



GOBIERNO DE LA  
REPÚBLICA DOMINICANA

VIVIENDA  
Y EDIFICACIONES

REGLAMENTO PARA ESTUDIOS  
**GEOTÉCNICOS EN  
EDIFICACIONES**

R-024

Decreto No.

**Modificado por**  
el Decreto No. 577-06

---

# Actualización de Reglamento para la Realización de Estudios Geotécnicos en Edificaciones

© Ministerio de Viviendas Hábitat y Edificaciones (MIVHED)  
Santo Domingo, República Dominicana  
18 enero de 2022

<b>TÍTULO I CONSIDERACIONES GENERALES .....</b>	<b>2</b>
CAPÍTULO I OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN .....	2
CAPÍTULO II DEFINICIONES, NOTACIONES Y SÍMBOLOS GRÁFICOS .....	2
CAPÍTULO III CRITERIOS GENERALES DE APLICACIÓN .....	8
<b>TÍTULO II CARACTERIZACION GEOTECNICA DEL SUBSUELO .....</b>	<b>10</b>
CAPÍTULO I INVESTIGACIÓN DE CAMPO .....	10
CAPÍTULO II ALCANCE MÍNIMO DE LA EXPLORACION .....	11
CAPÍTULO III ENSAYOS DE LABORATORIO .....	15
CAPÍTULO IV REQUISITOS ESPECIALES .....	16
CAPÍTULO V INFORME GEOTÉCNICO .....	18
<b>TÍTULO III CRITERIOS DE SEGURIDAD.....</b>	<b>20</b>
CAPÍTULO I DISPOSICIONES GENERALES .....	20
CAPÍTULO II CRITERIOS DE SEGURIDAD EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	20
CAPÍTULO III CRITERIOS DE SEGURIDAD EN CIMENTACIONES PROFUNDAS .....	22
CAPÍTULO IV CRITERIOS DE SEGURIDAD EN ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN Y TALUDES .....	23
<b>TÍTULO IV CIMENTACIONES SUPERFICIALES .....</b>	<b>24</b>
CAPÍTULO I DISPOSICIONES GENERALES .....	24
CAPÍTULO II ZAPATAS SOBRE RELLENO.....	25
CAPÍTULO III ZAPATAS SOBRE O ADYACENTES A TALUDES .....	26
CAPÍTULO IV PROFUNDIDAD DE DESPLANTE .....	27
CAPÍTULO V CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS.....	28
CAPÍTULO VI DESLIZAMIENTO LOCAL DE LAS ZAPATAS.....	33
CAPÍTULO VII ASENTAMIENTOS EN SUELOS.....	34
CAPÍTULO VIII CAPACIDAD PORTANTE EN ROCAS.....	37
CAPÍTULO IX ASENTAMIENTO DE ZAPATAS EN ROCAS .....	38
<b>TÍTULO V CIMENTACIONES PROFUNDAS .....</b>	<b>41</b>
CAPÍTULO I DISPOSICIONES GENERALES .....	41
CAPÍTULO II CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES .....	42
CAPÍTULO III DISEÑO SÍSMICO PARA PILOTES .....	44
CAPÍTULO IV DISPOSICIONES GENERALES PARA PILOTES HORMIGONADOS IN SITU .....	46
CAPÍTULO V DISPOSICIONES PARA PILOTES HINCADOS .....	52
CAPÍTULO VI ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN.....	59
CAPÍTULO VII ENSAYOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	60
<b>TÍTULO VI DISPOSICIONES PARA OBRAS DE RETENCION Y TALUDES.....</b>	<b>61</b>
CAPÍTULO I ESTABILIDAD DE TALUDES .....	61
CAPÍTULO II MUROS DE CONTENCIÓN.....	61
CAPÍTULO III EXCAVACIONES ADYACENTES A ESTRUCTURAS EXISTENTES .....	64
<b>TÍTULO VII EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN .....</b>	<b>65</b>
CAPÍTULO I DISPOSICIONES GENERALES .....	65
CAPÍTULO II PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE SEED e IDRIS (Youd et al, 2001).....	66
SECCIÓN 1 EVALUACIÓN DE LA RELACIÓN DE ESFUERZO CICLICO (CSR) .....	66
SECCIÓN 2 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN (CRR) .....	67
CAPÍTULO III ENSAYO DE PENETRACIÓN CON MARTILLO BECKER (BPT).....	69
<b>TÍTULO VIII.....</b>	<b>70</b>
<b>DISPOSICIONES FINALES .....</b>	<b>70</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>71</b>
<b>ANEXO I .....</b>	<b>73</b>
<b>ANEXO II .....</b>	<b>77</b>

VISTA PÚBLICA

**DECRETO No. \_\_\_\_\_** Que modifica el Decreto No. 577-06

**CONSIDERANDO:** Que es deber del Estado dominicano garantizar la seguridad, habitabilidad, preservación del medio ambiente y demás normas, relativas a las obras de edificaciones, mediante el establecimiento de requisitos mínimos para el diseño y construcción, acordes con nuestra realidad y avances tecnológicos.

**CONSIDERANDO:** Que es necesario fortalecer el desarrollo de los planes viviendas dignas y asequibles, que contribuyen a la disminución del déficit habitacional de la República Dominicana; actualizar políticas y ampliar incentivos, que motiven estos avances, así como establecer estándares de medición que reduzcan tiempos de revisión y viabilicen los mecanismos de aprobación, sin que estos comprometan la calidad y seguridad de las construcciones.

