$$= \frac{D t_w^3}{3} + \frac{b_{fe} t_{fe}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{fe}}{b_{fe}} \right) + \frac{b_{ft} t_{ft}^3}{3} \left(1 - 0.63 \frac{t_{ft}}{b_{ft}} \right)$$

(A6.3.3-9)

r_t = radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional (mm)

$$= \frac{b_{fe}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fe} t_{fe}} \right)}} \quad (\text{A6.3.3-10})$$

dónde:

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 $0.7F_{yc}$, $R_h F_{yt} S_{xt}/S_{xc}$ y F_{yw} , pero no menor que $0.5F_{yc}$.

D_c = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm). Para las secciones compuestas D_c se deberá determinar como se especifica en el Artículo D6.3.1.

h = profundidad medida entre las líneas medias de las aletas (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 a 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_o = momento flector debido a las cargas mayoradas en un punto de arriostramiento opuesto al punto correspondiente a M_2 , 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 a 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 un punto de arriostramiento opuesto al punto correspondiente a M_2 , que representa la intersección de la distribución lineal de momentos más crítica supuesta, ya sea a través de M_2 y M_{mid} , o a través de M_2 y M_o , la que produzca el menor valor de C_b (N-mm). M_1 se puede calcular de la siguiente manera:

- Cuando la variación en el momento a lo largo de toda la longitud entre los puntos de arriostramiento es de forma cóncava:

$$M_1 = M_o \quad (A6.3.3-11)$$

- Para todos los demás casos:

$$M_1 = 2M_{mid} - M_2 \geq M_o \quad (A6.3.3-12)$$

M_2 = excepto como se indica más abajo, el 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 (N-mm). El valor de M_2 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 M_2 se toma igual a cero.

M_{yc} = momento de fluencia respecto a la aleta en compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

M_{yt} = momento de fluencia respecto a la aleta en tensión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

R_h = factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.10.1

R_{pc} = factor de plastificación del alma para la aleta en compresión determinado como se especifica en los Artículos A6.2.1 o A6.2.2, según corresponda

S_{xc} = módulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para la aleta en compresión, tomado como M_{yc}/F_{yc} (mm³)

S_{xt} = módulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para la aleta en tensión, tomado como M_{yt}/F_{yt} (mm^3)

Para longitudes no arriostradas en las cuales el miembro está formado por secciones monosimétricas no compuestas y está sujeto a flexión con curvatura doble, se deberá verificar la resistencia al pandeo lateral torsional de ambas aletas a menos que se considere que la aleta superior tiene arriostramiento continuo.

Para longitudes no arriostradas en las cuales el miembro es no prismático, la resistencia a la flexión basada en el pandeo lateral torsional se puede tomar como la menor resistencia dentro de la longitud no arriostrada bajo consideración determinada mediante las Ecuaciones A6.3.3-1, A6.3.3-2 o A6.3.3-3, según corresponda, asumiendo que la longitud no arriostrada es prismática. La resistencia a la flexión, M_{nc} en cada sección dentro de la longitud no arriostrada se deberá tomar igual a esta resistencia multiplicada por la relación entre S_{xc} en la sección bajo consideración y S_{xc} en la sección que gobierna la resistencia al pandeo lateral torsional. 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 modificar por un factor de longitud efectiva. Para longitudes no arriostradas que contienen una transición hacia una sección de menor tamaño a una distancia menor o igual que 20 por ciento de la longitud no arriostrada a partir del punto de arriostramiento que tiene el menor momento, la resistencia a la flexión basada en el pandeo lateral torsional se puede determinar suponiendo que no existe tal transición, siempre y cuando el momento de inercia lateral de la aleta o aletas de la sección más pequeña sea mayor o igual que la mitad del valor correspondiente en la sección más grande.

Artículo 53. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN BASADA EN LA FLUENCIA DE LA ALETA EN TENSIÓN

La resistencia nominal a la flexión basada en la fluencia de la aleta en tensión se deberá tomar como:

$$M_{nt} = R_{pt} M_{yt} \quad (\text{A6.4-1})$$

dónde:

M_{yt} = momento de fluencia con respecto a la aleta en tensión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

R_{pt} = factor de plastificación del alma para fluencia de la aleta en tensión determinado como se especifica en los Artículos A6.2.1 o A6.2.2, según corresponda

APÉNDICE B6
REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS SOBRE PILAS INTERIORES EN MIEMBROS DE SECCIÓN EN I
EN PUENTES RECTOS DE LUCES CONTINUAS

Artículo 54. DISPOSICIONES GENERALES

Este artículo se deberá aplicar para calcular la redistribución de momentos sobre pilas interiores en miembros continuos de sección en I solicitados por flexión en los estados límites de servicio y/o resistencia. Estos requisitos se deberán aplicar solamente para los miembros de sección en I que satisfagan los requisitos del Artículo B6.2.

Artículo 55. ALCANCE

La redistribución de momentos se deberá aplicar solamente a miembros de sección en I en luces rectas continuas cuyas líneas de apoyo no tengan un esviaje mayor de 10 grados respecto de la perpendicular al eje del puente y a lo largo de las cuales no haya arriostramientos transversales discontinuos. Las secciones pueden ser tanto compuestas como no compuestas en flexión positiva o negativa.

Las secciones transversales en las longitudes no arriostradas inmediatamente adyacentes a una sección sobre una pila interior a partir de la cual se redistribuyen los momentos deberán tener una resistencia mínima especificada a la fluencia menor o igual que 485 MPa. No se deberán hacer perforaciones en la aleta solicitada por tensión en una distancia igual a dos veces la profundidad del alma a cada lado de la sección sobre la pila interior desde la cual se redistribuyen momentos. Todas las demás secciones que tengan perforaciones en la aleta solicitada por tensión deberán satisfacer los requisitos del Artículo 6.10.1.8 después que los momentos se hayan redistribuido.

Los momentos se deberán redistribuir solamente en los soportes sobre pilas interiores para los cuales las secciones transversales ubicadas dentro de las longitudes no arriostradas inmediatamente adyacentes a dichos soportes satisfacen los requisitos de los Artículos B6.2.1 a B6.2.6. Si para calcular los momentos de redistribución se utiliza el método refinado del Artículo B6.6, no es necesario que todas las secciones sobre las pilas interiores satisfagan estos requisitos; sin embargo, no se deberán redistribuir momentos de secciones que no satisfagan estos requisitos. En lugar de ello, después de la redistribución dichas secciones deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 6.10.4.2, 6.10.8.1 o el Artículo A6.1, según corresponda. Si para calcular los momentos de redistribución en las pilas interiores se utilizan los requisitos de los Artículos B6.3 o B6.4, las longitudes no arriostradas inmediatamente adyacentes a todas las secciones sobre las pilas interiores deberán satisfacer los requisitos de los Artículos B6.2.1 a B6.2.6.

a) Proporciones del alma

Dentro de la longitud no arriostrada bajo consideración, el alma se deberá dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (\text{B.6.2.1-1})$$

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 6.8 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{B.6.2.1-2})$$

Y

$$D_{cp} \leq 0.75D \quad (\text{B.6.2.1-3})$$

dónde:

D_c = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm). Para las secciones compuestas D_c se debe determinar como se especifica en el Artículo D6.3.1.

D_{cp} = profundidad del alma en compresión para el momento plástico, determinada como se especifica en el Artículo D6.3.2 (mm)

b) Proporciones de la aleta en compresión

Dentro de la longitud no arriostrada bajo consideración, la aleta en compresión se deberá dimensionar de manera que:

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{B.6.2.2-1})$$

Y

$$b_{fc} \geq \frac{D}{4.25} \quad (\text{B.6.2.2-2})$$

c) Transiciones entre secciones diferentes

El miembro de sección en I de acero deberá ser prismático dentro de la longitud no arriostrada bajo consideración.

d) Arriostramiento de la Aleta en Compresión

La longitud no arriostrada bajo consideración deberá satisfacer:

$$L_b \leq \left[0.1 - 0.06 \left(\frac{m_1}{m_2} \right) \right] \frac{r_t E}{F_{yc}} \quad (\text{B.6.2.4-1})$$

donde:

L_b = longitud no arriostrada (mm)

M_1 = momento flector respecto al eje mayor de la sección transversal en el punto de arriostramiento para el cual el momento debido a las cargas mayoradas sea menor, tomado como el valor máximo o el mínimo de la envolvente de momentos, según cuál produzca el menor valor admisible para la longitud no arriostrada (N-mm)

M_2 = momento flector respecto al eje mayor de la sección transversal en el punto de arriostramiento para el cual el momento debido a las cargas mayoradas sea mayor, tomado como el valor crítico de la envolvente de momentos (N-mm)

r_t = radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional en la longitud no arriostrada bajo consideración determinado a partir de la Ecuación A6.3.3-10 (mm)

(M_1/M_2) se deberá considerar negativo cuando los momentos provoquen doble curvatura.

e) Cortante

Dentro de la longitud no arriostrada bajo consideración, las almas con o sin rigidizadores transversales deberán satisfacer el siguiente requisito en el estado límite de resistencia:

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} \quad (\text{B.6.2.5-1})$$

dónde:

ϕ_v = factor de resistencia para cortante especificado en el Artículo 6.5.4.2

V_u = fuerza cortante en el alma debida a las cargas mayoradas (N)

V_{cr} = resistencia al pandeo por cortante determinado de la Ecuación 6.10.9.2-1 para almas no rigidizadas y de la Ecuación 6.10.9.3.3-1 para almas rigidizadas (N)

f) Rigidizadores de apoyo

En la sección sobre la pila interior bajo consideración se deberán colocar rigidizadores de apoyo diseñados de acuerdo con los requisitos del Artículo 6.10.11.2.

Artículo 56. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

a) Disposiciones generales

Se deberá aplicar la combinación de cargas para el estado límite Servicio II indicada en la Tabla 3.4.1-1.

b) Flexión

1. Zonas adyacentes a secciones sobre pilas interiores

Excepto que se deberá satisfacer el requisito de la Ecuación 6.10.4.2.2-4, no será necesario verificar los requisitos del Artículo 6.10.4.2 en las zonas que se extienden entre una sección sobre una pila interior que satisface los requisitos del Artículo B6.2 y una transición en la aleta

o un punto de contraflexión bajo carga muerta, cualquiera sea el que esté más próximo, en las luces a lado y lado de dicha sección sobre una pila interior.

2. En todas las demás ubicaciones

Las secciones en todas las demás ubicaciones deberán satisfacer los requisitos del Artículo 6.10.4.2, según corresponda, luego de la redistribución. Al calcular los esfuerzos de flexión en la sección de acero para las secciones compuestas en flexión positiva, los momentos de redistribución se deberán aplicar a la sección compuesta a largo plazo. Para calcular los esfuerzos de flexión longitudinal debidos a los momentos de redistribución en la losa de concreto se deberán aplicar los requisitos del Artículo 6.10.1.1.d.

Los momentos de redistribución se deberán calcular de acuerdo con los requisitos especificados en el

Artículo B6.3.3 y se deberán sumar a los momentos elásticos debidos a las cargas Correspondientes a estado límite Servicio II.

c) Momentos de Redistribución

1. En secciones Sobre Pilas Interiores

En cada sección sobre una pila interior donde no se verifiquen los esfuerzos de flexión tal como lo permite el Artículo B6.3.2.1, el momento de redistribución para las cargas correspondientes al estado límite Servicio II se deberá tomar como:

$$M_{rd} = M_e - M_{pe} \quad (\text{B.6.3.3.1-1})$$

En donde:

$$0 \leq M_{rd} \leq 0.2 M_e \quad (\text{B.6.3.3.1-2})$$

dónde:

M_{pe} = momento plástico efectivo en flexión negativa para el estado límite de servicio determinado como se especifica en el Artículo B6.5 (N-mm)

M_e = valor crítico de la envolvente de momentos elásticos en la sección sobre la pila interior debido a las cargas correspondientes al estado límite Servicio II (N-mm)

2. En todas las demás ubicaciones

El diagrama de momentos de redistribución para la combinación de cargas correspondiente al estado límite Servicio II se deberá determinar uniendo mediante líneas rectas los momentos de redistribución en las secciones sobre pilas interiores adyacentes. Estas líneas se deberán extender hasta cualquier punto de momento de redistribución nulo en los apoyos adyacentes, incluyendo los estribos.

Artículo 57. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

a) Resistencia a la flexión

1. Zona adyacentes a secciones sobre pilas interiores

No será necesario verificar las resistencias a la flexión de las secciones dentro de las longitudes no arriostradas inmediatamente adyacentes a las secciones sobre pilas interiores que satisfagan los requisitos del Artículo B6.2.

2. En todas las demás ubicaciones

Las secciones en todas las demás ubicaciones deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 6.10.7, 6.10.8.1 o A6.1, según corresponda, luego de la redistribución. Al calcular los esfuerzos de flexión en la sección de acero para las secciones compuestas en flexión

positiva, los momentos de redistribución se deberán aplicar a la sección compuesta a largo plazo. Para calcular los esfuerzos de flexión longitudinal en la losa de concreto debidos a los momentos de redistribución se deberán aplicar los requisitos del Artículo 6.10.1.1.1d.

Los momentos de redistribución se deberán calcular de acuerdo con los requisitos del Artículo B6.4.2 y se deberán sumar a los momentos elásticos debidos a las cargas mayoradas en el estado límite de resistencia.

b) Momentos de redistribución

1. En secciones sobre pilas interiores

En cada sección sobre una pila interior donde no se verifiquen las resistencias a la flexión tal como lo permite el Artículo B6.4.1.1, el momento de redistribución en el estado límite de resistencia se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

En donde:

$$0 \leq M_{rd} \leq 0.2 |M_e| \quad (\text{B.6.4.2.1-3})$$

Dónde:

f_t = esfuerzo de flexión lateral de la aleta bajo consideración en la sección sobre la pila interior (MPa). Para las aletas en tensión o compresión con arriostramiento continuo, f_t se deberá tomar igual a cero.

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 6.5.4.2

M_{pe} = momento plástico efectivo en flexión negativa para el estado límite de resistencia, determinado como se especifica en el Artículo B6.5 (N-mm)

M_e = valor crítico de la envolvente de momentos elásticos en una sección de una pila interior, debido a las cargas mayoradas (N-mm)

M_{yc} = momento de fluencia respecto a la aleta en compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

M_{yt} = momento de fluencia respecto a la aleta en tensión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm)

S_{xc} = módulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para la aleta en compresión, tomado como M_{yc}/F_{yc} (mm³)

S_{xt} = módulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para la aleta en tensión, tomado como M_{yt}/F_{yt} (mm³)

2. En todas las demás secciones

El diagrama de momentos de redistribución para el estado límite de resistencia se deberá determinar usando el mismo procedimiento especificado en el Artículo B6.3.3.2 para la combinación de cargas correspondiente al estado límite Servicio II.

Artículo 58. MOMENTO PLÁSTICO EFECTIVO

a) Secciones sobre pilas interiores con características momento-rotación mejoradas

Para las secciones sobre pilas interiores que satisfacen los requisitos del Artículo B6.2 y que contienen:

- Rigidizadores transversales con un espaciamiento menor o igual que $D/2$ en una distancia mínima igual a $D/2$ a cada lado de la sección sobre la pila interior

o bien:

- Almas ultracompactas que satisfacen:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 2.3 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{B.6.5.1-1})$$

Dónde:

D_{cp} = profundidad del alma en compresión para el momento plástico determinada como se especifica en el Artículo D6.3.2 (mm)

el momento plástico efectivo se deberá tomar como:

- Para el estado límite de servicio:

$$M_{pe} = M_n \quad (\text{B.6.5.1-2})$$

- Para el estado límite de resistencia:

$$M_{pe} = \left(\begin{array}{l} 2.78 - 2.3 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \\ -0.35 \frac{D}{b_{fc}} + 0.39 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \frac{D}{b_{fc}} \end{array} \right) M_n \leq M_n \quad (\text{B.6.5.1-3})$$

dónde:

M_n = resistencia nominal a la flexión de la sección sobre la pila interior, tomada como el menor valor entre $F_{nc}S_{xc}$ y $F_{nt}S_{xt}$, con F_{nc} y F_{nt} determinados como se especifica en el Artículo 6.10.8. Para secciones con almas compactas o no compactas, M_n se puede tomar como el menor valor entre M_{nc} y M_{nt} determinados como se especifica en el Apéndice A6 (N-mm).

b) Todas las demás secciones sobre pilas interiores

Para las secciones sobre pilas interiores que satisfacen los requisitos del Artículo B6.2 pero que no satisfacen los requisitos del Artículo B6.5.1, el momento plástico efectivo se deberá tomar como:

- Para el estado límite de servicio:

$$M_{pe} = \left(\begin{array}{l} 2.90 - 2.3 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \\ -0.35 \frac{D}{b_{fc}} + 0.39 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \frac{D}{b_{fc}} \end{array} \right) M_n \leq M_n$$

(B.6.5.2-1)

- Para el estado límite de resistencia:

$$M_{pe} = \left(\begin{array}{l} 2.63 - 2.3 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \\ -0.35 \frac{D}{b_{fc}} + 0.39 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \frac{D}{b_{fc}} \end{array} \right) M_n \leq M_n$$

(B.6.5.2-2)

Artículo 59. MÉTODO REFINADO

a) Disposiciones generales

Los miembros de sección en I continuos que satisfacen los requisitos del Artículo B6.2 también se pueden dimensionar con base en un análisis directo. En este enfoque, los momentos de redistribución se deberán determinar satisfaciendo la continuidad rotacional y las relaciones inelásticas momento-rotación especificadas en las secciones sobre las pilas interiores seleccionadas. El análisis directo se puede emplear en los estados límites de servicio y/o resistencia. En este análisis se deberá utilizar la envolvente de los momentos elásticos debidos a las cargas mayoradas.

Para el análisis directo, los momentos de redistribución se deberán determinar usando las propiedades elásticas de rigidez de la sección compuesta a corto plazo, suponiendo que la losa de concreto es efectiva en la totalidad de la longitud de la luz. Al calcular los esfuerzos elásticos de flexión en la sección de acero para las secciones compuestas en flexión positiva, los momentos de redistribución se deberán aplicar a la sección compuesta a largo plazo. Para calcular los esfuerzos elásticos de flexión longitudinal en la losa de concreto debidos a los momentos de redistribución se deberán aplicar los requisitos del Artículo 6.10.1.1.d.

Las secciones adyacentes a las pilas interiores desde las cuales se redistribuyen momentos deberán satisfacer los requisitos del Artículo B6.3.2.1 en el estado límite de servicio y del Artículo B6.4.1.1 en el estado límite de resistencia. Todas las demás secciones deberán satisfacer los requisitos aplicables de los Artículos 6.10.4.2, 6.10.7, 6.10.8.1 o A6.1 después de que se haya encontrado una solución.

Al aplicar un análisis directo en el estado límite de resistencia, las ordenadas de las curvas momento nominal-rotación se deberán multiplicar por el factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 6.5.4.2. Al aplicar un análisis directo en el estado límite Servicio II se deberán utilizar las curvas de momento nominal-rotación

b) Curvas momento nominal-rotación

En las secciones sobre pilas interiores que satisfacen los requisitos de la Sección B6.2 se podrá utilizar la curva momento nominal-rotación ilustrada en la Figura B6.6.2-1.

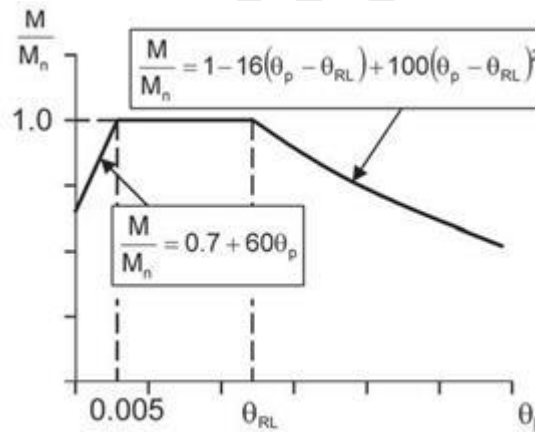


Figura B6.6.2-1 Curva momento nominal-rotación para secciones sobre pilas interiores que satisfacen el Artículo B6.2.

dónde:

θ_{RL} = rotación plástica para la cual el momento en una sección sobre una pila interior comienza nominalmente a disminuir a medida que aumenta θ_p (radianes)

$$= 0.137 - 0.143 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} - 0.0216 \frac{D}{b_{fc}} + 0.0241 \frac{D}{b_{fc}} \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}}$$

(B.6.6.2-1)

para secciones que satisfacen los requisitos adicionales especificados en el Artículo B6.5.1, y

$$= 0.128 - 0.143 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} - 0.0216 \frac{D}{b_{fc}} + 0.0241 \frac{D}{b_{fc}} \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}}$$

(B.6.6.2-1)

dónde:

θ_p = rotación plástica en una sección sobre una pila interior (radianes)

M = momento flector respecto al eje mayor de la sección transversal debido a las cargas mayoradas (N-mm)

M_n = resistencia nominal a la flexión de una sección en la pila interior tomada como el menor valor entre $F_{nc}S_{xc}$ y $F_{nt}S_{xt}$, con F_{nc} y F_{nt} determinados como se especifica en el Artículo 6.10.8 (N-mm). Para las secciones con almas compactas o no compactas, M_n se puede tomar como el menor valor entre M_{nc} y M_{nt} determinados como se especifica en el Apéndice A6. Para las combinaciones de cargas que inducen esfuerzos de flexión lateral significativos en las aletas, la influencia de la flexión lateral de las aletas se deberá considerar

restando el mayor valor $\frac{1}{3}F_l S_{xc}$ o $\frac{1}{3}F_l S_{xt}$ entre de los valores anteriores.

f_l = esfuerzo de flexión lateral de la aleta bajo consideración en la sección sobre la pila interior (MPa). Para las aletas en tensión o compresión con arriostramiento continuo, f_l se deberá tomar igual a cero.

Para las secciones sobre pilas interiores que satisfacen los requisitos del Artículo B6.2 se pueden emplear otras relaciones momento nominal-rotación, siempre que estas relaciones se desarrollen considerando todos los factores que puedan afectar las características momento-rotación dentro de las restricciones de dichos requisitos.

El análisis deberá suponer que las secciones sobre pilas interiores que no satisfacen los requisitos del Artículo B6.2 permanecen elásticas y se deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 6.10.4.2, 6.10.8.1 o A6.1, según corresponda, luego de hallar una solución.

APÉNDICE C6
CONCEPTOS BÁSICOS PARA LAS SUPERESTRUCTURAS DE LOS PUENTES DE ACERO

Artículo 60. DISPOSICIONES GENERALES La intención de esta guía es presentar un panorama general del proceso de diseño. No se debe considerar como una guía completa, ni tampoco se debe utilizar en reemplazo de un conocimiento cabal de los requisitos de esta sección.

Artículo 61. CONSIDERACIONES GENERALES

- A. Filosofía de diseño (1.3.1)
- B. Estados límite (1.3.2)
- C. Características de diseño y ubicación (2.3) (2.5)

Artículo 62. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

A. Desarrollar la sección general

- 1. Ancho de carretera (especificado por la autoridad competente)
- 2. Disposición de los tramos (2.3.2) (2.5.4) (2.5.5) (2.6)
- 3. Seleccionar tipo de puente – Se asume que será un puente de vigas doble Te o cajón

B. Desarrollar sección típica

1. Viga doble Te

- a. Compuesta (6.10.1.1) o no compuesta (6.10.1.2)
- b. Híbrida o no híbrida (6.10.1.3)
- c. Profundidad de alma variable (6.10.1.4)
- d. Limitaciones a las dimensiones de la sección transversal (6.10.2)

2. Viga cajón

- a. Cajones múltiples o cajón simple (6.11.1.1) (6.11.2.3)
- b. Híbrida o no híbrida (6.10.1.3)
- c. Profundidad de alma variable (6.10.1.4)
- d. Limitaciones a las dimensiones de la sección transversal (6.11.2)
- e. Apoyos (6.11.1.2)
- f. Tablero ortótropo (6.14.3)

C. Diseñar tablero de hormigón armado convencionalmente

- 1. Losas de tablero (4.6.2.1)
- 2. Profundidad mínima (9.7.1.1)
- 3. Diseño empírico (9.7.2)
- 4. Diseño tradicional (9.7.3)
- 5. Método de las fajas (4.6.2.1)
- 6. Aplicación de las sobrecargas (3.6.1.3.3) (4.6.2.1.4) (4.6.2.1.5)
- 7. Armadura de distribución (9.7.3.2)
- 8. Diseño del vuelo del tablero (A13.4) (3.6.1.3.4)
- 9. Mínima armadura para flexión negativa del tablero de hormigón (6.10.1.7)

D. Seleccionar factores de resistencia

- 1. Estado Límite de Resistencia (6.5.4.2)

E. Seleccionar modificadores de las cargas

1. Ductilidad (1.3.3)
2. Redundancia (1.3.4)
3. Importancia operativa (1.3.5)

F. Seleccionar combinaciones de cargas y factores de carga (3.4.1)

1. Estado Límite de Resistencia (6.5.4.1) (6.10.6.1) (6.11.6.1)
2. Estado Límite de Servicio (6.10.4.2.1)
3. Estado Límite de Fatiga y Fractura (6.5.3)

G. Calcular solicitaciones debidas a las sobrecargas

1. Seleccionar sobrecargas (3.6.1) y número de carriles (3.6.1.1.1)
2. Presencia de múltiples sobrecargas (3.6.1.1.2)
3. Incremento por carga dinámica (3.6.2)
4. Factor de distribución para momento (4.6.2.2.2)

- a. Vigas interiores con tableros de hormigón (4.6.2.2.2b)
- b. Vigas exteriores (4.6.2.2.2d)
- c. Puentes oblicuos (4.6.2.2.2e)

5. Factor de distribución para corte (4.6.2.2.3)

- a. Vigas interiores (4.6.2.2.3a)
- b. Vigas exteriores (4.6.2.2.3d)
- c. Puentes oblicuos (4.6.2.2.3c)

6. Rigidez (6.10.1.5)

7. Efectos de las cargas de viento (4.6.2.7)

8. Reacciones a la subestructura (3.6)

H. Calcular solicitaciones de otras cargas identificadas en el Paso C6.3.F

I. Diseñar secciones requeridas – El ejemplo corresponde al diseño de una viga doble Te

1. Diseño a flexión

- a. Tensiones en la sección compuesta (6.10.1.1.1)
- b. Tensiones en las alas y momentos flectores en el elemento (6.10.1.6)
- c. Propiedades fundamentales de la sección (D6.1) (D6.2) (D6.3)
- d. Construibilidad (6.10.3)

(1) Disposiciones generales (2.5.3) (6.10.3.1)

(2) Flexión (6.10.3.2) (6.10.1.8) (6.10.1.9) (6.10.1.10.1) (6.10.8.2) (A6.3.3 – opcional)

(3) Corte (6.10.3.3)

- (4) Colocación del tablero (6.10.3.4)
- (5) Deflexiones por cargas permanentes (6.10.3.5)

e. Estado Límite de Servicio (6.5.2) (6.10.4)

(1) Deformaciones elásticas (6.10.4.1)

- (a) Criterios opcionales para control de las deflexiones debidas a las sobrecargas (2.5.2.6.2)
- (b) Criterios opcionales para relaciones longitud de tramo / profundidad (2.5.2.6.3)
- (2) Deformaciones permanentes (6.10.4.2)
 - (a) Disposiciones generales (6.10.4.2.1)
 - (b) Flexión (6.10.4.2.2) (Apéndice B – opcional) (6.10.1.9) (6.10.1.10.1)

f.

g. Estado Límite de Fatiga y Fractura (6.5.3) (6.10.5)

- (1) Fatiga (6.10.5.1) (6.6.1)
- (2) Fractura (6.10.5.2) (6.6.2)
- (3) Requisito especial sobre fatiga aplicable a las almas (6.10.5.3)

h. Estado Límite de Resistencia (6.5.4) (6.10.6)

- (1) Secciones compuestas en flexión positiva (6.10.6.2.2) (6.10.7)
- (2) Secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas (6.10.6.2.3) (6.10.8) (Apéndice A – opcional) (Apéndice B – opcional) (D6.4 - opcional)
- (3) Fractura de la sección neta (6.10.1.8)
- (4) Factores de reducción de la resistencia de las alas (6.10.1.10)

2. Diseño al corte

- a. Disposiciones generales (6.10.9.1)
- b. Alma no rigidizada (6.10.9.2)
- c. Alma rigidizada (6.10.9.3)

- (1) Disposiciones generales (6.10.9.3.1)
- (2) Paneles interiores (6.10.9.3.2)
- (3) Paneles extremos (6.10.9.3.3)

d. Diseño de los rigidizadores (6.10.11)

