

**7.3.2 TRANSITORIO.** Las demás unidades y títulos que conforman el Reglamento General de Edificaciones serán puestas en vigencia en el orden en que sean oficializadas, según requerimientos de la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones.

**ART. 8.- FORMATO DEL REGLAMENTO**

El presente Reglamento será publicado en el formato que disponga la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines, CONARTIA.

**ART. 9.- REMISIÓN DEL REGLAMENTO**

Envíese a la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones, para los fines correspondientes.

**DADO** en Santo Domingo de Guzmán, Distrito Nacional, capital de la República Dominicana, a los veintiún (21) días del mes de noviembre de dos mil seis (2006); años 163 de la Independencia y 144 de la Restauración.

**LEONEL FERNÁNDEZ**

**Dec. No. 577-06 que establece el Reglamento para Estudio Geotécnicos.**

**LEONEL FERNANDEZ**  
**Presidente de la República Dominicana**

**NUMERO: 577- 06**

**CONSIDERANDO:** Que es deber del Estado Dominicano garantizar la seguridad ciudadana mediante el establecimiento de requisitos mínimos para el diseño y construcción de las obras, acordes con nuestra realidad y avances tecnológicos.

**CONSIDERANDO:** La importancia que tiene la realización de un diseño adecuado de los sistemas de fundaciones de las edificaciones, para garantizar la estabilidad de las estructuras y su respuesta efectiva ante las diferentes combinaciones de carga a las que estarán sometidas.

**CONSIDERANDO:** Que de acuerdo a la Ley No.687, de fecha 27 de Julio del 1982, la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines es la única autoridad estatal encargada de definir la política de reglamentación técnica de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines, mediante el sistema establecido en dicha ley.

**CONSIDERANDO:** Que es deber ciudadano colaborar con el ordenamiento urbano mediante el cumplimiento de las disposiciones emanadas de los poderes públicos de la Nación;

**VISTA:** La Ley número 687, del 27 de julio de 1982, que crea un sistema de reglamentación para la preparación y ejecución de proyectos y obras relativas a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines;

En ejercicio de las atribuciones que me confiere el Artículo 55 de la Constitución de la República, dicto el siguiente:

## **REGLAMENTO PARA ESTUDIOS GEOTÉCNICOS**

### **ART. 1.- CONSIDERACIONES GENERALES**

#### **1.1 OBJETIVO**

El presente reglamento regula los requisitos a cumplir para la realización de los estudios geotécnicos mínimos requeridos para el diseño de los sistemas de fundaciones en las edificaciones y constituye la Unidad 4 del Reglamento General de Edificaciones. Los lineamientos establecidos para el diseño de estos sistemas no consideran los efectos de socavación, ni de fuerzas debidas a la acción de oleajes. Las fundaciones de estructuras sujetas a estas fuerzas externas deberán protegerse contra estos efectos mediante la implementación de defensas apropiadas.

#### **1.2 CAMPO DE APLICACIÓN**

Este reglamento será de aplicación general para todas las edificaciones a ser construidas en el Territorio Nacional cuyo diseño de fundaciones estará basado en los estudios geotécnicos aquí requeridos, para garantizar que cumpla con las características propias del suelo donde será erigida. No se aceptarán cálculos estructurales de los proyectos que no cumplan con estas disposiciones. Toda edificación en proceso de construcción o construida sin la licencia correspondiente, para la regularización de este trámite deberá cumplir con lo establecido en el artículo 2.1.4 de la Unidad 1 de este Reglamento General de Edificaciones.

#### **1.3 UNIDADES Y TÍTULOS DEL REGLAMENTO GENERAL DE EDIFICACIONES**

El Reglamento General de Edificaciones lo conforman las siguientes unidades y títulos, incluida esta unidad, y le serán complementarios los demás reglamentos vigentes, necesarios para la debida concepción del proyecto y ejecución de la obra en cuestión.

- **UNIDAD 1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE APLICACIÓN Y TRAMITACIÓN DE PLANOS**
- **UNIDAD 2. DISPOSICIONES ARQUITECTÓNICAS**
- **UNIDAD 3. SISTEMAS DE SEGURIDAD CONTRA INCENDIOS**
- **UNIDAD 4. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS**
- **UNIDAD 5. ESTRUCTURAS**
  - *TÍTULO 1: CARGAS MÍNIMAS*
  - *TÍTULO 2: HORMIGÓN ARMADO*
  - *TÍTULO 3: MAMPOSTERÍA*
  - *TÍTULO 4: MADERA*
  - *TÍTULO 5: ACERO*
  - *TÍTULO 6: ANÁLISIS Y DISEÑO BÁSICO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS.*
  - *TÍTULO 7: METODOLOGÍA PARA EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD Y REDISEÑO DE REFUERZO EN EDIFICACIONES*
- **UNIDAD 6. SISTEMAS ELÉCTRICOS EN EDIFICACIONES**
  - *TÍTULO 1: INSTALACIONES ELÉCTRICAS EN EDIFICACIONES*
- **UNIDAD 7. SISTEMAS SANITARIOS**
  - *TÍTULO 1: INSTALACIONES SANITARIAS EN EDIFICACIONES Y PROYECTOS DE URBANIZACIÓN*
- **UNIDAD 8. SISTEMAS MECÁNICOS**
  - *TÍTULO 1: VENTILACIÓN Y AIRE ACONDICIONADO*
  - *TÍTULO 2: SISTEMAS DE REFRIGERACIÓN*
  - *TÍTULO 3: SISTEMAS DE SUMINISTRO Y DISTRIBUCIÓN DE GAS.*
- **UNIDAD 9. ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN**

## **1.4 SANCIONES**

El no cumplimiento a las disposiciones establecidas en este reglamento, conllevará a la aplicación de las sanciones instituidas en los capítulos V y VI de la ley 687.

## **1.5 DISEÑO**

Los límites de asentamientos, las presiones admisibles de contacto en los suelos, los esfuerzos admisibles en las estructuras y las fórmulas de diseño provistas en esta Unidad 4 se usarán con las combinaciones de cargas del Diseño por Esfuerzo Admisible de este Reglamento.

## **ART. 2.- INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO**

### **2.1 GENERAL**

Los estudios geotécnicos serán realizados siguiendo los lineamientos de las Secciones 2.2 a 2.5. Solo un ingeniero civil, o profesional afin con grado de maestría en ingeniería geotécnica, con exequátur y colegiado ante el Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores (CODIA), con experiencia y conocimientos en la rama de la ingeniería geotécnica, podrá realizar los estudios geotécnicos.

### **2.2 REQUISITOS GENERALES PARA ESTUDIOS GEOTÉCNICOS**

El dueño o responsable técnico del proyecto deberá someter a la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones (SEOPC), junto a los documentos de solicitud de licencia del proyecto, un estudio geotécnico para toda nueva edificación o ampliación y para excavaciones, incluyendo aquellas adyacentes a edificaciones existentes, el cual cumplirá con los requisitos establecidos en las secciones 2.3 a 2.6.

### **2.3 INVESTIGACIÓN DE CAMPO**

La clasificación de los suelos o rocas se realizará a partir de la observación de muestras de suelos o rocas y ejecución de pruebas necesarias. Las muestras serán recuperadas por sondeos, calicatas u otros métodos de investigación del subsuelo efectuado en los sitios y a las profundidades pertinentes a cada aplicación.

Se utilizarán equipos y técnicas estandarizadas en la ejecución de sondeos y en la obtención de muestras. El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) se realizará según ASTM D1586. No se utilizarán correlaciones para calcular los valores de SPT-N a partir de conteos de golpes de equipos que no se ajusten a dicho estándar.

Las investigaciones geotécnicas podrán realizarse a partir de Ensayos de Penetración Estática con el Cono (CPT) siguiendo ASTM D3441 pero deberán auxiliarse de suficientes sondeos con recuperación de muestras para la identificación de los suelos. El número de sondeos será por lo menos un 10% de los puntos explorados con el CPT con un mínimo de 3 sondeos.

En la obtención de testigos de rocas se seguirán los lineamientos del ASTM D2113. Se reportará el porcentaje de roca recuperado en cada tirada y el valor del Índice de Calidad de Roca (RQD) según ASTM D6032.

Los estudios geotécnicos deberán clasificar los suelos utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) según ASTM D2487. Las descripciones de muestras de suelos podrán realizarse utilizando los procedimientos visuales-manuales delineados en el ASTM D2488.

Se realizarán investigaciones de campo adicionales que según el juicio del ingeniero geotécnico sean necesarios para evaluar la presencia de cavernas, la estabilidad de taludes, resistencia de los suelos, profundidad de estratos portantes, compresibilidad, licuefacción, potencial de expansión y efectos de variaciones del contenido de humedad sobre la resistencia.

### **2.3.1 DEFINICIÓN DEL MANTO ROCOSO**

Donde las exploraciones geotécnicas indican variabilidad en la profundidad y en las características mecánicas del manto rocoso o donde existe la posibilidad de que el manto rocoso detectado no tenga continuidad vertical, se requerirá que los sondeos exploratorios se extiendan por lo menos 3 metros dentro de la roca.

## **2.4 ALCANCES MÍNIMOS DE EXPLORACIÓN**

El desarrollo del alcance del programa de exploración, que incluye la cantidad y tipos de sondeos, las profundidades de exploración, intervalo de muestreo y los ensayos de campo y laboratorio a ser realizados, será responsabilidad del ingeniero geotécnico. El alcance de dichos trabajos deberá igualar o exceder los siguientes requisitos mínimos.

### **2.4.1 CANTIDAD DE SONDEOS**

El espaciamiento entre sondeos bajo la estructura no será mayor que 20 m a menos que los sondeos hayan sido ubicados en base a una previa zonificación desarrollada mediante métodos geofísicos, como imágenes geoelectricas, imágenes topográficas sísmicas, imágenes de geo-radial o cualquier otro método geofísico aceptado por la SEOPC. Se requerirán al menos tres sondeos no alineados bajo la estructura.

Para el caso particular de grupos de edificaciones de no más de dos niveles de altura, como urbanizaciones de casas, se requerirá como mínimo un sondeo cada 5 unidades, siempre que no se trate de una zona cavernosa.

En la evaluación de la estabilidad de futuros cortes y el efecto de éstos sobre estructuras adyacentes, los sondeos se perforarán desde la superficie original del terreno, con posterioridad al perfilado geofísico y previo al inicio de excavaciones. Se requerirá un

mínimo de dos sondeos en cada pared de la excavación y el espaciamiento entre sondeos será menor o igual a 20 m. Los sondeos podrán retirarse de la pared una distancia horizontal no mayor que la altura del futuro corte.

#### **2.4.2 PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

Para estructuras que serán soportadas por cimientos superficiales, la profundidad mínima de exploración ( $Z_x$ ) bajo la cota de cimentación será:

- a. Dos veces el ancho de la zapata ( $Z_x \geq 2 B$ ) para zapatas con relaciones de largo a ancho menor o igual a dos ( $L/B \leq 2$ ).
- b.  $Z_x > 4 B$  para zapatas con  $L/B > 5$ .
  - Para zapatas con relaciones  $L/B$  intermedias, la profundidad mínima de exploración se interpolará linealmente entre estos límites.
  - Cuando el espaciamiento entre centros de columnas apoyadas en zapatas sea menor que dos veces el ancho máximo de zapata se supondrá que las zapatas son combinadas para fines del cálculo de  $Z_x$ .
  - Para plateas, la profundidad mínima de exploración será la menor de  $Z_x = 1.5 B$  o la profundidad  $Z_x$  bajo la cual los estratos inferiores aportarán menos de 10 % de los asentamientos totales esperados.
  - La profundidad mínima de exploración no tendrá que ser mayor que la profundidad del manto rocoso debidamente identificado según la sección 2.3.1 a menos que dicho estrato sea el principal plano de fundación.

#### **2.4.3 PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS**

Para pilotes cuyas puntas no terminen en el manto rocoso, la profundidad mínima de exploración ( $Z_x$ ) será la mayor de:

- a. La longitud estimada de pilotes y cabezal ( $L_p$ ) más 6 metros adicionales;
- b. La longitud estimada de pilotes y cabezal más dos veces el ancho del grupo de pilotes.

Para pilotes que se extienden hasta el manto rocoso, los sondeos deberán extenderse un mínimo de 3 metros o 10 diámetros de pilote bajo la punta de los pilotes, lo que sea mayor.

#### **2.4.4 PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN PARA EXCAVACIONES**

Para excavaciones, la profundidad mínima de exploración ( $Z_x$ ) será 1.5 veces la altura prevista del corte desde la superficie original del terreno.

### **2.5 INFORME GEOTÉCNICO**

El informe geotécnico resumirá los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio así como los análisis y recomendaciones del ingeniero geotécnico.

**Como mínimo el informe geotécnico presentará la siguiente información:**

1. Breve descripción de la geología regional y local donde se sitúa el proyecto.
2. Descripción del alcance de las investigaciones y metodologías empleadas.
3. Planta de Ubicación de Sondeos y perfiles geofísicos con sus designaciones.
4. Bitácoras Finales de los sondeos con descripción de las muestras de suelos y rocas por un profesional calificado de acuerdo a los requisitos de la sección 2.3.
5. Descripción del perfil estratigráfico del subsuelo encontrado y clasificación del sitio en una de las CLASES de SITIO de la Tabla 2.1.
6. Ubicación del nivel freático, si ha sido encontrado en los sondeos.
7. Asentamientos totales y diferenciales esperados.
8. Recomendaciones de cimentación, incluyendo tipo de cimientos, esfuerzos máximos admisibles sobre terreno natural y rellenos para cimientos superficiales y recomendaciones para mejoramiento del terreno contra los efectos de suelos expansivos, zonas cavernosas y suelos granulares propensos a licuefacción.
9. Recomendaciones para cimentaciones profundas según el Capítulo 5.
10. Recomendaciones para excavaciones, estabilidad de taludes, estructuras de retención y para mitigar el efecto de excavaciones sobre estructuras adyacentes.
11. Recomendaciones para rellenos compactados.

### **2.6 REQUISITOS ESPECIALES**

#### **2.6.1 CLASIFICACIÓN DEL SITIO PARA FINES SÍSMICOS**

- El estudio geotécnico deberá clasificar la estratigrafía descubierta por la exploración en una de las seis categorías definidas en la Tabla 2.1 para fines de su

comportamiento ante sismos. Se asignará siempre la categoría más desfavorable que aplique al sitio en cuestión.