**CONSIDERANDO:** Que de acuerdo a la Ley No.160-21, de fecha 03 de agosto de 2021, que crea el Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), el Viceministerio de Normas, Reglamentaciones y Tramitaciones, junto con el Consejo Nacional de Regulaciones Técnicas para Edificaciones (CONARTED), son los entes facultados para definir las normas y reglamentos acorde a las actualizaciones e innovaciones que rigen estas disciplinas, tomando en consideración las mejores prácticas implementadas a nivel internacional.

**CONSIDERANDO:** La importancia de contar con un diseño de los sistemas de fundaciones para las edificaciones, sustentado en estudios geotécnicos debidamente regulados, que garanticen la estabilidad de las estructuras y su respuesta efectiva ante las diferentes combinaciones de cargas a las que estarán sometidas.

**CONSIDERANDO:** La importancia de mantener actualizados los procedimientos y disposiciones técnicas del Reglamento para la Realización de los Estudios Geotécnicos en Edificaciones vigente, de tal manera que permitan obtener resultados con mayor efectividad, en cuanto a la calidad del proceso de investigación del subsuelo, la calidad de los equipos utilizados para su realización, así como de las condiciones de los laboratorios y del personal técnico encargado de la ejecución de los ensayos pertinentes.

**VISTO:** El Reglamento oficializado mediante Decreto No.577-06, del 21 de noviembre del año 2006, que regula la realización de estudios geotécnicos para edificaciones en todo el territorio nacional.

**VISTA:** Ley No.160-21, de fecha 03 de agosto de 2021, que crea el Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), el Viceministerio de Normas, Reglamentaciones y Tramitaciones y el Consejo Nacional de Regulaciones Técnicas para Edificaciones (CONARTED).

En ejercicio de las atribuciones que me confiere el Artículo 128 de la Constitución de la República, dicto el siguiente:

REGLAMENTO PARA LA REALIZACIÓN DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS EN  
EDIFICACIONES

## TÍTULO I CONSIDERACIONES GENERALES

### CAPÍTULO I OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

**Artículo 1. OBJETIVO.** Establecer los requisitos mínimos que se deberán cumplir para la realización de los estudios geotécnicos en proyectos y construcciones **existentes** de edificaciones, los cuales estarán fundamentados en la investigación del subsuelo según las características estructurales y arquitectónicas del proyecto, con el fin de que las recomendaciones geotécnicas para el diseño y construcción de los sistemas de fundaciones se correspondan con los hallazgos encontrados en el subsuelo, para soportar la estructura, acorde con los criterios de seguridad estructural y de servicios del proyecto.

**Artículo 2. CAMPO DE APLICACIÓN.** Este Reglamento será de aplicación obligatoria en todos los proyectos de edificaciones a ser construidos en el Territorio Nacional, así como en los existentes, cuyo diseño de fundaciones estará basado en los estudios geotécnicos aquí requeridos, conforme al informe aprobado y debidamente comprobado en el terreno, para garantizar que cumpla con las características propias del sub-suelo donde será erigida la edificación.

**Artículo 3.** Este Reglamento, además, regula los requisitos mínimos a cumplir para la realización de estudios geotécnicos en los proyectos que contemplen construcción soterrada, y su protección mediante estructuras de contención, la estabilización del terreno o la prevención de daños a estructuras existentes y a las vías de comunicaciones circundantes.

**Artículo 4.** Para la aplicación de este Reglamento se seguirán los procedimientos establecidos en las normativas últimas vigentes NORDOM o en su defecto las ASTM sobre realización de los ensayos de campo y laboratorio.

### CAPÍTULO II DEFINICIONES, NOTACIONES Y SÍMBOLOS GRÁFICOS

**Artículo 5. DEFINICIONES.** Para los fines de este Reglamento, se definirán los siguientes términos:

1. **ANCLAJE:** elemento de estabilización de suelos y rocas compuesto por barras o anclas en el terreno, el cual trabaja a tracción y se encuentra conformado por una cabeza de anclaje, tendón y bulbo resistente.
2. **BULBO RESISTENTE:** longitud teórica del tirante sobre la cual la fuerza de tracción se transmite al terreno circundante.
3. **CABEZA DE ANCLAJE:** sistema mecánico de fijación de cables o barras al elemento de contención.
4. **CALICATAS O CATAS:** técnicas de prospección geotécnica que permiten la inspección directa del suelo y toma de muestra, a través de excavaciones realizadas, generalmente, por medios manuales o mecánicos, con dimensiones mínimas de 0.80m por 1.0 m, y profundidad no mayor a 4m.
5. **CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO:** es una clasificación asignada a una estructura en base a una categoría de riesgo (según su uso) y la severidad del movimiento sísmico en el sitio.