- (1) Rigidizadores transversales intermedios (6.10.11.1)
- (2) Rigidizadores de apoyo (6.10.11.2) (D6.5)
- (3) Rigidizadores longitudinales (6.10.11.3)

3. Conectores de corte (6.10.10)

- a. Disposiciones generales (6.10.10.1)
- b. Resistencia a la fatiga (6.10.10.2)
- c. Requisitos especiales para puntos de contraflexión bajo carga permanente (6.10.10.3)
- d. Estado Límite de Resistencia (6.10.10.4)

J. Requisitos sobre dimensionado y detalles

- 1. Espesor de los materiales (6.7.3)
- 2. Uniones abulonadas (6.13.2)
 - a. Mínima capacidad de diseño (6.13.1)
 - b. Secciones netas (6.8.3)
 - c. Límites para la separación de los bulones (6.13.2.6)
 - d. Resistencia de las uniones abulonadas antideslizantes (6.13.2.2) (6.13.2.8)
 - e. Resistencia al corte (6.13.2.7)
 - f. Resistencia al aplastamiento (6.13.2.9)
 - g. Resistencia a la tracción (6.13.2.10)
- 3. Uniones soldadas (6.13.3)
- 4. Resistencia a la rotura de bloque de corte (6.13.4)
- 5. Elementos de conexión (6.13.5)
- 6. Empalmes (6.13.6)
 - a. Empalmes abulonados (6.13.6.1)
 - b. Empalmes soldados (6.13.6.2)
- 7. Cubrejuntas (6.10.12)
- 8. Diafragmas y marcos transversales (6.7.4)
- 9. Arriostramiento lateral (6.7.5)

Artículo 63. DIAGRAMAS DE FLUJO PARA DISEÑOS A FLEXIÓN DE SECCIONES EN I

a) Diagrama de flujo para el artículo 6.10.3

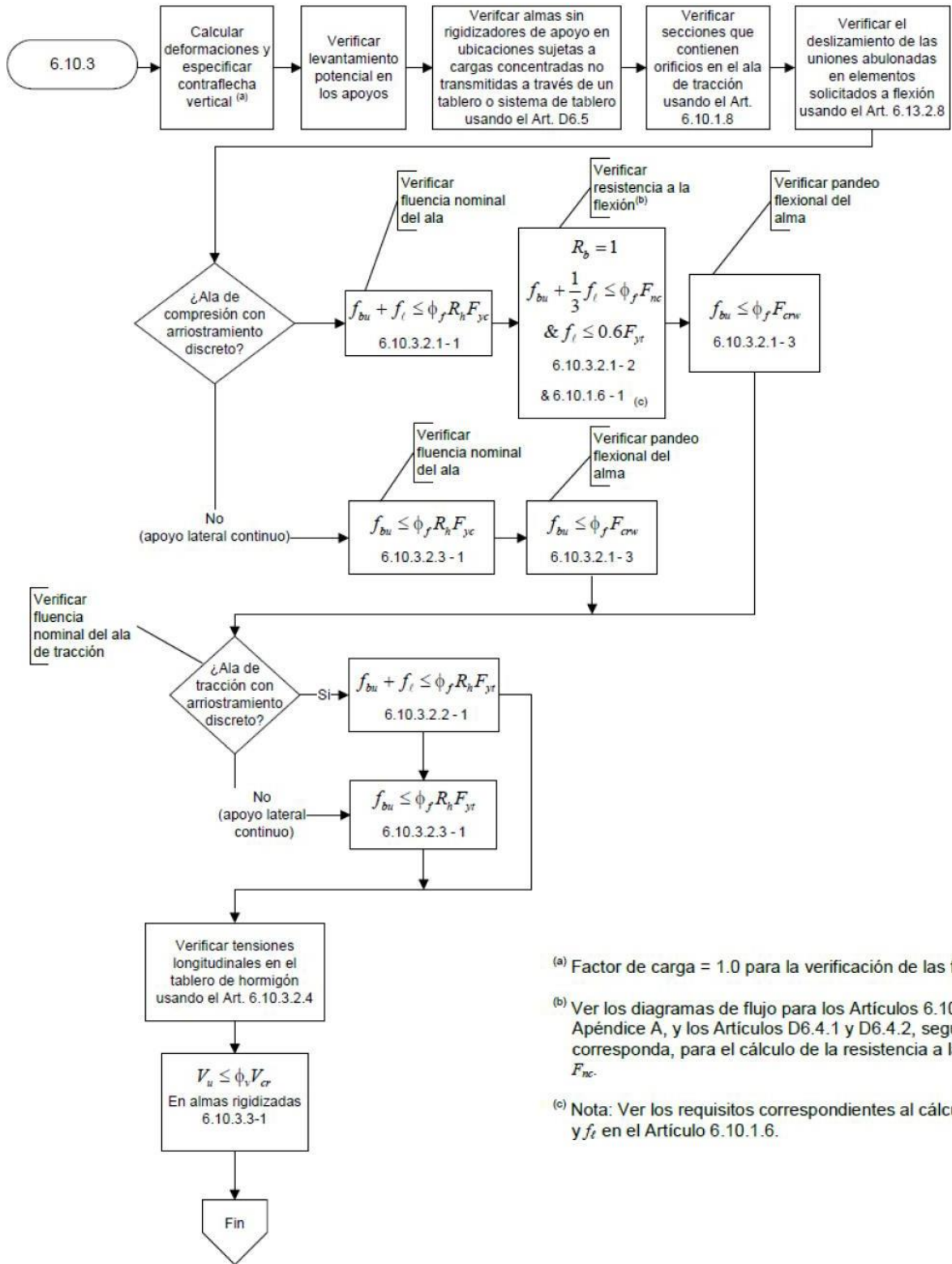


Figura C.6.4.1-1 – Diagrama de flujo para el artículo 6.10.3 – Constructividad

b) Diagrama de flujo para el artículo 6.10.4

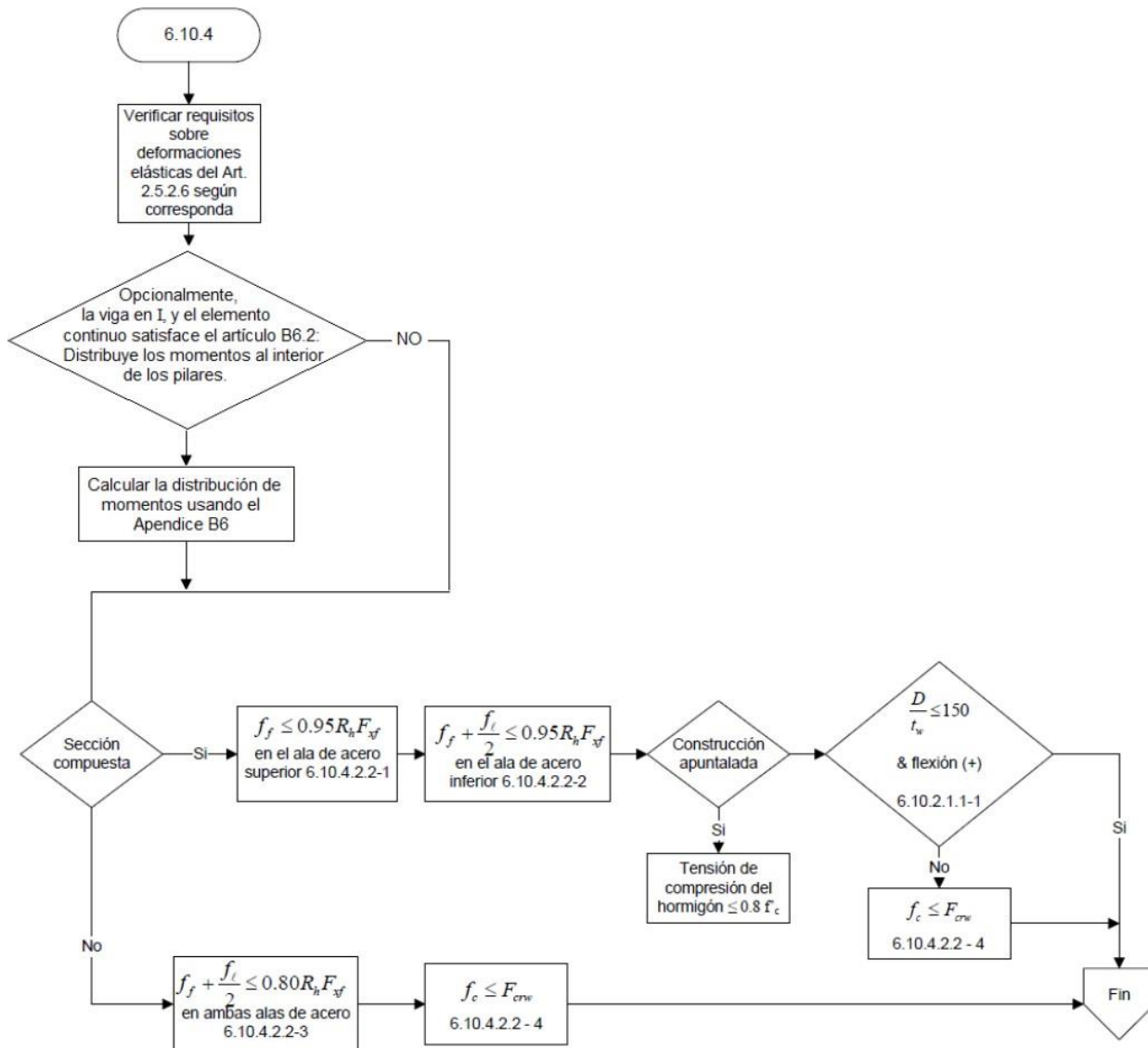


Figura C.6.4.2-1 – Diagrama de flujo para el artículo 6.10.4 – Estado límite de servicio

c) Diagrama de flujo para el artículo 6.10.5

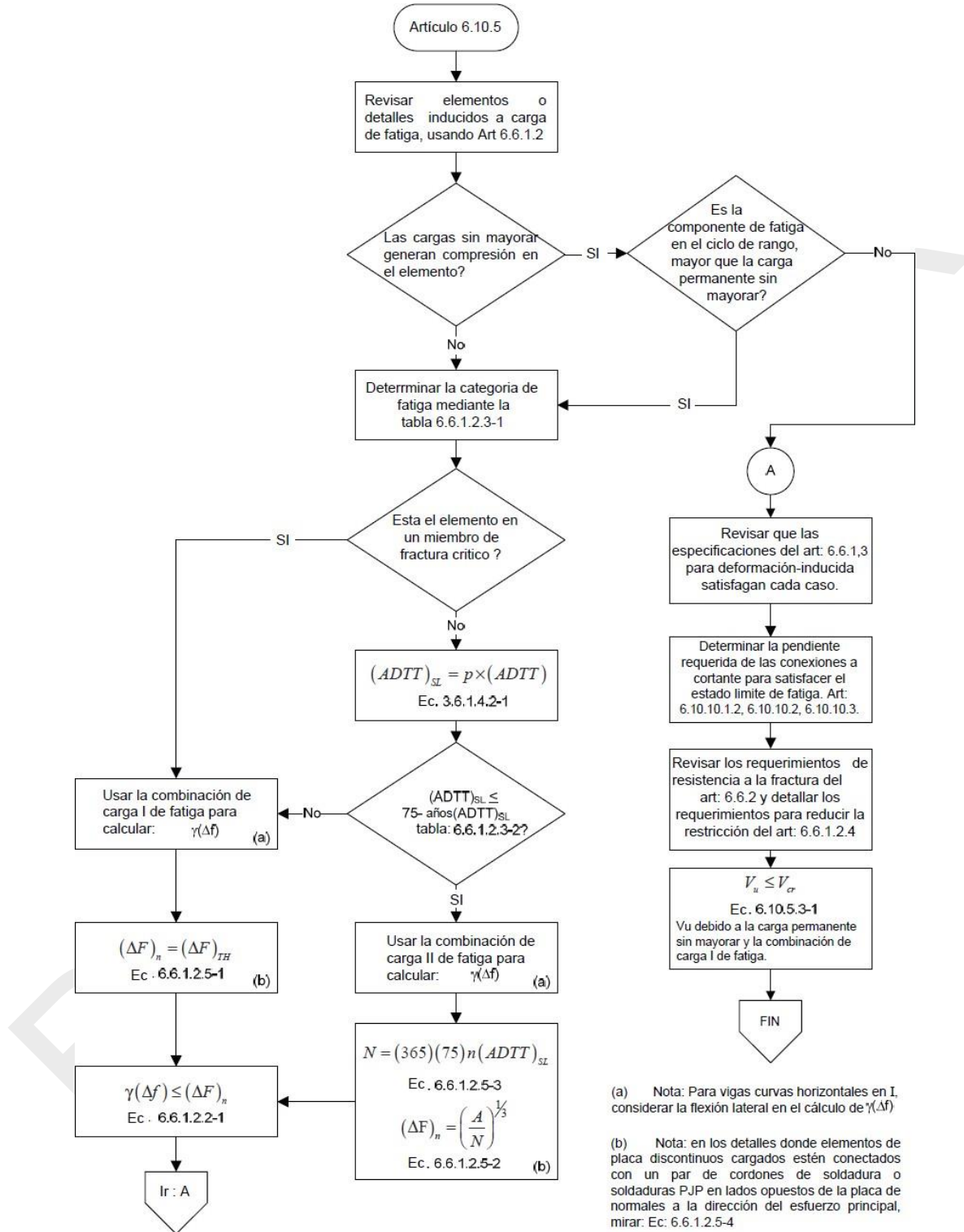


Figura C.6.4.3-1 – Diagrama de flujo para el artículo 6.10.5 – Estado límite de fatiga y fractura

d) Diagrama de flujo para el artículo 6.10.6

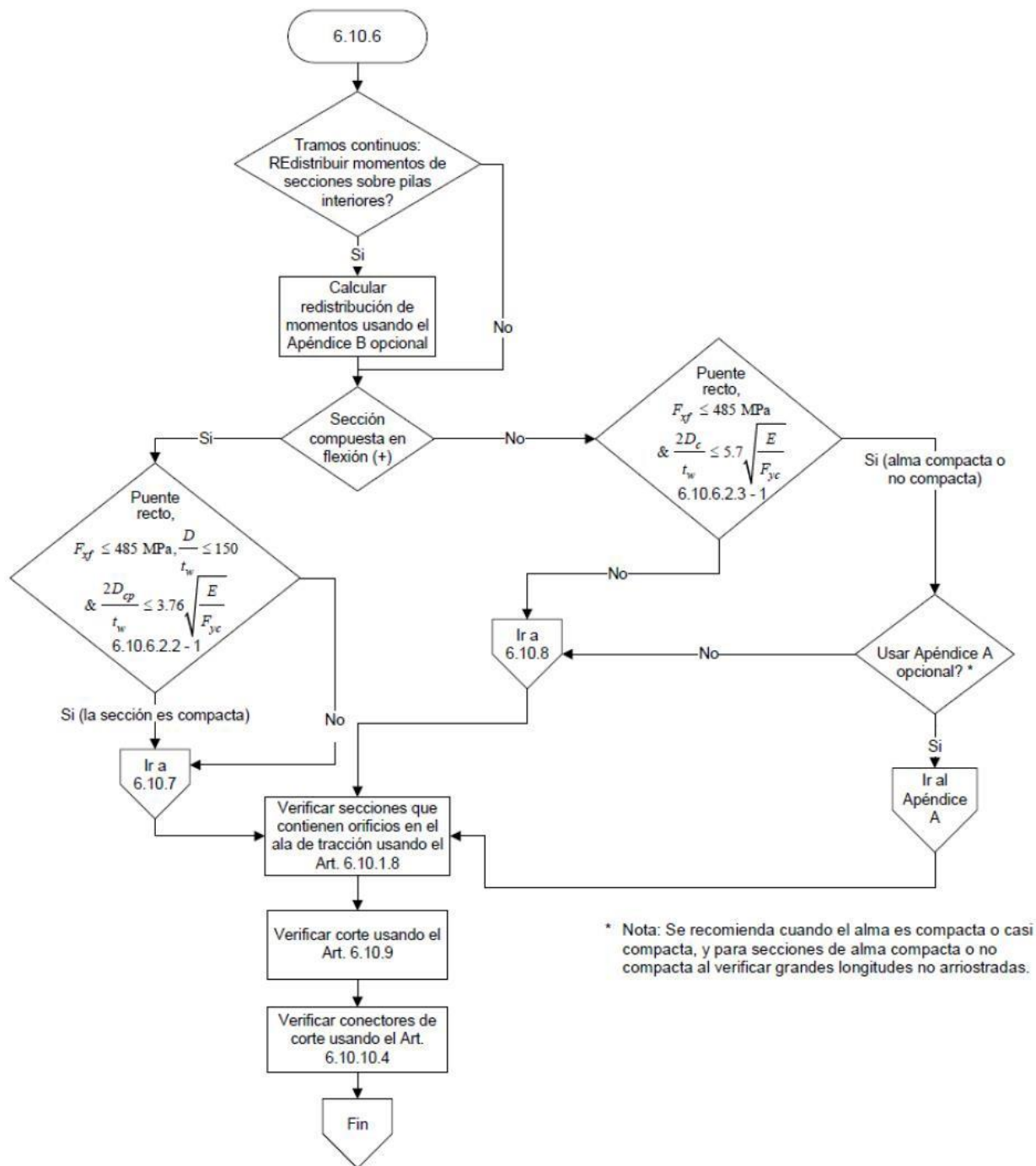
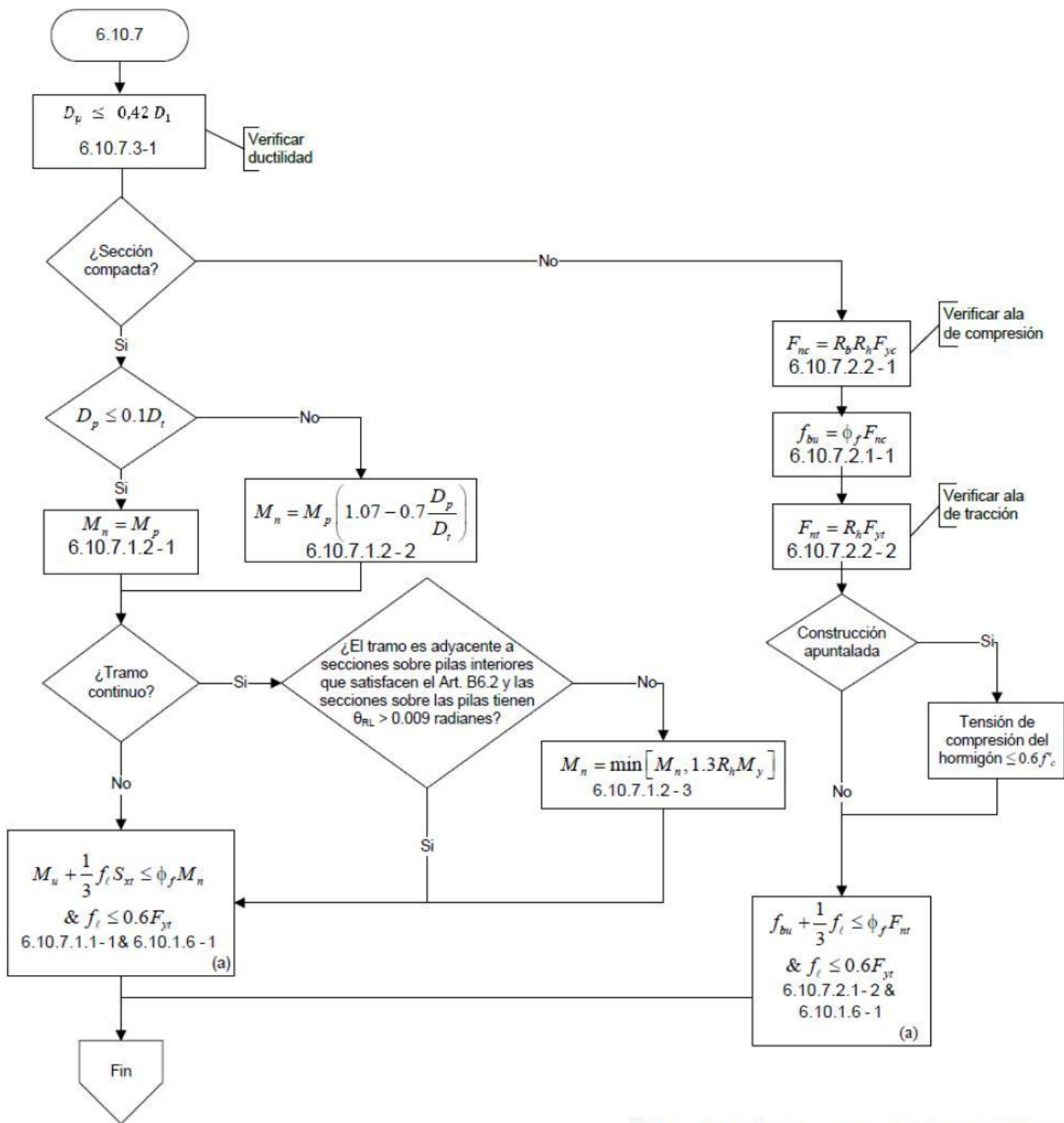


Figura C.6.4.4-1 – Diagrama de flujo para el artículo 6.10.6 – Estado límite de resistencia

e) Diagrama de flujo para el artículo 6.10.7



(a) Nota: Ver los requisitos correspondientes al cálculo de M_n , f_{bu} y f_t en el Artículo 6.10.1.6

Figura C.6.4.5-1 – Diagrama de flujo para el artículo 6.10.7 – Secciones compuestas en flexión positiva

f) Diagrama de flujo para el artículo 6.10.8

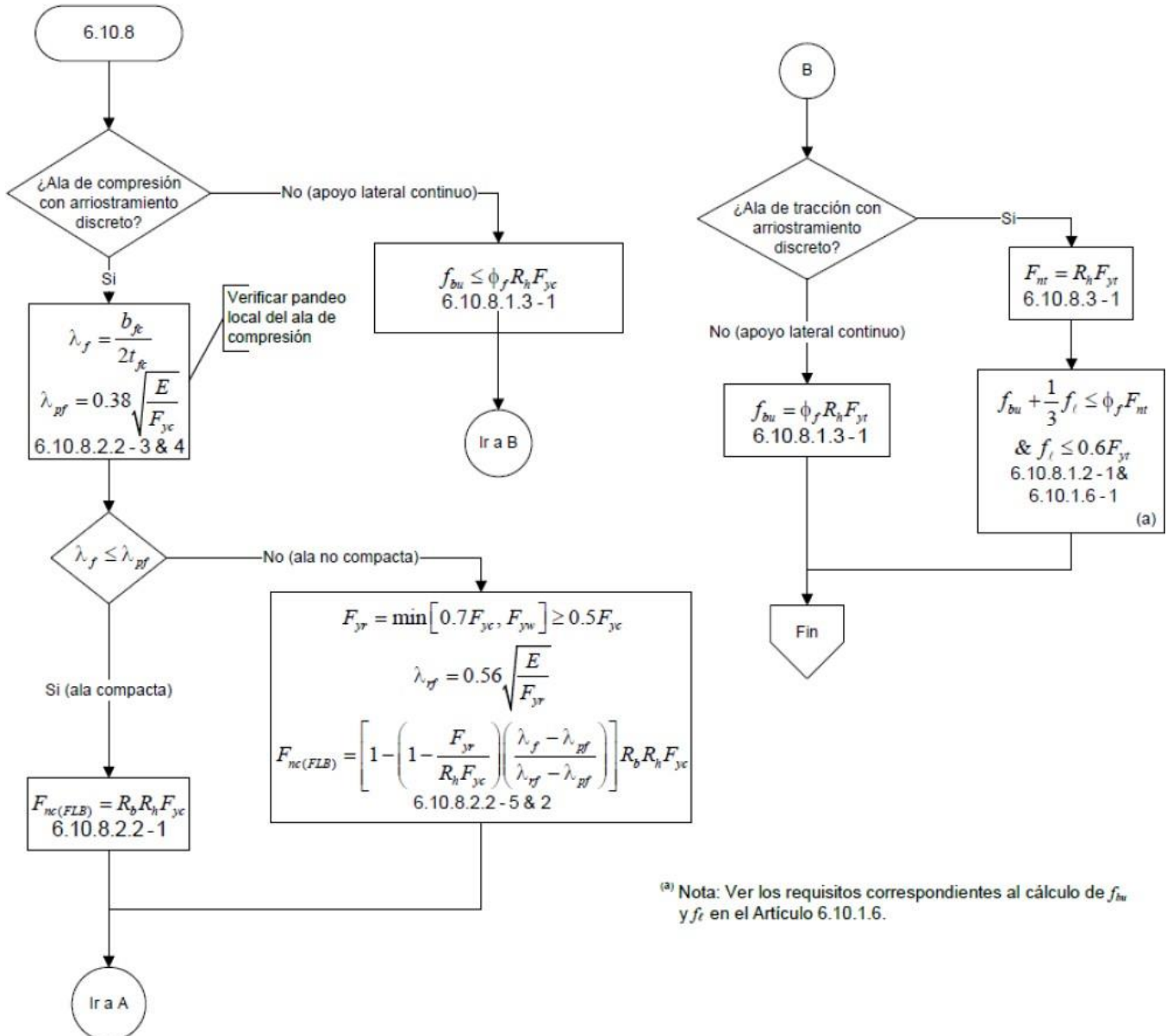


Figura C.6.4.6-1 – Diagrama de flujo para el artículo 6.10.8 – Secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas.