- En la clasificación del sitio tomarán precedencia las mediciones de velocidad de onda cortante ( $V_s$ ), luego las mediciones de resistencia al cortante no-drenada de muestras de suelos cohesivos ( $s_u$ ) y finalmente valores del conteo de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D1586) (SPT-N) en suelos granulares.
- Se dividirán los 30 m superiores del perfil en  $n$  estratos de suelos cada uno con propiedades similares. Los espesores de dichos estratos se definirán como  $d_i$ . Se utilizarán los valores promedios de las mediciones de  $V_s$ ,  $S_u$  y/o SPT-N en los 30 m superiores del perfil calculados según se indica a continuación:

$$X = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{d_i}{x_i} \right]} \quad (2.1)$$

→ Donde

$x_i$  representa los valores de la propiedad que está siendo promediada ( $V_s$ ,  $S_u$  o SPT-N) en cada uno de los estratos del perfil, y  $X$  es el valor promediado de dicha propiedad, que se utilizará para la clasificación en la Tabla 2.1.

En las sumatorias de la ecuación 2.1 se limitará el valor de SPT-N a 100 golpes/pie y se limitará el valor de  $S_u$  a 240 KPa.

## 2.6.2 SUELOS EXPANSIVOS

En aquellas zonas en donde se sospeche la existencia de suelos expansivos, se requerirán estudios que definirán su capacidad expansiva, su extensión superficial y espesores, así como medidas de mitigación de sus efectos.

## 2.6.3 NIVEL FREÁTICO

Para estructuras con sótanos el estudio geotécnico deberá ubicar la posición del nivel freático con relación a la cota del piso soterrado más bajo y establecer las medidas que se recomiendan para impedir inundaciones del mismo.



**TABLA 2.1**  
**DEFINICIÓN DE LA CLASE DE SITIO**

<b>SITIO CLASE</b>	<b>Nombre</b>	<b>V<sub>s</sub> [m/s]</b>	<b>s<sub>u</sub> [KPa]</b>	<b>SPT-N [golpes/0.3m]</b>
<b>A</b>	<b>Roca Sana</b>	>1,500	No Aplica	No Aplica
<b>B</b>	<b>Roca</b>	750 a 1,500	No Aplica	No Aplica
<b>C</b>	<b>Roca Blanda o Suelos Muy Densos</b>	370 a 750	>100	>50
<b>D</b>	<b>Suelos Firmes</b>	190 a 370	50 a 100	15 a 50
<b>E</b>	<b>Suelos Blandos</b>	< 190	< 50	< 15
	Se clasificará como <b>SITIO CLASE E</b> a perfiles con más de 3 m de arcillas o limos con todas las siguientes propiedades: Índice de Plasticidad $I_p > 20$ , contenido de humedad natural $w_n > 4\%$ y resistencia al cortante no-drenada $s_u < 25\text{KPa}$			
<b>F</b>	Se clasificará como <b>SITIO CLASE F</b> al perfil de suelos que tenga cualquiera de las siguientes características: 1) Suelos susceptibles a pérdida de resistencia ante cargas sísmicas como suelos licuables, arcillas sensitivas muy blandas 2) perfiles con más de 3 m de Turbas y/o arcillas muy orgánicas 3) perfiles con más de 7 m de arcillas de muy alta plasticidad (Índice de Plasticidad $I_p > 75$ ) 4) perfiles con más de 35 m de arcillas blandas a medianas			

#### 2.6.4 FUNDACIONES PROFUNDAS

Las fundaciones profundas se diseñarán e instalarán sobre la base del informe geotécnico según especificado en las Secciones 2.3 a 2.5 y en el Capítulo 5.

#### 2.6.5 ZONAS CÁRSTICAS

Los estudios geotécnicos en zonas cársticas deberán auxiliarse de métodos geofísicos para definir la ubicación de cavernas y bolsones de materiales de menor competencia, determinar los espesores de costra superficial del techo de la caverna y sus características mecánicas. En adición deberán determinar las características mecánicas de los suelos o rocas que subyacen dicha costra superficial.

#### 2.6.6 ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA SÍSMICA DE DISEÑO C

En aquellas estructuras con Categoría Sísmica de Diseño C, según se define en el título 1 de la Unidad 5 del Reglamento General de Edificaciones de la República Dominicana, se

---

requerirá un estudio geotécnico de alcance ampliado que incluirá una evaluación de los siguientes peligros potenciales que resultan de terremotos:

- ❖ Inestabilidad de taludes, licuefacción de suelos saturados y rupturas superficiales debido a desplazamientos de fallas o por deformaciones laterales.

### **2.6.7 ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA SÍSMICA DE DISEÑO D, E y F**

Cuando la estructura clasifica como con Categoría Sísmica de Diseño D, E o F, el estudio geotécnico deberá cumplir con los requisitos establecidos en la Sección 2.6.6 y además deberá incluir:

- a. Una determinación de presiones laterales en sótanos y estructuras de retención debido a terremotos.
  - b. Una evaluación de las consecuencias potenciales de licuefacción y pérdida de resistencia del suelo, incluyendo estimados de las magnitudes de asentamiento diferenciales, deslizamiento o reducción de la capacidad portante y discutirá medidas para mitigar esta situación. Estas medidas de mitigación serán tomadas en cuenta en el diseño de la estructura y pueden incluir, sin ser limitadas a, la estabilización del subsuelo, selección de sistemas de fundación y profundidades adecuados, selección de sistemas estructurales adecuados para acomodar los desplazamientos anticipados o cualquier combinación de estas medidas.
- El Potencial de Licuefacción y pérdida de resistencia serán evaluados para magnitudes de la aceleración pico del terreno y para características de la fuente consistentes con el terremoto de diseño. Las aceleraciones pico del terreno se determinarán a partir de un estudio específico para el sitio tomando en cuenta la amplificación del suelo y las mediciones in situ de las velocidades de las ondas sísmicas de compresión (p) y de corte (s).
  - **Excepción:** Estudios de amplificación específicos para un sitio no son requeridos si se utiliza una aceleración pico del terreno igual a  $SDS/2.5$ , donde SDS es la aceleración espectral de diseño para período corto, definida en el título 1 de la Unidad 5 de este reglamento.

### **2.6.8 ESTABILIDAD DE CORTES ADYACENTES A ESTRUCTURAS**

El dueño o responsable técnico deberá someter a la SEOPC un estudio del efecto que tendrán las excavaciones de sótanos en las estructuras adyacentes, previo a su inicio, en donde se demuestre que se cumplen con los requisitos de la Sección 3.5.2 de este reglamento.

## **ART. 3.- CRITERIOS DE SEGURIDAD**

### **3.1 GENERAL**

El tipo de cimentación deberá ser escogido y dimensionado de manera que cumpla con los siguientes criterios de seguridad.

### **3.2 CIMIENTOS SUPERFICIALES**

- Se tomarán todas las precauciones en el diseño de zapatas aisladas y combinadas para que bajo cargas de servicio los asentamientos absolutos se limiten a 25 milímetros. Los asentamientos diferenciales entre apoyos se limitarán a 6 milímetros para apoyos espaciados a 3 m, o sea  $\beta \leq 2 \times 10^{-3}$ , donde  $\beta$  es la distorsión angular.
- En suelos cohesivos y en rocas deberá satisfacerse además la condición de que la presión de contacto bajo cargas de servicio sea menor a un tercio de la capacidad portante última calculada según los métodos propuestos en el Capítulo 4.
- En aquellos sitios en donde los asentamientos esperados sean mayores que estos máximos aceptables se estudiarán la viabilidad de mejorar el subsuelo o utilizar plateas o cimentación profunda.
- El ingeniero geotécnico podrá defender recomendaciones en que los asentamientos calculados excedan los máximos admisibles presentados en esta sección si se demuestra por análisis sustentado por datos y con posterior verificación con mediciones en obra que no resultan en consecuencias negativas para la estructura, ni para el uso de la edificación ni representan peligro alguno para sus ocupantes.

### **3.3 PLATEAS**

- Los asentamientos absolutos para plateas se limitarán a 50 milímetros. Las plateas deberán poseer suficiente rigidez para limitar los asentamientos diferenciales a 6 milímetros para apoyos espaciados a 3 m o sea  $\beta \leq 2 \times 10^{-3}$ , donde  $\beta$  es la distorsión angular.
- En aquellos sitios en donde los asentamientos esperados sean mayores que estos máximos aceptables se estudiarán la viabilidad de mejorar el subsuelo o utilizar cimentación profunda.
- Al igual que para zapatas aisladas y combinadas, el juicio del ingeniero geotécnico primará cuando se demuestre por análisis sustentado por datos y con posterior verificación con mediciones en obra, que asentamientos mayores a estos máximos

establecidos no resultan en consecuencias negativas para la estructura, ni para el uso de la edificación ni representan peligro alguno para sus ocupantes.

### **3.4 FUNDACIONES PROFUNDAS**

La Carga Axial de Trabajo ( $Q_{trabajo}$ ) de pilotes se calculará como la relación entre la Capacidad Geotécnica Última ( $Q_{ult}$ ), según las directrices del Capítulo 5, y el Factor de Seguridad (F.S.).

$$Q_{trabajo} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} \quad (3.1)$$

- El Factor de Seguridad (F.S.) dependerá del nivel de las investigaciones según los siguientes criterios:
  - a. Para una investigación mínima con sondeos según la sección 2.4.3 y análisis de capacidad estáticos según el Capítulo 5, el Factor de Seguridad será F.S. = 3
  - b. Si además de las actividades señaladas en a) se realizan pruebas de carga dinámicas según ASTM D4945 el Factor de Seguridad será F.S. = 2.25
  - c. Si se realizan pruebas de carga estáticas según ASTM D1143 o ASTM D3689, según aplique, además de las actividades listadas en a), se usará F.S. = 2.
- En Pilotes Vaciados In-Situ se requerirá la realización de pruebas de integridad estructural según ASTM D5882 en una muestra representativa de por lo menos el 25% de los pilotes del proyecto.

### **3.5 ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN Y TALUDES EN CORTE Y RELLENOS**

#### **3.5.1 ESTABILIDAD GLOBAL**

La estabilidad global de muros de contención y taludes en corte o relleno será aceptable solo si los factores de seguridad calculados con los métodos recomendados en el Capítulo 6 son mayores que los mínimos especificados en esta sección para las siguientes condiciones.

- a. Construcción: Corto plazo F.S. > 1.2
- b. Servicio: Largo Plazo F.S. > 1.5
- c. Sismo: F.S. > 1.1

### **3.5.2 DEFORMACIONES A ESTRUCTURAS ADYACENTES INDUCIDAS POR EXCAVACIONES**

- El ingeniero geotécnico tomará toda precaución para que las excavaciones no causen daños a estructuras adyacentes pre-existentes.
- Además de satisfacer los requisitos de la sección 3.5.1, los cortes no deberán inducir deformaciones verticales u horizontales que afecten adversamente las estructuras adyacentes existentes.
- Se limitarán los desplazamientos inducidos a zapatas adyacentes a excavaciones de manera que las distorsiones angulares ( $\beta$ ) y deformaciones unitarias horizontales ( $\epsilon_h$ ) impuestas a la edificación por el corte sean menores que  $\epsilon_h < 0.15\%$  y  $\beta < 0.20\%$ .

## **ART. 4.- DISPOSICIONES PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

### **4.1 GENERAL**

#### **4.1.1 ZAPATAS SOBRE RELLENO**

Las zapatas apoyadas sobre relleno estarán regidas por las mismas consideraciones de capacidad portante, asentamiento y estabilidad ante sollicitaciones sísmicas que aquellas apoyadas sobre suelos naturales. Deberá tomarse en cuenta tanto el comportamiento del relleno como de los suelos naturales que lo subyacen.

#### **4.1.2 DISTRIBUCIÓN DE LA PRESIÓN DE APOYO**

Las zapatas serán dimensionadas para que la presión de contacto máxima sea menor que la presión admisible del suelo o la roca. Se diseñarán las zapatas para que las presiones de contacto sean lo más uniforme posible con la finalidad de minimizar asentamientos desiguales en la zapata.

#### **4.1.3 SEPARACIÓN DE ZAPATAS DE TALUDES**

Los taludes que afecten las edificaciones deberán ser evaluados y estabilizados de ser necesario para que cumplan con los requisitos de la sección 3.5 de este reglamento.

- Las zapatas se retirarán del borde de un talud que asciende por lo menos una distancia horizontal igual a  $\frac{1}{2}$  de la altura del talud para proveer espacio para la caída de material por erosión o fallas superficiales. Esta distancia de retiro no tiene que ser mayor que 5 m.

- Las zapatas adyacentes a un talud que desciende deberán cimentarse con suficiente profundidad para apoyarse sobre material no relajado por el talud. Además deberán retirarse una distancia igual a  $1/3$  de la altura del talud pero no necesariamente mayor que 12 m.

Estas separaciones mínimas podrán ser modificadas por el ingeniero geotécnico basado en resultados de exploración y análisis.

## **4.2 PROPIEDADES DE SUELOS Y ROCA**

Las propiedades de los suelos y rocas que definen la resistencia y compresibilidad de los materiales de fundación son requeridas para el diseño de zapatas. Los análisis de capacidad portante y de asentamientos se realizarán sobre la base de propiedades derivadas de mediciones en campo o laboratorio.

## **4.3 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE**

Las zapatas serán desplantadas a la profundidad donde aparezca el estrato competente y donde cesen los efectos de cambios de humedad pero con una profundidad mínima de 0.70 m por debajo del nivel final del terreno.

Las zapatas apoyadas sobre relleno deberán tener una profundidad mínima de 0.85 m.

## **4.4 VIGAS RIOSTRAS EN EDIFICACIONES CON CATEGORÍA SÍSMICA DE DISEÑO D, E ó F**

- Se utilizarán vigas riostras para conectar todas las zapatas individuales soportadas por suelos definidos con Sitio Clase E o Clase F para las estructuras con Categoría Sísmica de Diseño D, E o F.
- Las riostras serán capaces de resistir tanto en tracción como en compresión una carga horizontal igual a la máxima carga de las zapatas multiplicada por un décimo de la aceleración espectral de diseño para períodos cortos (SDS/10).

## **4.5 DISEÑO GEOTÉCNICO EN SUELOS**

- Las zapatas en suelos deberán ser diseñadas para soportar las cargas de diseño con presiones máximas de contacto que no excedan las admisibles, con suficiente capacidad estructural y con asentamientos tolerables como se indica en el Capítulo 3.
- El esfuerzo admisible será el menor de los estimados para satisfacer los dos criterios siguientes. Se estimará primero a partir de la ecuación de capacidad portante reducida por un factor de seguridad para prevenir una falla general por cortante. En

adición se determinará la presión de contacto necesaria para que los asentamientos inducidos sean menores que los valores especificados en el Capítulo 3.