6. **CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C:** son aquellas estructuras que pueden verse sometidas a movimientos del terreno moderadamente fuertes. Los sistemas designados para esta categoría comprenden alguna combinación de muros estructurales ordinarios construidos en obras, muros estructurales intermedios prefabricados y pórticos intermedios resistentes a momentos.
7. **CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E O F:** son aquellas que pueden verse sometidas a movimientos fuertes del terremoto. Los sistemas designados para esta categoría comprenden pórticos especiales resistentes a momentos, muros estructurales especiales o una combinación de los dos.
8. **CIMENTACIÓN O FUNDACIÓN:** conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una edificación al suelo o roca subyacente. Su diseño deberá considerar las cargas gravitacionales aplicadas al sistema estructural y las fuerzas sísmicas.
9. **CIMENTACIONES PROFUNDAS:** aquellas en las cuales su extremo inferior está a una profundidad mayor a 8 veces su diámetro o ancho y que transmiten las cargas de la estructura a un estrato de mayor capacidad.
10. **CIMENTACIONES SUPERFICIALES:** aquellas en las cuales la relación Profundidad de desplante / Ancho ( $Df/B$ ) es menor o igual a cinco (5). Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las losas de cimentación o plateas.
11. **CONJUNTOS MONUMENTALES O SINGULARES:** aquellos lugares considerados como cascos históricos o zonas coloniales y patrimonios culturales.
12. **DEPÓSITO ANTRÓPICO:** acumulación artificial de suelos naturales o de fragmentos de roca o material de desecho, o una mezcla de ellos.
13. **EDIFICIO:** obra construida de materiales sólidos y resistentes la cual se emplea para alojar personas y objetos, cuyo uso principal esté comprendido en los siguientes tipos, sin ser limitativo: habitacionales, educacionales, salud, penitenciarios, recreativos, culturales, oficinas, ocupación múltiple, industriales, comerciales, manufactura u otros.
14. **EDIFICACIÓN:** acción y efecto de construir un edificio de carácter permanente, público o privado, según su uso.
15. **ESTUDIO GEOTÉCNICO:** conjunto de actividades que se realiza previo al diseño del proyecto de edificación con el objeto de determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarias para definir el tipo y condiciones de la cimentación; mediante la investigación de campo, laboratorio y trabajo de gabinete.
16. **ESTRATO U HORIZONTE:** masa de suelo y roca, de espesor más o menos uniforme, con propiedades geotécnicas asociables, extendida en sentido horizontal y separado de otras por capas paralelas.
17. **ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN:** aquellas estructuras que han sido diseñadas y construidas para soportar los empujes del terreno, tales como: muros de contención, tablestacados, entibados, entre otros.
18. **EXPLORACIÓN O PROSPECCIÓN GEOTÉCNICA:** investigación mediante métodos invasivos, que pueden ser complementados con métodos no invasivos del subsuelo, con fines geotécnicos, que incluye la obtención de muestras del subsuelo.



- 19. EXPLORACIÓN O PROSPECCIÓN GEOFÍSICA:** investigación mediante métodos no invasivos (refracción sísmica, propagación de ondas en sondajes, resistividad eléctrica y otros) basados en la medición de la variación espacial de las características físicas del subsuelo, tales como la velocidad de propagación de las ondas, la conductividad del subsuelo y la susceptibilidad magnética, entre otras.
- 20. FACIES:** conjunto de características de las rocas de una unidad geológica, que reflejan las condiciones en las que se formaron.
- 21. GEOTECNIA:** rama de la ingeniería civil que estudia el comportamiento estático y dinámico de la corteza terrestre bajo la acción de esfuerzos y la acción del agua.
- 22. GRUPO DE EDIFICACIONES:** para los fines de este Reglamento o del Reglamento para el Análisis Sísmico de Estructuras vigente, las edificaciones serán clasificadas atendiendo a su función o su uso, de acuerdo a lo siguiente:
- a) **GRUPO I. EDIFICACIONES E INSTALACIONES ESENCIALES:** son aquellas edificaciones que no deben sufrir daños estructurales o de otro tipo que las hagan inoperables ante la ocurrencia de un sismo extremo, por las funciones esenciales que desempeñan para la sociedad, para preservar el orden público y para la seguridad nacional, tales como: Oficinas Gubernamentales con el asiento del Presidente, Gobernación, Ayuntamientos, Cámara Legislativa, Poder Judicial; hospitales especializados, estaciones telefónicas y de comunicación, centrales de bomberos, fuerzas armadas y policiales, tanque de Almacenamiento de Agua y edificaciones que almacenen productos esenciales.
  - b) **GRUPO II. EDIFICACIONES E INSTALACIONES RIESGOSAS:** son edificaciones cuyas instalaciones no deben sufrir daños en elementos estructurales y no estructurales durante la ocurrencia de un sismo extremo, para garantizar la integridad de la edificación, para la protección de la población y el medio ambiente, debido a que producen, almacenan o manipulan sustancias y materiales químicos, gases tóxicos y explosivos.
  - c) **GRUPO III. EDIFICACIONES DE OCUPACIÓN ESPECIAL:** son edificaciones que se deben mantener en operación inmediata después de la ocurrencia de un sismo severo, como los son: hospitales con 50 o más camas; edificaciones públicas no incluidas en el Grupo I: escuelas, colegios o centros educativos; edificaciones y equipos en instalaciones de generación de energía y cualquier otra edificación que albergue más de 3,000 personas al mismo tiempo: estadios deportivos, centros de convención, entre otras.
  - d) **GRUPO IV. EDIFICACIONES DE OCUPACIÓN NORMAL:** son edificaciones de ocupación normal que puedan tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencia de un sismo severo, sin llegar al colapso parcial o desplome, tales como son: bancos, hoteles, edificios de oficinas, apartamentos familiares, edificios públicos y restaurantes, no incluidos en los Grupos I, II y III.
  - e) **GRUPO V. EDIFICIOS NO INCLUIDOS EN LOS GRUPOS ANTERIORES:** son edificaciones cuyo colapso no induce daños a otras estructuras ni producen pérdidas de vidas humanas, como son: almacenes de productos no tóxicos, edificios provisionales para la construcción, entre otras.
- 23. GRUPO DE PILOTES:** es un conjunto de dos o más pilotes a una separación menor de 6 veces el diámetro, amarrados por un cabezal que resiste las cargas que actúan en las bases de las columnas o muros de la estructura, transmitiéndolas a los pilotes en forma de fuerzas axiales y laterales.