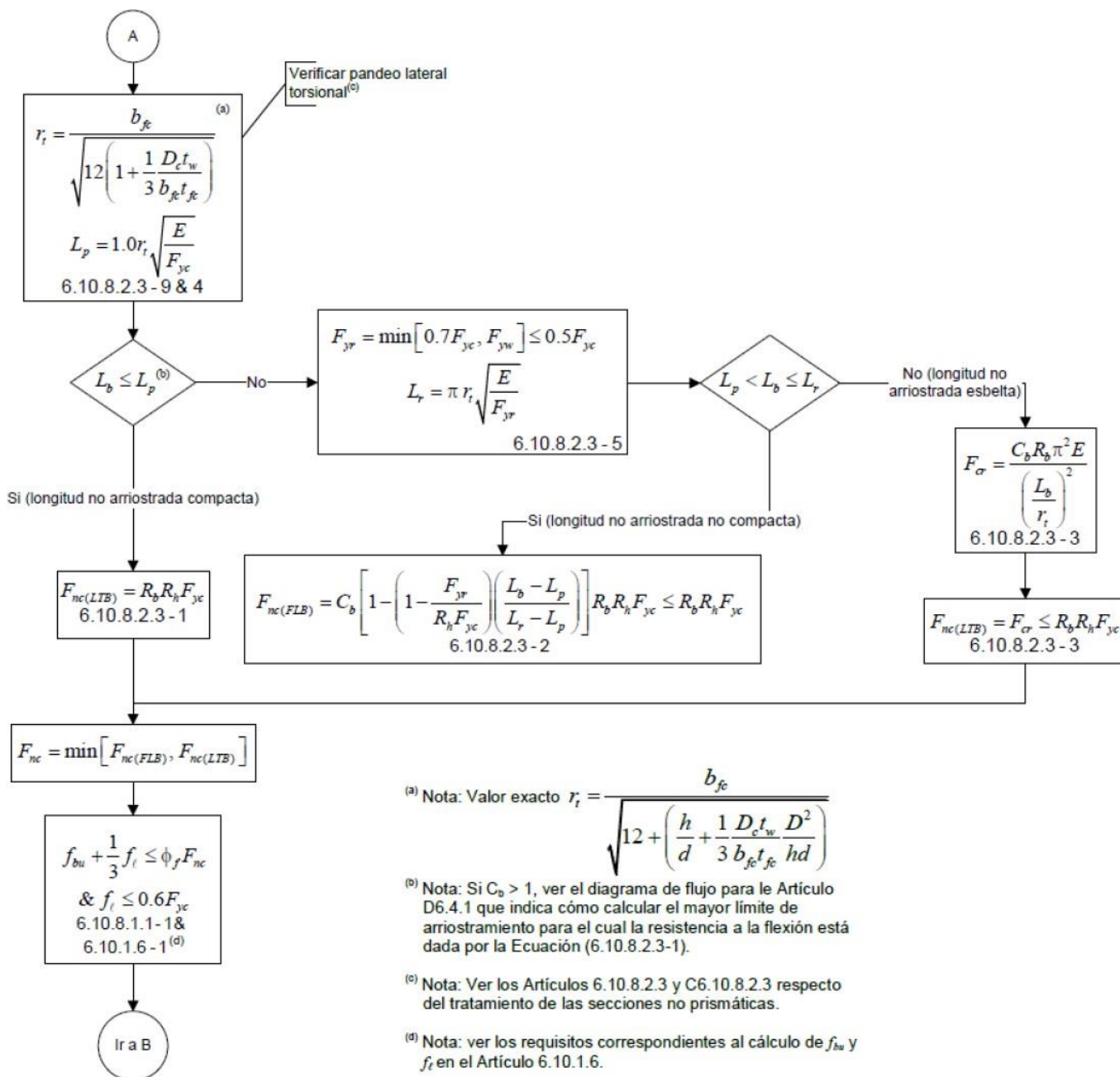


Figura C.6.4.6-1 (cont) – Diagrama de flujo para el artículo 6.10.8 – Secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas.

g) Diagrama de flujo para el Apéndice A6

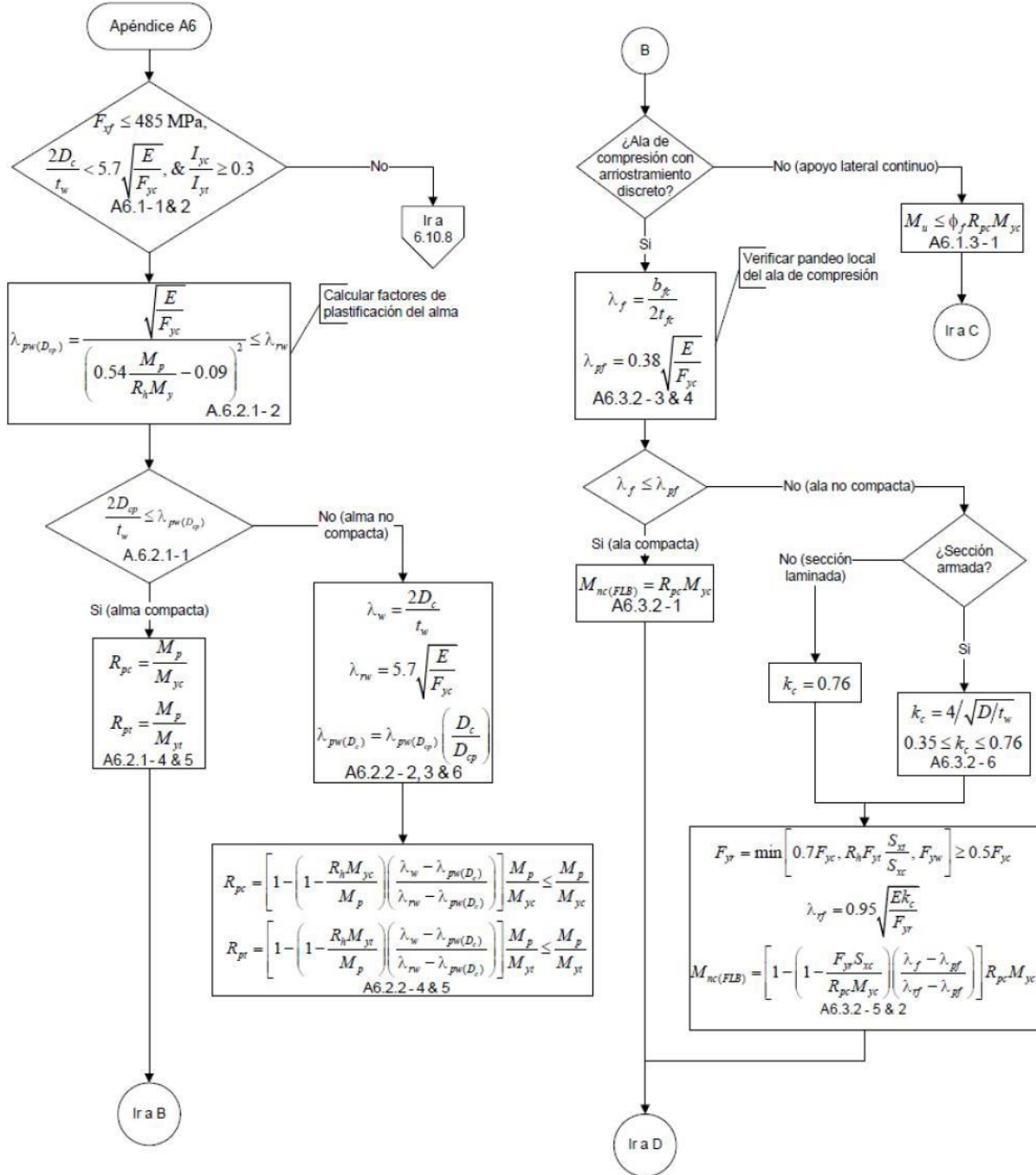


Figura C.6.4.7-1 – Diagrama de flujo para el apéndice A6 – Resistencia a la flexión – Secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas con almas compactas o no compactas.

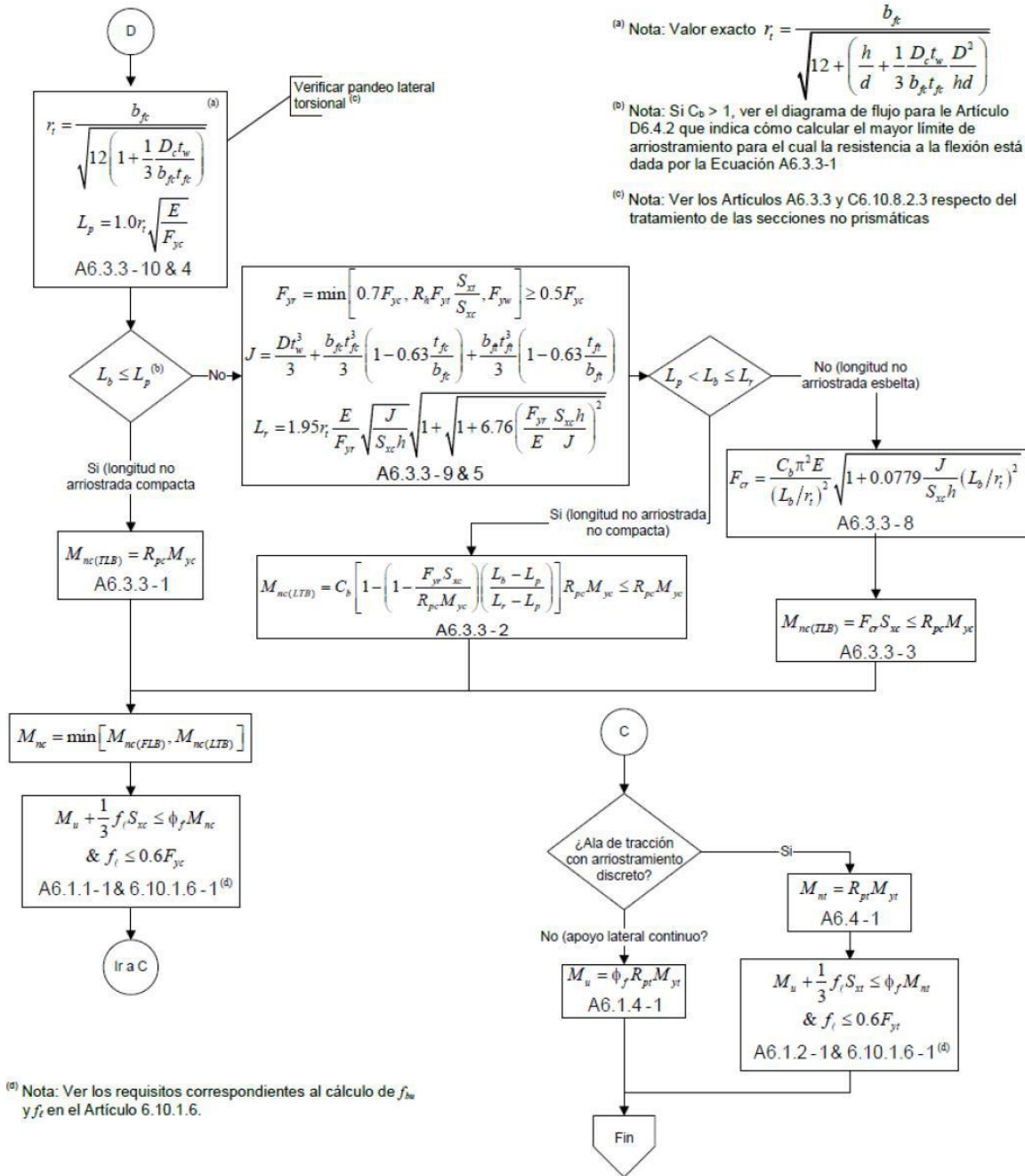


Figura C.6.4.7-1 (cont) – Diagrama de flujo para el apéndice A6 – Resistencia a la flexión – Secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas con almas compactas o no compactas.

h) Diagrama de flujo para el artículo D6.4.1

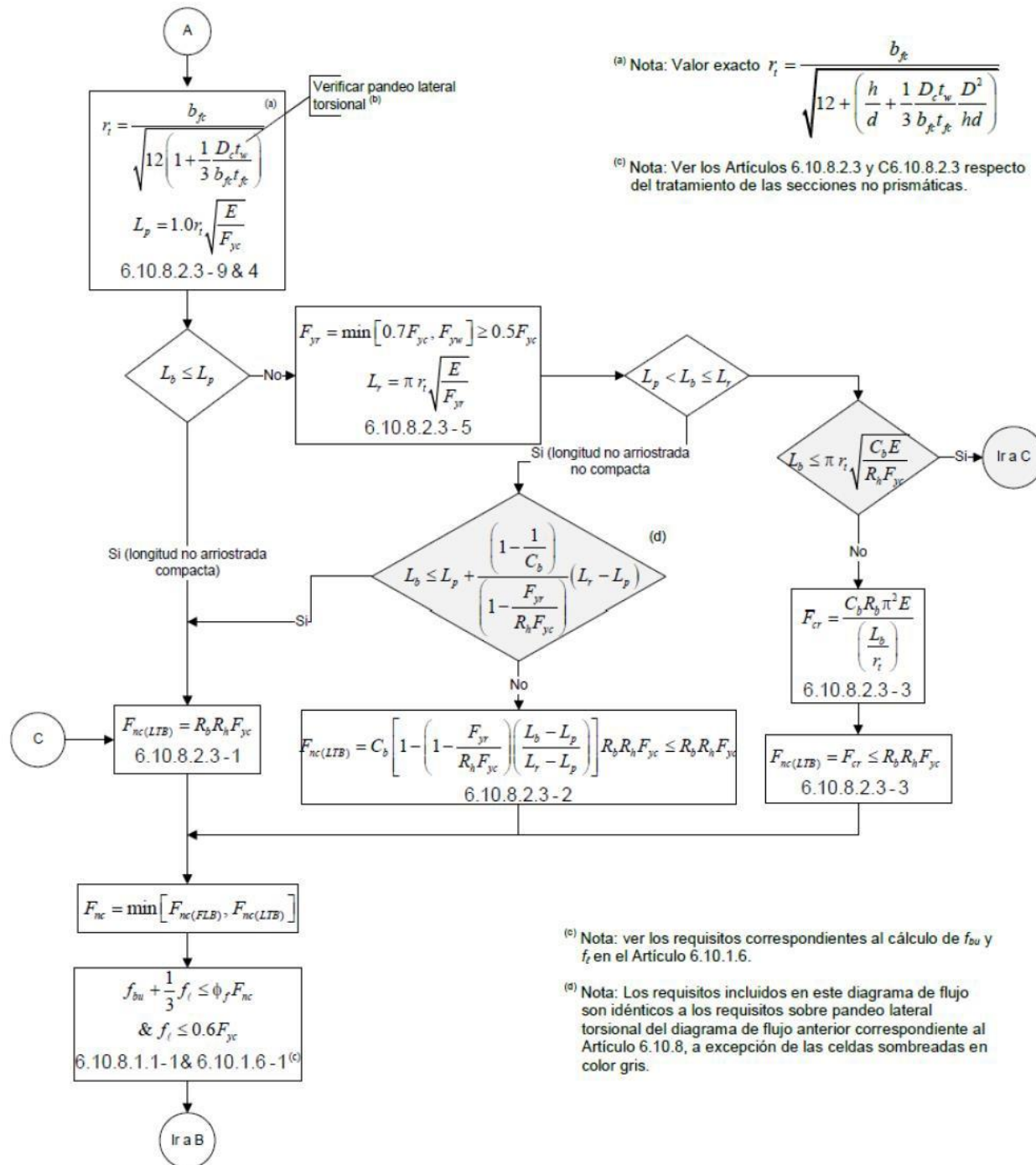


Figura C.6.4.8-1 – Diagrama de flujo para el artículo D.6.4.1 – Requisitos para pandeo lateral torsional del artículo 6.10.8.2.3 con énfasis en los requisitos sobre longitud no arriestrada para el desarrollo de la máxima resistencia a la flexión.

i) Diagrama de flujo para el artículo D6.4.2

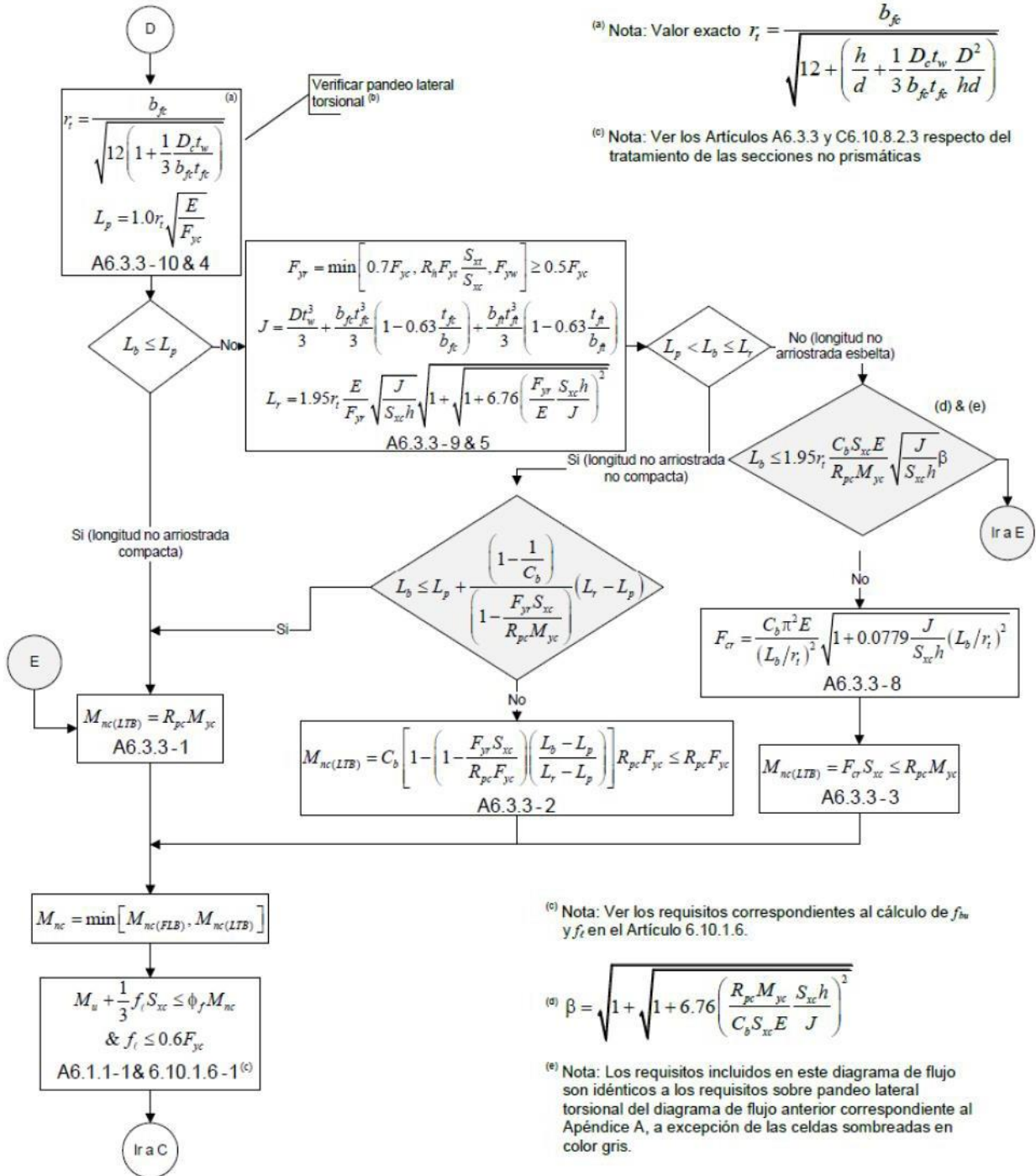


Figura C.6.4.9-1 – Diagrama de flujo para el artículo D.6.4.2 – Requisitos para pandeo lateral torsional del artículo A6.3.3 con énfasis en los requisitos sobre longitud no arriostrada para el desarrollo de la máxima resistencia a la flexión.

APÉNDICE D6
CÁLCULOS FUNDAMENTALES PARA MIEMBROS SOLICITADOS POR FLEXIÓN D6.1 MOMENTO PLÁSTICO

El momento plástico, M_p , se deberá calcular como el momento de las fuerzas plásticas respecto del eje neutro plástico. Las fuerzas plásticas en las porciones de acero de una sección transversal se deberán calcular usando las esfuerzos de fluencia de las aletas, el alma y las armaduras de acero, según corresponda. Las fuerzas plásticas en las porciones de concreto de la sección transversal solicitadas por compresión se pueden basar en un bloque rectangular de esfuerzos con un esfuerzo de compresión de magnitud igual a $0.85f'_c$. El concreto en tensión se deberá despreciar.

La posición del eje neutro plástico se deberá determinar con base en la condición de equilibrio que establece que la fuerza axial neta debe ser nula.

El momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva se puede determinar de la siguiente manera:

- Calcular las fuerzas en cada uno de los elementos y usarlas para determinar si el eje neutro plástico se encuentra en el alma, la aleta superior o la losa de concreto;
- Calcular la ubicación del eje neutro plástico dentro del elemento determinado en el primer paso, y
- Calcular M_p . En la Tabla D6.1-1 se indican las ecuaciones para los cinco casos posibles en la práctica.

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal se pueden despreciar de manera conservadora. Para hacerlo, en las ecuaciones que aparecen en la Tabla D6.1-1 P_{rb} y P_{rt} se deben igualar a cero.

El momento plástico de una sección compuesta en flexión negativa se puede calcular mediante un procedimiento análogo. En la Tabla D6.1-2 se indican las ecuaciones para los dos casos más habituales en la práctica.

El momento plástico de una sección no compuesta se puede calcular eliminando los términos correspondientes a la losa de concreto y el refuerzo longitudinal de las ecuaciones para secciones compuestas indicadas en las Tablas D6.1-1 y D6.1-2.

En las ecuaciones para M_p indicadas en las Tablas D6.1-1 y D6.1-2, d es la distancia desde la fuerza en un elemento hasta el eje neutro plástico. Las fuerzas en los elementos actúan (a) a la mitad del espesor de las aletas y la losa de concreto, (b) a la mitad de la profundidad del alma, y (c) en el centro de las armaduras. Todas las fuerzas en los elementos, las dimensiones y las distancias se deberán considerar positivas. Las condiciones se deberían verificar en el orden en que aparecen listadas en las Tablas D6.1-1 y D6.1-2.

Tabla D6.1-1 --- Cálculo de \bar{Y} y M_p para Secciones en Flexión Positiva

Caso	ENP	Condición	\bar{Y} y M_p
I	En el Alma	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_n$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_n - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_s d_s + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t]$
II	En la Aleta Superior	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_n$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_n - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_c}{2t_c} \left[\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] + [P_t d_t + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_c d_c]$
III	En el Tablero de Concreto, Por debajo de P_{rb}	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_n$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_c + P_w + P_t - P_n - P_{rb}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
IV	En el Tablero de Concreto, en P_{rb}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_n$	$\bar{Y} = c_{rb}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
V	En el Tablero de Concreto, Arriba de P_{rb} Por debajo de P_n	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_n}{t_s}\right) P_s + P_n$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_n}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VI	En el Tablero de Concreto, en P_n	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_n \geq \left(\frac{c_n}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = c_n$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VII	En el Tablero de Concreto, Arriba de P_n	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_n < \left(\frac{c_n}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_n}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$

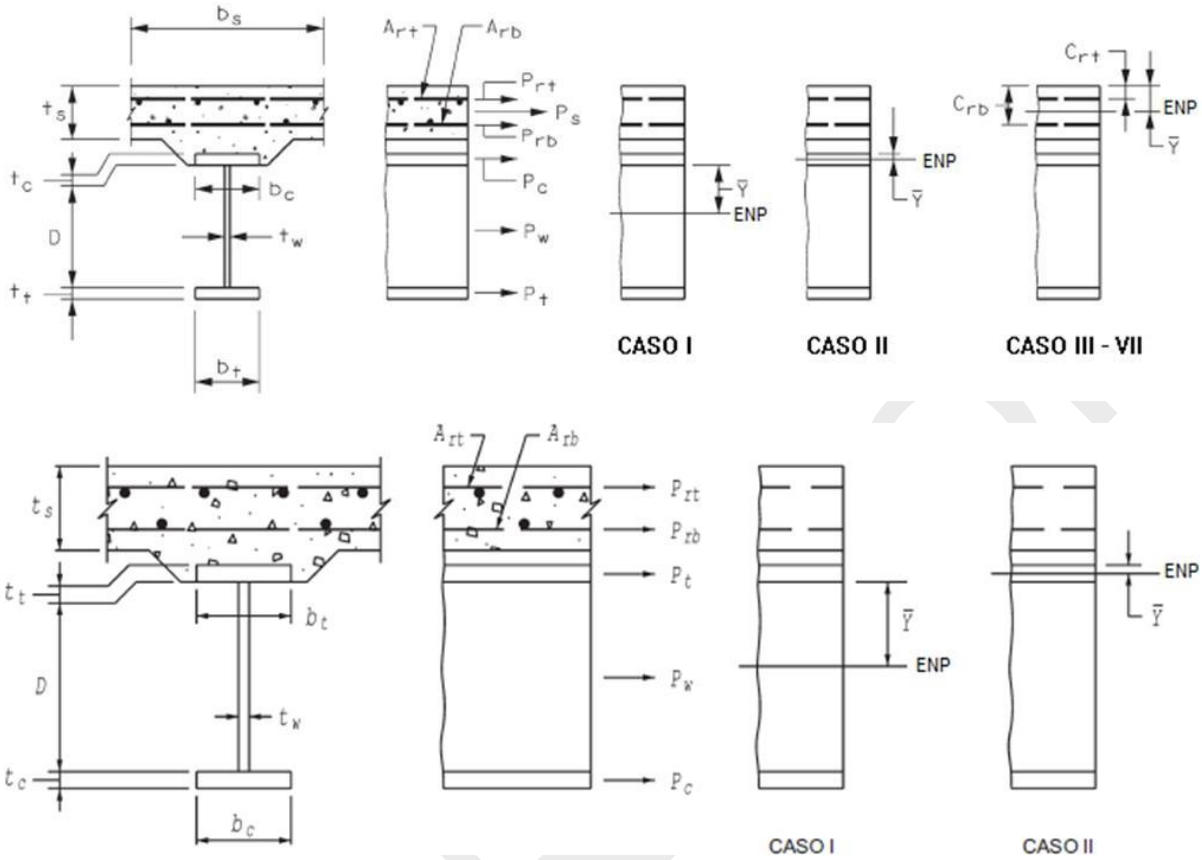


Tabla D6.1-2 - Cálculo de \bar{Y} y M_p para Secciones en Flexión Negativa

Caso	ENP	Condición	\bar{Y} y M_p
I	En el Alma	$P_c + P_w \geq P_t + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_t d_t + P_c d_c]$
II	En la Aleta Superior	$P_c + P_w + P_t \geq P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_t}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_c - P_{rt} - P_{rb}}{P_t} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_t}{2t_t} \left[\bar{Y}^2 + (t_t - \bar{Y})^2 \right] + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_w d_w + P_c d_c]$

dónde:

$$P_{rt} = F_{yrt} A_{rt}$$

$$P_s = 0.85 f'_c b_s t_s \quad P_{rb} = F_{yrb} A_{rb}$$

$$P_c = F_{yc} b_c t_c$$

$$P_w = F_{yw} D t_w \quad P_t = F_{yt} b_t t_t$$

Artículo 64. MOMENTO DE FLUENCIA

a) Secciones no compuestas

El momento de fluencia, M_y , de una sección no compuesta se deberá tomar como el menor valor entre el momento requerido para provocar la primera fluencia nominal en la aleta en compresión, M_{yc} , y el momentorequerido para provocar la primera fluencia nominal en la aleta en tensión, M_{yt} , en el estado límite de resistencia. En este cálculo se deberá despreciar la flexión lateral de las aletas independientemente del tipo de sección, mientras que en las secciones híbridas se deberá despreciar la fluencia del alma.

b) Secciones compuestas en flexión positiva

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva se deberá tomar como la sumatoria de los momentos aplicados separadamente al acero y a las secciones compuestas a corto y a largo plazo para provocar la primera fluencia nominal en cualquiera de las aletas de acero en el estado límite de resistencia. En este cálculo se deberá despreciar la flexión lateral de las aletas independientemente del tipo de sección, mientras que en las secciones híbridas se deberá despreciar la fluencia del alma.

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva se puede determinar de la siguiente manera:

- Calcular el momento M_{D1} debido a la carga muerta mayorada aplicada antes que la losa de concreto haya fraguado o se haya vuelto compuesta. Aplicar este momento a la sección de acero.
- Calcular el momento M_{D2} debido al resto de la carga muerta mayorada. Aplicar este momento a la sección compuesta a largo plazo.
- Calcular el momento adicional M_{AD} que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo para provocar fluencia nominal en cualquiera de las aletas de acero.
- El momento de fluencia es la suma del momento debido a la carga permanente total más el momento adicional.

Simbólicamente, el procedimiento se puede expresar de la siguiente manera:

1) Resolver para M_{AD} con la siguiente ecuación:

$$F_{\mathcal{M}} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (D.6.2.2-1)$$

Luego calcular:

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (D.6.2.2-2)$$

dónde:

S_{NC} = módulo resistente de la sección no compuesta (mm³)

S_{ST} = módulo resistente de la sección compuesta a corto plazo (mm³)

S_{LT} = módulo resistente de la sección compuesta a largo plazo (mm³)

$M_{D1}, M_{D2},$

y M_{AD} = momentos debidos a las cargas mayoradas aplicados a las secciones correspondientes (N-mm)

M_y se deberá tomar como el menor valor calculado para la aleta en compresión, M_{yc} , o la aleta en tensión, M_{yt} .

c) Secciones compuestas en flexión negativa

Para las secciones compuestas en flexión negativa se deberá seguir el procedimiento especificado en el Artículo D6.2.2, excepto que la sección compuesta tanto para los momentos a corto plazo como para los momentos a largo plazo deberá consistir en la sección de acero y el refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo de la losa de concreto. Por lo tanto, SST y SLT tienen el mismo valor. Además, M_{yt} se deberá tomar con respecto ya sea a la aleta en tensión o al refuerzo longitudinal, cualquiera sea el que entre primero en fluencia.

d) Secciones con cubreplaca

Para las secciones que contienen cubreplacas en las aletas, M_{yc} o M_{yt} se deberá tomar como el menor valor de momento asociado con la primera fluencia nominal con base en el esfuerzo ya sea en la aleta en consideración o en cualquiera de los cubreplacas unidos a dicha aleta, cualquiera sea el que entre primero en fluencia. En este cálculo se deberá despreciar la flexión lateral de las aletas independientemente del tipo de sección, mientras que en las secciones híbridas se deberá despreciar la fluencia del alma.

Artículo 65. PROFUNDIDAD DEL ALMA EN COMPRESIÓN

a) En el rango elástico (Dc)

Para las secciones compuestas en flexión positiva, la profundidad del alma en compresión en el rango elástico, D_c , será la profundidad en la cual la suma algebraica de los esfuerzos en el acero, la sección compuesta a largo plazo y la sección compuesta a corto plazo debidos a las cargas permanentes y las cargas vivas más las cargas de impacto sea de compresión.