- La resultante de fuerzas (R), debido a la presión en la base de la zapata, deberá ser mantenida dentro de B/6 del centro de la zapata para evitar el levantamiento de los extremos. No se recomienda el uso de zapatas con bases inclinadas.

#### 4.5.1 CAPACIDAD PORTANTE

La capacidad geotécnica última (falla general por cortante del suelo) puede ser estimada usando la siguiente relación:

$$q_{ult} = cN_c s_c i_c d_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma + q N_q s_q i_q d_q \quad (4.1)$$

→Donde:

[-] representa unidades adimensionales, [L] son unidades de longitud y [F] representa unidades de fuerza

- $N_c, N_\gamma, N_q$  son factores de capacidad de carga [-] basados en los valores de fricción interna ( $\phi$ ) del suelo de fundación que se presentan en la tabla 4.1
- $d_c, d_\gamma, d_q$  son factores de profundidad [-];
- $i_c, i_\gamma, i_q$  son factores de cargas inclinadas [-];
- $s_c, s_\gamma, s_q$  son factores de forma de la zapata;
- $B$  es el ancho de zapata [L],  $c$  es la cohesión del suelo [ $FL^{-2}$ ] y  $\gamma$  es el peso unitario efectivo de los suelos [ $FL^{-3}$ ];
- $q$  es el esfuerzo efectivo vertical en el plano de cimentación

El ingeniero geotécnico podrá a su discreción utilizar otros métodos que provean iguales o mejores predicciones.

El esfuerzo admisible se determinará a partir de la capacidad portante y el factor de seguridad (F.S.) como:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.} \quad (4.2)$$

Para todos los tipos de suelos deberán utilizarse parámetros de resistencia drenados ( $c = c'$  y  $\phi = \phi'$ ) en los estimados de capacidad portante. En adición, en suelos cohesivos se deberá calcular la capacidad portante a corto plazo utilizando parámetros de resistencia no-drenados.

**TABLA 4.1**  
**FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE**

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00
5	6.49	1.57	0.45
10	8.35	2.47	1.22
15	11.0	3.94	2.65
20	14.8	6.40	5.39
25	20.7	10.7	10.9
30	30.1	18.4	22.4
35	46.1	33.3	48.0
40	75.3	64.2	109
45	134	135	272
50	267	319	763

Si existe la posibilidad de una falla por cortante local o punzonamiento, se estimará  $q_{ult}$  usando parámetros de resistencia reducidos  $c^*$  y  $\phi^*$  en la ecuación (4.1) como sigue:

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (4.3)$$

$$\phi^* = \tan^{-1} \left( \frac{2}{3} \tan \phi \right) \quad (4.4)$$

#### 4.5.1.1 CARGAS EXCÉNTRICAS

Las dimensiones de la zapata deberán ser reducidas para tomar en cuenta los efectos de una carga excéntrica a valores efectivos  $B'$  y  $L'$ . Estas nuevas dimensiones efectivas serán utilizadas para determinar los factores modificadores de la capacidad de carga (forma de la zapata y factores de inclinación de la carga) y para calcular la capacidad última de la zapata.

→ Las dimensiones reducidas de la zapata deberán determinarse como sigue:

$$B' = B - 2e_B \quad (4.5)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (4.6)$$

$$A' = B' L' \quad (4.7)$$



→ Donde

$B$  es el ancho y  $L$  es la dimensión más larga de la zapata,  $e_B$  y  $e_L$  son excentricidades en la dirección estrecha y larga de la zapata, respectivamente.

- El área efectiva de apoyo se calcula en la ecuación (4.7). El valor de  $q_{ult}$  obtenido usando la reducción en dimensiones de la zapata representa una presión de apoyo uniforme equivalente y no la presión real de contacto distribuida debajo de la zapata. Esta presión equivalente puede ser multiplicada por el área reducida para determinar la capacidad de carga última de la zapata desde el punto de capacidad de portante.
- La presión real de contacto que se supone de forma trapezoidal deberá usarse para el diseño estructural de la zapata.
- Para una excentricidad ( $e_L$ ) en la dirección  $L$ , las presiones de contacto mínima y máxima pueden ser determinadas a partir de la componente normal de la fuerza en la zapata  $Q$  como sigue:

→ Para

$e_L < L/6$ :

$$q_{\max} = Q \frac{\left[1 + \frac{6e_L}{L}\right]}{BL} \quad (4.8)$$

$$q_{\min} = Q \frac{\left[1 - \frac{6e_L}{L}\right]}{BL} \quad (4.9)$$

→ Para

$L/6 < e_L < L/2$ :

$$q_{\max} = \frac{2Q}{3B[L/2 - e_L]} \quad (4.10)$$

$$q_{\min} = 0 \quad (4.11)$$

$$L_1 = 3[(L/2) - e_L] \quad (4.12)$$

→ Donde

$L_1$  es la longitud del triángulo de presión en la base.

Para una excentricidad ( $e_B$ ) en la dirección B, las presiones máxima y mínima pueden ser determinadas usando las ecuaciones (4.8) a (4.12) reemplazando  $e_L$  por  $e_B$  y sustituyendo L por B y B por L.

#### 4.5.1.2 FACTORES DE FORMA DE LA ZAPATA.

Para zapatas con una relación  $L < 5B$ , los siguientes factores de forma deberán ser aplicados a la ecuación (4.1):

$$s_c = 1 + (B/L)(N_q/N_c) \quad (4.13)$$

$$s_q = 1 + (B/L)\tan\phi \quad (4.14)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4(B/L) \quad (4.15)$$

Para zapatas continuas,  $L > 5B$ , los factores de forma pueden ser supuestos igual a 1. Para zapatas circulares se supondrá que  $B = L$ . Para casos en que la carga sea excéntrica, las variables  $L$  y  $B$  deberán ser reemplazadas por  $L'$  y  $B'$ , respectivamente, en las ecuaciones anteriores.

#### 4.5.1.3 FACTORES PARA CARGAS INCLINADAS.

Para cargas inclinadas, los siguientes factores deberán ser aplicados a la ecuación (4.1):

$$i_q = \left[ 1 - \frac{P}{Q + BLc \cot\phi} \right]^n \quad (4.16)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0) \quad (4.17)$$

$$i_c = 1 - \frac{nP}{BLcN_c} \quad (\phi = 0) \quad (4.18)$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{P}{Q + BLc \cot\phi} \right]^{n+1} \quad (4.19)$$

$$n = \left[ \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \right] \sin^2 \theta + \left[ \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \right] \cos^2 \theta \quad (4.20)$$

→ Donde

$\theta$  es el ángulo de la componente tangencial de la fuerza ( $P$ ) en la zapata con respecto al eje longitudinal (dirección larga) de la zapata.

Para casos en que la carga sea excéntrica, las variables  $L$  y  $B$  deberán ser reemplazadas por  $L'$  y  $B'$ , respectivamente, en las ecuaciones anteriores.

#### 4.5.1.4 DESLIZAMIENTO LOCAL DE LA ZAPATA

La falla por deslizamiento en el plano de la zapata deberá ser considerada comparando la componente de la fuerza tangencial ( $P$ ) en la zapata a la fuerza resistente máxima ( $P_{\max}$ ):

$$P_{\max} = Q \tan \delta + B L c_a \quad (4.21)$$

→ Donde

$\delta$  es el ángulo de fricción y  $c_a$  es la adhesión en el contacto suelo-zapata, respectivamente. El factor de seguridad disponible deberá ser  $F.S. \geq 1.5$

$$FS = P_{\max} / P \geq 1.5 \quad (4.22)$$

En la determinación de  $P_{\max}$ , se ignorará la contribución de la resistencia pasiva provista por los suelos frente a la zapata. En caso de cargas excéntricas,  $BL$  se sustituirá por el área realmente en compresión en la zapata.

#### 4.5.1.5 AGUAS SUBTERRÁNEAS

La capacidad portante deberá ser determinada usando el nivel de agua más alto anticipado bajo la zapata en cuestión. El efecto del agua subterránea sobre la capacidad portante última deberá ser considerado usando un peso unitario promedio ponderado de los suelos que la subyacen.

Si  $\phi < 37^\circ$ , las siguientes ecuaciones pueden ser usadas para determinar el peso unitario ponderado:

→ Para una profundidad de las aguas subterráneas, bajo el fondo de zapata  $z_w \geq B$ :

$$\gamma = \gamma_m \text{ (sin efecto)} \quad (4.23)$$

→ **Donde**

$\gamma_m$  es el peso unitario húmedo del suelo y  $\gamma'$  es el peso unitario efectivo.

→ **Para  $z_w < B$ :**

$$\gamma = \gamma' + (z_w / B)(\gamma_m - \gamma') \quad (4.24)$$

→ **Para**

$z_w \leq 0$ : use

$$\gamma = \gamma' \quad (4.25)$$

Si  $\phi \geq 37^\circ$ , las siguientes ecuaciones pueden ser usadas para determinar el peso unitario promedio ponderado:

$$\gamma = (2D - z_w)(z_w \gamma_m / D^2) + (\gamma' / D^2)(D - z_w)^2 \quad (4.26)$$

$$D = \frac{1}{2}B \tan(45^\circ + \phi / 2) \quad (4.27)$$

#### 4.5.2 ASENTAMIENTOS

El asentamiento total de la zapata incluye tres componentes: elástico, por consolidación y compresión secundaria.

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (4.28)$$

- Los asentamientos deberán determinarse usando la carga muerta más la carga viva reducida sin factorizar. Otros factores que afectan el asentamiento (cargas por terraplén y en suelos granulares, cargas de vibración por cargas vivas dinámicas o cargas por terremotos) también deberán considerarse, donde sea apropiado.
- Se distinguirán entre dos grupos principales de suelos: 1) arenas y limos no-plásticos y 2) arcillas y limos plásticos.

#### 4.5.3 ASENTAMIENTOS EN ARENAS Y LIMOS NO-PLÁSTICOS

Los asentamientos instantáneos dominan en estos materiales. El cálculo de los asentamientos se realizará mediante métodos empíricos calibrados basados en mediciones de campo. Proponemos el método presentado por Terzaghi, Peck & Mesri (1996) basado en el Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D1586).

El ingeniero geotécnico podrá a su discreción utilizar otros métodos que provean iguales o mejores predicciones.

→ La profundidad de influencia ( $Z_I$ ) se calculará según:

$$Z_I = B^{0.75} \quad [\text{m}] \quad (4.30)$$

→ **Donde**

B es el ancho de zapata.

▪ El conteo de golpes del Ensayo de Penetración Estándar ( $N$ ) se calculará como el promedio ponderado de los conteos de golpes en los estratos que se encuentran dentro de la profundidad de influencia ( $Z_I$ )

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i \Delta z_i}{Z_I} \quad (4.31)$$

→ **Donde**

$\Delta z_i$  son los espesores de los estratos con valores  $N_i$ .

→ El asentamiento resultante  $S_t$  en milímetros para una presión de contacto  $q$  [KPa] es:

$$S_t = Z_I \frac{1.7}{(\bar{N})^{1.4}} q \quad (4.32)$$

#### 4.5.4 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

El asentamiento por consolidación de las zapatas en suelos cohesivos saturados o casi saturados puede estimarse usando las siguientes ecuaciones cuando los resultados de pruebas de laboratorio están expresados en términos de relación de vacío ( $e$ ):

• Para suelos inicialmente preconsolidados ( $\sigma_p' > \sigma_o'$ ):

$$S_c = \frac{H_c}{1+e_o} \left[ C_{cr} \log \frac{\sigma_p'}{\sigma_o'} + C_c \log \frac{\sigma_f'}{\sigma_p'} \right] \quad (4.33)$$

• Para suelos normalmente consolidados ( $\sigma_p' = \sigma_o'$ ):

$$S_c = \frac{H_c}{1+e_o} \left[ C_c \log \frac{\sigma_f'}{\sigma_o'} \right] \quad (4.34)$$

→ Donde

$H_c$  es el espesor del estrato,  $e_0$  es la relación de vacíos inicial,  $C_{cr}$  el índice de recompresión,  $C_c$  es el índice de compresión durante consolidación primaria,  $\sigma'_p$  es la presión de preconsolidación y  $\sigma'_o$  es el esfuerzo efectivo inicial.

Para tomar en cuenta la disminución del incremento en esfuerzo efectivo inducido con la profundidad debajo de la zapata, y la variación de la compresibilidad del suelo con la profundidad, la capa comprimida deberá ser subdividida en incrementos verticales (típicamente de 0.5 a 2 m de espesor) y el asentamiento de consolidación para cada incremento analizado separadamente. El valor total de  $S_c$  es la sumatoria de  $S_{ci}$  para cada incremento.

#### 4.5.5 ASENTAMIENTOS SECUNDARIOS

Los asentamientos secundarios de zapatas en suelos cohesivos pueden ser estimados según:

$$S_s = H_c \frac{C_\alpha}{1+e_o} \log(t_2 / t_p) \quad (4.35)$$

→ Donde

$C_\alpha$  es el índice de compresión secundaria,  $t_p$  es el tiempo necesario para completar la consolidación primaria en un 90% y  $t_2$  es un tiempo arbitrario que representa la vida útil de la estructura.

#### 4.6 DISEÑO GEOTÉCNICO EN ROCAS

- Las zapatas en rocas deberán ser diseñadas para soportar las cargas de diseño con presiones de contacto que no excedan a las admisibles, con suficiente capacidad estructural y con asentamientos tolerables como se indica en el Capítulo 3.
- La resultante de fuerzas debido a la presión (R) en la base de la zapata deberá ser mantenida dentro de B/6 del centro de la zapata.
- La capacidad portante y los asentamientos de la zapata en rocas son influenciados por la presencia, orientación y condición de discontinuidades, perfiles de meteorización, y otras características similares. Los métodos usados para el diseño de zapatas en rocas deberán considerar estos factores como se manifiestan en sitio en particular, y en el grado en que se deberán incorporarse en el diseño.

### 4.6.1 CAPACIDAD PORTANTE EN ROCAS FRACTURADAS.

El diseño de zapatas en macizos rocosos fracturados deberá tomar en cuenta la condición y el espaciamiento de las juntas, zonas de falla y otras discontinuidades. La capacidad portante última de las zapatas en rocas fracturadas puede ser estimada usando la siguiente relación:

$$q_{ult} = N_{ms} C_o \quad (4.36)$$

→ Donde

$C_o$  es la resistencia uniaxial de testigos de roca obtenidos en la exploración geotécnica y ensayada en el laboratorio y  $N_{ms}$  es un factor multiplicador afectado por la litología del macizo, la frecuencia de discontinuidades y otros factores de calidad del macizo rocoso definido en la Tabla 4.2

El valor de  $C_o$  a ser utilizado será de las muestras provenientes de las rocas hasta una profundidad de  $2B$  desde la base de la zapata. Donde los estratos de roca dentro de este intervalo sean variables en resistencia, la roca con la menor capacidad deberá ser usada para determinar  $q_{ult}$ .