- 24. INGENIERO DE FUNDACIONES:** ingeniero civil encargado de realizar el diseño de las fundaciones conforme a los resultados de la investigación geotécnica, de acuerdo a los requerimientos de seguridad y estabilidad contra una falla estructural o del terreno que la sostiene, y que satisfagan la utilidad y economía de un Proyecto de edificación.
- 25. INVESTIGACIÓN DE CAMPO:** conjunto de actividades que comprende el estudio y reconocimiento del origen geológico y la exploración del subsuelo a través de sondeos, calicatas u otros métodos de investigación del mismo, efectuados in situ en los puntos de exploración del proyecto y a las profundidades pertinentes a cada aplicación, con el fin de conocer y caracterizar el perfil del subsuelo a ser afectado por el proyecto.
- 26. INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO:** conjunto de ensayos o actividades, que contempla la identificación de las muestras y la determinación de las propiedades mecánicas y químicas de las mismas, mediante equipos especializados, herramientas y reactivos químicos, con el fin de conocer y caracterizar el subsuelo.
- 27. LICUEFACCIÓN:** proceso en el cual un material suelto y en condiciones saturadas se transforma de un estado sólido a un estado líquido, como resultado del incremento de la presión de poros y la reducción de la resistencia al corte, durante la ocurrencia de un evento sísmico o la repetición cíclica de esfuerzos tangenciales.
- 28. LOSA O PLATEA DE FUNDACIÓN:** cimentación superficial que consiste en un elemento de hormigón armado en dos direcciones y doblemente armada, cuya extensión es esencialmente mayor o igual a la de la planta de la estructura, con la rigidez requerida para transmitir esfuerzos razonablemente uniformes al subsuelo.
- 29. LOTE DE PILOTES:** conjunto de pilotes de iguales especificaciones técnicas (diseño, material y procedimiento constructivo) y características dimensionales (diámetro y profundidad).
- 30. MEJORAMIENTO DEL TERRENO:** proceso mediante el cual se optimizan las propiedades geomecánicas de los suelos y/o rocas, mediante las técnicas que apliquen a cada caso.
- 31. MICROPILOTES:** pilotes taladrados o barrenados, con diámetro típico entre 15 y 30 centímetros (6 a 12 pulgadas), que son reforzados y vaciados con un mortero de alta fluidez inyectado a presión o por gravedad.
- 32. MUESTRA:** porción de suelo o roca obtenida con fines de investigación geotécnica.
- 33. MURO DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE:** estructura de sostenimiento en la cual la masa de suelo es reforzada mediante elementos metálicos o poliméricos, ya sea en forma de faja o en forma de grilla, junto con un sistema de revestimiento que puede ser vertical o prácticamente vertical.
- 34. PILOTE:** fundación profunda, total o parcialmente empotrada en el terreno, que se instala hincando, perforando, barrenando, inyectando o a través de otros métodos, y que es capaz de transmitir cargas al suelo que lo rodea y a los estratos de suelo y roca debajo de su punta. El término pilote se utilizará de manera genérica para cualquier cimentación profunda.
- 35. PILOTES CAISSON:** fundación profunda compuesta por un fuste de tubo metálico relleno de hormigón que se extiende hasta la roca, la cual es perforada, sin encamisado, y reforzada con acero longitudinal y vaciado in situ.

- 36. PUNTO DE EXPLORACIÓN:** lugar seleccionado para extraer muestras o inspeccionar el terreno, por medio de cualquier técnica de exploración estandarizada.
- 37. TENDÓN:** cables o barras que componen el anclaje.
- 38. TORÓN:** conjunto de hebras que componen un cable.
- 39. TRABAJO DE GABINETE:** actividad que comprende el análisis de los resultados de la investigación de campo y laboratorio, con el fin de conocer las características del subsuelo, y dar conclusiones y recomendaciones para las cimentaciones.
- 40. URBANIZACIONES DE CASAS:** todo terreno destinado a la construcción de calles y casas bajo un plan armónico que se encuentre dentro o fuera de las zonas urbanas de una ciudad. Dichas urbanizaciones deberán tener previamente una autorización por escrito del Consejo Administrativo, en el Distrito de Santo Domingo, o del Ayuntamiento correspondiente, en las Comunes.
- 41. ROCA:** material mineral natural en estado sólido, que se presenta en grandes masas o fragmentos.
- 42. SISMO EXTREMO:** un sismo con probabilidad de excedencia de un 2%, en 50 años, lo que equivale a un sismo con un Período de Retorno de 2,475 años.
- 43. SISMO SEVERO:** un sismo con probabilidad de excedencia de un 10%, en 50 años, lo que equivale a un sismo con un Período de Retorno de 475 años.
- 44. SUBSUELO:** Suelo y/o roca situado por debajo de la superficie del terreno.
- 45. SUELO:** conjunto conformado por partículas sólidas, aire y agua, debido a la desintegración física y descomposición química de las rocas, que puede o no contener materia orgánica u otros minerales como las sales solubles.
- 46. SUELOS COLAPSABLES:** son suelos tendentes a cambiar violentamente de volumen por la acción combinada o individual, al ser sometidos a un incremento de carga o al humedecerse o saturarse.