En lugar de calcular D_c en las secciones en flexión positiva con base en diagramas de esfuerzos, se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$D_c = \left[\frac{-f_c}{|f_c| + f_t} \right] d - t_{fe} \geq 0 \quad (D.6.3.1-1)$$

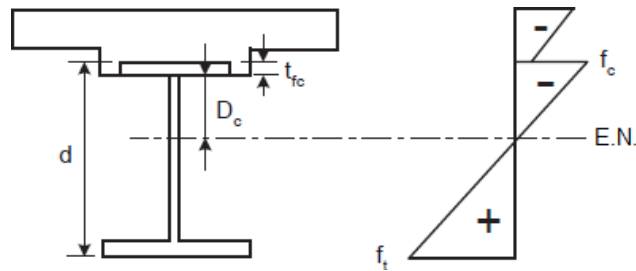


Figura D6.3.1-1 Cálculo de D_c en secciones en flexión positiva.

donde:

d = profundidad de la sección de acero (mm)

f_c = sumatoria de los esfuerzos en la aleta en compresión debidos a las diferentes cargas, es decir, DC1 (la carga permanente que actúa sobre la sección no compuesta), DC2 (la carga permanente que actúa sobre la sección compuesta a largo plazo), DW (la carga correspondiente a la superficie de rodamiento), y LL+IM; actuando sobre sus respectivas secciones (MPa). El valor de f_c se deberá considerar negativo cuando el esfuerzo sea de compresión. En este cálculo se deberá desprestigiar la flexión lateral de las aletas.

f_t = sumatoria de los esfuerzos en la aleta en tensión debidos a las diferentes cargas (MPa). En este cálculo se deberá desprestigiar la flexión lateral de las aletas.

Para las secciones compuestas en flexión negativa, D_c se deberá calcular para la sección compuesta por la viga de acero más el refuerzo longitudinal, con la siguiente salvedad. Para las secciones compuestas en flexión negativa en el estado límite de servicio en las cuales la losa de concreto se considera efectiva en tensión para el cálculo de los esfuerzos de flexión en la sección compuesta debidos a la combinación de cargas correspondiente al estado límite Servicio II, D_c se deberá calcular usando la Ecuación D6.3.1-1.

b) Cuando se produce el momento plástico (D_{cp})

Para las secciones compuestas en flexión positiva, la profundidad del alma en compresión cuando se produce el momento plástico, D_{cp} , se deberá tomar de la siguiente manera para los casos de la Tabla D6.1-1 en los cuales el eje neutro plástico se encuentra en el alma:

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left[\frac{F_{yt} A_t - F_{yc} A_c - 0.85 f'_c A_s - F_{yrs} A_{rs}}{F_{yw} A_w} \right] \quad (D.6.3.2-1)$$

dónde:

A_c = área de la aleta en compresión (mm²)

A_{rs} = área total del refuerzo longitudinal dentro del

ancho efectivo de la losa de concreto (mm²)

A_s = área de la losa de concreto (mm²) A_t = área de la aleta en tensión (mm²) A_w

= área del alma (mm²)

D_{cp} = profundidad del alma en compresión cuando se produce el momento plástico (mm)

F_{yrs} = resistencia mínima especificada a la fluencia del refuerzo longitudinal (MPa)

Para todas las demás secciones compuestas en flexión positiva D_{cp} se deberá tomar igual a

cero.

Para las secciones compuestas en flexión negativa, D_{cp} se deberá tomar de la siguiente manera para los casos de la Tabla D6.1-2 en que el eje neutro plástico se encuentra en el alma:

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w F_{yw}} \left[F_{yt} A_t + F_{yw} A_w + F_{yts} A_{ts} + F_{yc} A_c \right] \quad (D.6.3.2-2)$$

Para todas las demás secciones compuestas en flexión negativa D_{cp} se deberá tomar igual a D .

Para las secciones no compuestas en las cuales:

$$F_{yw} A_w \geq \left| F_{yc} A_c - F_{yt} A_t \right| \quad (D.6.3.2-3)$$

D_{cp} se deberá tomar como:

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w F_{yw}} \left[F_{yt} A_t + F_{yw} A_w - F_{yc} A_c \right] \quad (D.6.3.2-4)$$

Para todas las demás secciones no compuestas D_{cp} se deberá tomar igual a D .

Artículo 66. ECUACIONES DE PANDEO LATERAL TORSIONAL PARA $C_b > 1.0$, CON ÉNFASIS EN LOS REQUISITOS SOBRE LONGITUD NO ARRIOSTRADA PARA DESARROLLO DE LA MÁXIMA RESISTENCIA A FLEXIÓN

a) Según los requisitos del Artículo 6.10.8.2.3

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:

- Si $L_b \leq L_p$, entonces:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (D.6.4.1-1)$$

- Si $L_p < L_b \leq L_r$, entonces:

○ Si $L_b \leq L_p + \frac{\left(1 - \frac{1}{C_b}\right)}{\left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)} (L_r - L_p)$, entonces:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (D.6.4.1-2)$$

○ En caso contrario:

$$F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (D.6.4.1-3)$$

• Si $L_b > L_r$, entonces:

○ Si $L_b \leq \pi r_t \sqrt{\frac{C_b E}{R_h F_{yc}}}$, entonces:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (D.6.4.1-4)$$

○ En caso contrario:

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (D.6.4.1-$$

5)

Todos los términos de las ecuaciones anteriores se deberán tomar como se definen en el Artículo 6.10.8.2.3.

b) Según los requisitos del Artículo A6.3.3

Para longitudes no arriostradas en las cuales el miembro es prismático, la resistencia a la flexión basada en el pandeo lateral torsional se deberá tomar como:

• Si $L_b \leq L_r$, entonces:

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (D.6.4.2-1)$$

• Si $L_p < L_b \leq L_r$, entonces:

○ Si $L_b \leq L_p + \frac{\left(1 - \frac{1}{C_b}\right)}{\left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}}\right)} (L_r - L_p)$, entonces:

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (D.6.4.2-2)$$

- En caso contrario:

$$M_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (D.6.4.2-3)$$

- Si $L_b > L_r$, entonces:

- Si

$$L_b \leq 1.95 r_t \frac{C_b S_{xc} E}{R_{pc} M_{yc}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{R_{pc} M_{yc} S_{xc} h}{C_b S_{xc} E J} \right)^2}}$$

, entonces:

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (D.6.4.2-4)$$

- En caso contrario:

$$M_{nc} = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (D.6.4.1-5)$$

Todos los términos de las ecuaciones anteriores se deberán tomar como se definen en el Artículo A.6.3.3

Artículo 67. CARGAS CONCENTRADAS APLICADAS A ALMAS SIN RIGIDIZADORES DE APOYO

a) Disposiciones generales

En los apoyos y otras ubicaciones sujetas a cargas concentradas, cuando las cargas no se transmiten a través de un tablero o sistema de tablero, las almas sin rigidizadores de apoyo se deberán investigar para los estados límites correspondientes a fluencia local del alma y arrugamiento del alma de acuerdo con los requisitos de los Artículos D6.5.2 y D6.5.3.

b) Fluencia local del alma

Las almas sujetas a cargas concentradas de compresión o tensión deberán satisfacer:

$$R_u \leq \phi_b R_n \quad (D.6.5.2-1)$$

dónde:

R_n = resistencia nominal a la carga concentrada (N)

- Para las reacciones de las pilas interiores y para las cargas concentradas aplicadas a una distancia mayor que d a partir del extremo del miembro:

$$R_u = (5k + N) F_{yw} t_w \quad (D.6.5.2-2)$$

- De otra manera:

$$R_u = (2.5k + N) F_{yw} t_w \quad (D.6.5.2-3)$$

dónde:

ϕ_b = factor de resistencia para aplastamiento especificado en el Artículo 6.5.4.2

d = profundidad de la sección de acero (mm)

k = distancia desde la cara exterior de la aleta que resiste la carga concentrada o reacción de apoyo hasta el borde del filete sobre el alma (mm)

N = longitud de aplastamiento (mm). En los apoyos extremos N deberá ser mayor o igual que k .

R_u = carga concentrada o reacción de apoyo mayorada (N)

c) Arrugamiento del alma

Las almas sujetas a cargas concentradas de compresión deberán satisfacer:

$$R_u = \phi_w R_n \quad (D.6.5.3-1)$$

dónde:

R_n = resistencia nominal a la carga concentrada (N)

- Para las reacciones de las pilas interiores y para las cargas concentradas aplicadas a una distancia mayor que $d/2$ desde el extremo del miembro:

$$R_u = 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{D.6.5.3-2})$$

- De otra manera:
- Si $N/d \leq 0.2$, entonces:

$$R_u = 0.4t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{D.6.5.3-3})$$

- Si $N/d > 0.2$, entonces:

$$R_u = 0.4t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{D.6.5.3-4})$$

donde:

- ϕ_w = factor de resistencia para arrugamiento del alma especificado en el Artículo 6.5.4.2
- t_f = espesor de la aleta que resiste la carga concentrada o reacción de apoyo (mm)

TITULO VIII Fundaciones

APÉNDICE A10 ANÁLISIS SISMICO Y DISEÑO DE CIMENTACIONES (AASHTO A10)

CAPÍTULO I INVESTIGACION (AASHTO A10.1)

Artículo 68. INVESTIGACION Inestabilidad de taludes, licuefacción, asentamiento de relleno, y aumento de la presión lateral de la tierra a menudo han sido los factores principales que contribuyen a los daños en los puentes en caso de terremoto. Estos riesgos sísmicos pueden ser factores importantes de diseño de aceleraciones sísmicas máximas superiores a 0,1 g y deben formar parte de una investigación específica del sitio si las condiciones del lugar y los niveles de aceleración asociada y conceptos de diseño sugieren que tales riesgos pueden ser de importancia.

CAPÍTULO II FOUNDATION DESIGN (AASHTO A10.2)

Artículo 69. FOUNDATION DESIGN La práctica comúnmente aceptada para el diseño sísmico de cimentaciones es la de utilizar un enfoque pseudo-estático, donde los terremotos inducidos por las cargas de cimentación se determinan a partir de las fuerzas de reacción y los momentos necesarios para el equilibrio estructural. Aunque el diseño tradicional de la capacidad de apoyo también se aplica, con los factores apropiados de reducción de la capacidad si se desea un margen de seguridad contra la "falla", siempre debe tenerse en cuenta una serie de factores asociados con la naturaleza dinámica de la carga de terremoto.

Artículo 70. Bajo carga cíclica en las frecuencias del terremoto, la resistencia capaz de ser movilizada por muchos suelos es mayor que la resistencia estática. Para suelos no saturados no cohesivos, el aumento puede ser de aproximadamente el diez por ciento, mientras que para suelos cohesivos, un aumento del 50 por ciento podría ocurrir. Sin embargo, para arcillas más suaves saturadas y arenas saturadas, el potencial para la resistencia y la degradación de la rigidez bajo ciclos repetidos de carga también debe ser reconocido. Para puentes clasificados como Zona 2, el uso de resistencias del suelo estáticas para evaluar la capacidad final de cimentación proporciona una medida pequeña implícita de seguridad y, en la mayoría de los casos, resistencia y la degradación de la rigidez bajo carga repetida no será un problema a causa de las magnitudes más pequeñas de los eventos sísmicos. Sin embargo, para los puentes clasificados como zonas 3 y 4, se debe prestar atención a la posibilidad de degradación de la rigidez y la resistencia de los suelos del sitio en la evaluación de final de cimentación para el diseño los eventos sísmicos.

Artículo 71. Como las cargas sísmicas son de naturaleza transitoria, la "falla" de la tierra por un corto tiempo durante un ciclo de carga no puede ser significativa. De mayor preocupación quizá es la magnitud del desplazamiento cíclico de la cimentación o la rotación asociada con el rendimiento del suelo, ya que esto podría tener una influencia significativa sobre los desplazamientos estructurales o momentos de flexión y las distribuciones de cizallamiento en columnas y otros miembros.

Artículo 72. Como cumplimiento la cimentación influye en la distribución de las fuerzas o momentos de una estructura y afecta el cálculo del período natural, los factores equivalentes de rigidez para sistemas de cimientos a menudo se requieren, en muchos casos, se hace uso de varias soluciones analíticas que están disponibles para zapatas o pilotes donde se supone que el suelo se comporta en un medio elástico. En el uso de estas fórmulas, se debe reconocer que los módulos elásticos equivalentes para los suelos son una función de la amplitud de deformación de cortante, y los valores del módulo para cargas sísmicas _ podrían ser significativamente menores que aquellas apropiadas para niveles bajos de carga sísmica. La variación

del módulo de corte con amplitud de deformación de cortante en el caso de las arenas se muestra en la Figura A10.2-1. Más comentarios sobre este tema se puede encontrar en *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Design*.

Artículo 73. Sobre la base de las observaciones de campo y experimentales, es cada vez más ampliamente reconocido que la elevación transitoria de la cimentación u oscilante durante la carga del terremoto, resulta en la separación de la cimentación del subsuelo, es aceptable siempre que se tomen precauciones apropiadas de diseño, (Taylor y Williams, 1979). Los estudios experimentales sugieren que la rotación de fluencia por debajo de la oscilación de la cimentación puede ofrecer una forma útil de disipación de energía. Sin embargo, se debe tener cuidado para evitar deformaciones verticales significativas inducidas acompañando una posible fluencia de los suelos durante el balanceo en el terremoto, así como el movimiento excesivo del muelle. Estos podrían dar lugar a dificultades de diseño con desplazamientos relativos.

Artículo 74. LA CARGA LATERAL DE PILOTES La mayoría de las soluciones conocidas para el cálculo de la rigidez lateral de pilotes verticales se basan en la suposición de un comportamiento elástico y la utilización de conceptos equivalentes de viga en voladizo (Davisson y Gill, 1960), la viga sobre el método elástico Inkler elásticas de la cimentación (Matlock y Reese, 1960), o soluciones elásticas continuas (Poulos, 1971). Sin embargo, el uso de métodos que incorporan el comportamiento no lineal balasto que se permite por falla del suelo puede ser importante para una alta carga lateral de pilotes en arcilla blanda y arena. Tal procedimiento se contempla en el American Petroleum Institute (API) recomendaciones para el diseño de plataforma de costa. El método utiliza balasto no lineal o curvas P y-para arenas y arcillas que han sido desarrollados experimentalmente a partir de ensayos de carga de campo.

Artículo 75. Las características generales del análisis de *API* en el caso de las arenas se ilustra en la Figura A10.2-2. Bajo grandes cargas, una zona de falla pasiva se desarrolla cerca de la cabeza del pilote. Los datos de prueba indican que la resistencia última, p_u , para la carga lateral se alcanza por deflexiones del pilote, y_u , de aproximadamente $3/80d$ donde d es el diámetro del pilote. Tenga en cuenta que la mayor parte de la resistencia lateral es movilizada en una profundidad de aproximadamente $5d$. El método API también reconoce la degradación en la resistencia lateral con carga cíclica, aunque en el caso de arenas saturadas, la degradación postulada no refleja el aumento de la presión de poro del agua. La degradación de la resistencia lateral debido a un terremoto inducido, incrementos de la presión de poro de agua en campo libre en arenas saturadas han sido descritos por Finn y Martin (1979). Un método numérico que permite el uso de API curvas P y-para calcular las características de rigidez del pilote constituye la base del programa de computadora BMCOL 76 descrito por Bogard y Matlock (1977).

Artículo 76. La influencia de la acción de grupo en la rigidez del pilote es un tema algo polémico. Las soluciones basadas en la teoría elástica pueden ser engañosas donde ocurre el rendimiento cerca de la cabeza del pilote. La evidencia experimental tiende a sugerir que la acción de grupo no es significativa para separaciones de pilotes superiores de $4d$ a $6d$.

Artículo 77. Para los sistemas de pilotes de talud del pilote, el cálculo de la rigidez lateral del pilote se complica por la rigidez de los pilotes en la compresión y tensión axial. También es importante reconocer que las deformaciones de flexión en grupos de pilotes de talud pueden generar grandes fuerzas de reacción sobre la tapa del pilote.

Artículo 78. Cabe señalar que aunque los pilotes maltratados son económicamente atractivos para resistir las cargas horizontales, tales los pilotes son muy rígidos en la dirección lateral si se disponen de manera que sólo las cargas axiales son inducidas. Por lo tanto, grandes desplazamientos relativos laterales del suelo circundante más flexible pueden ocurrir durante la respuesta sísmica de campo libre del sitio (particularmente si los grandes cambios en la rigidez del suelo se producen sobre la longitud del pilote), y estos desplazamientos relativos a su vez pueden inducir momentos de alta flexión del pilote. Por esta razón,

los sistemas más flexibles de tuberías verticales donde se resiste la carga lateral por flexión cerca de las cabezas de pilotes son recomendados. Sin embargo, tales sistemas de pilotes deben ser diseñados para ser dúctiles porque grandes desplazamientos laterales pueden ser necesarios para resistir la carga lateral. Un diseño de compromiso con pilotes maltratados espaciados a cierta distancia puede proporcionar un sistema que tiene las ventajas de flexibilidad limitada y la economía de la resistencia a la carga axial a una carga lateral.

Artículo 79. INTERACCIÓN SUELO-PILOTE El uso de características de rigidez para determinar los momentos de flexión del pilote inducidos por terremotos los métodos basados en un enfoque pseudo-estático asumen que los momentos son inducidos únicamente por las cargas laterales que surgen de los efectos inerciales en la estructura del puente. Sin embargo, se debe recordar que los cargas inerciales son generadas por la interacción del movimiento del suelo de campo libre con los pilotes y que los desplazamientos de campo libre pueden influir en los momentos de flexión. Esto se ilustra de una manera idealizada en la figura A10.2-3. Las historias del tiempo de desplazamiento del terremoto de campo libre dan su opinión sobre los elementos de la interfaz de la resistencia lateral, lo que a su vez transfiere movimiento al pilote. Cerca de las cabezas de pilotes, los momentos de flexión serán dominados por las cargas laterales de interacción generadas por los efectos de inercia sobre la estructura del puente. A mayor profundidad (por ejemplo, superior a $10d$), donde la rigidez del suelo se incrementa progresivamente con respecto a la rigidez del pilote, los pilotes se verán obligados a deformarse de una manera similar a la del campo libre, y se acumulan los momentos de flexión como función de las curvaturas inducidos por campo libre desplazamiento.

Artículo 80. Para ilustrar la naturaleza de los desplazamientos de campo libre, se hace referencia a la Figura A10.2-4, que representa perfil de 61m de profundidad del suelo no cohesivo sometido al centro del terremoto. La respuesta de campo libre se determinó usando un análisis de respuesta no lineal, unidimensional. A partir de los perfiles de desplazamiento mostrados en momentos específicos, las curvaturas se pueden calcular y calcular los momentos de flexión si se supone que el pilote está limitado a desplazar en fase con la respuesta de campo libre.

Artículo 81. Las curvaturas grandes podrían desarrollar en las interfaces entre los suelos blandos y rígidos y, claramente, en casos como el énfasis debe colocarse en el uso de pilotes flexibles dúctiles. Margason (1979) sugiere que las curvaturas de hasta 6×10^{-4} cm podrían ser inducidos por sismos intensos, pero no debería ser un problema para el acero bien diseñado o pilotes de concreto pretensado.

Artículo 82. Los estudios que incorporen el sistema completo de la interacción de la estructura suelo-pilote, tal como se presenta en la Figura A10.2-3, han sido descritos por Penzien (1970) para un sistema de puentes de pilotes en una arcilla blanda profunda. Un similar pero más simple sistema de interacción de la estructura suelo- pilote (SPASM) a la utilizada por Penzien ha sido descrito por Matlock et al. (1978). El modelo utilizado es, en efecto, una versión dinámica del programa anteriormente mencionado BMCOL.

CAPÍTULO III REQUERIMIENTOS ESPECIALES DEL PILOTE (AASHTO A10.3)

Artículo 83. Las incertidumbres de las características de respuesta del suelo y el puente conducen a la conveniencia de pilotes tolerantes y sistemas de cimentaciones. La tenacidad bajo la curvatura inducida y cizallas se requiere, y por lo tanto tales como en H y pilotes entubados de acero rellenos de concreto son favorecidos por zonas altamente sísmicas. Los pilotes de concreto no reforzado son frágiles por naturaleza, así que el refuerzo longitudinal nominal se especifica para reducir este riesgo. El acero reforzado debe ser extendido en la zapata para atar elementos y para ayudar en la transferencia de carga del pilote a la tapa del pilote.

Artículo 84. La experiencia ha demostrado que los pilotes de concreto reforzado tienden a moverse o romperse inmediatamente debajo de la tapa del pilote. Por lo tanto, el espacio de empate es reducido en

esta área, así el concreto es mejor reducido. Los pilotes hincados prefabricados deben ser construidos con acero en espiral de confinamiento considerable para garantizar una buena resistencia al corte y la tolerancia de las curvaturas de rendimiento, si ello fuera impartido por el suelo o la respuesta estructural. Claramente, es deseable para garantizar que los pilotes no fallen por debajo del nivel del suelo y la fluencia de flexión en las columnas se vea obligada a producirse por encima del nivel del suelo. Los requisitos adicionales del diseño de pilotes impuestos sobre pilotes de puentes clasificados como zonas 3 y 4, por lo que la carga del terremoto es más grave, reflejando una filosofía de diseño dirigido a minimizar los daños subterráneos que no son fácilmente inspeccionados después de un terremoto de gran magnitud.

BORRRADOR

TITULO IX

Estribos, Muros y Pilas

APÉNDICE A11

DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Artículo 85. GENERAL. Este Apéndice proporciona información que complementa las disposiciones contenidas en la Sección 11 con respecto al diseño de muros y estribos en voladizo para fuerzas sísmicas. Se proporciona metodología detallada de diseño para el cálculo de las presiones sísmicas del suelo, tanto activa como pasiva. También se proporciona la metodología para la estimación de la deformación del muro debido a la aceleración sísmica.

Artículo 86. DESEMPEÑO DE MUROS EN SISMOS PASADOS Ya en 1970, Seed and Whitman (1970) concluyeron que "muchos muros adecuadamente diseñados para presiones estáticas del suelo tienen automáticamente la capacidad de aguantar movimientos del terreno por terremoto de magnitudes sustanciales y, en muchos casos, puede no necesitarse disposiciones sísmicas especiales". Seed and Whitman indicaron que esta afirmación se aplica a los muros de gravedad y semigravedad con aceleraciones pico del terreno de hasta 0.25g. Recientemente, Bray et al. (2010) y Lew et al. (2010a, 2010b) indican que los incrementos de la presión lateral del suelo debido al movimiento sísmico del terreno son probablemente insignificantes para aceleraciones pico del terreno de 0.3g a 0.4 g o menos, indicando que los muros diseñados para resistir cargas estáticas (es decir, en los estados límites de resistencia y de servicio) probablemente tendrán estabilidad adecuada para el caso de carga sísmica, especialmente al considerar que los factores de carga y de resistencia usados para el diseño en el estado límite de Evento Extremo I están cerca de o valen 1.0.

Artículo 87. Después del terremoto de San Fernando en 1971, Clough y Frigaszy (1977) evaluaron el daño en las estructuras de canalización de las vías de inundación [floodway structures]¹, consistentes en muros de concreto en voladizo (verticales) estructuralmente amarrados a una losa de piso formando una estructura en forma de U. Ellos encontraron que donde la aceleración pico del terreno a lo largo de las estructuras era menor que 0.5g no se observaba ningún daño. Sin embargo, se observó daño y colapso de muros donde las aceleraciones eran mayores que 0.5 g o se observó daño localizado donde las estructuras cruzaban la falla sísmica y el daño era bastante localizado. Ellos notaron que aunque se usó mayor acero de refuerzo en la estructura de lo requerido en el diseño estático, la estructura no se había diseñado explícitamente para resistir fuerzas sísmicas. Gazetas et al. (2004) observaron que los muros de semigravedad en voladizo con poca o ninguna sobrecarga expuesta a la vibración en el terremoto de Atenas de 1999 se desempeñaron bien para aceleraciones pico del terreno de hasta poco menos de 0.5 g aunque los muros no se habían diseñado específicamente para lidiar con fuerzas sísmicas. Lew et al. (1995) hicieron observaciones similares respecto a muros anclados en el terremoto de Northridge de 1994 y Tatsuoka (1996), similarmente, observaron un buen desempeño de muros de gravedad de tierra estabilizada mecánicamente en el terremoto de Kobe en 1995. Ver Bray et al. (2010), Lew et al. (2010a, 2010b), y Al Atik y Sitar (2010) para antecedentes acerca de observaciones del desempeño de muros y la generación de presiones sísmicas del suelo.

Artículo 88. Los muros que cumplen los requisitos del Artículo 11.5.4.2, que permite que no se realice un análisis sísmico, han demostrado consistentemente un buen desempeño en terremotos pasados. Para el desempeño de muros en terremotos específicos, ver las siguientes referencias:

- Gravity and semigravity cantilever walls in the 1971 San Fernando Earthquake (Clough and Frigaszy, 1977).
- Gravity and semigravity cantilever walls in the 1999 Athens Earthquake (Gazetas et al., 2004).
- Soil nail walls and MSE walls in the 1989 Loma Prieta, California earthquake (Vucetic et al., 1998 and Collin

- et al., 1992, respectively).
- MSE walls in the 1994 Northridge, California earthquake (Bathurst and Cai, 1995).
- MSE walls and reinforced concrete gravity walls in the 1995 Kobe, Japan earthquake (Tatsuoka et al., 1996).
- MSE walls and concrete gravity and semigravity walls in the 2010 Maule, Chile earthquake (Yen et al., 2011).
- Summary of the performance of various types of walls (Koseki et al., 2006).
- Reinforced earth walls withstand Northridge Earthquake (Frankenberger et al., 1996).
- The Performance of Reinforced Earth Structures in the Vicinity of Kobe during the Great Hanshin Earthquake (Kobayashi et al., 1996).
- Evaluation of Seismic Performance in Mechanically Stabilized Earth Structures (Sankey et al., 2001).

Artículo 89. Sin embargo, ha habido algunas fallas de muros en notables sismos pasados. Por ejemplo, Seed y Whitman (1970) indicaron que algunos muros de gravedad de concreto y muros de muelles (estructuras de gravedad y muros tablestacados en voladizo anclado), en el Gran Terremoto de Chile de 1960 y en el terremoto de Niigata, Japón en 1964, sufrieron desplazamientos severos o incluso colapso completo. En la mayoría de esos casos, la licuefacción significativa detrás o debajo del muro fue la causa probable de la falla. Por ende, el Artículo 11.5.4.2 especifica que debe realizarse un análisis sísmico si la licuefacción o pérdida severa de resistencia en arcillas sensibles pueden causar inestabilidad en el muro. Seed y Whitman (1970) indican, sin embargo, que ha sido infrecuente el colapso de muros localizados por encima del nivel freático.

Artículo 90. Tatsuoka et al. (1996) indican que varios de los muros de gravedad de mampostería y de concreto muy viejos (1920 a 1960) expuestos a vibración fuerte en el terremoto de Kobe, Japón, en 1995, colapsaron. En esos casos, el colapso probablemente se debió a la presencia de suelos de cimentación débiles que tenían una resistencia inadecuada al contacto y al deslizamiento y, en unos pocos casos, debido a la presencia de sobrecarga de taludes muy empinados (por ejemplo, 1.5H:1 V) combinada con condiciones pobres del suelo. La licuefacción del suelo pudo haber sido un factor contribuyente en algunos de esos casos. Estos colapsos de muros estaban localizados en su mayoría en las áreas de más severa vibración (tan alta como 0.6g a 0.8g). Como se anotó antes, Clough y Fragaszy (1977) observaron muros de concreto en voladizo sosteniendo vías de inundación de canal abierto que habían colapsado donde las aceleraciones pico del terreno eran de 0.5g o más en el terremoto de San Fernando en 1971. Sin embargo, en ese caso, las condiciones del suelo eran buenas. Todos estos casos de muros donde ocurrió colapso, daño o deformación severos están bien por fuera de las condiciones y las situaciones para las cuales el Artículo 11.5.4.2 permite omitir el diseño sísmico de los muros.

Artículo 91. El establecimiento del límite de 0.4g para las disposiciones de omisión del análisis sísmico del Artículo 11.5.4.2 representa un compromiso razonable entre las observaciones de la modelación en laboratorio y las situaciones de muros en escala real (es decir, la modelación de laboratorio indica que las presiones sísmicas del suelo son muy bajas, por debajo de 0.4g, y los muros en terremotos reales comienzan a tener problemas serios, incluso colapsos en suelos relativamente buenos, cuando la aceleración es mayor que 0.5g y el muro no se ha diseñado para la carga sísmica completa). Sin embargo, si ocurre pérdida de resistencia y flujo del suelo debido a licuefacción o pérdida de resistencia en limos y arcillas sensibles, el muro puede colapsar con valores menores de aceleración. Nótese que para los estudios de modelos de laboratorio, el límite de 0.4g representa el límite en el cual no parece desarrollarse presión sísmica significativa del suelo. Sin embargo, para muros con una masa estructural significativa, la fuerza inercial sobre la masa del muro en sí misma puede aún ocurrir con aceleraciones menores a 0.4g. En 0.4g, la combinación de la presión sísmica del suelo y la fuerza inercial del muro es probablemente todavía suficientemente pequeña como para controlar las fuerzas en el muro y su estabilidad, siempre y cuando la masa del muro no sea grande. Para muros de gravedad típicos, la masa del muro no es suficientemente grande para compensar la falta de incremento en la presión del suelo, debido a sismo, por debajo de 0.4g. Una posible excepción con respecto a las fuerzas inerciales de la masa del muro son los

muros de suelo estabilizado mecánicamente, aunque esa masa inercial consiste en el suelo dentro de la zona reforzada del suelo. Sin embargo, debido a su flexibilidad, los muros de suelo estabilizado mecánicamente se desempeñan mejor que los muros de concreto reforzado, de manera que el problema de la masa inercial puede no ser tan importante para ese tipo de muro. Nótese que la experiencia con muros en terremotos reales en los cuales los muros no se han diseñado para fuerzas sísmicas es limitada. Así, aunque todas las indicaciones apuntan a que no ocurren problemas mayores hasta que la aceleración es mayor que A_s de 0.5g, la mayoría de esos muros en los cuales se pudo hacer esa observación han sido reforzados para resistir algún grado de carga sísmica. Si los muros no se diseñan para carga sísmica, es razonable retroceder un poco del umbral observado de 0.5g. Por ende, 0.4g representa un colchón razonable con relación a al daño severo o colapso potencial observado para muros en terremotos con aceleraciones de 0.5g o más.