→ El esfuerzo admisible se calculará según:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.} \quad (4.37)$$

→ Con un factor de seguridad mínimo de 3.

**TABLA 4.2**  
**FACTOR DE MULTIPLICADOR  $N_{ms}$**

RQD [%]	A	B	C	D	E
100-95	3.8	4.3	5.0	5.2	6.1
95-90	1.4	1.6	1.9	2.0	2.3
90-75	0.28	0.32	0.38	0.40	0.46
75-50	0.049	0.056	0.066	0.069	0.081
50-25	0.015	0.016	0.019	0.020	0.024
25-0	<b>Calcular <math>q_{ult}</math> para masa de suelo equivalente</b>				

- **Rocas A:** Carbonatadas; **B:** Argiláceas; **C:** Arenáceas; **D:** Igneas de grano fino; **E:** Igneas de grano grueso y metamórficas.

#### 4.6.2 ASENTAMIENTOS DE ZAPATAS EN ROCA

Donde el criterio de roca competente no es alcanzado, la influencia del tipo de roca, condiciones de las discontinuidades y grado de meteorización deberán ser considerado en el análisis de asentamientos.

El asentamiento elástico de zapatas ( $S_e$ ) en rocas fracturadas puede ser determinado según las siguientes relaciones:

- Para zapatas Circulares o Cuadradas (diámetro o ancho = B);

$$S_e = \frac{q(1-\nu^2)BI_\rho}{2E_m}$$
$$I_\rho = \left( \frac{\sqrt{\pi}}{\beta_z} \right) \quad (4.38)$$

→ Donde

$E_m$  es el módulo elástico de la masa fracturada y  $\nu$  es la relación de Poisson.

- Para zapatas rectangulares;

$$S_e = \frac{q(1-\nu^2)BI_\rho}{E_m}$$

→ Donde

$$I_\rho = \frac{\sqrt{L/B}}{\beta_z} \quad (4.39)$$

- Los valores de  $I_\rho$  pueden ser computados usando los valores de  $\beta_z$  presentados en la Tabla 4.3 para Zapatas.
- La determinación del módulo elástico del macizo rocoso ( $E_m$ ) deberá estar basada en los resultados de ensayos de refracción sísmica in situ, sondeos y ensayos de laboratorio. Alternativamente, valores de  $E_m$  pueden ser estimados multiplicando el módulo de la roca intacta ( $E_o$ ) obtenido de las pruebas de compresión uniaxial de testigos por un factor de reducción ( $\alpha_E$ ) que toma en cuenta la frecuencia de discontinuidades en la designación de la calidad de la roca (RQD), usando las siguientes relaciones:

$$E_m = \alpha_E E_o \quad (4.40)$$



$$\alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15 \quad (4.41)$$

**TABLA 4.3**  
**FACTOR DE FORMA Y RIGIDEZ  $\beta_z$**

L/B	Flexible	Rígida
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

- Para análisis preliminares cuando los resultados de una prueba in situ no están disponibles, deberá ser usado un valor de  $\alpha_E = 0.15$  para estimar  $E_m$ .

## **ART. 5.- DISPOSICIONES PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS**

### **5.1 REQUISITOS GENERALES**

- Se utilizarán cimientos profundos cuando los criterios de seguridad para cimentaciones superficiales no puedan ser cumplidos de una manera costo-efectiva.
- El término pilote se utiliza de manera genérica para significar cualquier elemento estructural capaz de transmitir cargas a estratos más profundos de manera segura sin importar su método constructivo.
- El ingeniero geotécnico podrá recomendar cualquier sistema de cimentación profunda que se demuestre cumpla con los requisitos de seguridad impuestos en esta sección.

#### **5.1.1 INFORME GEOTÉCNICO**

Las fundaciones profundas se diseñarán sobre la base de un informe geotécnico realizado según los requisitos del Capítulo 2, pero expandiendo el alcance para incluir los siguientes temas:

1. Recomendar los tipos de pilotes y presentar estimados de su capacidad axial última y de trabajo incluyendo porcentajes estimados de la carga que serán soportados por punta y por fricción en el fuste.
2. Presentar estimados de resistencia a cargas laterales

3. Definir cotas mínimas requeridas de la punta de los pilotes para las cargas de trabajo recomendadas.
4. Presentar factores de reducción de la capacidad individual de pilotes por efecto de acción de grupos.
5. Estimar los asentamientos esperados para pilotes individuales y para grupos de pilotes
6. Describir los métodos de instalación recomendados
7. En pilotes hincados se especificarán las características de hincado esperadas y martillos recomendados.
8. En pilotes hincados se especificará el desarrollo de criterios de hinca a partir de pruebas en campo con pilotes indicadores antes del inicio de la hinca de producción.
9. Se especificarán los requerimientos de pruebas de cargas de los pilotes.

### **5.1.2 CABEZALES DE PILOTES**

Se construirán los cabezales de concreto reforzado. El suelo inmediatamente debajo del cabezal no será considerado con capacidad para soportar carga vertical. El tope de los pilotes será cortado hasta encontrar material sin daños y reconstruido para cumplir con la penetración requerida dentro del cabezal.

El tope de los pilotes será embebido por lo menos 0.15 m dentro del cabezal y el cabezal se extenderá en planta por lo menos 0.15 m después de los bordes de los pilotes.

### **5.1.3 ESTABILIDAD.**

Los pilotes serán arriostrados para proveer estabilidad lateral en todas sus direcciones. Tres o más pilotes conectados por un cabezal se le considerarán arriostrados si los pilotes están localizados en dirección radial desde el centro del grupo a no menos de 60°. Un grupo de dos pilotes con un cabezal rígido se le considerará arriostrado a lo largo del eje que conecta los dos pilotes.

**EXCEPCIÓN:** Se eximirá del requisito de arriostramiento a sistemas pilote-suelo capaces de soportar las cargas laterales impuestas por la estructura sin deformaciones horizontales significativas.

Los pilotes que soportan muros serán ubicados al tresbolillo en dos líneas paralelas cada una localizada a por lo menos 0.30 m del centro de gravedad del peso de la pared, a menos que medidas efectivas sean tomadas para proveer excentricidad y fuerzas laterales, o los pilotes están adecuadamente arriostrados para brindar estabilidad lateral.

#### **5.1.4 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL**

Los pilotes serán instalados con métodos y en la secuencia adecuados para prevenir distorsión o daño a los pilotes que se instalarán y a los que ya han sido instalados.

En Pilotes Vaciados In-Situ se requerirá la realización de pruebas de integridad estructural según ASTM D5882 en una muestra representativa de por lo menos el 25% de los pilotes del proyecto.

#### **5.1.5 ESPACIAMIENTO**

El espaciamiento de centro a centro de los pilares o pilotes será el recomendado en el reporte de suelo.

#### **5.1.6 EMPALMES**

Los empalmes serán construidos para proporcionar y mantener alineación y posición de los componentes del pilote durante la instalación y subsecuentemente deberán de desarrollar suficiente resistencia para transmitir las cargas laterales y verticales y los momentos que ocurran en los empalmes durante el hincado y las cargas de servicios.

Los empalmes que ocurran en los 3 m superiores de la parte del pilote bajo la superficie deberán resistir bajo cargas admisibles los momentos y cortantes que se generen por una excentricidad de 76 mm de la carga.

#### **5.1.7 CARGAS ADMISIBLES EN PILOTES**

##### **5.1.7.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS ADMISIBLES**

La carga axial admisible de los pilotes será estimada por métodos de análisis estáticos o con pruebas de carga, de acuerdo a la buena práctica de la ingeniería geotécnica en los que se determinará la resistencia última de los suelos y se aplicará un factor de seguridad según los requisitos de la sección 3.4.

La capacidad geotécnica última de un pilote se calculará según (5.1) como la suma de la fricción última en el fuste ( $Q_f$ ) y la capacidad última de la punta ( $Q_p$ ).

$$Q_{ult} = Q_f + Q_p \quad (5.1)$$

→ La carga axial admisible de un pilote será:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} \quad (5.2)$$

**TABLA 5. 1**  
**FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD AXIAL DE PILOTES EN UN GRUPO**

S/B	$\xi$
6	1
5	0.9
4	0.8
3	0.7

S/B: relación entre el espaciamiento de centro a centro al diámetro de pilotes

- Cuando el espaciamiento entre centros de pilotes sea menor que 6 diámetros, la capacidad última de los pilotes deberá ser reducida por el factor de interacción  $\xi$  de la tabla 5.1. La capacidad última del grupo será la menor de:
  - a) La suma de las capacidades últimas reducidas de los pilotes en el grupo.
  - b) La capacidad última de una pila de dimensiones externas iguales a las del grupo de pilotes.

#### **5.1.7.2 CRITERIOS DE HINCA DE PILOTES.**

Cuando la instalación de los pilotes sea por hincado deberán desarrollarse criterios de hinca antes del inicio de la hinca de producción. Los criterios de hinca preliminares pueden confeccionarse a partir de la información provista en el estudio geotécnico utilizando el Método de Ecuación de Onda (WEAP) para confirmar la habilidad de hinca del sistema pilote-martillo propuestos, estimar los esfuerzos de hincado y estimar los desplazamientos netos por golpe necesarios para alcanzar la carga última.

Los criterios de hinca definitivos deberán desarrollarse a partir de los resultados de pruebas de carga sobre pilotes de prueba según los requisitos de la sección 5.1.7.3.

Durante la hinca de pilotes solo se permitirá el uso de extensiones o “seguidores” con la aprobación del ingeniero geotécnico. No se permitirá la introducción de un nuevo amortiguador de martillo o un nuevo material amortiguador en la cabeza del pilote en los momentos finales de la hinca.

#### **5.1.7.3 PRUEBAS DE CARGAS**

Cuando la carga de trabajo asignada a pilotes sobre la base de análisis estáticos sea mayor que el 30% de la carga estructural admisible de la sección, se requerirá la realización de pruebas de carga estáticas (ASTM D1143) o dinámicas (ASTM D4945) en por lo menos el

3% de los pilotes. El número de pruebas dependerá además de la variabilidad de los suelos en el sitio según el criterio del ingeniero geotécnico.

La carga admisible de un pilote de prueba será la menor entre la mitad de la carga de falla o aquella que produzca un asentamiento neto no mayor a 19 mm.

Para la subsiguiente instalación de pilotes de producción se podrá suponer que los pilotes tendrán una carga admisible igual a la del pilote de prueba representativo del sector en cuestión, siempre y cuando los pilotes de producción sean del mismo tipo, hayan sido instalados en suelos comparables y posean las mismas dimensiones y longitudes comparables y hayan sido instalados de igual manera que el pilote de prueba.

En pilotes hincados deberá utilizarse el mismo martillo utilizado en la hinca del pilote de prueba.

#### 5.1.7.4 CAPACIDAD A LA TRACCIÓN

La capacidad a la tracción de un pilote será estimada por análisis estático suponiendo que no se generarán succiones en la punta y contando solo con la fricción en el fuste. La fricción en el fuste calculada para cargas de compresión ( $Q_f$  compresión) deberá ser reducida para estimar la fricción actuante en tracción ( $Q_f$  tracción) como sigue:

$$Q_{f \text{ tracción}} = 0.7Q_{f \text{ compresión}} \quad (5.3)$$

Se utilizarán los factores de seguridad de la sección 3.4 para la determinación de la carga de trabajo admisible en tracción.

Para aplicaciones en que los pilotes serán sometidos a cargas por tracción sostenidas se realizarán pruebas de cargas estáticas en tracción según ASTM 3689 o pruebas de carga dinámicas (ASTM D 4945) con interpretación de la contribución relativa de fricción en el fuste y en la punta para determinar la resistencia a la tracción. La carga máxima admisible en tracción será la menor de un medio de la carga de falla o la mitad de la carga que produce un movimiento hacia arriba del pilote igual a la extensión elástica del pilote más 3 mm.

Para grupos de pilotes sujetos a tracción, la carga de trabajo admisible por tracción del grupo será la menor de:

1. La carga de trabajo individual de un pilote a tracción multiplicada por el número de pilotes del grupo.
2. Las dos terceras partes del peso efectivo del grupo de pilotes y el suelo contenido en un bloque definido por el perímetro del grupo de pilotes y la longitud de pilotes.

### **5.1.7.5 CAPACIDAD ÚLTIMA REQUERIDA EN COMPRESIÓN**

Tanto la sección estructural como los suelos deberán desarrollar capacidades de carga última de por lo menos el doble de la carga de trabajo de diseño de los pilotes. Se demostrará por análisis que los estratos que subyacen la punta de los pilotes no influirán para reducir la capacidad última a valores menores que el doble de la carga de trabajo.

### **5.1.7.6 PILOTES DOBLADOS**

La capacidad soporte de carga de pilotes que se descubran que tengan una curvatura o pequeña doblez se determinará por un método de análisis o por pruebas de cargas a los respectivos pilotes.

### **5.1.7.7 SOBRECARGAS EN PILOTES**

La sobrecarga máxima en compresión debido a una mala ubicación de los pilotes no deberá exceder el 10 por ciento de la carga admisible de diseño.

## **5.1.8 SOPORTE LATERAL**

### **5.1.8.1 GENERALES**

Con la excepción de suelos sujetos a licuefacción y turbas, se supondrá que todo suelo será capaz de proveer suficiente soporte lateral al pilote para prevenir el pandeo en su zona embebida en el suelo.

### **5.1.8.2 PILOTES NO RESTRINGIDOS**

La porción de los pilotes en el aire, a través de agua o en suelos sujetos a licuefacción o en turbas, serán diseñados como columnas de acuerdo con las provisiones de este código.

Los pilotes en terrenos firmes se considerarán empotrados y lateralmente soportados a 3 diámetros por debajo de la superficie del terreno y en materiales blandos a 6 diámetros por debajo de la superficie del terreno.

### **5.1.8.3 CARGA LATERAL ADMISIBLE**

Donde sea requerida por diseño, la capacidad de carga lateral de un pilote o grupo de pilotes se determinará por un método de análisis aprobado o por pruebas de cargas laterales. La carga admisible no será mayor que la mitad de la carga de prueba que produce un desplazamiento lateral de 25 mm en la superficie del terreno.