**Artículo 6. NOTACIONES.** Las nomenclaturas o notaciones indicadas en este Reglamento tienen el significado que se indican a continuación:

- 1)  $\varphi$ : Angulo de fricción interna ( $^{\circ}$ ).
- 2)  $\alpha$ : Distorsión angular (L).
- 3) **B:** Ancho o diámetro de la cimentación (L).
- 4) **c:** Cohesión ( $FL^{-2}$ ).
- 5) **C<sub>c</sub>:** Índice de compresión durante consolidación primaria (-).
- 6) **C<sub>cr</sub>:** Índice de recompresión (-).
- 7) **CPT:** Ensayos de Penetración Estática con el Cono.
- 8) **Su:** Resistencia al corte no drenado ( $FL^{-2}$ ).
- 9) **C $\alpha$ :** Índice de compresión secundaria (-).
- 10) **d<sub>máx</sub>:** Espaciamiento máximo entre sondeos (L).
- 11) **d<sub>i</sub>:** Espesor del estrato i de suelo (L).
- 12) **D:** Densidad ( $FL^{-3}$ ).
- 13) **D<sub>f</sub>:** Profundidad de la cimentación o profundidad de desplante (L).
- 14) **D<sub>r</sub>:** Densidad Relativa (-).
- 15) **D<sub>máx</sub>:** Densidad Máxima (%).
- 16) **D<sub>mín</sub>:** Densidad Mínima (%).

- 17) **DPSH:** Prueba de Penetración Dinámica Superpesada.  
 18) **DPL:** Prueba de Penetración Dinámica Ligera.  
 19)  $e_o$ : Relación o índice de vacíos inicial (-).  
 20)  $H_c$ : Espesor del estrato (L).  
 21) **MIVHED:** Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones.  
 22)  $\eta$ : Porosidad (%).  
 23) **N:** Número de golpe por cada 0.30m de penetración en el ensayo de Penetración estándar (SPT).  
 24) **P:** Profundidad de sondeo (L).  
 25)  $q_c$ : Resistencia de punta del cono, en unidades de presión (FL<sup>-2</sup>).  
 26)  $q_u$ : Resistencia a la compresión simple de la muestra de suelo o testigo de roca (FL<sup>-2</sup>).  
 27)  $q_{ult}$ : Capacidad Portante Ultima del Suelo o Roca (FL<sup>-2</sup>).  
 28) **RQD:** Índice de Calidad de Roca (Rock Quality Designation) (%).  
 29)  $S_{DS}$ : Aceleración espectral de diseño para período corto (Lt<sup>2</sup>).  
 30) **SPT:** Ensayo de Penetración Estándar.  
 31)  $S_t$ : Sensibilidad (-).  
 32) **SUCS:** Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.  
 33)  $t_2$ : Tiempo arbitrario que representa la vida útil de la estructura (t).  
 34)  $t_p$ : Tiempo necesario para completar la consolidación primaria en un 90% (t).  
 35)  $V_p$ : Ondas sísmicas de compresión (Lt).  
 36)  $V_s$ : Velocidad de onda de corte (Lt).  
 37) **W:** Contenido de humedad (%).  
 38) **Zx:** Profundidad mínima de exploración bajo la cota de cimentación (L).  
 39)  $\rho$ : Masa específica (FL<sup>-3</sup>).  
 40)  $\epsilon_h$ : Deformaciones unitarias horizontales (L).  
 41)  $\gamma'$ : Peso unitario efectivo (FL<sup>-3</sup>).  
 42)  $\gamma_m$ : Peso unitario húmedo del suelo (FL<sup>-3</sup>).  
 43)  $\sigma'_{o}$ : Esfuerzo efectivo inicial (FL<sup>-3</sup>).  
 44)  $\sigma'_{p}$ : Presión de pre-consolidación (FL<sup>-3</sup>).  
 45)  $\delta$ : Asentamiento Diferencial (L).

**Donde:**

(-): representan unidades adimensionales, (L): son unidades de longitud en el SI, (F) unidades de Fuerza en el SI y (t) unidades de tiempo en el SI.

**Artículo 7. SIMBOLOS GRAFICOS.** Los diferentes estratos de suelo deberán ser designados según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) de acuerdo a la ASTM D2487 en su última versión, como se indica en la TABLA 1. Su descripción se ajustará de acuerdo a su granulometría.