Artículo 92. Con base en experiencia previa, los muros que forman portales de túneles han tendido a exhibir más daño por terremoto que los muros en voladizo. Es probable que la presencia del túnel restrinja el movimiento del muro del portal, aumentando las fuerzas sísmicas a las que se somete el muro. Por ende, se recomienda un diseño sísmico en tales casos.

Artículo 93. CÁLCULO DE LA PRESIÓN SÍSMICA ACTIVA Las presiones sísmicas activas del suelo han sido estimadas usando el Método Mononobe-Okabe. Sin embargo, este método no es aplicable en algunas situaciones. Recientemente, Anderson et al. (2008) han sugerido el método generalizado de equilibrio límite (GLE) que es ampliamente aplicable. Ambos métodos se presentan en este documento. El Artículo 11.6.5.3 proporciona las Especificaciones que deben usarse para seleccionar cuál método utilizar.

a) Método Mononobe-Okabe — El método más utilizado para calcular los esfuerzos sísmicos del suelo que actúan sobre un estribo de puente es un enfoque estático desarrollado en la década de 1920 por Mononobe (1929) y Okabe (1926). El análisis de Mononobe-Okabe es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo. Los trabajos de Seed y Whitman (1970) y Richards y Elms (1979) describen en detalle el procedimiento de análisis. El enfoque adopta las siguientes hipótesis:

1. El estribo se puede desplazar lo suficiente para permitir la movilización de la resistencia total del suelo o permitir condiciones de empuje activo. Si el estribo está fijo y es incapaz de moverse las fuerzas del suelo serán mucho mayores que las anticipadas por el análisis de Mononobe-Okabe.
2. El relleno detrás del muro es no cohesivo y tiene un ángulo de fricción ϕ
3. El relleno detrás del muro está en condiciones no saturadas, de modo que no surgirán problemas de licuefacción

El Método M-O se ilustra en la Figura A11.3.1-1 y la ecuación usada para calcular $AE K$ se describe a continuación de la figura.

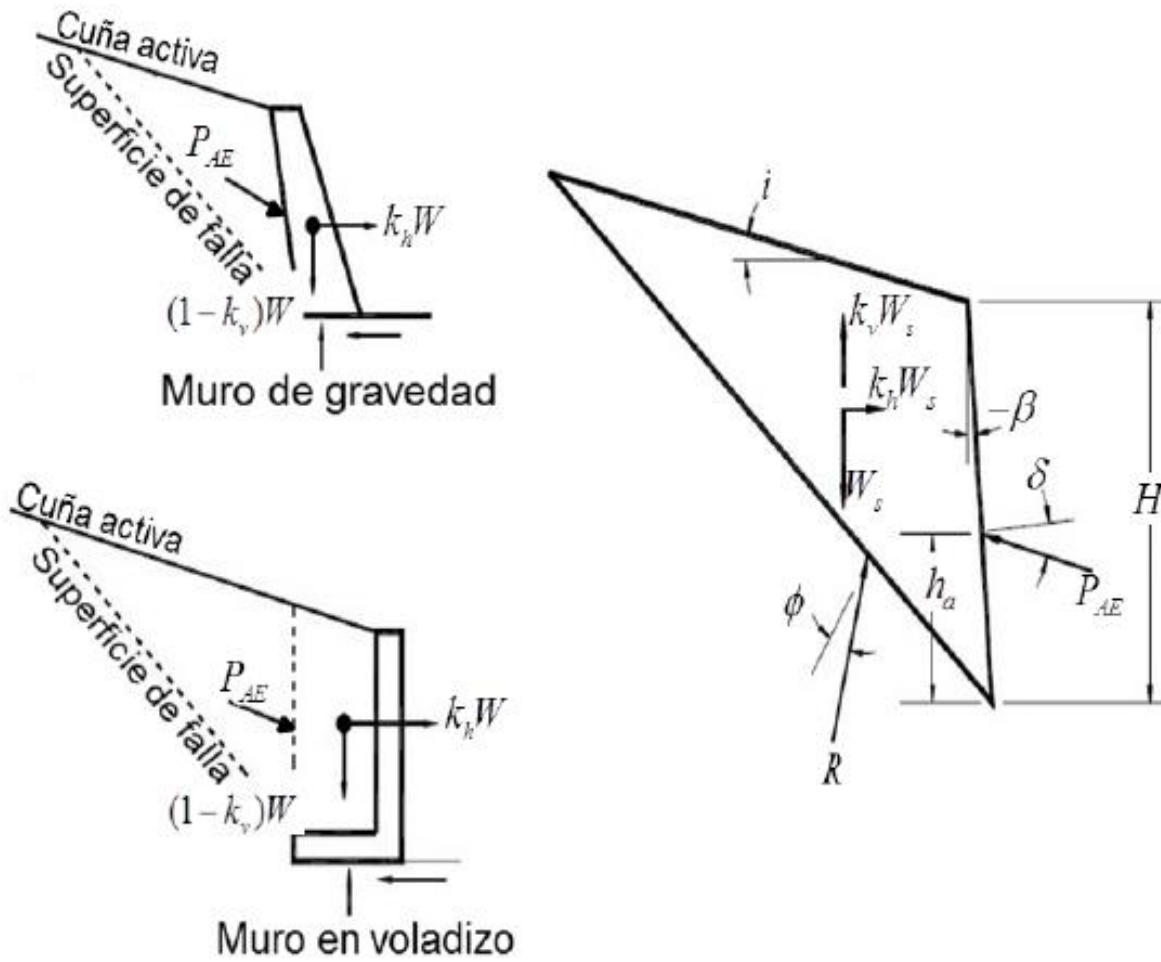


Figura A11.3.1-1 Diagramas de fuerza del método Mononobe - Okabe

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos \theta_{MO} \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cos(i - \beta)}} \right]^2$$

Donde:

K_{AE} = coeficiente de presión sísmica activa del suelo (adim)

γ = peso unitario del suelo (N/mm³)

H = altura del muro (mm)

h = altura del muro en la parte trasera del talón del muro considerando la altura de la sobrecarga inclinada, si la hay, (mm)

ϕ_f = ángulo de fricción del suelo (grados)

θ_{MO} = $\arctan(k_h/(1-k_v))$ (grados)

- δ = ángulo de fricción en la interfase muro-relleno (grados)
 k_h = coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adim)
 k_v = coeficiente de aceleración sísmica vertical (adim)
 i = ángulo de inclinación de la superficie del relleno (grados)
 β = inclinación del muro respecto de la vertical (negativo tal como se ilustra) (grados)

En la discusión que sigue con respecto al método *M-O*, H y h deben considerarse intercambiables, dependiendo del tipo de muro en consideración (ver Figura A11.3.1-1).

Mononobe y Matsuo (1932) originalmente sugirieron que la resultante de la presión activa del suelo durante carga sísmica permanece igual que cuando sólo se presentan fuerzas estáticas (es decir, $H/3$ o $h/3$). Sin embargo, consideraciones teóricas de Wood (1973), quien encontró que la resultante de la presión dinámica actúa aproximadamente en la mitad de la altura, y consideraciones empíricas de estudios de modelos resumidos por Seed y Whitman (1970) quienes sugirieron que a/h podría obtenerse suponiendo que el componente estático de la fuerza del suelo actúa a $H/3$ de la base del muro y que el efecto dinámico adicional actúa a una altura de $0.6H$, resultaron en el aumento de la altura de la localización de la resultante por encima de la base del muro. Por lo tanto, en la práctica pasada, los diseñadores han supuesto típicamente que $2ah \leq H$ con una presión uniformemente distribuida. Nótese que si el muro tiene un talón sobresaliente o si el muro es un muro de suelo estabilizado mecánicamente entonces tiene que reemplazarse H con h en la discusión anterior.

Análisis posteriores de muros a escala real en terremotos, sin embargo, indican que las resultantes de presión de suelo localizadas más arriba que $H/3$ sobrestiman la fuerza, resultando en la predicción de la falla del muro cuando en realidad el muro se desempeñó bien (Clough and Frigaszy, 1977). Investigaciones recientes indican que la localización de la resultante de la presión total de suelo (estática más sísmica) debe localizarse a un tercio de la altura desde la base del muro con base en ensayos de modelos centrífugos sobre muros de gravedad (Al Atik y Sitar, 2010; Bray et al., 2010; y Lew et al., 2010). Sin embargo, trabajos recientes por otros (Nakamura, 2006) también indican que la localización de la resultante podría estar un poco más arriba, dependiendo de las especificidades del movimiento del terreno y de los detalles del muro.

Un enfoque razonable es suponer que para muros rutinarios, la resultante combinada estática y dinámica debe localizarse en el mismo lugar de la resultante de la presión estática del suelo pero no menos que $h/3$. Como hay poca evidencia que en dichos casos la localización de la resultante combinada estática y sísmica podría ser levemente más alta que la resultante de la presión estática del suelo, debe considerarse una localización levemente más alta (por ejemplo $0.4h$ a $0.5h$) para diseño sísmico de muros para los cuales el impacto de la falla del muro es relativamente alto. Sin embargo, para diseños de muros rutinarios, es suficiente una localización de la resultante combinada estática y sísmica igual a la usada para diseño estático (Por ejemplo $h/3$).

Los efectos de la inercia del estribo no se tienen en cuenta en el análisis Mononobe-Okabe. Muchos procedimientos actuales suponen que las fuerzas inerciales debidas a la masa del estribo mismo puede omitirse al considerar el comportamiento sísmico y el diseño sísmico. Esta no es una suposición conservadora, y para aquellos estribos que cuya estabilidad depende de su masa, tampoco es una suposición razonable, ya que ignorar la masa es ignorar un aspecto principal de su comportamiento. Los efectos de la inercia del muro se discuten ampliamente en Richards y Elms (1979), quienes muestran que las fuerzas inerciales del muro no deben ignorarse en el diseño de muros de contención de gravedad.

b) Modificación del Método de Mononobe-Okabe para Considerar la Cohesión

La ecuación de $M-O$ para la determinación de la presión sísmica activa del suelo tiene muchas limitaciones, como se discute en Anderson et al. (2008). Estas limitaciones incluyen la inhabilidad para tener en cuenta la cohesión que ocurre en el suelo. Esta limitación se ha considerado volviendo a derivar la presión sísmica activa del suelo usando un análisis del tipo de la cuña de Coulomb. Generalmente, los suelos con más del 15 por ciento de contenido de finos pueden suponerse no drenados durante la carga sísmica. Para esta condición de carga, debe usarse los parámetros de esfuerzo total del suelo, γ y c .

La Ec. A11.3.2-1 se proporciona en Anderson et al. (2008), y la Figura A11.3.2-1 muestra los términos de la ecuación. Esta ecuación es muy simple y práctica para el diseño de muros de contención y ha sido calibrada con programas de computador de estabilidad de taludes.

$$P_{AE} = \frac{w[(1-k_v)\tan(\alpha-\phi)+k_h] - CL[\sin\alpha\tan(\alpha-\phi)+\cos\alpha] - C_A H[\tan(\alpha+\phi)\cos\omega+\sin\omega]}{[1+\tan(\delta+\omega)\tan(\alpha-\phi)]*\cos(\delta+\omega)} \quad \text{A11.3.2-1}$$

Las únicas variables en la Ecuación A11.3.2-1 son el ángulo del plano de falla α y la longitud de la superficie de la cuña de prueba L . Los valores del ángulo de fricción (ϕ) el coeficiente de aceleración sísmica horizontal (k_h) el coeficiente de aceleración sísmica vertical (k_v), la cohesión del suelo (C) la adherencia muro-suelo (C_A) el ángulo de fricción entre el suelo y el muro (δ) y el ángulo entre el suelo y el muro (ω) los define el diseñador con base en las condiciones del sitio y los mapas de amenaza sísmica del país mostrados en la Sección 3.

El enfoque recomendado en esta Sección es asumir que $k_v = 0$ y que $k_h = \text{PGA}$ ajustado por los efectos de sitio (es decir, A_s , k_{h0} , o k_h , o alguna combinación de éstos, si el muro tiene una altura mayor a 6000mm y puede ocurrir desplazamiento horizontal del muro y es aceptable). Si se permite una deformación permanente del terreno de 25 mm a 50 mm durante el evento sísmico de diseño. En cualquier otro caso, debe usarse el coeficiente de aceleración pico del terreno. La Ecuación A11.3.2-1 puede calcularse fácilmente en una hoja de cálculo. Usando una hoja de cálculo simple, el usuario puede buscar el ángulo α y calcular el valor máximo de P_{AE} .

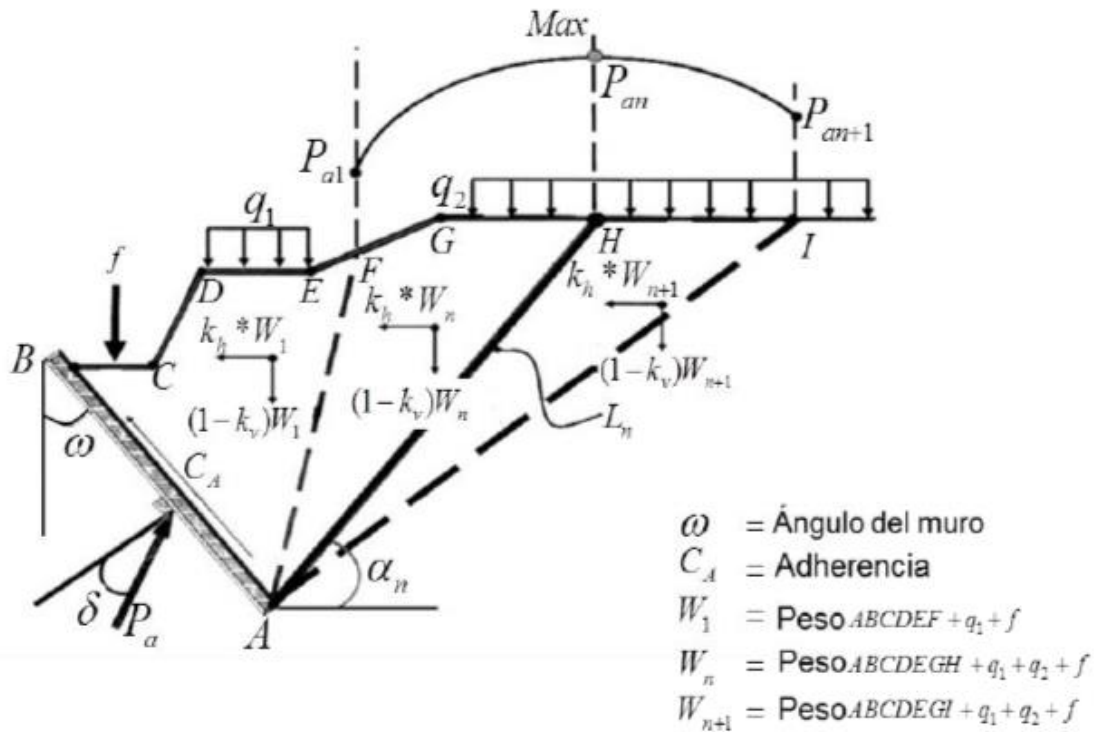


Figura A11.3.2-1 — Cuña sísmica activa

Los siguientes gráficos se desarrollaron usando la Ec. A11.3.2-1. Estos gráficos se basan en terreno a nivel detrás del muro y en un ángulo de fricción del muro (δ) de 0.67ϕ . Generalmente, para la determinación de la presión activa, la fricción de la interfaz del muro tiene un efecto menor sobre el coeficiente sísmico de presión. Sin embargo, la Ec.

A11.3.2-1, el método generalizado del equilibrio límite, o los gráficos, pueden ser derivados de nuevo para la fricción específica de la interfaz del muro si este efecto es de preocupación o de interés.

SECCIÓN 11

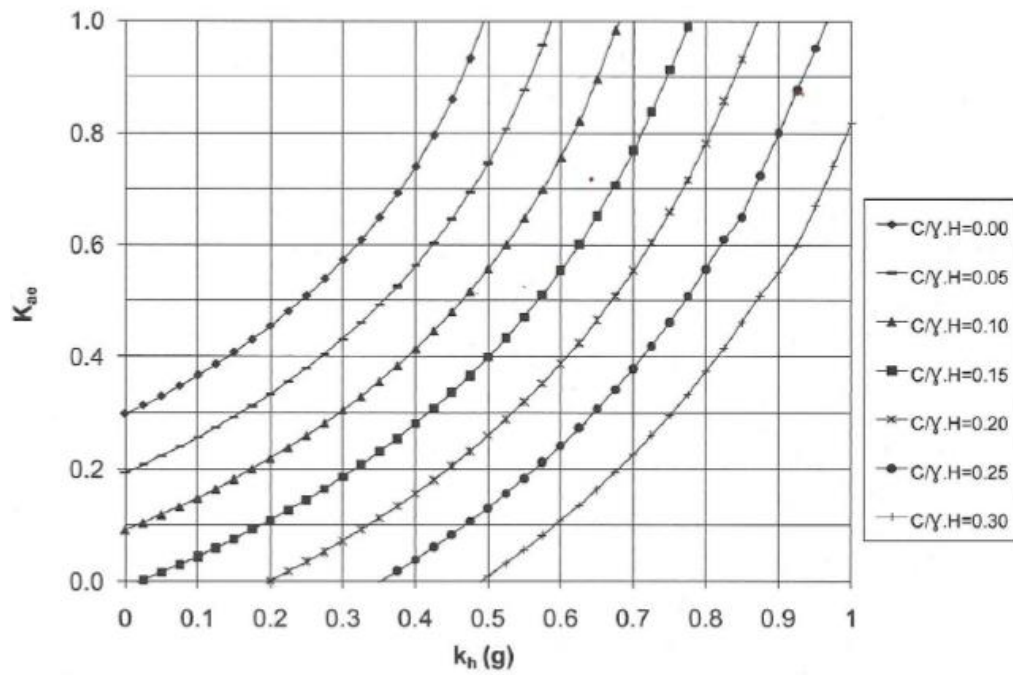


Figura A11.3.2-2 – Coeficiente de presión sísmica activa del suelo para $\phi = 30$ grados (c = cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, y H = altura del muro de contención)

Nota: $k_h = k$ para muros con altura mayor que 6000 mm. Ésto podría ser H o h tal como se define en la Figura A 11.3.1-1.

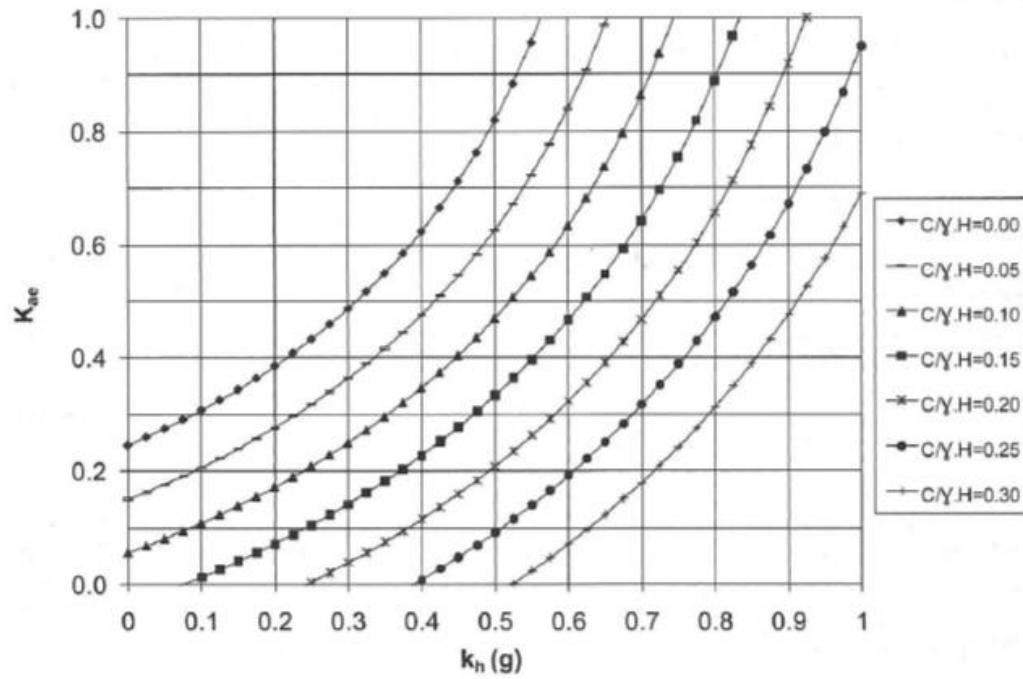


Figura A11.3.2-3 – Coeficiente de presión sísmica activa del Suelo para $\phi = 35$ grados (c = cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, y H = altura del muro de contención)

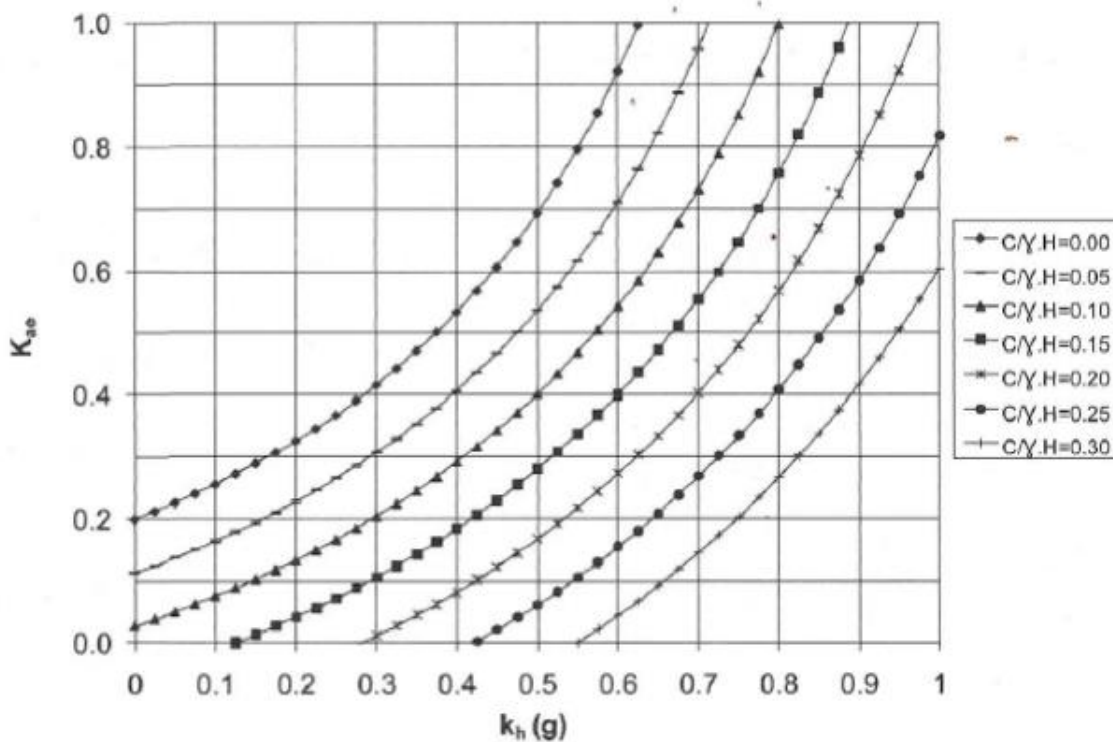


Figura A11.3.2-4 – Coeficiente de presión sísmica activa del suelo para $\phi = 40$ grados (c = cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, y H = altura del muro de contención)

c) Método generalizado de Equilibrio Límite (GLE)

En algunas situaciones, la ecuación M-O no es apropiada debido a la geometría del relleno, el ángulo de la superficie de falla con relación al corte del talud detrás del muro, la magnitud de la vibración del terreno, o alguna combinación de estos factores (ver el Artículo C11.6.5.3). En dichas situaciones, un método generalizado del equilibrio límite, que involucra el uso de un programa de computador para la estabilidad del talud, es probablemente más apropiado para determinar las presiones del suelo requeridas para el diseño del muro de contención.

Los pasos del análisis generalizado de equilibrio límite (GLE) son los siguientes:

- Establecer la geometría del modelo, el nivel freático, y las propiedades de diseño del suelo. La cara interna vertical del talón del muro o el plano donde es necesario calcular la presión del suelo, debe modelarse como un contorno libre.
- Escoger un método de análisis de estabilidad de taludes apropiado. El método de Spencer generalmente ofrece buenos resultados porque satisface el equilibrio de fuerzas y momentos.
- Escoger un esquema apropiado de búsqueda de la superficie de deslizamiento. En muchos programas comerciales de análisis de estabilidad de taludes pueden examinarse superficies de falla circulares, lineales, multilineales o aleatorias.

- Aplicar la presión del suelo como una fuerza de contorno sobre la cara del suelo retenido. Para casos sísmicos, la localización de la fuerza puede asumirse inicialmente en $1/3h$ del suelo retenido. Sin embargo, pueden examinarse diferentes puntos de aplicación entre $1/3h$ y $0.6H$ desde la base del muro para determinar la fuerza sísmica máxima de presión de suelo. El ángulo de la fuerza aplicada depende del ángulo de fricción supuesto entre el muro y el suelo del relleno (típicamente $2/3\phi$ para muros de gravedad rígidos) o el ángulo de fricción del suelo (muros de semigravedad). Si también se necesitan las fuerzas estáticas (es decir, no sísmicas), la localización de la fuerza estática se supone a un tercio de la base ($1/3H$, donde H es la altura del suelo sostenido).
- Buscar la localización de la carga y la superficie de falla dando la carga máxima para equilibrio límite (relación entre capacidad y demanda de 1.0, es decir, $FS = 1.0$).
- Verificar las suposiciones de diseño y las propiedades del material examinando las cargas sobre tajadas individuales en la salida como sea necesario.

Discusión y directrices adicionales con respecto a este enfoque se proporcionan en el NCHRP Reporte 611 (Anderson et al., 2008).

Artículo 94. PRESIÓN SÍSMICA PASIVA

Esta Sección proporciona gráficos para la determinación de los coeficientes sísmicos de presión pasiva del suelo para un suelo con cohesión y fricción con base en el método del registro espiral [log spiral method]. Estos gráficos se desarrollaron usando el método del equilibrio reportado en Anderson et al. (2008). El método incluye las fuerzas inerciales dentro de la masa del suelo, así como las geometrías y las cargas variables de la superficie del suelo.

Las ecuaciones usadas en este enfoque se dan abajo. La Figura A11.4-1 define los términos usados en la ecuación.

$$dE_i = \frac{W_i(1-K_v)[\tan(\alpha_i + \phi) - K_h] + CL_i[\sin\alpha_i \tan(\alpha_i + \phi) + \cos\alpha_i]}{[1 - \tan\delta_i \tan(\alpha_i - \phi)] * \cos\delta_i} \quad (\text{A11.4-1})$$

$$P_p n = \frac{\sum_1^i dE}{[1 - \tan\delta_w \tan(\alpha_w - \phi)] * \cos\delta_w} \quad (\text{A11.4-2})$$

$$K_p n = \frac{2P_p}{\gamma h^2} \quad (\text{A11.4-3})$$

donde ϕ es el ángulo de fricción del suelo, c es la cohesión, y δ es la fricción en la interfaz del muro.