Para cargas laterales se deberán aplicar factores de reducción por efecto de interacción entre pilotes en el grupo cuando el espaciamiento entre centros de pilotes sea menor que ocho

diámetros, según se presenta en la tabla 5.2. Otros factores de reducción podrán ser recomendados por el ingeniero geotécnico basados en mediciones de campo que los sustenten.

**TABLA 5. 2**  
**FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD LATERAL DE PILOTES EN UN GRUPO**

S/B	Fila Frontal	2da Fila	3ra & demás Filas
8	1	1	1
6	0.95	0.8	0.6
3	0.8	0.5	0.3

S/B es la relación entre el espaciamiento de centro a centro al diámetro de pilotes.

No se permitirán espaciamientos entre centros de pilotes menores que tres veces su diámetro.

### **5.1.9 SUPERVISIÓN**

El diseño e instalación de la fundación con pilotes deberá estar bajo la supervisión de un ingeniero geotécnico con experiencia en pilotaje, quien certificará por escrito que la instalación de los pilotes satisface el criterio de diseño.

### **5.1.10 PILOTES EN ZONAS DE ASENTAMIENTOS**

Donde los pilotes sean instalados a través de rellenos u otros estratos que se asienten y se apoyen en materiales firmes más profundos, se considerarán las fuerzas por fricción negativa como cargas adicionales al pilote.

En pilotes hincados, los criterios de hinca definitivos deberán considerar que la resistencia que estos materiales ofrecen durante la hinca no estará disponible para soportar los pilotes a largo plazo y que estos estratos aplicarán una carga al pilote por fricción negativa.

### **5.1.11 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS**

El asentamiento de pilotes individuales y grupos de pilotes se estimará basado en métodos de análisis. El asentamiento calculado no deberá causar distorsiones dañinas de inestabilidad a la estructura, ni causar esfuerzos que excedan los valores admisibles.

#### **5.1.12 PRE-EXCAVACIÓN EN PILOTES HINCADOS**

El uso de chorro de agua, barrenado u otros métodos de pre-excavación estarán sujetos a aprobación del ingeniero geotécnico. Donde sea permitido, la pre-excavación será realizada de la misma manera que como se usó para instalar los pilotes sujetos a pruebas de cargas y en una forma que no dañará la capacidad portante de los pilotes ya instalados ni afectar estructuras adyacentes. La punta del pilote se hincará por debajo de la profundidad de pre-excavación hasta alcanzar la resistencia requerida. El ingeniero geotécnico tomará en cuenta la reducción en fricción causada por el proceso de pre-excavación.

#### **5.1.13 SECUENCIA DE INSTALACIÓN**

Los pilotes serán instalados en una secuencia que evite la compactación del suelo circundante al extremo que otros pilotes no puedan ser instalados correctamente, y previniendo movimientos en el suelo que sean capaces de dañar estructuras adyacentes.

#### **5.1.14 EQUIPOS VIBRATORIOS Y OSCILADORES**

Los equipos vibratorios y osciladores solamente serán utilizados para instalar pilotes donde la capacidad de carga del pilote será verificada por pruebas de cargas de acuerdo con la sección 5.1.7.3. La instalación de los pilotes de producción será controlada con el consumo de energía, la velocidad de penetración u otros medios aprobados que aseguren que la capacidad del pilote será igual o que excederá la del pilote de prueba representativa.

#### **5.1.15 HABILIDAD DE HINCA DE LA SECCIÓN**

La sección de los pilotes hincados deberá ser de suficiente tamaño y resistencia para soportar los esfuerzos de hincado sin dañar el pilote, y poseer la suficiente rigidez para transmitir las fuerzas de hincado requeridas.

#### **5.1.16 PROTECCIÓN PARA LOS MATERIALES DEL PILOTE**

Deberán protegerse los materiales del pilote donde las condiciones del sitio indiquen la existencia de constituyentes en el suelo o en el agua que podrían tener un efecto dañino sobre los materiales de los pilotes.

La protección deberá resistir el proceso de hinca sin perder sus cualidades protectoras.

#### **5.1.17 PLANTA DE LOCALIZACIÓN DE PILOTES**

Se elaborará un plano de ubicación de pilotes y se identificará cada pilote en dicho plano previo al inicio de su instalación. Todos los registros de instalación harán referencia a la identificación del pilote en dicho plano.



## 5.1.18 DISEÑO SÍSMICO PARA PILOTES

### 5.1.18.1 ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA SÍSMICA DE DISEÑO C

Los cabezales de pilotes deberán ser interconectados con amarres. Los amarres deberán ser capaces de soportar en tracción y compresión la fuerza horizontal  $F_t$  definida como:

$$F_t = Q_{\max} \left( \frac{S_{DS}}{10} \right) \quad (5.4)$$

→ Donde

$Q_{\max}$  es la carga máxima de columna y

$S_{DS}$  es la aceleración espectral de diseño para períodos cortos.

Los cabezales no necesitarán amarres si puede ser demostrado que una restricción equivalente es alcanzada por vigas de concreto reforzado entre losas de pisos o losas de concreto reforzado sobre el piso o por el confinamiento de roca competente, suelos duros cohesivos, o suelos granulares muy densos.

#### 5.1.18.1.1 CONEXIONES AL CABEZAL DE PILOTES

Los pilotes de concreto y tubulares de acero rellenos de concreto deberán ser conectados al cabezal empotrando el refuerzo del pilote o barras de traba (dowel) colocadas en campo ancladas dentro del pilote y el cabezal con la longitud de desarrollo de las barras.

Se permitirán medidas alternativas para confinar lateralmente y mantener la tenacidad y el comportamiento dúctil en el tope del pilote siempre y cuando el diseño induzca la formación de la articulación plástica en la zona confinada.

Los zunchos o estribos serán terminados en ganchos de 135° hacia adentro del núcleo de concreto confinado. La relación de refuerzo transversal mínima para confinamiento no deberá ser menor a la mitad de la requerida para columnas.

Para la resistencia a fuerzas de tracción de tubos de acero huecos, tubos de acero rellenos de concreto o perfiles “H” deberán proveerse anclajes soldados al pilote o conectados con otros dispositivos aprobados y embebidos dentro del cabezal de manera que desarrollen la carga última requerida.

Los empalmes de pilotes deberán desarrollar la resistencia total del pilote.

### 5.1.18.1.2 DETALLES DE DISEÑO

La distribución de momentos, cortante y deflexiones horizontales de los pilotes usados para diseñar la sección estructural y las conexiones, deberán ser determinadas considerando la interacción no-lineal del pilote y el suelo siguiendo las recomendaciones del ingeniero geotécnico. Si la relación de la longitud de penetración del pilote al diámetro, o su ancho mínimo, es menor o igual a seis, se supondrá que el pilote es rígido.

### 5.1.18.2 ESTRUCTURAS CON CATEGORÍAS SÍSMICAS DE DISEÑO D, E ó F

Las estructuras asignadas a una Categoría Sísmica de Diseño D, E o F deberán cumplir los requerimientos de la sección 5.1.18.1 para las de Categoría C además de los siguientes requerimientos:

- Aplicarán los requerimientos del ACI 318, Sección 21.8.4, cuando no entren en conflicto con las recomendaciones de las disposiciones para cimientos profundos de este código.
- El concreto a ser utilizado tendrá resistencia a la compresión uniaxial ( $f'_c$ ) no menor a  $210 \text{ kg/cm}^2$  (20.5 MPa) a los 28 días.

#### 5.1.18.2.1 DETALLES DE DISEÑO

Los pilotes serán diseñados y construidos para soportar las curvaturas máximas impuestas por los movimientos del sismo en adición a la respuesta de la estructura. Las curvaturas elásticas máximas ( $1/R$ ) por estrato impuestas por el terreno debido a las ondas cortantes podrán calcularse según:

$$\frac{1}{R} = \frac{a_{pico}}{V_s^2} \quad (5.5)$$

→ Donde

$V_s$  es la velocidad de propagación de ondas transversales y

$a_{pico}$  es la resultante de aceleración horizontal pico en el terreno.

El incremento de momento flector ( $M$ ) al imponer dicha curvatura máxima se estimará según;

$$M = \frac{EI}{R} \quad (5.6)$$

→ Donde

I es el momento de inercia y

E es el módulo elástico del pilote.

- Dicho momento se adicionará a los momentos calculados según la sección 5.1.18.1.2. El diseñador podrá justificar mediante análisis no-lineales de interacción suelo-pilote el uso de curvaturas menores por limitaciones en la resistencia de los suelos.
- En suelos que clasifican como Sitio Clase E o F, se deberán diseñar y detallar los pilotes de acuerdo con los requerimientos para marcos especiales de concreto que resisten momentos en los 7 diámetros por debajo del cabezal y en la interfase de estratos de consistencia blanda y mediana y en los estratos sujetos a licuefacción. Para pilotes de concreto pretensado aplicarán los requerimientos de la sección 5.2.3.
- Las vigas a nivel de terreno se diseñarán de acuerdo con el ACI 318, Capítulo 21.

#### **5.1.18.2.2 CONEXIÓN AL CABEZAL DE PILOTE**

El diseño del anclaje de pilote al cabezal deberá considerar el efecto combinado de la resistencia a la tracción y el empotramiento al cabezal. El anclaje deberá desarrollar como mínimo un 25 por ciento de la capacidad estructural a la tracción del pilote. Para pilotes que resistan fuerzas de tracción o que deben proveer restricciones a la rotación, el anclaje al cabezal deberá desarrollar la menor de:

- a) La resistencia a la tracción del refuerzo longitudinal en un pilote de concreto o la resistencia a la tracción de un pilote de acero.
- b) 1.3 veces la capacidad geotécnica última a la tracción de los suelos.

#### **5.1.18.2.3 CAPACIDAD A LA FLEXIÓN**

Donde los elementos de la estructura resistentes a fuerzas laterales son columnas, las vigas riostras o cabezales de pilotes deberán poseer resistencia a la flexión que excedan las de la columna.

Los pilotes inclinados deberán ser capaces de resistir las fuerzas de las combinaciones de carga sísmicas especiales de la Unidad 1 de este reglamento.

### **5.2 PILOTES HINCADOS PREFABRICADOS DE CONCRETO**

#### **5.2.1 GENERALIDADES**

Los materiales, refuerzo y la instalación de los pilotes prefabricados de concreto deben cumplir con las secciones 5.2.1.1 a 5.2.1.4

### **5.2.1.1 DISEÑO Y FABRICACIÓN**

Los pilotes deben ser diseñados y fabricados de acuerdo con la práctica aceptada en la ingeniería para resistir todos los esfuerzos inducidos por el manejo, hincado y cargas de servicio.

### **5.2.1.2 DIMENSIONES MÍNIMAS**

La dimensión mínima lateral debe ser 8 pulgadas (203 mm). Las esquinas de pilotes cuadrados deberán ser biseladas.

### **5.2.1.3 REFUERZO**

El refuerzo longitudinal deberá ser dispuesto en un patrón simétrico y deberá ser atado lateralmente con estribos de acero o alambre en espiral espaciado a no más de 0.10 m, de centro a centro, en los 0.6 m desde los extremos del pilote; y no más de 0.15 m en cualquier otra parte del pilote, excepto que en las puntas de cada pilote, los primeros cinco amares o espirales tienen que estar espaciados a 25 mm (1 pulgada) de centro a centro. El calibre de los amares de acero y espirales debe de ser como sigue:

Para pilotes con diámetro de 0.40 m (16 pulgadas) o menos, el alambre no deberá ser menor de 5.6 mm (0.22 pulgadas) (Calibre No.5).

Para pilotes con diámetros mayores de 0.40 m (16 pulgadas) y menores de 0.50 m (20 pulgadas), el alambre no puede ser menor de 6 mm (0.238 pulgadas) (Calibre No.4).

Para pilotes con diámetro de 0.50 m (20 pulgadas) y mayores, el alambre no debe ser menor de 6.4 mm (¼ de pulgada) redondeado o 6.6 mm (0.259 pulgadas) (Calibre No. 3).

### **5.2.1.4 INSTALACIÓN**

Los pilotes deben ser manejados e hincados de manera que no se les cause daños ni sean sobrecargados, lo cual afecta la durabilidad o la resistencia.

## **5.2.2 PILOTES PREFABRICADOS NO-PRETENSADOS**

Los pilotes prefabricados no-pretensados de concreto deben cumplir con lo establecido en las secciones 5.2.2.1 a 5.2.2.5

### **5.2.2.1 MATERIALES**

El concreto debe tener una resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) a los 28 días de no menos de 280 Kg/cm<sup>2</sup> (4,000 psi).

### **5.2.2.2 REFUERZO MÍNIMO**

La cantidad mínima de refuerzo longitudinal deberá ser 0.8% de la sección de concreto y deberá constar de por lo menos cuatro barras.

#### **5.2.2.2.1 REFUERZO SÍSMICO EN ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C**

El refuerzo longitudinal deberá ser provisto para pilotes prefabricados con una cuantía mínima de 0.01. El refuerzo longitudinal debe estar atado con amarres cercanos o espirales equivalentes con un mínimo de 6.4 mm ( $\frac{1}{4}$  pulgadas) de diámetro. Los amarres o espirales equivalentes deben proveerse a un espaciamiento máximo de 8 veces el diámetro de la barra con un espaciamiento máximo de 0.15 m (6 pulgadas). El refuerzo incluyendo los amarres debe estar en toda la longitud.

#### **5.2.2.2.2 REFUERZO SÍSMICO EN ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E ó F**

Para estructuras asignadas a una Categoría de Diseño Sísmico D, E o F, los requerimientos para Categoría C en la sección 5.2.2.2.1 deben ser cumplidos. Los amarres o espirales equivalentes deben ser provistos a espaciamiento máximo de 6 diámetro de la barra longitudinal sin excederse de un máximo de 0.10 m (4 pulgadas) de centro a centro. En adición, los amarres en pilotes prefabricados deben estar provistos en por lo menos la mitad superior del pilote.

### **5.2.2.3 ESFUERZOS ADMISIBLES**

El esfuerzo admisible a compresión en el concreto no deberá exceder del 33 por ciento de la resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) a los 28 días aplicada en área transversal del pilote. El esfuerzo admisible a compresión en el refuerzo de acero no deberá exceder del 40 % del esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ) con un máximo de 2,100 Kg/cm<sup>2</sup> (30,000 psi).

El esfuerzo admisible a la tracción del acero no debe exceder el 50% del esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ) o un máximo de 1,680 Kg/cm<sup>2</sup> (24,000 psi).