**TABLA 1**  
**DESIGNACIÓN PARA LA REPRESENTACIÓN DE LOS SUELOS Y ROCAS**

DIVISIONES MAYORES		DESIGNACIÓN	DESCRIPCIÓN
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	<b>SUCS</b>	
		<b>GW</b>	GRAVA BIEN GRADADA
		<b>GP</b>	GRAVA MAL GRADADA
		<b>GM</b>	GRAVA LIMOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	<b>GC</b>	GRAVA ARCILLOSA
		<b>SW</b>	ARENA BIEN GRADADA
		<b>SP</b>	ARENA MAL GRADADA
		<b>SM</b>	ARENA LIMOSA
		<b>SC</b>	ARENA ARCILLOSA

SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML	LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
		CL	ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL	LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH	LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH	ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH	LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		PT	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS
ROCA NO CLASIFICADA			

### CAPÍTULO III CRITERIOS GENERALES DE APLICACIÓN

**Artículo 8. REQUISITOS GENERALES PARA ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.** El Propietario o el Director Responsable del proyecto deberá someter al Ministerio de Viviendas Hábitat y Edificaciones (MIVHED), junto a los documentos de solicitud de licencia del proyecto, un estudio geotécnico para toda nueva edificación a ser construida en el Territorio Nacional, el cual cumplirá con los requisitos establecidos en los Capítulos I al V del Título II.

**Artículo 9.** De igual manera, deberá someter un estudio geotécnico en el caso de estructuras existente para fines de cambio de uso o función de acuerdo a la clasificación de las edificaciones por grupo según R-001, ampliación o reconstrucción que implique cambios en la estructura, el cual cumplirá con los requisitos establecidos en los Capítulos I al V del Título II.

**Artículo 10.** Los estudios geotécnicos serán realizados cumpliendo los lineamientos establecidos en el presente Reglamento. Solo un ingeniero civil con experiencia y conocimientos en la rama de la ingeniería geotécnica o un profesional afín con grado de maestría en ingeniería geotécnica, con exequátur y colegiado ante el Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores (CODIA), y debidamente calificado y registrado para estos fines por el Ministerio de Viviendas Hábitat y Edificaciones (MIVHED), estará apto para realizar y firmar los estudios geotécnicos.

**Artículo 11.** 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 Requerimiento de Aplicación del Reglamento General de Edificaciones y Tramitación de Planos (R-021), así como a las disposiciones de este Reglamento.

**Artículo 12.** Los lineamientos establecidos en este reglamento no consideran los efectos de socavación, ni de fuerzas debidas a la acción de oleajes. Las fundaciones de estructuras sujetas a estas condiciones deberán ser protegidas contra estos efectos mediante la aplicación de reglamentaciones internacionales para la implementación de defensas apropiadas.

**Artículo 13. COMBINACIONES DE CARGA PARA EL CONTROL DE ASENTAMIENTO Y PRESIONES ADMISIBLES.** Para los fines del presente Reglamento serán utilizadas las combinaciones de cargas para el diseño por esfuerzo admisible conforme al Reglamento de Cargas Mínimas para Edificaciones, o en su defecto el de Diseño por Tensiones Admisibles (Allowable Strength Design, ASD), aplicable a las condiciones del país, para determinar los límites de asentamientos y las presiones admisibles de contacto en los suelos.

**Artículo 14. PROYECTOS CON ESTRUCTURAS SOTERRADAS.** Se deberá realizar un estudio geotécnico para evaluar la estabilidad de los taludes, previo al inicio de las excavaciones, cumpliendo con los alcances mínimos de la exploración y según lo dispuesto en el Artículo 40 y Artículo 41; o si el proyectista lo considera pertinente, se realizará el estudio geotécnico definitivo siempre que cumpla con las presentes disposiciones y las establecidas en el Título II de este Reglamento. En todo caso, no se dará comienzo a las excavaciones profundas o a ninguna obra para la cual no se haya obtenido la licencia de construcción, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento R-021 y en el presente Reglamento.

**Artículo 15. ESTABILIDAD DE CORTES ADYACENTES A ESTRUCTURAS.** Cuando se realice un proyecto con excavaciones profundas adyacentes a una edificación existente, el Propietario o el Director Responsable de la Obra deberá someter al MIVHED un estudio de estabilidad de taludes y del efecto que tendrán las excavaciones de sótanos en las estructuras adyacentes, previo a su inicio según lo establecido en el Artículo 14, y en donde se demuestre que se cumple con los requisitos del Artículo 72 de este Reglamento.

**Artículo 16. EDIFICACIONES CONSTRUIDAS.** Para fines de una evaluación estructural de una edificación ya construida, de acuerdo a lo establecido en el R-021, se deberá realizar un estudio geotécnico para determinar las características del suelo de fundación. En las zonas donde no sea posible realizar los sondeos requeridos, se deberá complementar el estudio geotécnico con la realización de calicatas en el terreno con toma de muestras alteradas o no (con la realización de ensayos avanzados), en las que se verifique la capacidad soporte del material del estrato del plano de fundación a la profundidad de desplante. Dichas calicatas deberán ser realizadas por lo menos una por cada incidencia importante de carga en los diferentes tipos de fundación que presente la edificación en cuestión.

**PÁRRAFO 1.** Esta disposición se aplicará, de igual forma, en edificaciones declaradas como Patrimonio Monumental, y en caso de reconstrucción, remodelación, cambio de uso u otra acción que requiera reforzamiento debido a cambios en la estructura existente.

**PÁRRAFO 2.** La determinación de la capacidad soporte en el plano de fundación, en el caso que no se pueda efectuar sondeos, se realizará mediante ensayos de Penetrómetro Dinámico con el Cono (DPL) o cualquier otra prueba de campo que ofrezca mejor resultado.