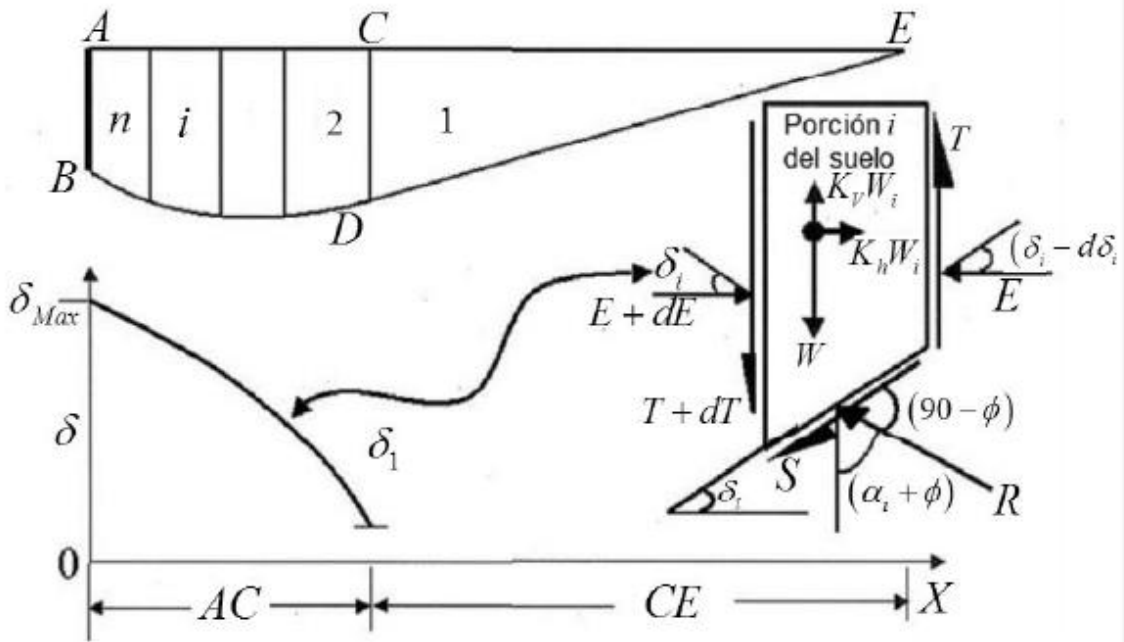


Figura A11.4-1 – Límites y forma de la función de la fuerza sísmica entre las porciones (reportado en Anderson et al., 2008)

Como se muestra, el método de análisis divide la masa deslizante del relleno en muchas tajadas. Se supone que las fuerzas de cortante se disipan desde un máximo en la cara del muro (AB) hasta las fuerzas de cortante inducidas sísmicamente en la cara (CD) de la primera tajada como se ve en la Figura A11.4-1.

La metodología descrita arriba se usó para desarrollar una serie de gráficos (Figuras A11.4-2 a A11.4-4) para una condición de relleno a nivel. Estos gráficos pueden usarse para estimar el coeficiente sísmico de presión pasiva del suelo. La fricción en la interfaz para estos gráficos es 0.68ϕ . Estos procedimientos y gráficos pueden usarse para estimar el coeficiente sísmico pasivo para otras condiciones de interfaz y de geometría del suelo.

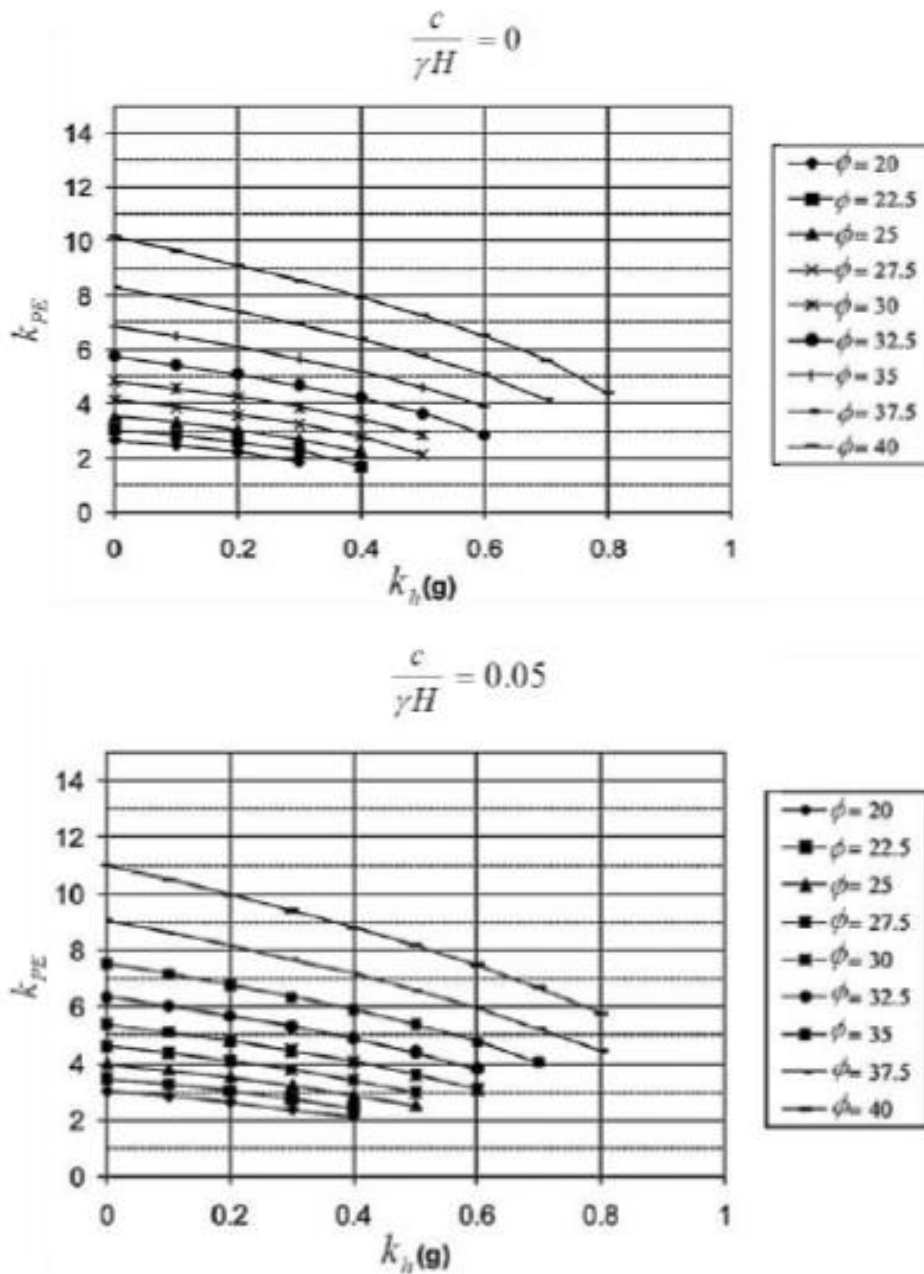


Figura A11.4-2 – Coeficiente de presión sísmico pasiva del suelo con base en el Método de la Espiral Logarítmica para $c/\gamma H = 0$ y 0.05 (c = cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, y H = altura o profundidad del muro sobre la cual actúa la resistencia pasiva)

Nota: h si $h > k = A = k$ para alturas de muro mayores que 6000 mm.

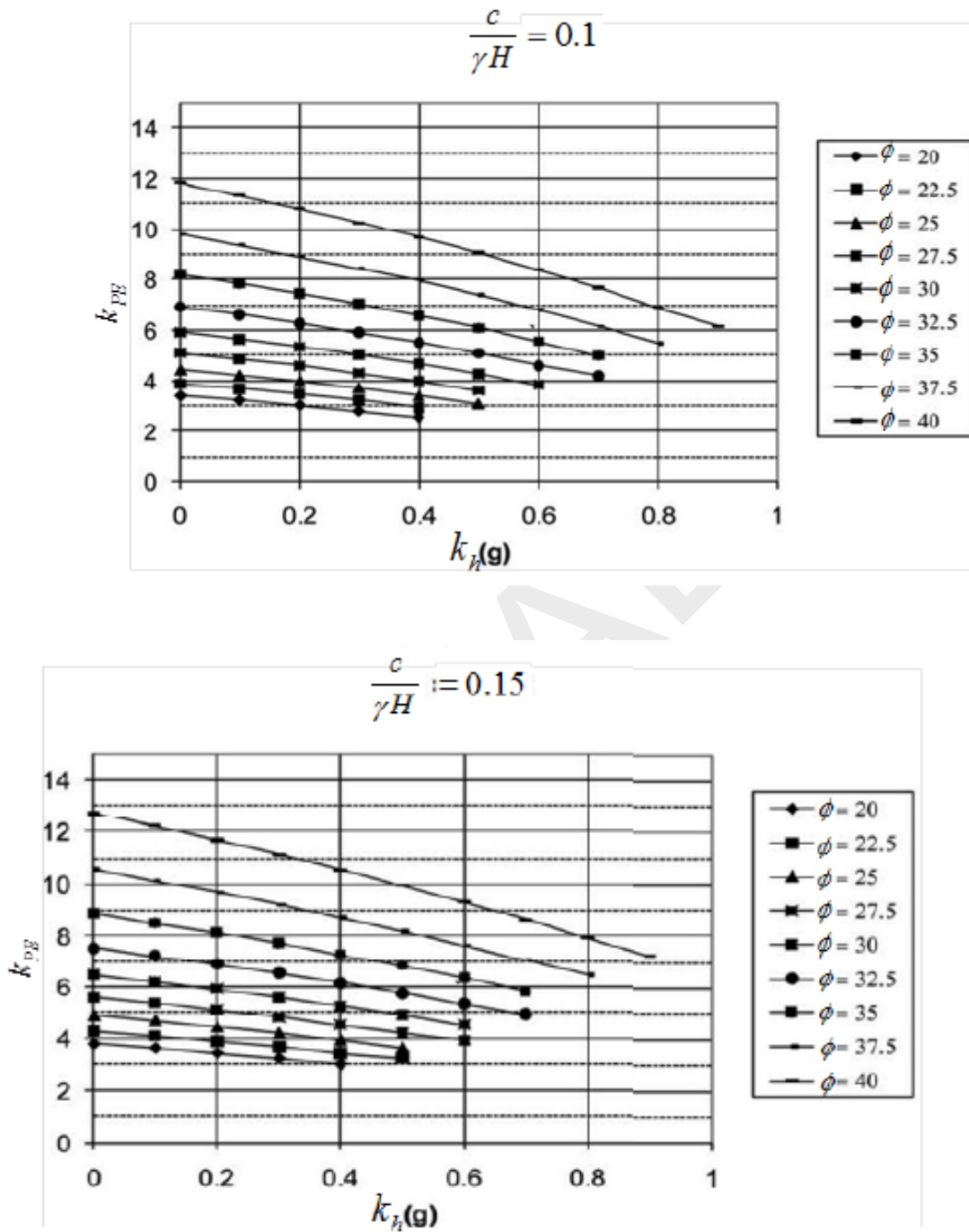


Figura A11.4-3 – Coeficiente de presión sísmico pasiva del suelo con base en el Método de la Espiral Logarítmica para $c/\gamma H = 0.1$ y 0.15 (c = cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, y H = altura o profundidad del muro sobre la cual actúa la resistencia pasiva)

Artículo 95. ESTIMACIÓN DE LA ACELERACIÓN SÍSMICA DEL MURO CONSIDERANDO LA DISPERSIÓN DE LA ONDA Y EL DESPLAZAMIENTO DEL MURO

La aceleración sísmica que actúa sobre el muro durante un sismo está afectada tanto por la dispersión de la onda como por el desplazamiento del muro (ver el Artículo 11.6.5.2 y su comentario).

Con respecto a los efectos de la deformación del muro durante la vibración, el concepto del bloque deslizando de Newmark (Newmark, 1965) se desarrolló originalmente para evaluar la estabilidad sísmica del talud en términos de desplazamiento del talud inducido por el sismo en contraposición con un factor de seguridad contra la fluencia bajo aceleraciones pico del talud. El concepto se ilustra en la Figura A11.5-1, donde el procedimiento de doble integración sobre las aceleraciones que exceden la aceleración de fluencia conduce a un desplazamiento acumulado inclinado hacia abajo.

El concepto de permitir que los muros de gravedad se deslicen durante una carga sísmica y de un diseño basado en desplazamiento (es decir, usar un análisis del bloque deslizando de Newmark para calcular desplazamientos cuando las aceleraciones exceden el equilibrio límite horizontal, la aceleración de fluencia para el sistema muro-relleno) fue introducido por Richards and Elms (1979). Con base en este concepto, Elms and Martin (1979) sugirieron que sería adecuado un coeficiente de aceleración de 0.5 para un diseño de equilibrio límite pseudoestático, siempre y cuando se incluya una tolerancia para el desplazamiento horizontal del muro de 10 *PGA* en pulgadas. El término *PGA* en Elms and Martin es equivalente al *PGA F PGA* o *hok* en estas Especificaciones.

En muchas situaciones, el análisis de Newmark o sus simplificaciones (por ejemplo, los gráficos del desplazamiento de diseño o las ecuaciones basadas en el método de análisis de Newmark para ciertos casos típicos, o el uso de $0.5 k_h = k_{ho}$) son suficientemente exactos. Sin embargo, a medida que aumenta la complejidad del sitio o del sistema suelo-muro, pueden necesitarse métodos de modelación numérica más rigurosos.

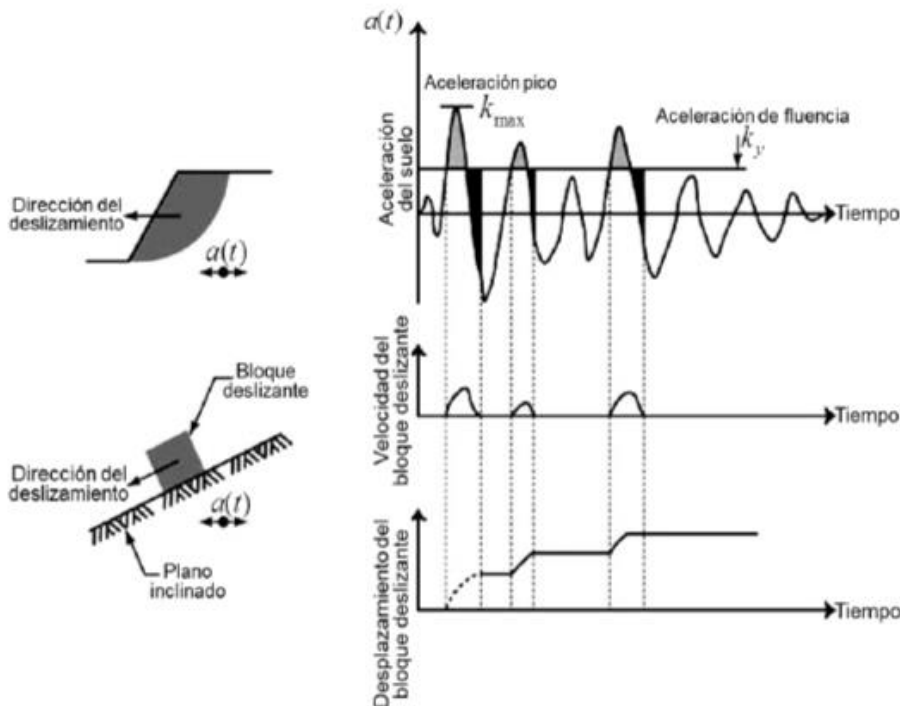


Figura A11.5-1 – Concepto del bloque deslizando de Newmark

En los siguientes numerales se proporcionan detalladamente tres procedimientos simplificados de diseño, para evaluar los efectos de la dispersión de onda y la deformación lateral sobre el coeficiente de aceleración de diseño, k_h para estimar el coeficiente de aceleración. El primer método (Kavazanjian et al., 1997) no trata directamente la dispersión de la onda y, como la dispersión de la onda tiende a reducir la aceleración, el primer método es probablemente conservador. El segundo y tercer métodos tienen en cuenta la dispersión de onda y la deformación del muro pero son considerablemente más complejos que el primer método. Con respecto a la estimación de los efectos de la dispersión de onda, el segundo método (Anderson et al., 2008) usa un modelo simplificado que considera el efecto de la masa del suelo, pero no específicamente el efecto del muro como una estructura, mientras que el tercer método (Bray et al., 2010) proporciona un espectro de respuesta simplificado para el muro, considerando el muro como una estructura con un periodo fundamental. Con respecto al efecto de la deformación lateral del muro sobre la aceleración del mismo, ambos métodos están basados en muchos análisis de Newmark, usando esos análisis para desarrollar relaciones empíricas entre la aceleración de fluencia para el muro y el suelo retenido y la magnitud de deformación que se desarrolla. El método de Anderson et al. (2008) estima la deformación del muro para la entrada de aceleración de fluencia, la aceleración pico del terreno*, y la velocidad pico del terreno*, mientras que el tercer método (Bray et al., 2010) estima la aceleración reducida, $h k$, para una deformación y aceleración espectral especificadas en un periodo específico. Los tres procedimientos alternativos de diseño no deben mezclarse de ninguna manera.

a) Kavazanjian et al., (1997)

Kavazanjian et al. (1997) proporcionan la siguiente relación simplificada basada en el análisis del deslizamiento de Newmark, asumiendo que la velocidad, a falta de información sobre el registro del movimiento del terreno, es igual a $30A$:

$$k_h = 0.74 A_s \left(\frac{A_s}{d} \right)^{0.25} \quad (\text{A11.5.1-1})$$

donde:

A_s = coeficiente de aceleración sísmica del terreno especificado en la Ecuación. 3.10.4.2-2 (adim.)

$h k$ = coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adim.)

d = Desplazamiento lateral del muro (mm)

Esta ecuación estaba incluida en ediciones previas de estas Especificaciones. Esta ecuación no debe usarse para desplazamientos menores que 25mm o mayores que aproximadamente 200mm, ya que esta ecuación es una aproximación de un análisis de Newmark más riguroso. Sin embargo, la cantidad de deformación que es tolerable dependerá de la naturaleza del muro y el material contenido, así como de lo que está frente al muro. Este método puede ser más conservador que los métodos más complejos presentados a continuación. Note que este método no trata la dispersión de onda dentro del muro, lo que en la mayoría de los casos es conservador.

b) Reporte 611 del NCHRP – Anderson et al. (2008)

Para valores de h (como se define en el Artículo 11.6.5.2.2) mayores que 6000mm pero menores que 18000mm, el coeficiente sísmico usado para calcular las cargas laterales que actúan sobre un muro de

contención en voladizo pueden modificarse para tener en cuenta los efectos de los movimientos espacialmente variables detrás del muro, usando la siguiente ecuación:

$$k_h = \alpha k_{h0} \quad (\text{A11.5.2-1})$$

donde:

$$K_{h0} = \alpha k_{h0}$$

α = factor de reducción de la aceleración por altura del muro para tener en cuenta la dispersión de onda

Para sitios Clase C, D, y E:

$$\alpha = 1 + 0.01h (0.5\beta - 1) \quad (\text{A11.5.2-2})$$

donde:

h = altura del muro (mm)

$\beta = v \sqrt{1 + F_v S_1 / h_{h0}}$ (adim)

S_1 = coeficiente de aceleración espectral en 1 s (adim)

F_v = factor de ajuste de clase de sitio I

Para Clases de Sitio A y B (suelos de cimentación de roca dura y blanda), note que $h_0 k$ se incrementa por un factor de 1.2 como se especifica en el Artículo 11.6.5.2.1. La Ecuación A11.5.2-1 proporciona el valor de h_{hk} si se considera únicamente la dispersión de onda y no el desplazamiento lateral del muro.

Para muros de alturas mayores que 18000mm, deben realizarse estudios especiales de diseño sísmico que involucren el uso de modelos numéricos dinámicos. Estos estudios especiales se requieren en vista de las consecuencias potenciales de la falla de estos muros altos, así como de las limitaciones de la metodología simplificada de dispersión de la onda.

La base para el factor de reducción dependiente de la altura, descrito arriba, se relaciona con la respuesta de la masa de suelo detrás del muro de contención. La práctica común en la selección del coeficiente sísmico para el muro de contención ha sido asumir que el suelo de relleno detrás del muro de contención se comporta como un cuerpo rígido.

En este enfoque, el coeficiente sísmico horizontal (k_{h0}) se asume igual a $F_{PGA} PGA$ cuando se evalúan las fuerzas laterales que actúan sobre una zona de falla por presión activa. Aunque esta suposición puede ser razonable para muros con alturas menores que aproximadamente 6000 mm, para muros más altos, la magnitud de las aceleraciones en el suelo detrás del muro varían espacialmente como se muestra esquemáticamente en la Figura A11.5.2-1.

La naturaleza y variación de los movimientos del terreno dentro de un muro son complejos y pueden estar influenciados por la respuesta dinámica del sistema muro-suelo ante los movimientos que se inducen en el terreno debido al sismo. Adicionalmente a la altura del muro, la distribución de la aceleración depende de factores tales como las características frecuenciales de los movimientos inducidos en el terreno, el

contraste de rigidez entre el relleno y los suelos de cimentación, las características de rigidez y amortiguamiento globales del muro, y la pendiente del muro.

Desde un punto de vista del diseño, el efecto neto de los movimientos del terreno variables espacialmente, puede representarse por medio de un proceso de promedios sobre una zona potencial de presión activa, lo que conduce a un registro de la aceleración promedio en el tiempo y por tanto a la máxima aceleración promedio o coeficiente sísmico, como se muestra en la Figura A11.5.2-1.

Para evaluar este proceso de promediado, los resultados de una serie de estudios analíticos se documentan en el Reporte 611 del NCHRP (Anderson et al., 2008). Una evaluación de estos resultados forma la base para las ecuaciones simplificadas Ecs. A11.5.2-1 y A11.5.2-2. Los estudios analíticos incluyeron análisis de dispersión de onda suponiendo un medio elástico de suelo usando diferentes alturas de talud, con taludes entre casi vertical, para muros cortos, hasta significativamente inclinados, para muros altos, así como taludes más típicos de terraplenes (3H:1V) y con un conjunto de registros de terremotos. Las propiedades del continuo usadas para estos análisis era uniformes y por lo tanto no consideraron el efecto potencial de contrastes de impedancia entre materiales diferentes (es decir, las propiedades del muro vs. las del suelo circundante). Los registros de aceleración simulaban formas espectrales representativas de sitios del Oeste de los Estados Unidos (WUS) y sitios del Centro y del Este de los Estados Unidos (CEUS) y reflejaban diferentes magnitudes de terremoto y condiciones de sitio.

Adicionalmente, se realizaron análisis SHAKE unidimensionales dependientes de la altura (Schnaebel et al., 1972) para evaluar la influencia del comportamiento no lineal del suelo y de los contrastes de rigidez entre los suelos de relleno y los suelos de cimentación. Estos estudios también se calibraron contra estudios de elementos finitos para muros de suelo estabilizado mecánicamente documentados por Segrestin and Bastick (1988), los cuales forman la base para la ecuación de la aceleración máxima promedio (una función de A_s) proporcionada en ediciones previas de estas Especificaciones. Los resultados de estos estudios demuestran que la división entre el coeficiente de aceleración máxima promedio (k_h) y A_s (el factor α) depende principalmente de la altura del muro o del talud y la forma del espectro de aceleraciones (el factor β). El nivel de la aceleración tiene un efecto menor.

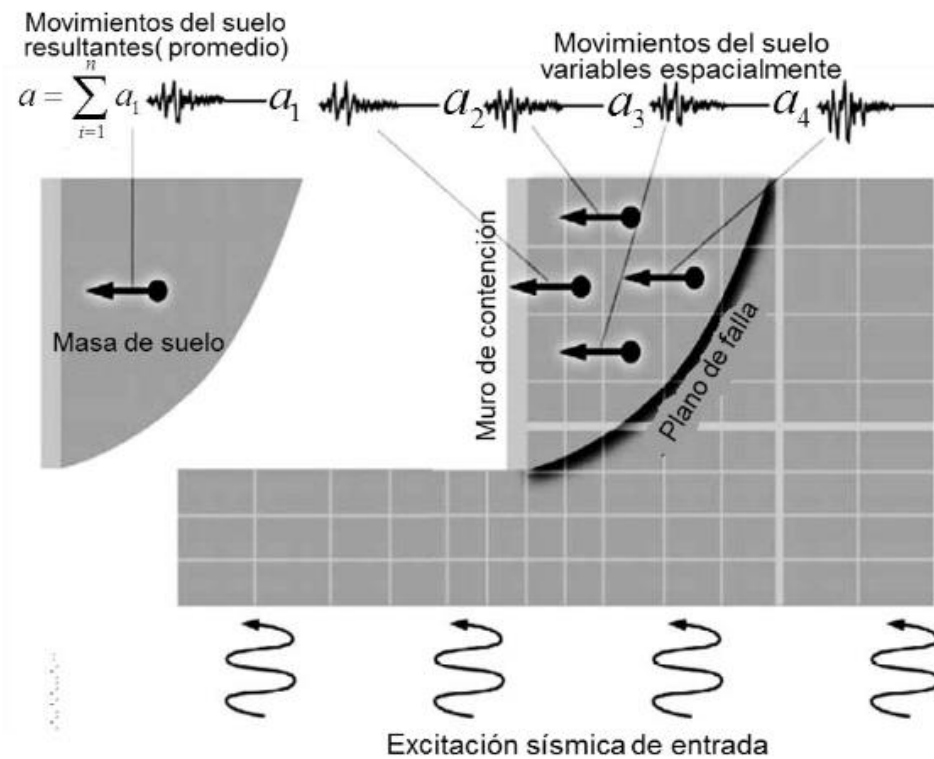


Figura A11.5.2-1 – Concepto del Coeficiente Sísmico Promedio

Se realizaron análisis de desplazamiento del bloque deslizando como parte del Reporte 611 del NCHRP (Anderson et al., 2008) usando una extensa base de datos de registros de terremotos. El objetivo de estos análisis era el de establecer relaciones actualizadas entre el desplazamiento del muro (d) y los siguientes tres términos: la relación k_y / k_{h0} , k_{h0} como se determina en el Artículo 11.6.5.2.1, y PGV . Dos grupos amplios de movimientos del terreno se usaron para desarrollar estas ecuaciones, CEUS y WUS, como se muestra en la Figura A11.5.2-2 (Anderson et al., 2008). Regresiones de estos análisis resultan en las siguientes ecuaciones que pueden usarse para estimar la relación entre el desplazamiento y la aceleración del muro.

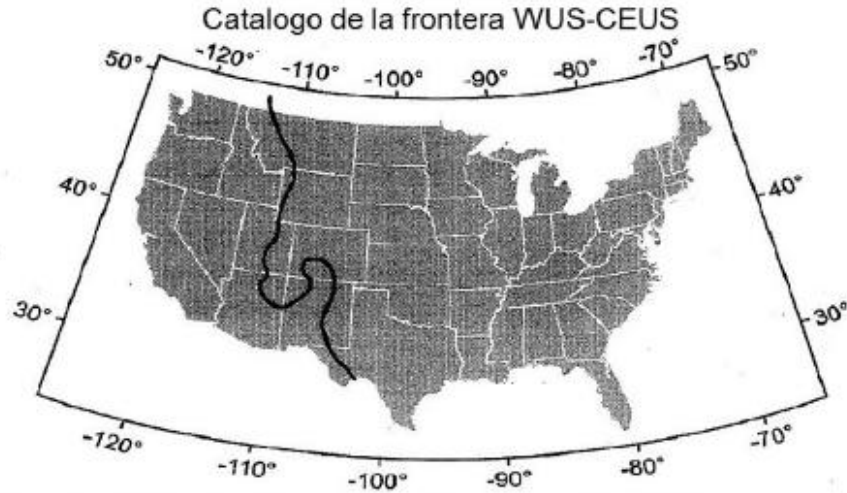


Figura A11.5.2-2 – Frontera entre movimientos del terreno en WUS y CEUS

Para todos los sitios excepto en sitios CEUS en roca (Categorías A y B), el desplazamiento promedio (mm) para una aceleración de fluencia dada puede estimarse como:

$$\log d = -1.51 - 0.74 \log \left(\frac{k_v}{k_{h0}} \right) + 3.27 \log \left(\frac{1 - k_y}{k_{h0}} \right) - 0.80 \log k_{h0} + 1.59 \log (PGV) \quad (A11.5.2-3)$$

donde:

k_y = aceleración de fluencia (adim)

Para sitios en CEUS en roca (Categorías A y B), este desplazamiento promedio (mm) puede estimarse como:

$$\log d = -1.51 - 0.74 \log \left(\frac{k_v}{k_{h0}} \right) + 3.27 \log \left(\frac{1 - k_y}{k_{h0}} \right) - 0.80 \log k_{h0} + 1.59 \log (PGV) \quad (A11.5.2-4)$$

Note que las ecuaciones de desplazamiento anteriores representan valores promedio. En las Ecuaciones. A11.5.2-3 y A11.5.2-4 es necesario estimar la velocidad pico del terreno (PGV) y la aceleración de fluencia (k_y). Los valores de PGV pueden determinarse usando la siguiente correlación entre PGV y las ordenadas espectrales para un periodo fundamental de 1 s (S_1).

$$PGV (in/s) = 38 F_v S_1 \quad (A11.5.2-5)$$

donde S_1 es el coeficiente espectral de aceleración para un periodo fundamental de 1s y F_v es el factor de ajuste de clase de sitio I.