Los esfuerzos de compresión durante la hinca se limitarán a  $0.85 f'_c$  y el esfuerzo de tracción en las barras longitudinales se limitará a  $0.7 f_y$ .

### **5.2.2.4 INSTALACIÓN**

Un pilote prefabricado no debe ser hincado antes de que el concreto haya adquirido por lo menos un 75% de la resistencia a la compresión especificada ( $f'_c$ ) a los 28 días, ni antes que obtenga la resistencia necesaria para soportar el manejo y las cargas de hincado.

### **5.2.2.5 RECUBRIMIENTO**

El recubrimiento del refuerzo para pilotes que no son elaborados con las condiciones de una planta deberá ser de por lo menos 6 cm (2.5 pulgadas).

El refuerzo para pilotes elaborados bajo el control de las condiciones de una planta deberá tener un recubrimiento de por lo menos 3.2 cm (1.25 pulgadas) para barras No. 5 y menores. Para barras del No. 6 al No. 11 el recubrimiento será de por lo menos 3.8 cm (1.5 pulgadas) exceptuando que las barras longitudinales espaciadas a menos de 1.5 pulgadas (38 mm) de distancia libre deben ser consideradas como barras atadas para las cuales el recubrimiento mínimo es igual a aquel que corresponde a una barra con el diámetro equivalente al del atado de barras.

El refuerzo para pilotes expuestos al agua del mar deberá tener un recubrimiento no menor que 8 cm (3 pulgadas).

### **5.2.3 PILOTES PREFABRICADOS PRETENSADOS**

Los pilotes prefabricados pretensados deben cumplir con los requerimientos de las secciones 5.2.3.1 a 5.2.3.5.

#### **5.2.3.1 MATERIALES**

El acero de pretensado debe cumplir con el ASTM A 416. El concreto debe alcanzar una resistencia a la compresión a los 28 días ( $f'_c$ ) de no menos de 350 Kg/cm<sup>2</sup> (5,000 psi).

#### **5.2.3.2 DISEÑO**

Los pilotes prefabricados pretensados deben diseñarse para resistir los esfuerzos inducidos por el manejo e hincado así como los esfuerzos de servicio.

El preesfuerzo efectivo de compresión en el pilote no debe ser menor que 28 Kg/cm<sup>2</sup> (400 psi) para pilotes de hasta 9 m (30 pies) de longitud, 40 Kg/cm<sup>2</sup> (550 psi) para pilotes de hasta 15 m (50 pies) de longitud, y 50 Kg/cm<sup>2</sup> (700 psi) para pilotes mayores de 15 m (50 pies) de longitud.

Para el cálculo del preesfuerzo efectivo se deberá suponer una pérdida de 2,100 Kg/cm<sup>2</sup> (30,000 psi) en el acero de pretensado.

El esfuerzo de tracción en el acero de pretensado no debe exceder el valor especificado en el ACI 318.

### 5.2.3.2.1 DISEÑO EN ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C

La cuantía volumétrica mínima de refuerzo espiral en la región dúctil debe ser igual a 0.007. El refuerzo en espiral no debe ser menor que la cantidad requerida por la siguiente fórmula:

$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yh} \quad (5.7)$$

➔ **Donde:**

$$f'_c \leq 6,000 \text{ psi} \quad (420 \text{ Kg/cm}^2)$$

$f_{yh}$  = esfuerzo de fluencia del refuerzo en espiral  $\leq 85,000$  psi (586 MPa)

$\rho_s$  = índice del refuerzo en espiral (vol. espiral/ vol. núcleo).

Se permitirá la conexión al cabezal con barras de traba (*dowel*) como se indica en la sección 5.1.18.1.1. La conexión al cabezal mediante torones será permitida siempre que la conexión resultante sea dúctil.

### 5.2.3.2.2 DISEÑO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E Ó F

Los requerimientos para las estructuras con Categoría de Diseño Sísmico C de la sección 5.2.3.2.1 deben ser cumplidos, en adición a lo siguiente:

1. Los requerimientos del ACI 318, Capítulo 21, no aplicarán.
2. Donde la longitud total del pilote en el suelo es de 10 m o menos (35 pies), el refuerzo lateral transversal en la región dúctil se extenderá a lo largo del pilote. S
3. Donde la longitud del pilote exceda los 10 m (35 pies), la región dúctil del pilote debe tomarse como la mayor de 10 m (35 pies) o la distancia desde la parte inferior del cabezal del pilote hasta el punto de cero curvatura más tres veces la dimensión mínima del pilote.
4. En la región dúctil, el espaciamiento de centro a centro del espiral o estribo de refuerzo no será mayor que 1/5 de la dimensión mínima del pilote, seis veces el diámetro del torón longitudinal, o 20 cm (8 pulgadas), lo que sea menor.
5. El refuerzo en espiral debe empalmarse solapando una vuelta completa con soldadura o mediante el uso de conector mecánico aprobado. Donde el refuerzo en espiral sea empalmado, el final de la espiral debe terminar con un gancho sísmico

como lo indica el ACI 318, excepto que el doblado no debe ser menor de 135 grados (2.35 rad). Las uniones soldadas deben cumplir con la sección 12.14.3 del ACI 318.

Donde el refuerzo transversal consista de espirales circulares, la relación volumétrica del refuerzo en espiral transversal en la región dúctil debe cumplir con lo siguiente:

$$\rho_s = 0.25(f'_c / f_{yh})(A_g / A_{ch} - 1)[0.5 + 1.4P / (f'_c A_g)] \quad (5.8)$$

→ Pero no menos de:

$$\rho_s = 0.12(f'_c / f_{yh})[0.5 + 1.4P / (f'_c A_g)] \quad (5.9)$$

→ Y no necesita ser mayor que:

$$\rho_s = 0.021$$

→ Donde:

$A_g$  = Área de la sección transversal del pilote

$A_{ch}$  = Área del núcleo definida por el diámetro exterior de la espiral.

$f'_c \leq 6,000$  psi (41.4 MPa).

$f_{yh}$  = Esfuerzo de fluencia del refuerzo en espiral  $\leq 85,000$  psi (586 MPa).

$P$  = Carga axial en el pilote

$\rho_s$  = relación volumétrica (vol. espiral/ vol. núcleo).

Para obtener la cantidad de refuerzos de espiral requeridos se permitirá el uso de espirales interiores y exteriores.

6. Cuando el refuerzo transversal consiste de estribos rectangulares y amarres cruzados, el área total del refuerzo lateral transversal en la región dúctil debe cumplir con:

$$A_{sh} = 0.3s h_c (f'_c / f_{yh})(A_g / A_{ch} - 1)[0.5 + 1.4P / (f'_c A_g)] \quad (5.10)$$

→ Pero no menos que

$$A_{sh} = 0.12s h_c (f'_c / f_{yh})[0.5 + 1.4P / (f'_c A_g)] \quad (5.11)$$

→ Donde

$f_{yh} \leq 70,000$  psi (483 MPa).

$h_c$  = dimensión de la sección transversal del núcleo del pilote medido de centro a centro del refuerzo del estribo.



$s$  = Espaciamiento del refuerzo transversal medido a lo largo de la longitud del pilote.

$A_{sh}$  = Área del refuerzo transversal.

Los estribos y los amarres cruzados deben ser equivalentes a barras corrugadas no menores del No. 3 en tamaño (3/8"). Los extremos de los estribos rectangulares deben terminar con ganchos sísmicos.

### 5.2.3.3 ESFUERZOS ADMISIBLES

El esfuerzo de compresión máximo admisible,  $f_c$ , en concreto debe determinarse como sigue:

$$f_c = 0.33 f'_c - 0.27 f_{pc} \quad (5.12)$$

→ **Donde:**

$f'_c$  = Resistencia a compresión a los 28 días según especificación.

$f_{pc}$  = Esfuerzo efectivo de preesfuerzo en la sección bruta.

Los esfuerzos de hincado en compresión se limitarán a  $0.85 f'_c - f_{pc}$ . Los esfuerzos de hincado en tracción dependerán del ambiente en que se realice la hinca. Para ambientes normales, el esfuerzo de tracción de hinca ( $f_{tracción}$ ) se limitará a:

$$f_{tracción} = 3\sqrt{f'_c} + f_{pc} \quad (5.13)$$

→ **Para ambientes corrosivos se limitará a**

$$f_{tracción} = f_{pc} \quad (5.14)$$

## INSTALACIÓN

Un pilote pretensado no debe ser hincado antes de que el concreto haya adquirido por lo menos un 75 % de la resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) a los 28 días especificada, ni antes de que obtenga la resistencia necesaria para soportar el manejo y las cargas de hincado.

### 5.2.3.5 RECUBRIMIENTO

El acero de pretensado y el refuerzo del pilote debe tener un recubrimiento de concreto no menor a 3.2 cm (1.25 pulgadas) para pilotes cuadrados de 0.30 m (12 pulgadas) o tamaños menores y 3.8 cm (1.5 pulgadas) para pilotes mayores, exceptuando aquellos expuestos al agua de mar en los que el recubrimiento mínimo no debe ser menor que 6.4 cm (2.5 pulgadas).

### **5.3 PILOTES HINCADOS DE ACERO ESTRUCTURAL**

Los pilotes de acero estructural deben cumplir con las normas de las secciones 5.3.1 a 5.3.5.

#### **5.3.1 MATERIALES**

Los pilotes de acero estructural, pilotes de acero y pilotes de acero totalmente soldados fabricados de placas deben cumplir con las normas ASTM A36, A 252, A 283, A 572, A 588, o A 913.

#### **5.3.2 ESFUERZO PERMISIBLE**

El esfuerzo axial permisible no debe exceder del 35 por ciento del esfuerzo de fluencia mínimo especificado ( $f_y$ ), excepto cuando se hayan realizado pruebas de carga según ASTM D1143 o ASTM D4945, en cuyo caso no deberá exceder el 50% de  $f_y$ .

#### **5.3.3 DIMENSIONES DE LOS PILOTES-H**

Las secciones de los pilotes-H deben cumplir con lo siguiente.

- a) La proyección del ala no debe exceder por 14 veces el espesor mínimo del metal en el ala o en el alma, y el ancho del ala no podrá ser menor que el 80 por ciento del peralte de la sección.
- b) El peralte nominal en la dirección del alma no podrá ser menor de 8 pulgadas (203 mm).
- c) Las alas y el alma deberán tener un espesor nominal mínimo de 3/8 pulgadas (9.5 mm).

#### **5.3.4 DIMENSIONES DE LOS PILOTES TUBULARES**

Los tubos de acero hincados sin tapa en la punta deberán tener un diámetro externo nominal no menor que 8 pulgadas (203 mm) y tener un área de acero de por lo menos 219 mm<sup>2</sup> (0.34 pulgadas cuadradas).

La sección deberá resistir la hinca con un martillo con energía nominal de por lo menos 1,000 kip-pie (1356 KN-m).

Si el espesor de la pared del tubo es menor que 0.188 pulgadas deberán proveerse una punta reforzada.

### 5.3.5 DISEÑO EN ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, O F.

Donde una estructura es asignada a una Categoría de Diseño Sísmico D, E o F las secciones I deben tener una relación de ala no-soportada a espesor que no exceda.

$$52\sqrt{f_y} \text{ (Para unidades SI: } 0.317\sqrt{E/f_y} \text{)} \quad (5.15)$$

Las secciones circulares deben tener una relación de diámetro externo a espesor de la pared que no exceda

$$1,300\sqrt{f_y} \text{ (Para unidades SI: } 7.63\sqrt{E/f_y} \text{)} \quad (5.16)$$

→ Donde

$f_y$  es el esfuerzo de fluencia [psi] y E es el módulo elástico [psi] del acero.

## 5.4 PILOTES VACIADOS IN SITU. GENERAL

Los materiales, el refuerzo y la elaboración de pilotes de concreto vaciados in situ deben cumplir con lo establecido en las secciones 5.4.1 a. 5.4.3.

### 5.4.1 MATERIALES

El concreto deberá tener una resistencia a la compresión a los 28 días especificada ( $f'_c$ ) de no menos de 175 Kg/cm<sup>2</sup> (2,500 psi).

Cuando el concreto sea vaciado con un embudo en el tope del pilote, la mezcla de concreto debe diseñarse y proporcionarse para que quede manejable con un revenimiento de no menos de 10 cm (4 pulgadas) y no más de 15 cm (6 pulgadas).

Si el concreto es bombeado, el diseño de mezcla incluyendo el revenimiento se deben ajustar para producir un concreto capaz de ser bombeado.

### 5.4.2 REFUERZO

Exceptuando las barras de traba de acero (dowel) embebidas en el pilote, como lo indica la sección 5.6.4, donde se requiera el refuerzo éste deberá ser armado y amarrado y deberá ser introducido al pilote como una unidad antes de que la porción reforzada del pilote sea cubierta con concreto. También serán exceptuados de ese requerimiento los pilotes taladrados con barrenas de vástago hueco en los que el acero amarrado será introducido luego de vaciada la perforación, cuando el concreto está aún en estado semifluido.

#### **5.4.2.1 REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA SÍSMICA DE DISEÑO C**

En pilotes taladrados vaciados in situ se utilizará una cuantía mínima de 0.0025 en el tercio superior de la longitud del pilote o una longitud mínima de 3 m (10 pies) por debajo del cabezal. Se deberá reforzar el resto de la longitud del pilote sometida a flexión con por lo menos la cuantía mínima.

Se requerirá un mínimo de cuatro barras con amarres (o espirales equivalentes) con diámetro no menor de 6.4 mm ( $\frac{1}{4}$  pulgadas) espaciados a no más de 16 diámetros de la barra longitudinal.

En los primeros dos diámetros del pilote bajo el fondo del cabezal se proveerán estribos o espirales con espaciamiento máximo de 0.15 m (6 pulgadas) u 8 diámetros de la barra longitudinal, lo que sea menor.

#### **5.4.2.2 REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA SÍSMICA DE DISEÑO D, E o F**

Se deberán cumplir con los requisitos de refuerzo para estructuras con Categoría de Diseño Sísmico C, en adición a lo siguiente. En pilotes taladrados vaciados in situ se utilizará una cuantía mínima de 0.005 en la mitad superior de la longitud del pilote o una longitud mínima de 3 m (10 pies) por debajo del cabezal.

El refuerzo longitudinal con por lo menos la cuantía mínima se debe continuar a lo largo de la longitud en flexión del pilote. Se proveerán por lo menos 4 barras con estribos o espirales equivalentes.