**Artículo 17. VIAS DE COMUNICACIONES ADYACENTES A EDIFICACIONES.** En toda intervención de las vías de comunicaciones que involucre la remoción o excavación de una parte importante del pavimento, incluyendo aquellas pertenecientes a las zonas declaradas como Patrimonio Monumental, con fines de reconstrucción, rehabilitación o enterramiento de tuberías, se deberá cumplir con lo establecido en el "Reglamento para la Realización de Trabajos de Excavación en las Vías Públicas (R-026)", así como con las disposiciones del presente Reglamento, para la realización de las investigaciones geotécnicas correspondientes, que garanticen la seguridad de las estructuras existentes en su entorno. Los resultados de dicha investigación y la propuesta de solución para la estabilización de taludes de cortes generados por la excavación, deberán ser presentados a la Dirección General de Edificaciones, para fines de no objeción.

## TÍTULO II CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

### CAPÍTULO I INVESTIGACIÓN DE CAMPO

**Artículo 18.** Para la clasificación de los suelos y rocas, se deberá realizar una evaluación a partir de la observación de las muestras obtenidas y de la ejecución de ensayos, directos e indirectos, de campo y laboratorio. Las muestras serán recuperadas por sondeos, calicatas u otros métodos de investigación del subsuelo efectuados in situ, y a las profundidades pertinentes a cada aplicación. Se utilizarán equipos debidamente calibrados, y serán aplicadas las técnicas estandarizadas en las normas ASTM para la ejecución de los sondeos y la obtención de las muestras.

**Artículo 19.** El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) será realizado según ASTM D1586. No se permitirá el uso de equipos que no se ajusten a dicho estándar, para calcular las correlaciones de los valores de SPT-N, a partir de conteos de número de golpes.

**Artículo 20.** Las investigaciones geotécnicas podrán ser realizadas a partir de Ensayos de Penetración Estática con el Cono (CPT) según ASTM 3441, u otros métodos de exploración aprobados por la ASTM o por cualquier normativa de uso y aceptación internacional en su última versión, las cuales deberán ser complementadas con sondeos SPT para la identificación del suelo. El número de sondeos SPT será al menos un 10% de los puntos explorados con el CPT, los cuales no serán nunca menos de 3.

**Artículo 21.** Para la obtención de testigos de rocas serán aplicados los lineamientos del ASTM D2113. Se reportará el porcentaje de la roca recuperada en cada tirada, y el valor del Índice de Calidad de Roca (RQD) según ASTM D6032.

**Artículo 22.** En el estudio geotécnico se deberán clasificar los suelos explorados utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según ASTM D2487. Las descripciones de las muestras de suelos deberán ser realizadas utilizando los procedimientos visuales-manuales delineados en el ASTM D2488.

**Artículo 23.** Se realizarán las investigaciones de campo que sean necesarias, adicionales a las requeridas en el presente Reglamento, 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.

**Artículo 24.** Se permitirá aplicar técnicas geofísicas para complementar la caracterización geotécnica y geológica, con el objeto de complementar los datos obtenidos mediante la exploración, mejorar su correlación, acometer el estudio de grandes superficies y determinar los cambios laterales de facies.

**Artículo 25. VARIABILIDAD DEL MANTO ROCOSO.** Donde las exploraciones geotécnicas indiquen variabilidad en la profundidad y en las características mecánicas del manto rocoso, o donde exista 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 de profundidad por debajo del plano de fundación, dentro de la roca.



## CAPÍTULO II ALCANCE MÍNIMO DE LA EXPLORACION

**Artículo 26.** Será responsabilidad del Ingeniero Geotécnico determinar el alcance del programa de exploración conforme a las condiciones y características del proyecto, que incluya la cantidad y tipos de puntos de exploración, así como sus profundidades, intervalo de muestreo, y los ensayos de campo y laboratorio a ser realizados, con la debida rigurosidad y cumpliendo las normas y reglamentos pertinentes. El alcance de dichos trabajos nunca estará por debajo de los requisitos mínimos establecidos en el presente Reglamento.

**Artículo 27. PROGRAMA DE EXPLORACIÓN.** Para la ejecución de este programa, se deberán tomar en cuenta las categorías de las edificaciones establecidas en la TABLA 2, según el número de niveles y superficie en planta; además se tomará en cuenta el tipo de terreno, categorizado por su topografía, geología e hidrogeología, según la agrupación establecida en la TABLA 3.

**TABLA 2.  
CATEGORIZACIÓN DE LAS EDIFICACIONES**

Tipo	Descripción <sup>1</sup>	Categoría
C-0	Casas individuales de hasta 2 niveles con superficie en planta inferior a 100 m <sup>2</sup>	Baja
C-1	Casas individuales hasta 2 niveles con superficie en planta inferior a 150 m <sup>2</sup>	
C-2	Edificaciones menores a 4 niveles o con superficie en planta construida inferior a 300 m <sup>2</sup>	Medio Baja
C-3	Edificaciones entre 4 y 10 niveles o con superficie en planta construida mayor a 300 m <sup>2</sup>	Media
C-4	Edificaciones entre 11 y 20 niveles o con superficie en planta mayor a 3000 m <sup>2</sup>	Alta
C-5	Edificaciones Conjuntos monumentales o singulares, y Edificaciones mayores de 20 niveles	Especial

Nota 1. Para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del Proyecto (sótanos, terrazas y niveles).