El desarrollo de la correlación $PGV - S_1$ se basa en una simplificación de los análisis de regresión realizados sobre una extensa base de datos de sismos compuesta por acelerogramas registrados y por acelerogramas

sintéticos representativos de las condiciones de suelo y roca para WUS y CEUS. El estudio se describe en el reporte 611 del NCHRP (Anderson et al., 2008). Se encontró que la magnitud del sismo no necesita ser explícitamente en la correlación, ya que su influencia sobre PGV se captura mediante su influencia sobre el valor de S_1 . La ecuación está basada en el promedio calculado a partir de la simplificación del análisis de regresión.

Los valores de la aceleración de fluencia (k_y) pueden establecerse calculando el coeficiente sísmico para estabilidad global que resulta en una relación entre la capacidad y la demanda (C/D) de 1.0 (es decir, para estabilidad global del muro y del talud, el $FS=1.0$). Un programa convencional de estabilidad de taludes se usa normalmente para determinar la aceleración de fluencia. Para estos análisis, debe usarse usualmente los parámetros de resistencia de el esfuerzo total (no drenada) del suelo en el análisis de estabilidad. Ver la orientación sobre el uso de la cohesión del suelo para análisis sísmicos discutida en el Artículo 11.6.5.3 y su comentario.

Una vez se determina k_y , el efecto combinado de la dispersión de la onda y del desplazamiento lateral del muro d sobre k_h se determina como sigue:

$$k_h = \alpha k_y \quad (A11.5.2-6)$$

c) Bray et al. (2010), y Bray and Travararou (2009)

El método de Bray et al. (2010) (ver también Bray and Travararou, 2009) para estimar el valor de k_h aplicado a la masa del muro considera la dispersión de onda y la deformación lateral del muro. El método se desarrolló usando 688 registros de movimiento del terreno. El método caracteriza el movimiento del suelo usando una aceleración espectral con el cinco por ciento de amortiguamiento, la magnitud de momento, M , como un índice de la duración de la vibración, el periodo fundamental del muro, T_s y la deformación lateral del muro permitida durante la vibración. En este método, k_h se determina como sigue:

$$k_h = \exp\left(\frac{-\alpha + \sqrt{b}}{0.66}\right) \quad (A11.5.3-1)$$

donde:

$$\alpha = 2.83 - 0.566 \ln(S_a)$$

$$b = \alpha^2 - 1.33 \left[\ln(d) + 1.10 - 3.04 \ln(S_a) + 0.244 (\ln(S_a))^2 - 1.5T_s - 0.278(M-7) - \varepsilon \right]$$

S_a = coeficiente de aceleración espectral (con cinco por ciento de amortiguamiento) a partir del espectro de respuesta del sitio

d = desplazamiento máximo permitido del muro, en centímetros

M = magnitud de momento del sismo de diseño

T_s = periodo fundamental del muro

ε = variable aleatoria de distribución normal con media igual a cero y una desviación estándar de 0.66.

ε debe establecerse igual a cero para estimar $h k$ considerando $a D$ como el desplazamiento promedio. El periodo fundamental del muro, T_s se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$T_s = 4 H' / V_s \quad (\text{A11.5.3-2})$$

donde:

$H' = 80$ por ciento de la altura del muro, medida desde parte inferior del talón del muro hasta la superficie del terreno directamente encima del talón del muro (o la altura total del muro en la parte de atrás de la zona de suelo reforzado para muros de suelo estabilizado mecánicamente)

$V_s =$ velocidad de onda de corte del suelo detrás del muro

Note que V_s y H' tienen que tener unidades consistentes. Las velocidades de cortante del suelo pueden obtenerse de medidas *in situ* o por medio del uso de correlaciones a la Resistencia Estándar de Penetración (*SPT*) o resistencia del cono (q_c). un ejemplo de este tipo de correlación para materiales de relleno granulares se muestra en la Ec. A11.5.3-3 (Imai y Tonouchi, 1982).

$$V_s = 107 N^{-0.314} \quad (\text{A11.5.3-3})$$

donde:

$N =$ Resistencia a la penetración estándar (*SPT*) del material de relleno, corregida por eficiencia de martillo únicamente.

La aceleración espectral, S_a , se determina para un periodo degradado de $1.5 T_s$ del espectro de respuesta con amortiguamiento del cinco por ciento para el sitio (es decir, el espectro de respuesta determinado usando el procedimiento general o usando un espectro de respuesta específico del sitio).

Artículo 96. REFERENCIAS DEL APÉNDICE

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.

Bathurst, R. J. and Z. Cai, Z. 1995. "Pseudo-Static Seismic Analysis of Geosynthetic-Reinforced Segmental Retaining Walls," *Geosynthetics International*. International Geosynthetic Society, Jupiter, FL, Vol. 2, No. 5, pp. 787--830.

Bray, J. D. and T. Travasarou. 2009. "Pseudostatic Coefficient for Use in Simplified Seismic Slope Stability Evaluation," *J of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 135, No. 9, pp. 1336-1340.

Bray, J. D., T. Travasarou, and I. 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, V A, pp. 638-655.

Clough, G. W. and R. F. Fragaszy. 1977. A Study of Earth Loadings on Floodway Retaining Structures in the 1971 San Fernando Valley Earthquake. In *Proc., Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India, January 10-14, 1977, pp. 7-37-7-42. Available in: BSSA. 1978. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Seismological Society of America, El Cerrito, CA, Vol. 68, No. 2.

- Collin, J. G., V. E. Chouery-Curtis, and R. R. Berg, R. R. 1992. "Field Observation of Reinforced Soil Structures under Seismic Loading," *Earth Reinforcement Practice*, S. Havashi, H. Ochiai, and J. Otani., eds. Taylor & Francis, Inc., Florence, KY, Vol. 1, pp. 223-228.
- Elms, D. A. and G. R. Martin. 1979. Factors Involved in the Seismic Design of Bridge Abutments." In *Proc., Workshop on Seismic Problems Related to Bridges*. Applied Technology Council, Berkeley, CA.
- Frankenberger. P. C., R. A. Bloorfield, and P. L. Anderson. 1996. Reinforced Earth Walls Withstand Northridge Earthquake. In *Proc., International Symposium on Earth Reinforcement*, Fukuoka, Kyushu, Japan, November 12-14, 1996. Taylor & Francis, Inc., Florence, KY, pp 345-350.
- Gazetas, G., P. N. Psarropoulos, I. Anastasopoulos, and N. Gerolymos. 2004. "Seismic Behavior of Flexible Retaining Systems Subjected to Short-Duration Moderately Strong Excitation," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Elsevier, Maryland Heights, MO, Vol. 24, No. 7, pp. 537-550.
- Imai, T. and K. Tonouchi. 1982. Correlations of N value-with S -wave velocity and shear modulus. In *Proc., Second European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, The Netherlands, May 24-27, 1982. A. A. Balkema Publishers, London, UK, pp. 24-27. 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.
- Kobayashi, K. et al. 1996 The Performance of Reinforced Earth Structures in the Vicinity of Kobe during the Great Hanshin Earthquake, In *Proc., International Symposium on Earth Reinforcement*, Fukuoka, Kyushu, Japan, November 12-14, 1996. Taylor & Francis, Inc., Florence, KY, pp. 395-400.
- Koseki, I, R. 1. Bathurst, E. Guler, I. Kuwano, and M. Maugeri, M. 2006. Seismic Stability of Reinforced Soil Walls. Invited Keynote Paper, *Eighth International Conference on Geosynthetics*, Yokohama, Japan, September 18-22, 2006. IOS Press, Amsterdam, The Netherlands, pp. 1-28.
- Lew, M., E. Simantob, and M. E. Hudson. 1995. Performance of shored earth retaining systems during the January 17, 1994, Northridge Earthquake. In *Proc., Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, MO, April 2-7. Vol. 3.
- Lew, M., N. Sitar, and L. Al Atik. 2010a. Seismic Earth Pressures: Fact or Fiction. In *Proc., ASCE Earth Retention Conference 3*, Bellevue, W A. American Society of Civil Engineers, Reston, V A, 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.
- Mononobe, N. 1929. Earthquake-Proof Construction of Masonry Dams. In *Proc., World Engineering Congress*, Tokyo, Japan, October-November 1929. Vol. 9, p. 275.
- 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. M. 1965. "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments," *Geotechnique*. Thomas Telford Ltd., London, UK, Vol. 14, No. 2, pp. 139-160.
- Okabe, S. 1926. "General Theory of Earth Pressure." *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, Vol. 12, No. 1.

Richards, R. and D. G. Elms. 1979. "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls." *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, New York, NY, Vol. 105, No. GT4, pp. 449–464.

Sankey, J. E. and P. Segrestin. 2001. "Evaluation of Seismic Performance in Mechanically Stabilized Earth Structures." *Landmarks in Earth Reinforcement: Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Kyushu, Japan*, Vol. 1, pp. 449–452.

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, Reston, VA, pp. 103–147.

Schnabel, P. B., J. Lysmer, and H. B. Seed. 1972. SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

Segrestin, P. and M. L. Bastick 1988. *Seismic Design of Reinforced Earth Retaining Walls—The Contribution of Finite Element Analysis*. In *Proc., International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, October 1988*. Thomas Telford Ltd., London, UK.

Tatsuoka, F., J. Koseki, and M. Tateyama. 1996. Performance of Reinforced Soil Structures during the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake, IS Kyushu '96 Special Report. In *Proc., International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan, November 12–14, 1996*, Ochiai et al., eds. Taylor and Francis, Inc., Florence, KY, pp. 1–36.

Vucetic, M., M. R. Tufenkjian, G. Y. Felio, P. Barar, and K. R. Chapman. 1998. Analysis of Soil-Nailed Excavations Stability during the 1989 Loma Prieta Earthquake, Professional Paper 1552-D, T. L. Holzer, ed. U.S. Geological Survey, Washington, DC, pp. 27–46.

Yen, W. P., G. Chen, I. G. Buckle, T. M. Allen, D. Alzamora, J. Ger, and J. G. Arias. 2011. Postearthquake Reconnaissance Report on Transportation Infrastructure Impact of the February 27, 2010 Offshore Maule Earthquake in Chile, FHWA Report No. FHWA-HRT-11-030. Federal Highways Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

TITULO X
Estribos, Muros y Pilas

APÉNDICE A12
PROPIEDADES DE TUBERIAS

Tabla A12-1 Tubos de acero corrugado. Propiedades de la sección transversal

Corrugaciones 39 x 6.4 mm			
Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
0.71	0.64	-	-
0.86	0.80	-	-
1.0	0.97	2.07	4.15
1.3	1.29	2.09	5.64
1.6	1.61	2.11	7.19
2.0	2.01	2.15	9.29
2.8	2.82	2.23	14.00
3.5	3.63	2.33	19.80
4.3	4.45	2.46	26.80

Corrugaciones 68 x 13 mm			
Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
1.02	0.98	4.32	18.4
1.32	1.31	4.34	24.6
1.63	1.64	4.35	31.0
2.01	2.05	4.37	39.2
2.77	2.87	4.42	56.1
3.51	3.69	4.49	74.3
4.27	4.52	4.56	93.8

Corrugaciones 78 x 26 mm			
Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
1.63	1.88	8.68	142
2.01	2.33	8.70	178
2.77	3.33	8.76	254
3.51	4.25	8.82	331
4.27	5.17	8.89	411

Corrugaciones 127 x 26 mm			
Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
1.63	1.68	9.29	145
2.01	2.10	9.30	182

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

2.77	2.94	9.34	256
3.51	3.79	9.38	333
4.27	4.63	9.43	411

Tabla A12-2. Tubos de acero con nervios en espiral - Propiedades de la sección transversal

Corrugaciones 19 x 19 x 190 mm			
Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
1.63	1.08	6.55	46.2
2.01	1.51	6.35	60.6
2.77	2.51	6.02	90.7
3.51	3.63	5.79	121.8

Corrugaciones 20 x 26 x 292 mm			
espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
1.63	0.79	9.73	75.1
2.01	1.11	9.47	99.6
2.77	1.87	9.02	152

Nota: Las propiedades efectivas de la sección se toman en la tensión de fluencia completa.

Tabla A12-3. Placa de Acero Estructural-Propiedades de la Sección Transversal

Corrugaciones 150 x 50 mm			
Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
2.79	3.294	17.3	990
3.56	4.240	17.4	1280
4.32	5.184	17.4	1580
4.78	5.798	17.5	1770
5.54	6.771	17.5	2080
6.32	7.726	17.6	2400
7.11	8.719	17.7	2720
8.08	9.887	17.7	3115
9.65	11.881	17.9	3800

Tabla A12-4. Tubo de Aluminio Corrugado- Propiedades de la Sección Transversal

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

Corrugaciones 38 x 6.5 mm			
Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
1.22	1.29	2.10	5.64
1.52	1.61	2.11	5.72

Corrugaciones 68 x 13 mm			
Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
1.52	1.64	4.35	31.0
1.91	2.05	4.37	39.2
2.67	2.87	4.42	56.1
3.43	3.69	4.49	74.3
4.17	4.51	4.56	93.8

Corrugaciones 78 x 26 mm

Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
1.52	1.88	8.68	142
1.91	2.37	8.70	178
2.67	3.30	8.76	253
3.43	4.42	8.82	331
4.17	5.20	8.89	411

Corrugaciones 155 x 25 mm			
Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
1.52	1.64	0.82	9.22
1.91	2.05	1.02	9.22
2.67	2.87	1.44	9.24
3.43	3.69	1.85	9.26
4.17	4.52	2.26	9.29

Tabla A12-5. Tubo de Aluminio con Nervadura en Espiral- Propiedades de la Sección Transversal

Corrugaciones 19 x 19 x 190 mm			
Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
1.52	0.88	6.91	41.9
1.91	1.20	6.78	55.3
2.67	1.93	6.55	83.1
3.43	2.73	6.40	111.9

Corrugaciones 20 x 26 x 292 mm

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
1.52	0.66	10.01	66.9
1.91	0.90	9.93	89.3
2.67	1.48	9.65	137
3.43	2.14	9.37	188

Nota: Las propiedades efectivas de la sección de tomaron en la tensión de fluencia completa.

Tabla A12-6. Placa Estructural de Aluminio o Tubo en Arco — Propiedades de la Sección Transversal

Corrugaciones 230 x 64 mm			
Espesor (mm)	A (mm ² /mm)	r (mm)	I (mm ⁴ /mm)
2.54	2.97	21.43	1360
3.18	3.70	21.45	1700
3.81	4.45	21.46	2050
4.45	5.18	21.47	2390
5.08	5.93	21.49	2740
5.72	6.67	21.51	3080
6.35	7.41	21.52	3430

Tabla A12-7. Resistencia Mínima de Costura Longitudinal de Tubos De Aluminio y Acero Corrugados- Remachados o Soldados

Tubo de Aluminio Corrugado 64 y 67 x 13 mm			
Espesor (mm)	Tamaño del Remache (mm)	Remaches Simples (N/mm)	Remaches Dobles (N/mm)
1.52	7.94	131	204

1.91	7.94	131	263
2.67	9.53	228	460
3.43	9.53	237	482
4.17	9.53	245	496

Tubos de Aluminio Corrugado 76 x 26 mm		
Espesor (mm)	Tamaño del Remache (mm)	Remaches Dobles (N/mm)
1.52	9.53	241
1.91	9.53	299
2.67	12.7	409
3.43	12.7	613
4.17	12.7	796

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

Tubos de Aluminio Corrugado 152 x 26 mm		
Espesor (mm)	Tamaño del Remache (mm)	Remaches Dobles (N/mm)
1.52	12.7	234
1.91	12.7	291
2.67	12.7	407
3.43	12.7	524
4.17	12.7	635

Tubo de Acero Corrugado 64 y 67 x 13 mm			
Espesor (mm)	Tamaño del Remache (mm)	Remaches Simples (N/mm)	Remaches Dobles (N/mm)
1.63	7.94	244	315
2.01	7.94	266	435
2.77	9.53	342	683
3.51	9.53	358	715
4.27	9.53	374	749

Tubo de Acero Corrugado 76 x 26 mm		
Espesor (mm)	Tamaño del Remache (mm)	Remaches Dobles (N/mm)
1.63	9.53	419
2.01	9.53	521
2.77	11.1	774
3.51	11.1	930
4.27	11.1	1030

Tabla A12-8. Resistencias Mínimas Longitudinales de Costura Tubo de Placa Estructural de Acero y Aluminio -Pernado

Tubo de Placa Estructural de Acero 150 x 50 mm				
Espesor del Perno (mm)	Diámetro del Perno (mm)	13 Pernos/ m (N/mm)	20 Pernos/m (N/mm)	26 Pernos/ m (N/mm)
2.77	19.1	628	-	-
3.51	19.1 905		-	-
4.27	19.1 1180		-	-
4.78	19.1 1360		-	-
5.54	19.1 1640		-	-
6.32	19.1 1930		-	-

7.11	19.1 2100	2630		2830
8.08	22.2 -		-	3430
9.65	22.2 -		-	4160

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

Tubo de Placa Estructural de Aluminio 230 x 64 mm			
Espesor del Perno (mm)	Diámetro del Perno (mm)	Pernos de Acero 18 Pernos por m (N/mm)	Pernos de Aluminio 18 Pernos por m (N/mm)
2.54	20	409	385
3.18	20	599	508
3.81	20	790	648
4.45	20	930	771
5.08	20	1070	771
5.72	20	1220	771
6.35	20	1360	771

Tabla A12-9. Propiedades Mecánicas - Tubos y Arcos cerrados de Metal Corrugado y nervios en espiral.

Material	Resistencia Mínima a la Tracción, F_u (MPa)	Tensión Mínima de fluencia, F_y (MPa)	Módulo de Elasticidad, E_m (MPa)
Aluminio H34 ^{(1)&(4)}	214	165	69,000
Aluminio H32 ^{(2)&(4)}	186	138	69,000
Acero ⁽³⁾	310	228	200,000

1. Debe cumplir los requisitos de AASHTO M 197 (ASTM B744), for Alclad Alloy 3004-H34
2. Debe cumplir los requisitos de AASHTO M 197 (ASTM B744), for Alclad Alloy 3004-H32
3. Debe cumplir los requisitos de AASHTO M 167M1M 167 (ASTM A761/A761M), M 218, and M 246 (ASTM A742)
4. El material templado H34 debe usarse con tubo remachado para alcanzar la resistencia de la costura. Puede usarse ambos materiales templados H32 y H34 con tubo helicoidal

Tabla A12-10. Propiedades Mecánicas - Placa Corrugada de Aluminio y Acero

Material	Resistencia Mínima a la Tracción, F_u (MPa)	Tensión Mínima de fluencia, F_y (MPa)	Módulo de Elasticidad, E_m (MPa)
Espesor de la Placa de Aluminio ⁽¹⁾ (mm)			
2.54 – 4.44	241	165	69,000
4.45 – 6.35	234	165	69,000
Espesor de la Placa de Acero ⁽²⁾ (mm)			
Todos	310	228	200 000
Placa de Acero con Corrug Profunda	379	337	200 000

1. Debe cumplir con los requisitos de AASHTO M 219 (ASTM B746), Alloy 5052
2. Debe cumplir con los requisitos de AASHTO M 167M1M 167 (ASTM A761/A761M)

Tabla A12-11. Tubos Corrugados de PE (AASHTO M 294)

Tamaño Nominal (mm)	DI Mínimo (mm)	DE Mínimo (mm)	Min. A (mm ² /mm)	Min. c (mm)	Min. I (mm ⁴ /mm)
305	300	373	3.17	8.89	393
380	376	457	4.02	11.4	869
455	450	546	4.87	12.7	1020
610	599	729	6.56	16.5	1900
760	749	925	8.25	19.1	2670
915	902	1080	9.52	22.9	3640
1050*	1034	1200	9.93	28.2	8900
1200*	1182	1380	10.90	29.2	8900

Para los tubos de 1050mm y 1200mm, el espesor de la pared debería diseñarse usando las disposiciones de resistencia a tracción de largo plazo, es decir, 6.21 MPa, hasta que se establezcan nuevos criterios en las especificaciones de puentes y de estructuras de la AASHTO.

A12-12. Tubos Nervados de PE (ASTM F894)

Tamaño Nominal (mm)	DI Mínimo diámetro interior (mm)	DE Máximo diámetro exterior (mm)	Min.A (mm ² /mm)	Min. C (mm)	Min. I (mm ⁴ /mm)	
					Clase de Celda 334433C	Clase de Celda 335434C
457	452	533	6.26	8.7	852	623
533	528	615	8.78	10.4	1150	836
610	605	691	9.86	10.9	1330	968
686	679	770	12.5	13.2	2050	1490
762	756	851	12.5	13.2	2050	1490
838	832	945	14.8	15.1	2640	2160
914	908	1020	17.1	16.3	3310	2700
1070	1060	1200	16.5	18.1	4540	3720
1220	1210	1350	18.7	20.0	5540	4540

Artículo 97. REFERENCIAS

Burns, J. Q., and R. M. Richard. 1964. "Attenuation of Stresses for Buried Cylinders." *Proceedings of the Conference on Soil Structure Interaction*. University of Arizona, Tucson, AZ, pp. 378-392.

CSA. 2006. *Canadian Highway Bridge Design Code*, CAN/CSA-S6-06. Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada.

Duncan, J. M., R. B. Seed, and R. H. Drawsky. 1985. "Design of Corrugated Metal Box Culverts." *Transportation Research Record 1008*. Transportation Research Board, National Research Council, Wasaington, DC, pp. 33-41.

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

Frederick, G. R., e. V. Ardis, K. M. Tarhini, and B. Koo. 1988. "Investigation of the Structural Adequacy of C 850 Box Culverts." *Transportation Research Record* 1191. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Funahashi, M., and J. B. Bushman. 1991. "Technical Review of 100 mV Polarization Shift Criterion for Reinforcing Steel in Concrete." *Corrosion*, Vol. 47, No. 5, May 1991, Pp. 376-386.

Hashash, N., and E. T. Selig. 1990. "Analysis of the Performance of a Buried High Density Polyethylene Pipe."

Proceedings of the First National Conference on Flexible Pipes. Columbus, OH, October 1990, pp. 95-103.

Hurd, J. O. 1984. "Field Performance of Concrete Pipe and Corrugated Steel Pipe Culverts and Bituminous Protection of Corrugated and Steel Pipe Culverts." *Transportation Research Record* 1001. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 40-48.

FHWA. 1985. *Hydraulic Design of Highway Culverts*, FHWA-IP-85-15. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, Hydraulic Design Series No. 5, p. 272.

James, R. W. 1984. "Behavior of ASTM C 850 Concrete Box Culverts Without Shear Connectors." *Transportation Research Record* 1001. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Koepf, A. H., and P. H. Ryan. 1986. "Abrasion Resistance of Aluminum Culvert Based on Long-Term Field Performance." *Transportation Research Record* 1087. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 15-25.

McGrath, T. 1 1996. A Proposed Design Method for Calculating Loads and Hoop Compression Stresses for Buried Pipe.

Draft report submitted to the Polyethylene Pipe Design Task Group of the AASHTO Flexible Culvert Liaison Committee.

McGrath, T. 1 1999. "Calculating Loads on Buried Culverts Based on Pipe Hoop Stiffness." *Transportation Research Record* 1656. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, De.

McGrath, T. J. 2004. "Live Load Distribution Widths for Reinforced Concrete Box Culverts," *Journal Title*. Publisher, Locale, Vol. X, No. Y.

McGrath, T. 1. 2005. *Structural Investigation of Metal Box Section with Spans up to 36 ft* Prepared for CONTECH Construction Products, Inc. by Simpson Gumpertz & Heger, Inc. Waltham, MA.

McGrath, T. L, A. A. Liepins, J. L. Beaver, and B.P. Strohman. 2004. *Live Load Distribution Widths for Reinforced Concrete Box Culverts*. A study for the Pennsylvania Department of Transportation conducted by Simpson Gumpertz and Heger, Inc., Waltham, MA.

McGrath, T. r., 1. D. Moore, E. T. Selig, M. C. Webb, and B. Taleb. 2002. *Recommended Specifications for Large-Span Culverts*, NCHRP Report 473. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, De.

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

McGrath, T. L, 1. D. Moore, and G. Y. Hsuan. 2009. *Updated Test and Design Methodsfor Thermoplastic Drainage Pipe*, NCHRP Report 631. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research COUDcil, Washington, De.

McGrath, T. L, and J. L. Beaver. 2005. *Performance of Thermoplastic Pipe under Highway Vehicle Loading*, Simpson Gumpertz & Heger Inc., Oakdale, MN. Research Report to Minnesota Department of Transportation.

McGrath, T. L, and V. E. Sagan. 1999. *LRFD Specifications for Plastic Pipe and Culverts*, NCHRP Report 438. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, De.

Meacham, D. G., J. O. Hurd, and W. W. Shislar, 1982. *Culvert Durabili ty Study*, Report No. ODOT/LandD/82-1. Ohio

TITULO XI
Barandas

CAPÍTULO I
GEOMETRÍA Y ANCLAJES (AASHTO A13.1)

SECCIÓN 1
SEPARACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LAS DEFENSAS (AASHTO A13.1.1)

Artículo 98. SEPARACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LAS DEFENSAS

- a) Para las defensas para tránsito vehicular, los criterios para definir la máxima abertura libre debajo del barandal inferior, c_b , la distancia del retiro de los postes, S , y la máxima abertura entre barandales, c , se deberán basar en los siguientes criterios:
1. Los anchos de contacto de los barandales, en defensas típicas, se pueden tomar como se ilustra en la Figura A13.1.1-1;
 2. El ancho total del barandal o los barandales en contacto con el vehículo, SA , no deberá ser menor que el 25 por ciento de la altura de la defensa;
 3. En el caso de las defensas con postes, la abertura libre vertical, c , y el retiro de los postes, S , deberán estar dentro o por debajo del área sombreada ilustrada en la Figura A13.1.1-2; y
 4. En el caso de las defensas con postes, la combinación de (SA / H) y el retiro de los postes, S , deberán estar dentro o por encima del área sombreada ilustrada en la Figura A13.1.1-3.