En Sitios Clase E o F, los estribos tendrán un espaciamiento máximo de 6 diámetros de la barra longitudinal o 0.10 m (4 pulgadas), lo que sea menor, en una longitud de pilote de siete veces la dimensión menor del pilote bajo el fondo del cabezal, y en el contacto entre estratos de arcillas de consistencia blandas y mediana y en los estratos sujetos a licuefacción. En los Sitios Clase A a D, los estribos con dicho espaciamiento se proporcionarán en los tres diámetros bajo el cabezal.

El espaciamiento de estribos en el resto del pilote será el menor entre: 12 veces el diámetro de la barra longitudinal; un medio de la dimensión menor de la sección o 0.30 m (12 pulgadas).

Para pilotes menores de 20 pulgadas de diámetro, los estribos estarán compuestos por barras con diámetro mínimo de  $\frac{3}{8}$ " (No. 3), mientras que para pilotes de mayor diámetro, los estribos serán barras de por lo menos  $\frac{1}{2}$  pulgada.

### **5.4.3 VACIADO DE HORMIGÓN**

El concreto será vaciado de manera que se excluya material contaminante y se garantice un llenado completo del pilote. El concreto no se vaciará a través de agua excepto utilizando tubería Tremie u otro método aprobado.

Cuando el concreto se introduce mediante una tubería no se vaciará directamente al tubo sino a un embudo conectado a dicho tubo ubicado en la parte superior del pilote y con un caudal de hormigón suficiente y de manera continua.

## **5.5 PILOTES VACIADOS IN SITU DE BASE ENSANCHADA POR COMPACTACIÓN**

Los pilotes de base ensanchada deben cumplir con los requerimientos de la sección 5.5.1 a 5.5.5 en adición a los requisitos generales previamente enunciados.

### **5.5.1 MATERIALES**

El tamaño máximo para el agregado grueso para el concreto debe ser  $\frac{3}{4}$  pulgadas (19.1 mm). El concreto a ser compactado debe tener revenimiento de cero.

### **5.5.2 ESFUERZOS PERMISIBLES**

El esfuerzo de diseño permisible se limitará a 25 por ciento de la resistencia a compresión especificada a los 28 días ( $f'_c$ ) cuando no se provea un encamisado permanente de acero. Cuando el concreto sea colocado dentro de una camisa de acero permanente, el esfuerzo permisible del concreto será 33 % de  $f'_c$ .

### **5.5.3 INSTALACIÓN**

Las bases ensanchadas formadas ya sea por concreto compactado o hincando una base prefabricada deben ser formada dentro o hincada en suelos granulares. Los pilotes deberán ser construidos de la misma manera que los pilotes de prueba prototipos con capacidad adecuada demostrada. La porción de los pilotes que atraviesan turbas u otros suelos orgánicos deberán ser encamisados en camisas de acero permanentes.

En los lugares donde se empleen camisas, éstas se diseñarán para resistir la acción de columna, o el espacio anular alrededor del eje del pilote deberá rellenarse lo suficiente para re-establecer el soporte lateral del suelo. Cuando se produce un levantamiento del pilote, el pilote deberá ser reemplazado a menos que se demuestre que el pilote no se ha dañado y es capaz de soportar el doble de su carga de diseño.

#### **5.5.4 CAPACIDAD DE CARGA**

La capacidad de carga de pilotes de base ensanchada deberá ser verificada con Pruebas de Carga según especificado en la sección 5.1.7.3.

#### **5.5.5 RECUBRIMIENTO**

El recubrimiento mínimo de concreto debe ser 6.4 cm (2.5 pulgadas) para aquellos pilotes sin encamisar y de 2.5 cm (1 pulgada) para los encamisados.

### **5.6 PILOTES TALADRADOS Y BARRENADOS SIN ENCAMISADO**

Los pilotes taladrados o barrenados sin encamisar deben cumplir con lo establecido en las secciones 5.6.1 a 5.6.5

#### **5.6.1 ESFUERZO ADMISIBLE**

El esfuerzo admisible del concreto de pilotes taladrados no encamisados no debe pasar de 33 por ciento de la resistencia a la compresión especificada a los 28 días ( $f'_c$ ). El esfuerzo de diseño admisible en el concreto para pilotes barrenados con barrenas de vástago hueco vaciados in situ no debe exceder de 25 por ciento de la resistencia a la compresión especificada a los 28 días ( $f'_c$ ). El esfuerzo de compresión permisible de refuerzo no deberá exceder de 34 por ciento del esfuerzo de fluencia del acero o  $1,785 \text{ Kg/cm}^2$  (25,500 psi.)

#### **5.6.2 DIMENSIONES**

La longitud del pilote no podrá sobrepasar 30 veces de su diámetro promedio.

**EXCEPCIÓN:** Se permite exceder la longitud del pilote en más de 30 veces su diámetro si el diseño y la instalación de la fundación del pilote está supervisada por un ingeniero geotécnico con conocimientos y experiencia en el campo de la mecánica de suelos y fundaciones con pilotes. El ingeniero geotécnico deberá certificar que los pilotes se instalaron cumpliendo con el diseño aprobado.

#### **5.6.3 INSTALACIÓN**

En lugares donde el fuste del pilote atraviesa suelos inestables, se proveerá una camisa de acero antes de la colocación del acero de refuerzo y del vaciado del pilote. Mientras se vaya retirando la camisa cuando se este vaciando, el nivel del concreto se debe mantener sobre el fondo de la camisa con altura suficiente para contrarrestar cualquier presión hidrostática o presión lateral del suelo.

En donde se coloque hormigón por bombeo a través de barrenas de vástago hueco, se permitirá que la barrena gire en dirección de las manecillas del reloj mientras es retirada. La barrena debe ser retirada de manera continua en incrementos aproximados de 30 cm (12 pulgadas) cada vez. La presión de bombeo del hormigón debe medirse y deberá mantenerse

de manera que contrarreste las presiones hidrostáticas y presiones laterales del suelo sin afectar a pilotes adyacentes.

En donde las barrenas de vástago hueco se utilizan como camisas de acero, el vaciado de hormigón por gravedad por métodos Tremie será permitido.

Los volúmenes del concreto deberán medirse para asegurarse de que el volumen colocado en cada pilote es igual o mayor al volumen teórico del hoyo barrenado. En los lugares en que sea interrumpido el proceso de vaciado de concreto u ocurre una pérdida de presión, el pilote deberá ser rebarrenado hasta 1.5 m (5 pies) por debajo de la elevación de la punta del barreno donde el vaciado fue interrumpido u ocurrió la pérdida de presión. No deberán barrenarse pilotes adyacentes a otros ubicados a menos de 6 veces el diámetro de centro a centro que hayan sido vaciados con concreto menos de 12 horas antes, a menos que sea aprobado por el ingeniero geotécnico. Si el nivel del concreto en cualquier pilote finalizado baja durante la elaboración de otro adyacente, el pilote deberá ser reemplazado.

#### **5.6.4 REFUERZO**

Para pilotes perforados con el sistema de barrenas de vástago hueco, donde las varillas longitudinales son colocadas sin estribos o espirales, el refuerzo deberá ser colocado a través del ducto interno antes de vaciar el concreto. Todo refuerzo de pilote deberá tener un recubrimiento de concreto de no menos de 6.4 cm (2.5 pulgadas).

**EXCEPCIÓN:** Cuando existan limitaciones físicas que no permiten la colocación del refuerzo longitudinal antes del vaciado del concreto o cuando el refuerzo longitudinal no se extiende a todo lo largo del pilote, se permitirá colocar el refuerzo después que el pilote se haya vaciado completamente pero mientras el concreto esté en estado semifluido.

#### **5.6.5 REFUERZO PARA CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C, D, E o F**

Cuando la estructura clasifica como con Categoría de Diseño Sísmico C, D, E o F, deberá cumplirse con los requerimientos de las secciones 5.4.2.1 y 5.4.2.2.

### **5.7 PILOTE DE TUBO HINCADO Y VACIADO IN SITU.**

Los pilotes tubulares deben cumplir con los requerimientos de las secciones 5.7.1 a 5.7.5.

#### **5.7.1 MATERIALES**

Los tubos de acero deberán cumplir con ASTM A 252 o A 283. El concreto deberá cumplir con los requisitos de la sección 5.5.1. El tamaño máximo de agregado será de  $\frac{3}{4}$  de pulgada.

### **5.7.2 ESFUERZOS ADMISIBLES**

El esfuerzo admisible del concreto no debe exceder 33 por ciento de la resistencia a la compresión especificada a los 28 días ( $f'_c$ ). El esfuerzo de compresión permisible del acero no deberá exceder de 35 por ciento del esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ) para  $f_y$  no mayor que  $2,500 \text{ Kg/cm}^2$  ( $36,000 \text{ psi}$ ).

**EXCEPCIÓN:** Los esfuerzos en el acero podrán aumentarse a  $0.5 f_y$  cuando se han realizado pruebas de carga según 5.1.7.3 y la construcción de los pilotes se realizará bajo la supervisión de un ingeniero geotécnico calificado y con experiencia en fundaciones profundas.

### **5.7.3 DIMENSIONES MÍNIMAS**

Los pilotes tubulares tendrán un diámetro exterior nominal y un espesor de pared mínimo según la sección 5.3.4. Para tubos hincados con mandril el espesor mínimo de la pared del tubo será de  $2.5 \text{ mm}$  ( $0.1 \text{ pulgadas}$ ).

### **5.7.4 REFUERZO**

El acero de refuerzo deberá cumplir con los requisitos de la sección 5.4.2. Deberá proveerse un espacio mínimo de  $1 \text{ pulgada}$  entre el refuerzo y la pared interna del tubo.

#### **5.7.4.1 REFUERZO SÍSMICO**

Cuando la estructura es asignada a una Categoría de Diseño Sísmico C, D, E o F, los siguientes requisitos deberán ser cumplidos. Se proveerá una cuantía mínima de refuerzo longitudinal, con relación al área bruta de hormigón de relleno, de  $0.01$  en el tope del pilote que se extenderá dentro del pilote una longitud por lo menos igual a dos veces la longitud requerida dentro del cabezal pero no menor que la longitud de desarrollo de las barras en tracción.

El espesor de pared del tubo de acero no será menor que  $4.8 \text{ mm}$  ( $3/16 \text{ de pulgada}$ ).

### **5.7.5 VACIADO DEL HORMIGÓN**

El hormigón será vaciado siguiendo los requerimientos de la sección 5.4.3.

## **5.8 PILOTES CAISSON**

Los pilotes Caisson deberán cumplir con los requisitos de las secciones 5.8.1 a 5.8.6.



### **5.8.1 CONSTRUCCIÓN**

Los pilotes Caisson estarán compuestos por un fuste de tubo metálico relleno de concreto que se extiende hasta la roca, la cual es perforada, sin encamisado, y reforzada con acero longitudinal y vaciada in situ. El pilote Caisson deberá poseer un núcleo reforzado en toda su longitud, incluyendo la punta empotrada en roca o una traba de acero de refuerzo que penetre la perforación en roca en toda su longitud y que sobresalga dentro del fuste encamisado una longitud igual a la longitud de dicha punta en roca.

### **5.8.2 MATERIALES**

Los tubos que encamisán el fuste y el núcleo de acero deben cumplir con los requerimientos de materiales de la sección 5.3.1. Los tubos deben tener un espesor de pared mínimo de 9.5 mm (3/8 pulgadas) y deberá ser provistos de zapatos o punta reforzada. El concreto deberá tener una resistencia a la compresión a los 28 días ( $f'_c$ ) no menor a 280 Kg/cm<sup>2</sup> (4,000 psi). La mezcla de concreto debe ser diseñada y proporcionada con un revenimiento de 10 cm (4 pulgadas) a 15 cm (6 pulgadas) y que sea una mezcla manejable.

### **5.8.3 DISEÑO**

La profundidad del encajamiento en la roca debe ser suficiente para desarrollar la capacidad de carga última del pilote Caisson con un factor de seguridad de dos, pero la profundidad no podrá ser menor al diámetro exterior del tubo. La capacidad última del encajamiento en roca se estimará como la suma de la resistencia por fricción entre el hormigón y la roca más la resistencia por punta en el fondo de la perforación en roca. El diámetro exterior mínimo de los pilotes Caisson será de 0.45 m (18 pulgadas), y el diámetro de la perforación en roca será aproximadamente igual al diámetro interior del tubo.

### **5.8.4 NÚCLEO ESTRUCTURAL**

El área de la sección transversal de núcleo estructural no debe exceder el 25 por ciento del área bruta del pilote Caisson. Deberá proveerse un espacio mínimo entre la pared interna del tubo y el refuerzo del núcleo de 2 pulgadas (51 mm). En donde el núcleo de acero sea empalmado, los extremos deberán ser pulidos para proveer un contacto completo y deberá ser soldado en toda su profundidad.

### **5.8.5 ESFUERZOS ADMISIBLES**

Los esfuerzos de diseño admisibles no podrán exceder lo siguiente: concreto,  $0.33 f'_c$ ; tubo de acero,  $0.35 f_y$ ; y núcleo de acero,  $0.5 f_y$ .

### **5.8.6 INSTALACIÓN**

El encajamiento en la roca y el pilote deberán estar libres de materiales contaminantes antes de ser vaciados. El núcleo de acero deberá estar cubierto por mezcla de cemento en la base de la perforación en roca. El concreto no debe ser colocado a través de agua excepto cuando se utilice un tubo-embudo por métodos tremie u otro método aprobado.

## **5.9 MICROPILOTES**

Los micropilotes deben cumplir con lo establecido en las siguientes secciones.

### **5.9.1 DEFINICIÓN**

Los micropilotes son pilotes taladrados o barrenados de diámetro típico de 6 a 12 pulgadas (0.15 - 0.3 m) que son reforzados y vaciados con una lechada de cemento y agua o cemento, arena y agua inyectada a presión o por gravedad.

### **5.9.2 MATERIALES**

La lechada de cemento y agua o cemento, arena y agua tendrá una resistencia uniaxial a los 28 días no menor a  $210 \text{ kg/cm}^2$ . El revenimiento de lechada con arena será mayor que 25 cm (10 pulgadas). El acero de refuerzo consistirá de núcleos de barras de acero corrugado, canastos de acero amarrado, camisa de acero, o una combinación de estos.

### **5.9.3 ESFUERZO ADMISIBLE**

Se limitará el esfuerzo de trabajo en el acero a 35% del esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ) y el esfuerzo en la lechada a 33% de la resistencia uniaxial especificada a los 28 días ( $f'_c$ ).

### **5.9.4 CAPACIDAD GEOTÉCNICA**

La capacidad geotécnica última se calculará sobre la base de la fricción entre el terreno y la lechada en el fuste sin considerar contribución alguna de la punta. Se utilizará un factor de seguridad de 2.5 para el cálculo de la carga admisible que el suelo provee al micropilote.

La capacidad será verificada por pruebas de carga según 5.1.7.3

### **5.9.5 REFUERZO PARA CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C, D, E Ó F**

Cuando la estructura clasifica como con Categoría de Diseño Sísmico C, D, E o F, deberá cumplirse con los requisitos de las secciones 5.4.2.1 y 5.4.2.2 si los micropilotes son reforzados con barras corrugadas, con la excepción de que el refuerzo en espiral no tendrá que tener un diámetro mayor a  $\frac{1}{4}$  de pulgada.

Sin embargo, si los micropilotes son encamisados con tubería de acero permanente, solo deberán cumplir con los requisitos de la sección 5.7.4.1.

## **ART. 6.- DISPOSICIONES PARA OBRAS DE RETENCIÓN Y TALUDES**

### **6.1 MUROS DE CONTENCIÓN**

Los muros de contención deberán diseñarse para soportar cargas laterales de suelos y agua, incluyendo cualquier sobrecarga viva o muerta, el peso propio del muro, efectos de temperatura, y cargas de sismo.

En adición éstos deberán diseñarse para una vida útil acorde con la obra en la que se emplazan y basado en consideraciones del efecto potencial a largo plazo del deterioro de los materiales, filtraciones, corrientes eléctricas en el subsuelo y otros factores del ambiente potencialmente dañinos en cada uno de los materiales que componen el muro.

#### **6.1.1 SELECCIÓN DEL TIPO DEL MURO**

Para la selección del tipo de muro se deberá tomar en consideración la magnitud y dirección de las cargas, la profundidad para una fundación estable, el potencial de cargas de sismos, la presencia de factores dañinos del ambiente, la proximidad a limitaciones físicas, la geometría de la sección transversal del sitio del muro y la tolerancia a asentamientos absolutos y diferenciales.

El ingeniero geotécnico podrá proponer cualquier sistema de retención que actúe como muro siempre y cuando demuestre que cumple con los requisitos de seguridad de este reglamento.

#### **6.1.2 CAPACIDAD DEL MURO**

Los muros de contención deberán ser diseñados para proveer la capacidad estructural adecuada con movimientos aceptables, una adecuada capacidad de soporte de la fundación con asentamientos aceptables, y estabilidad en los taludes próximo a los muros.

##### **6.1.2.1 CAPACIDAD PORTANTE**

La capacidad portante de la fundación de los muros debe ser calculada utilizando los procedimientos descritos en el Capítulo 4 u otros de acuerdo a la buena práctica de la ingeniería geotécnica.

##### **6.1.2.2 ASENTAMIENTOS**

Los asentamientos del muro deberán ser calculados y controlados de manera que no afecten adversamente a estructuras que se construirán sobre el relleno retenido por este.

### **6.1.2.3 ESTABILIDAD GENERAL**

La estabilidad general de los taludes en la vecindad de los muros deberá considerarse como parte del diseño del muro de contención. La estabilidad general del muro, de los taludes, y los suelos de fundación deberán ser evaluados utilizando Métodos de Equilibrio en el Límite como el Método Bishop Modificado, el Janbu simplificado o el Método de Spencer o por otro método según la buena práctica de la ingeniería geotécnica. El factor de seguridad para cada condición analizada deberá cumplir con los requisitos de seguridad que se delinea en la sección 3.5.1. En todos los casos, las condiciones del subsuelo y las propiedades de los suelos y/ rocas del sitio del muro deberán ser adecuadamente caracterizadas a través de ensayos in-situ y ensayos de laboratorio.

Las fuerzas pseudo-estática debido a sismos que será aplicada a la masa de los taludes para el análisis de la estabilidad podrá calcularse suponiendo un coeficiente horizontal sísmico  $k_h$  igual la mitad del coeficiente de aceleración de la tierra  $a_{pico}$  y suponiendo que el coeficiente sísmico vertical  $k_v$  igual a cero.

También deberá ser evaluada la estabilidad temporal de los taludes necesarios para la construcción del muro.

## **6.2 EXCAVACIONES ADYACENTES A ESTRUCTURAS EXISTENTES**

### **6.2.1 ESTUDIOS PREVIO AL INICIO DE EXCAVACIONES**

En aquellos proyectos en que se realizarán excavaciones cuyo fondo se ubicará por debajo de la cota de fundación de estructuras adyacentes, el dueño o el ingeniero responsable del proyecto deberá someter a la SEOPC un estudio geotécnico previo al inicio de las excavaciones. El alcance deberá incluir lo siguiente:

- La estabilidad global de los taludes propuestos será evaluada para confirmar que cumple con los factores de seguridad requeridos en la sección 3.5.1
- Las deformaciones que serán inducidas a las estructuras adyacentes serán calculadas a partir de la estratigrafía del sitio y parámetros elásticos y de resistencia aplicables. Se limitarán las deformaciones horizontales y distorsiones angulares a los valores requeridos en la sección 3.5.2.
- La habilidad de las estructuras adyacentes para resistir las deformaciones que les serán impuestas por la excavación será evaluada con la finalidad de emitir un juicio sobre las consecuencias de la realización de las excavaciones para las estructuras en cuestión.
- Recomendaciones para mitigar los efectos de las excavaciones a estructuras adyacentes, de ser necesario, que podrá incluir sin ser limitativo al uso de clavos de

suelos, anclajes activos, inyecciones de compensación en las zapatas y otros métodos de pre-soporte y corrección de asentamientos en las estructuras adyacentes.

## **ART. 7.- EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN**

### **7.1 GENERALES**

El potencial de licuefacción será evaluado por el método simplificado presentado en la sección 7.2 El ingeniero geotécnico podrá realizar evaluaciones por otros métodos que se demuestren provean iguales o mejores predicciones del potencial de licuefacción de los suelos.

### **7.2 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE SEED e IDRISS ( Youd et al, 2001)**

Este método es aplicable para terrenos con poca inclinación y con espesores de suelos mayores a 23 metros. Sin embargo, las evaluaciones del potencial de licuefacción por este método solo son válidas para los suelos ubicados en los 23 metros superiores.

Se evaluará la resistencia a la licuefacción de los suelos por este método calculando dos variables: (1) La demanda sísmica en un estrato de suelo expresada por la Relación de Esfuerzos Cíclicos (CSR); y (2) la capacidad del suelo de resistir la licuefacción expresada por la Relación de Resistencia Cíclica (CRR).

El factor de seguridad contra el inicio de licuefacción se definirá como la relación de resistencia a solicitaciones debidamente corregidas para tomar en cuenta los diversos factores enumerados en las secciones siguientes:

$$FS = \left( \frac{CRR_{\text{corregido}}}{CSR} \right) \quad (7.1)$$

#### **7.2.1 EVALUACIÓN DEL CSR (RELACIÓN DE ESFUERZOS CÍCLICOS)**

Las solicitaciones sísmicas se calcularán según:

$$CSR = \left( \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (7.2)$$

→ Donde;

$\tau_{av}$  es el esfuerzo cortante cíclico aplicado por el sismo al estrato bajo estudio

$\sigma_{vo}$  y  $\sigma'_{vo}$  son esfuerzos verticales totales y efectivos, respectivamente, en el estrato bajo estudio.

$a_{max}$ : aceleración horizontal máxima a nivel del terreno generada por el sismo.

$g$  es la aceleración de la gravedad

$r_d$  es un coeficiente de reducción de esfuerzo, el cual se calculará como:

$$r_d = 1 - 0.00765 Z \quad \text{para } Z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 Z \quad \text{para } 9.15 \text{ m} < Z \leq 23 \text{ m} \quad (7.3)$$

→ **Donde**

$Z$  es la profundidad por debajo de la superficie natural del terreno en metros. Para profundidades mayores de 23 m el procedimiento simplificado no aplica.

## 7.2.2 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN (CRR)

La resistencia a la licuefacción (CRR) será evaluada en este reglamento a partir de datos de campo del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM D1586.

Las evaluaciones de CRR se realizarán primero para el caso de referencia de sismo con Magnitud Richter  $M = 7.5$  y arenas limpias (contenido de finos menor que el 5%). Luego se aplicarán correcciones para desviaciones en todos los parámetros que apliquen al sitio y estratos bajo estudio.

El conteo de golpes del ensayo SPT será normalizado para una energía transferida estándar de 60% de la potencial nominal  $(N_1)_{60}$  como se especifica en la sección.

### 7.2.2.1 RESISTENCIA DE REFERENCIA PARA ARENAS LIMPIAS

Para arenas limpias se calculará el conteo de golpes SPT normalizado  $(N_1)_{60}$  como sigue:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (7.4)$$

→ **Donde:**

$N_m$  es el conteo de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) según ASTM D1586, sin corregir, medido en el campo.

$C_N$  es un factor normalizador de esfuerzo efectivo en el estrato en cuestión.

$C_E$  es el factor de corrección de la energía del martillo.

$C_B$  es el factor de corrección del diámetro del barreno.

$C_R$  es el factor de corrección de la longitud de las astas.

$C_S$  es el factor de corrección del toma-muestra dependiendo de si tiene o no el revestimiento interno.

La tabla 7.1 resume los valores de los factores de corrección a ser utilizados.

La resistencia a la licuefacción (CRR) para el caso de referencia de arenas limpias y terremoto de magnitud Richter  $M = 7.5$  se calculará según la ecuación (7.5), la cual es aplicable para arenas limpias con  $(N_1)_{60}$  menor que 30 golpes por pie. Si el conteo de golpes  $(N_1)_{60}$  es mayor o igual que 30 golpes por pie, entonces el estrato en cuestión no es licuable.

**TABLA 7. 1**  
**CORRECCIONES A VALORES N DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN**  
**ESTÁNDAR (SPT)**

<b>Factor</b>	<b>Variabilidad en el equipo</b>	<b>Término</b>	<b>Corrección</b>
Esfuerzo Efectivo	-	$C_N$	$\sqrt{P_a / \sigma'_{vo}}$
	-	$C_N$	$C_N \leq 1.7$
Relación de Energía del Martillo SPT	Tipo "Donut"	$C_E$	0.5 a 1.0
	Tipo "Seguro"	$C_E$	0.7 a 1.2
	Tipo Automático	$C_E$	0.8 a 1.3
Diámetro de la Perforación	65 a 115 mm	$C_B$	1
	150 mm	$C_B$	1.05
	200 mm	$C_B$	1.15
Longitud de Astas	< 3 m	$C_R$	0.75
	3 a 4 m	$C_R$	0.8
	4 a 6 m	$C_R$	0.85
	6 a 10 m	$C_R$	0.95
	10 a 30 m	$C_R$	1
Toma-muestras Cuchara Partida	Estándar	$C_S$	1
	Sin revestimiento	$C_S$	1.1 a 1.3

Notas:

- $P_a$  es la presión atmosférica y  $\sigma'_{vo}$  es el esfuerzo efectivo vertical en el estrato en cuestión.

- Si se siguen los lineamientos del ASTM D 1586-99 para el ensayo SPT y el equipo está en buenas condiciones, se pueden emplear los valores superiores de los rangos establecidos.

$$CRR_{7.5} = A + B - \frac{1}{200} \quad (7.5)$$

→ Donde

$$A = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135}$$

$$B = \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2}$$

### 7.2.2.2 RESISTENCIA DE ARENAS SUCIAS

Cuando las arenas tengan un contenido de finos (FC), que pasa el Tamiz No. 200, mayor que 5% se aplicarán las siguientes correcciones para el cálculo del conteo de golpes corregido  $(N_1)_{60}$  LIMPIO equivalente de arenas limpias. Este conteo de golpes corregido por el contenido de finos se usará luego en la ecuación (7.5) para el cálculo de la resistencia a la licuefacción.

$$(N_1)_{60 \text{ LIMPIOequivalente}} = \alpha + \beta(N_1)_{60 \text{ SUCIO}} \quad (7.6)$$

→ Donde:

$$\alpha = 0 \text{ para } \% \text{ Finos (FC)} \leq 5\%$$

$$\alpha = \exp[1.76 - (190/FC^2)] \text{ para } 5\% < \text{FC} < 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ para } \text{FC} \geq 35\%$$

$$\beta = 1 \text{ para } \text{FC} \leq 5\%$$

$$\beta = [0.99 + (FC^{1.5}/1,000)] \text{ para } 5\% < \text{FC} < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \text{ para } \text{FC} \leq 5\%$$

### 7.2.2.3 CORRECCIÓN POR MAGNITUD DEL TERREMOTO (MSF)

Para sismos de Magnitudes Richter M diferentes a 7.5 se empleará un factor de corrección por magnitud que se aplicará a la resistencia a la licuefacción debemos emplear la siguiente fórmula para determinar el MSF.

$$CRR_{\text{corregido}} = CRR_{7.5} \times \text{MSF} \quad (7.8)$$



➔ Los valores del factor de corrección MSF se calcularán según:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (7.9)$$

➔ Donde

Mw es la magnitud Richter del terremoto bajo consideración.

### 7.2.3 ENSAYO DE PENETRACIÓN CON MARTILLO BECKER (BPT)

Para suelos gravosos se utilizará el Ensayo de Penetración con el Martillo Becker, en el que se reportará el conteo de golpes necesario para penetrar 12 pulgadas (0.30 m) una camisa de acero de 168 mm de diámetro y 3 m de longitud hincada con un martillo diesel de doble acción.

A partir de las mediciones en campo con conteo de golpes del Ensayo Becker (NBPT) se calculará el conteo de golpes equivalentes del Ensayo de Penetración Estándar (NSPT) que será utilizado en las ecuaciones (7.2) a (7.5) como sigue:

$$0.8N_{BPT} \leq N_{SPT} \leq 1.1N_{BPT} \quad (7.7)$$

➔ Que aplica para conteos de los golpes del Ensayo Becker NBPT menores que 30 golpes por pie.

## ART. 8.- FORMATO DEL REGLAMENTO

El presente Reglamento será publicado en el formato que disponga la Comisión Nacional de Reglamentos Técnicos de la Ingeniería, la Arquitectura y Ramas Afines, CONARTIA.

## ART. 9.- REMISIÓN DEL REGLAMENTO

Envíese a la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Telecomunicaciones, para los fines correspondientes.

**DADO** en la ciudad de Santo Domingo de Guzmán, Distrito Nacional, capital de la República Dominicana, a los veintiún ( 21 ) días del mes de noviembre del año dos mil seis (2006), año 163 de la Independencia y 144 de la Restauración.

**LEONEL FERNÁNDEZ**