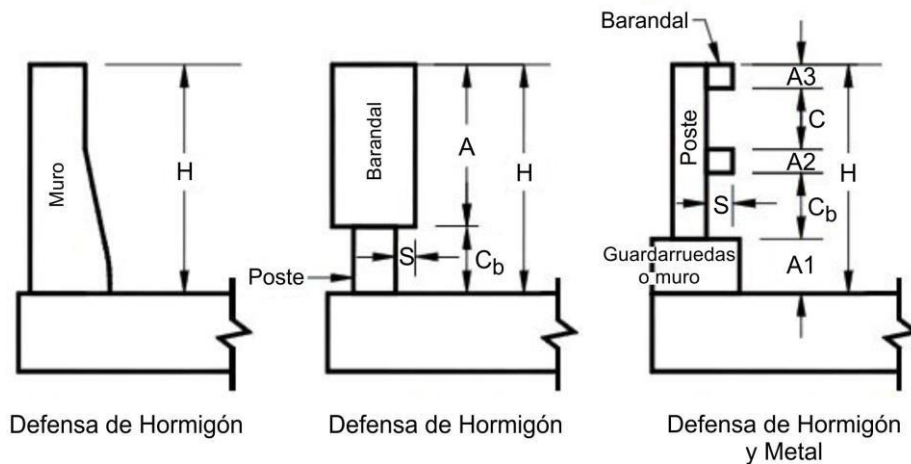


Figura A13.1.1-1. Defensas típicas para tránsito

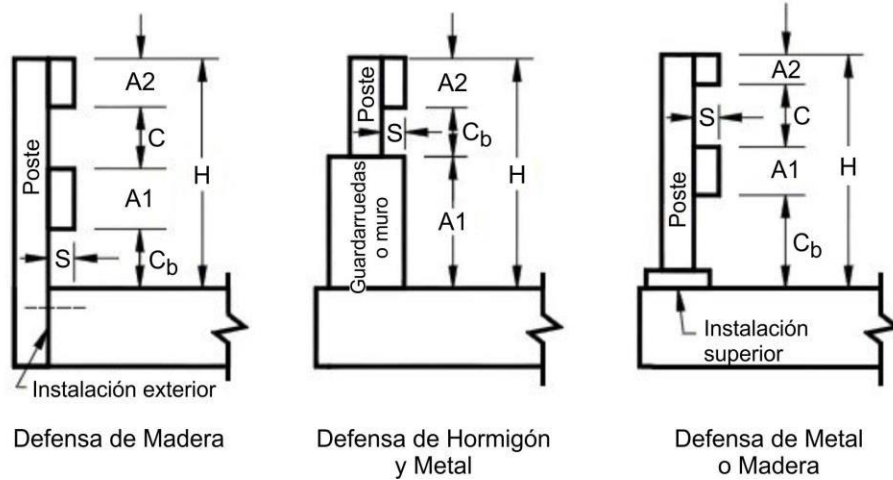


Figura A13.1.1-1 (Cont.). Defensas típicas para tránsito vehicular

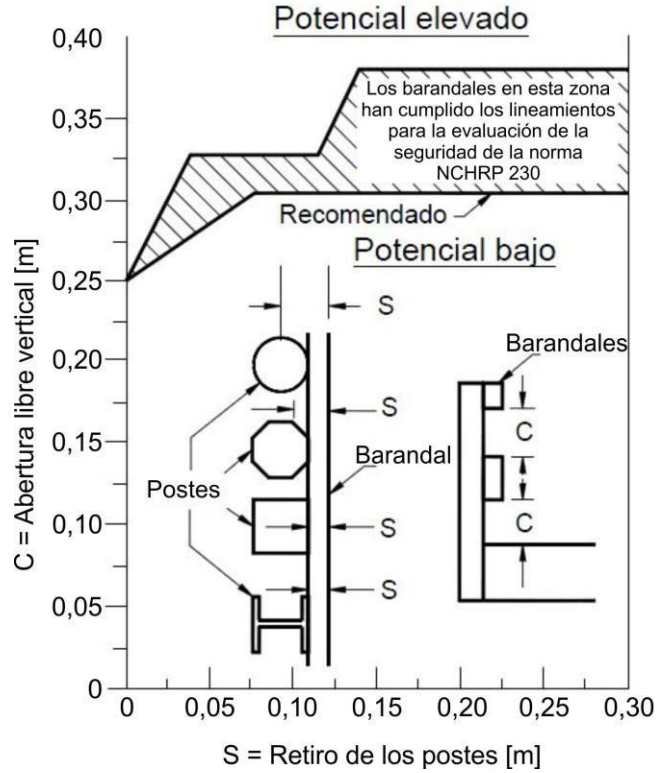


Figura A13.1.1-2. Potencial de impacto de las ruedas, paragolpes o capó contra los postes

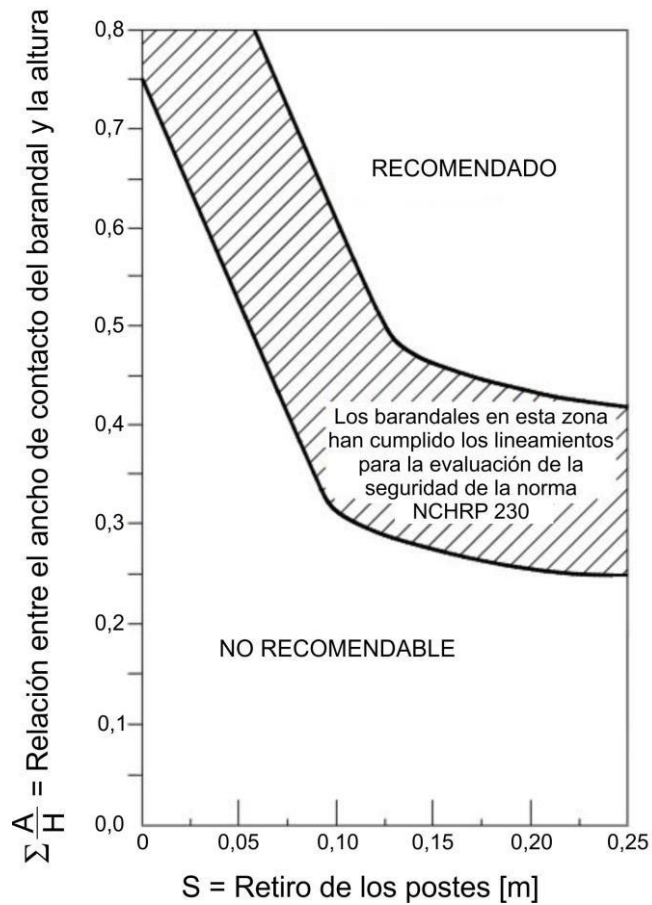


Figura A13.1.1-3. Criterios para determinar el retiro de los postes

- b) La máxima abertura vertical libre entre barandales o postes sucesivos deberá ser como se especifica en los artículos 13.8, 13.9 y 13.10.

**SECCIÓN 2
ANCLAJES (AASHTO A13.1.2)**

Artículo 99. ANCLAJES El esfuerzo de fluencia de los bulones de anclaje utilizados en las defensas de acero se deberá absorber completamente mediante adherencia, ganchos, fijación a placas embebidas en hormigón, o cualquier combinación de estos mecanismos. Las armaduras de las defensas de hormigón deberán tener una longitud embebida suficiente para desarrollar el esfuerzo de fluencia.

**CAPÍTULO II
FUERZAS NOMINALES PARA LAS DEFENSAS DE TRÁNSITO VEHICULAR (AASHTO A13.2)**

Artículo 100. FUERZAS NOMINALES PARA LAS DEFENSAS DE TRÁNSITO VEHICULAR

- a) A menos que en el presente Reglamento se establezca lo contrario, se deberán aplicar el estado límite correspondiente a evento extremo y las combinaciones de cargas correspondientes de la Tabla 3.4.1-1.
- b) Las fuerzas nominales para las defensas y los criterios geométricos, a utilizar al desarrollar prototipos de ensayo para el programa de ensayos de choque, se deben tomar como se especifica en la Tabla A13.2-1 e ilustra en la Figura A13.2-1. No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales indicadas en la Tabla A13.2-1 simultáneamente con las cargas verticales.
- c) La altura efectiva de la fuerza de vuelco de un vehículo se toma como:

$$H_e = G - \frac{W B}{2 F_t} \quad (A13.2-1)$$

Donde:

- G** altura del centro de gravedad del vehículo por encima del tablero del puente, tal como se especifica en la Tabla 13.7.2.9-1, en m.
- W** peso del vehículo correspondiente al nivel de ensayo requerido, tal como se especifica en la Tabla 13.7.2.9-1, en kN.
- B** separación entre los bordes exteriores de las ruedas de un eje, tal como se especifica en la Tabla 13.7.2.9-1, en m.
- F_t** fuerza transversal correspondiente al nivel de ensayo requerido, tal como se especifica en la Tabla A13.2-1, en kN.

- d) Las defensas se deberán dimensionar de manera que:

$$\bar{R} \geq F_t \quad (A13.2-2)$$

$$\bar{Y} \geq H_e \quad (A13.2-3)$$

En el cual:

$$\bar{R} = \sum R_i \quad (A13.2-4)$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum (R_i Y_i)}{R} \quad (A13.2-5)$$

Donde:

R_i resistencia del barandal i , en kN.

Y_i distancia desde el tablero del puente hasta el barandal i , en m.

- e) Todas las fuerzas se deberán aplicar a los elementos longitudinales de la defensa. La distribución de las cargas longitudinales a los postes deberá ser consistente con la continuidad de los elementos de la defensa. La distribución de las cargas transversales deberá ser consistente con el mecanismo de falla supuesto para el sistema de defensa.

Tabla A13.2-1. Fuerzas nominales para las defensas de tránsito vehicular

Fuerzas nominales y simbologías	Niveles de Ensayo para las Defensas			
	Bajo	Regular	Medio	Alto
Transversal F_t [kN]	240	300	600	750
Longitudinal F_L [kN]	100	100	200	250
Vertical descendente F_v [kN]	22	100	300	350
L_t y L_L [m]	1,10	1,20	2,40	2,40
L_v [m]	5,50	6,00	12,00	12,00
H_e (mín.) [m]	0,70	0,90	1,20	1,40
Mínima altura de la defensa H [m]	0,70	0,90	1,20	2,30

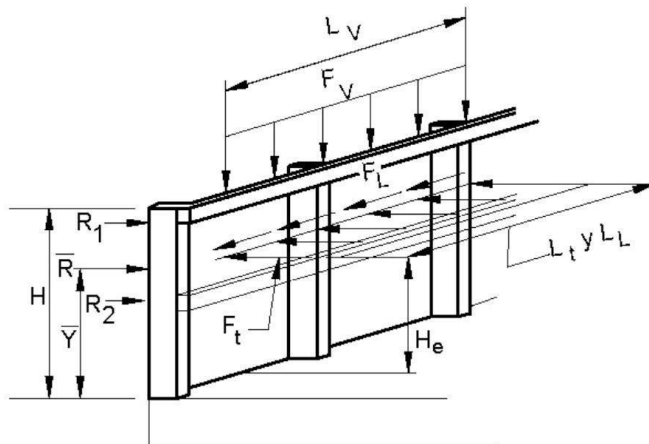


Figura A13.2-1. Fuerzas nominales en una defensa metálica, ubicación en altura, y longitud de distribución horizontal

CAPÍTULO III
PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LAS DEFENSAS UTILIZADAS COMO PROTOTIPOS DE ENSAYO
(AASHTO A13.3)

SECCIÓN 1
DEFENSAS DE HORMIGÓN (AASHTO A13.3.1)

Artículo 101. DEFENSAS DE HORMIGÓN

- a) Para los muros de hormigón armado y pretensado se podrán utilizar análisis por líneas de fluencia y diseño por resistencia.
- b) La resistencia nominal de la defensa frente a la carga transversal, R_w , se puede determinar utilizando un enfoque por líneas de fluencia de la siguiente manera:
1. Para impactos dentro de un segmento de muro:

$$R_w = \left(\frac{2}{2 L_c - L_t} \right) \left(8 M_b + 8 M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (\text{A13.3.1-1})$$

2. La longitud crítica del muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de fluencia, L_c , se deberá tomar como:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8 H (M_b + M_w)}{M_c}} \quad (\text{A13.3.1-2})$$

3. Para impactos en el extremo de un muro o en una junta:

$$R_w = \left(\frac{2}{2 L_c - L_t} \right) \left(M_b + M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (\text{A13.3.1-3})$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + H \left(\frac{M_b + M_w}{M_c} \right)} \quad (\text{A13.3.1-4})$$

Donde:

- F_t fuerza transversal especificada en la Tabla A13.2-1 que se supone actuando en la parte superior de un muro de hormigón, en kN.
- H altura del muro, en m.
- L_c longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia, en m.
- L_t longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F_t , en m.
- R_w resistencia transversal total de la defensa, en kN.

- M_b resistencia adicional a flexión de la viga acumulativa con M_w , si corresponde, en la parte superior del muro, en kN·m.
- M_c resistencia a flexión de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente, en kN·m/m.
- M_w resistencia a flexión del muro respecto de su eje vertical, en kN·m.

4. Para poder ser utilizados en las expresiones anteriores, M_c y M_w no deben variar significativamente con la altura del muro. De lo contrario, se debe realizar un análisis riguroso mediante líneas de fluencia.

**SECCIÓN 2
SEPARACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LAS DEFENSAS (AASHTO A13.3.2)**

Artículo 102. DEFENSAS FORMADAS POR POSTES Y VIGAS

- a) Para el proyecto de defensas formadas por postes y barandales bajo condiciones de falla, se deberá utilizar el análisis inelástico. Si la falla no involucra el poste extremo de un segmento, la resistencia nominal crítica de la defensa, R , se deberá tomar como el menor valor entre los determinados mediante las Ecuaciones A13.3.2-1 y A13.3.2-2 para diferentes números de tramos de defensa, N .

1. Para los modos de falla que involucran un número de tramos de defensa, N , impar:

$$R = \frac{16 M_p + (N - 1)(N + 1) P_p L}{2 N L - L_t} \quad (\text{A13.3.2-1})$$

2. Para los modos de falla que involucran un número de tramos de defensa, N , par:

$$R = \frac{16 M_p + N^2 P_p L}{2 N L - L_t} \quad (\text{A13.3.2-1})$$

Donde:

- L separación de los postes o longitud de un tramo simple, en m.
- M_p resistencia, inelástica o de línea de fluencia, de todas las defensas que contribuyen a una rótula plástica, en kN·m.
- M_{post} resistencia al momento plástico de un poste individual, en kN·m.
- P_p fuerza de corte actuando en un poste individual, correspondiente a M_{post} y ubicada a una altura \bar{Y} por encima del tablero, en kN.
- R resistencia última total, es decir, resistencia nominal, de la defensa, en kN.

L_t, L_L longitud transversal de las cargas distribuidas debidas al impacto de vehículos, F_t y F_L , en m.

Para considerar el impacto, en el extremo de los segmentos de la defensa, que genera la falla del poste ubicado en dicho extremo de defensa, la resistencia nominal crítica de la defensa, R , se deberá calcular utilizando la Ecuación A13.3.2-3.

3. Para cualquier número de tramos de defensa, N :

$$R = \frac{2 M_p + 2 P_p L \left(\sum_{i=1}^N i \right)}{2 N L - L_t} \quad (\text{A13.3.2-3})$$

SECCIÓN 3 MURO DE HORMIGÓN Y DEFENSA METÁLICA (AASHTO A13.3.3)

Artículo 103. MURO DE HORMIGÓN Y DEFENSA METÁLICA

- a) La resistencia de cada elemento de una defensa combinada de puente se deberá determinar como se especifica en los artículos A13.3.1 y A13.3.2. La resistencia de la defensa flexible se determinará para un tramo, R_R , y para dos tramos, R'_R . Se deberá determinar la resistencia del poste en la parte superior del muro, P_p , incluyendo la resistencia de anclaje de los bulones o del poste.
- b) La resistencia del conjunto formado por el muro y la defensa se deberá tomar como la menor de las resistencias determinadas para los dos modos de falla ilustrados en las Figuras A13.3.3-1 y A13.3.3-2.

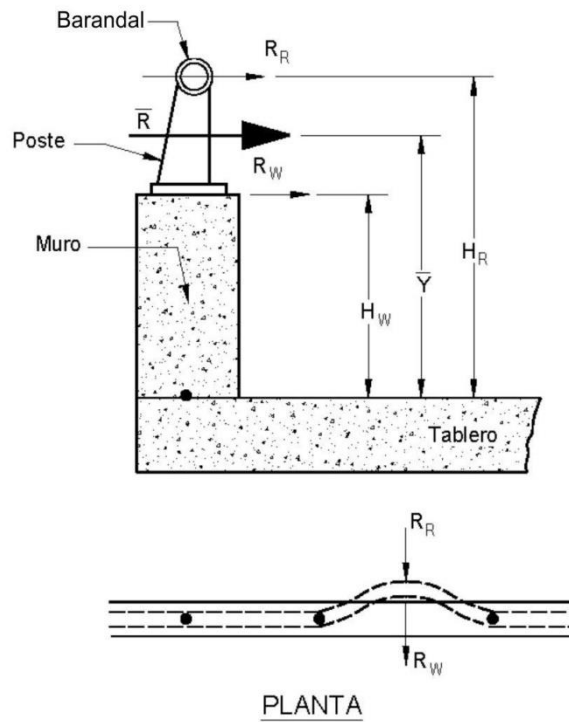


Figura A13.3.3-1. Evaluación del conjunto formado por un muro de hormigón y una defensa metálica – Impacto en la mitad de la longitud de la defensa

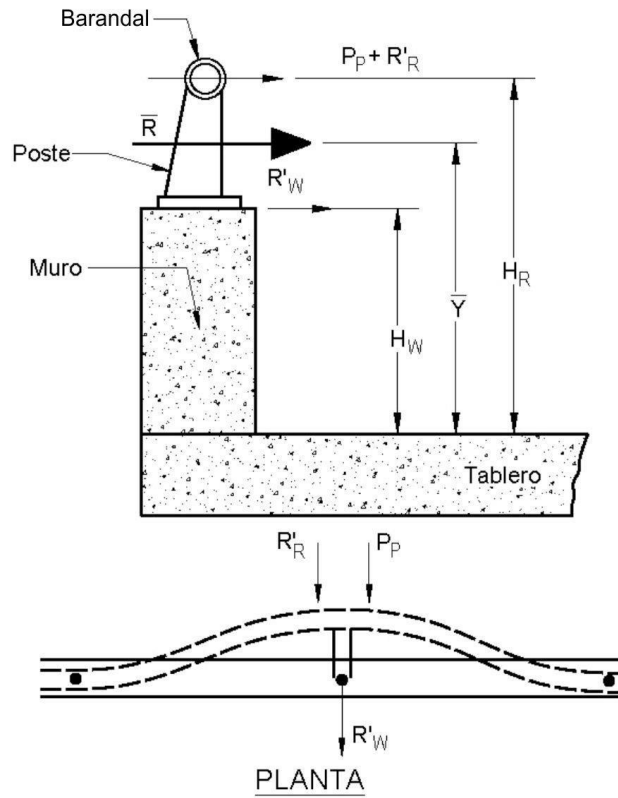


Figura A13.3.3-2. Evaluación del conjunto formado por un muro de hormigón y postes y barandales metálicos – Impacto en un poste

- c) Si el impacto del vehículo se produce en la mitad de la longitud de la defensa metálica, como se ilustra en la Figura A13.3.3-1, la resistencia de la defensa flexible, R_R , y la máxima resistencia del muro de hormigón, R_w , se deberán sumar entre sí para determinar la resistencia combinada resultante, \bar{R} , y la altura efectiva, \bar{Y} , se toma como:

$$\bar{R} = R_R + R_w \quad (A13.3.3-1)$$

$$\bar{Y} = \frac{R_R H_R + R_w H_w}{\bar{R}} \quad (A13.3.3-2)$$

Donde:

R_R capacidad última de la defensa en un tramo, en kN.

R_w capacidad última del muro como se especifica en el artículo A13.3.1, en kN.

H_w altura del muro, en m.

H_R altura de la defensa, en m.

- d) Si el impacto del vehículo se produce en un poste, como se ilustra en la Figura A13.3.3-2, la máxima resistencia resultante, \overline{R} , se deberá tomar como la sumatoria de la capacidad del poste, P_p , la resistencia de la defensa, R'_R , y una resistencia reducida del muro, R'_w , ubicada a una altura \overline{Y} .

$$\overline{R} = P_p + R'_R + R'_w \quad (A13.3.3-3)$$

$$\overline{Y} = \frac{P_p H_R + R'_R H_R + R'_w H_w}{\overline{R}} \quad (A13.3.3-4)$$

Donde:

P_p resistencia transversal última del poste, en kN.

R'_R resistencia transversal última de la defensa en dos tramos, en kN.

R'_w capacidad del muro, reducida para resistir la carga del poste, en kN.

R_w resistencia transversal última del muro como se especifica en el artículo A13.3.1, en kN.

CAPÍTULO IV DISEÑO DEL VOLADIZO LATERAL DEL TABLERO (AASHTO A13.4)

SECCIÓN 1 CASOS DE DISEÑO (AASHTO A13.4.1)

Artículo 104. CASOS DE DISEÑO

- a) Los voladizos laterales del tablero de un puente se deberán proyectar considerando separadamente los siguientes casos de diseño:
1. Caso de Diseño 1: fuerzas transversales y longitudinales especificadas en el artículo A13.2 – Combinación de cargas correspondiente al Estado Límite Evento Extremo II
 2. Caso de Diseño 2: fuerzas verticales especificadas en el artículo A13.2 – Combinación de cargas correspondiente al Estado Límite Evento Extremo II

3. Caso de Diseño 3: cargas que actúan sobre el voladizo lateral, especificadas en el artículo 3.6.1 – Combinación de cargas correspondiente al Estado Límite Resistencia I
- b) Para los Casos de Diseño 1 y 2, el factor de carga para la carga permanente, γ_p , deberá ser igual a 1,0.
- c) La sollicitación de diseño total se deberá tomar como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (A13.4.1-1)$$

Donde:

- η_i factor de modificación de carga especificado en el artículo 1.3.2.
- R_w factores de carga especificados en las Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2, a menos que se especifique lo contrario.
- Q_i sollicitaciones generadas por las cargas aquí especificadas.

SECCIÓN 2 TABLEROS QUE SOPORTAN MUROS DE HORMIGÓN (AASHTO A13.4.2)

Artículo 105. TABLEROS QUE SOPORTAN MUROS DE HORMIGÓN

- a) Para el Caso de Diseño 1, el voladizo lateral del tablero se puede diseñar para proveer una resistencia a la flexión, M_s en [kN·m/m] que, actuando conjuntamente con la fuerza de tracción T en [kN/m], aquí especificada, sea mayor a M_c correspondiente al muro en su base. La fuerza de tracción axial, T , se puede tomar de la siguiente manera:

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2 H} \quad (A13.4.2-1)$$

Donde:

- R_w resistencia del muro especificada en el artículo A13.3.1, en kN.
- L_c longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia, en m.
- H altura del muro, en m.
- T fuerza de tracción por unidad de longitud del tablero, en kN/m.

- b) El diseño del voladizo lateral del tablero, para las fuerzas verticales especificadas en el Caso de Diseño 2, se deberá basar en la parte del tablero en voladizo.

**SECCIÓN 3
TABLEROS QUE SOPORTAN DEFENSAS FORMADAS POR POSTES Y BARANDALES (AASHTO A13.4.3)**

Artículo 106. DISEÑO DEL VOLADIZO LATERAL DEL TABLERO (AASHTO A13.4.3.1)

- a) Para el Caso de Diseño 1, el momento por m, M_d , y la fuerza de tracción por m de tablero, T , se pueden tomar como:

$$M_d = \frac{M_{\text{poste}}}{W_b + d_b} \quad (\text{A13.4.3.1-1})$$

$$T = \frac{P_p}{W_b + d_b} \quad (\text{A13.4.3.1-2})$$

- b) Para el Caso de Diseño 2, la fuerza de corte por punzonamiento y el momento en el voladizo lateral se pueden tomar como:

$$P_v = \frac{F_v L}{L_v} \quad (\text{A13.4.3.1-3})$$

$$M_d = \frac{P_v X}{b} \quad (\text{A13.4.3.1-4})$$

En el cual:

$$b = 2 X + W_b \leq L \quad (\text{A13.4.3.1-5})$$

Donde:

M_{poste} momento plástico resistente de un poste individual de defensa, 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.

X distancia desde el borde exterior de la placa base del poste hasta la sección analizada, tal como se especifica en la Figura A13.4.3.1-1, en m.

W_b ancho de la placa base, en m.

- T fuerza de tracción en el tablero, en kN/m.
- d_b distancia desde el borde exterior de la placa base a la fila más interna de bulones, tal como se ilustra en la Figura A13.4.3.1-1, en m.
- L separación de los postes, en m.
- L_v distribución longitudinal de la fuerza vertical F_v en la parte superior de la defensa, en m.
- F_v fuerza vertical que representa un vehículo apoyado en la parte superior de la defensa una vez concluidas las fuerzas de impacto F_t y F_L , en kN.

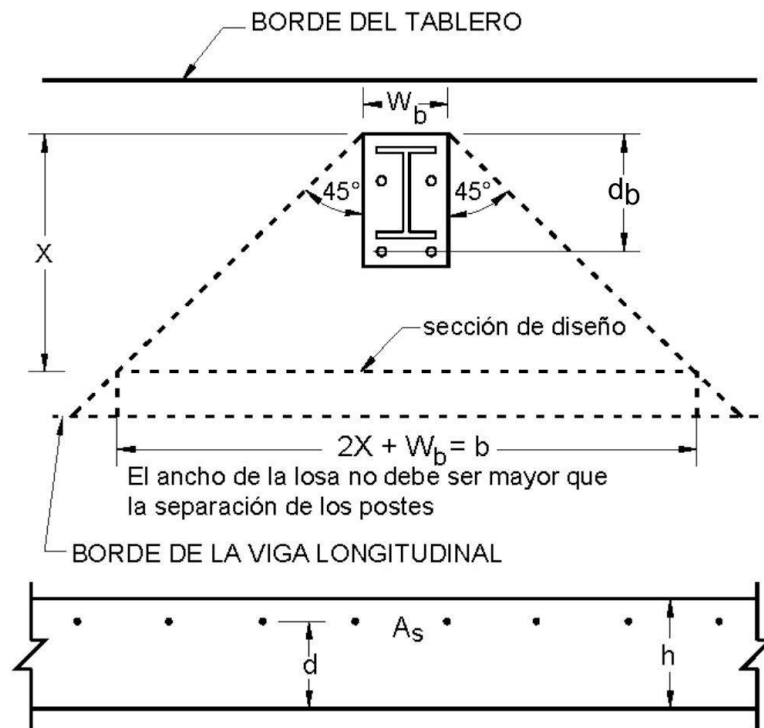


Figura A13.4.3.1-1. Longitud efectiva del voladizo para soportar las cargas concentradas de los postes, transversales o verticales

RESISTENCIA AL CORTE POR PUNZONAMIENTO (AASHTO A13.4.3.2)

- a) Para el Caso de Diseño 1, el corte de diseño se puede tomar como:

$$V_u = A_f F_y \quad (A13.4.3.2-1)$$

- b) La resistencia de diseño al corte por punzonamiento del voladizo lateral del tablero se puede tomar como:

$$V_r = \phi V_n \quad (A13.4.3.2-2)$$

$$V_n = v_c \left[W_b + h + 2 \left(E + \frac{B}{2} + \frac{h}{2} \right) \right] h \quad (A13.4.3.2-3)$$

$$v_c = \left(0,166 + \frac{0,332}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \leq 0,332 \sqrt{f'_c} \quad (A13.4.3.2-4)$$

$$\frac{B}{2} + \frac{h}{2} \leq B \quad (A13.4.3.2-5)$$

en el cual:

$$\beta_c = \frac{W_b}{d_b} \quad (A13.4.3.2-6)$$

Donde:

V_u fuerza de corte de diseño en la sección, en kN.

A_f área del ala comprimida del poste, en m².

F_y tensión de fluencia del ala comprimida del poste, en MPa.

V_r resistencia al corte de diseño, en kN.

V_n resistencia al corte nominal de la sección analizada, en kN.

v_c resistencia a la corte nominal proporcionada por las tensiones de tracción en el hormigón, en MPa.

W_b ancho de la placa base, en m.

b longitud de tablero que resiste la fuerza o carga de corte del poste = $h + W_b$

- h*** espesor de la losa, en m.
- E*** distancia entre el borde de la losa y el baricentro de la resultante de la tensión de compresión en el poste, en m.
- B*** distancia entre los baricentros de las resultantes de las tensiones de tracción y compresión en el poste, en m.
- β_c*** relación entre el lado mayor y el lado menor de la carga concentrada o de la superficie de introducción de la reacción.
- f'_c*** resistencia a la compresión del hormigón a 28 días, en MPa.
- ϕ*** factor de resistencia = **1,0**.
- d_b*** distancia desde el borde exterior de la placa base a la fila más interna de bulones, en m.
- c)** La distribución supuesta para las fuerzas que intervienen en el cálculo del corte por punzonamiento deberá ser como se ilustra en la Figura A13.4.3.2-1.

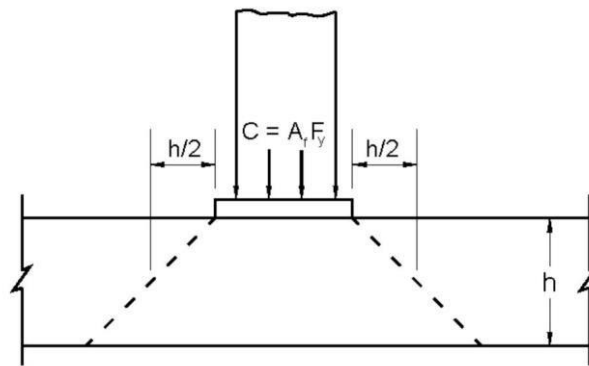
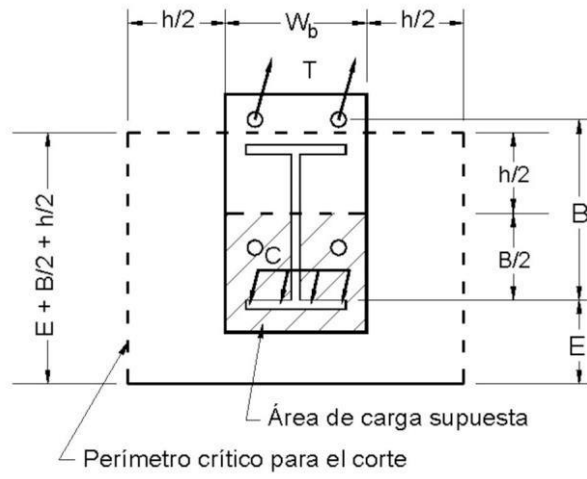


Figura A13.4.3.2-1. Modo de falla por corte por punzonamiento