**TABLA 3.  
GRUPOS DE TERRENO**

Grupo de terreno	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos que presentan poca variabilidad (topográfica, geológica, entre otras).
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad (topográfica, geológica, entre otras), o donde se pueda suponer que poseen rellenos antrópicos de cierta relevancia, (aunque probablemente no superen los 3.0 m).
T-3	Terrenos desfavorables: los que no se pueden clasificar en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos kársticos en yeso o calizas e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades i) Terrenos con desnivel superior a 15° j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas



**Artículo 28. CANTIDAD DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN EN EDIFICACIONES.** El número de puntos a explorar en el terreno donde se desarrollará el proyecto *nunca será menor* al establecido en la TABLA 4. Se deberán realizar al menos tres puntos no alineados distribuidos en toda el área bajo la estructura, excepto para los tipos C-0, los cuales aumentarán según la cantidad establecida en dicha tabla. El Ingeniero Geotécnico fijará la cantidad de puntos contemplados en su programa de exploración, diseñado conforme a las disposiciones establecidas en el Artículo 26, el cual dependerá de la complejidad de la estructura y el grupo de terreno.

**TABLA 4.  
NÚMERO MÍNIMO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN**

Tipo de Edificación	Cantidad Mínima de Puntos de exploración	Grupo de Terreno			
		T <sub>1</sub>		T <sub>2</sub>	
		d <sub>máx</sub> (m)	P ** (m)	d <sub>máx</sub> (m)	P ** (m)
C-0	2	30	5	20	5
C-1	3	20	5	20	5
C-2	3	20	6	20	6

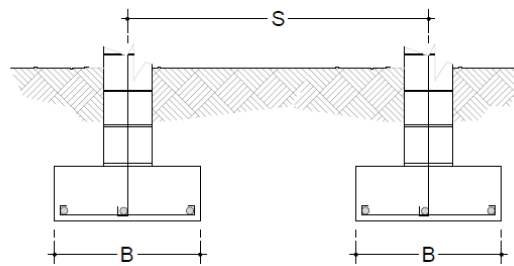
Notas:  
\*\*la profundidad (P) será medida desde la superficie y se continuará hasta dos veces B por debajo del plano de fundación o hasta donde los estratos inferiores aporten menos de 10 % de las presiones esperadas.

**Artículo 29. ESPACIAMIENTO ENTRE SONDEOS.** El espaciamiento entre sondeos bajo la estructura en las categorías de edificación tipo C-3, C-4 y C-5 no será mayor que 20 metros. En el caso de realizar investigaciones en base a métodos geofísicos aceptados por el MIVHED, se permitirá reducir en un 10% la cantidad de sondeos y aumentar el espaciamiento.

**Artículo 30. PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN PARA LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES.** Para estructuras de las categorías de edificación tipo C-3, C-4 y C-5 que sean soportadas por cimientos superficiales, la profundidad de exploración (Z<sub>x</sub>) bajo la cota de cimentación será:

- a) 2.5 veces el ancho de la zapata ( $Z_x \geq 2.5 B$ ), para zapatas con relaciones de largo y ancho menor o igual a dos ( $L/B \leq 2$ ).
- b)  $Z_x > 4 B$  para zapatas con  $L/B > 5$ .
- c) Para zapatas con relaciones que se encuentren en el rango  $2 < L/B < 5$ , la profundidad mínima de exploración se interpolará linealmente entre estos límites.
- d) Cuando el espaciamiento entre centros de columnas cumpla con la condición de que  $S < 2B$ , entonces  $Z_x > 4 B$ . (véase FIGURA 1)

**FIGURA 1**  
**CONDICIÓN DE ESPACIAMIENTO ENTRE CENTROS DE COLUMNAS**  
**ZAPATA MUROS**



$$S < 2B \rightarrow Z_x > 4B$$

- e) 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.
- f) La profundidad mínima de exploración no tendrá que ser mayor que la profundidad del manto rocoso debidamente identificado según el Artículo 25, a menos que dicho estrato sea el principal plano de fundación.
- g) La profundidad de exploración mínima nunca podrá ser menor de 7 metros en el caso de los terrenos T1 y T2.

**Artículo 31. PROFUNDIDAD DE EXPLORACION PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS.** Para cimentaciones profundas (pilotes, micro-pilotes, pilares, pilas, entre otras) cuyas puntas no terminen en el manto rocoso, la profundidad mínima de exploración ( $Z_x$ ) será la mayor de:

- a) La longitud estimada del 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.

**Artículo 32.** Para pilotes que lleguen hasta el manto rocoso debidamente identificado según el Artículo 25, los sondeos deberán extenderse un mínimo de 3 metros o 5 diámetros de pilote por debajo la punta de los pilotes, la que sea mayor.

**Artículo 33.** Se tomarán los mismos principios de cálculo de profundidad de exploración de pilotes para los demás sistemas de cimentaciones profundas.

**Artículo 34. TERRENOS DEL GRUPO T-3.** En los terrenos del grupo T-3 la cantidad de puntos de exploración y profundidad mínima quedará al juicio del ingeniero geotécnico, pero nunca su alcance podrá ser menor al del grupo T-2 (véase definición de grupo de terrenos en la TABLA 3).

## SECCIÓN 1 REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN

**Artículo 35. REQUISITOS GENERALES.** Los puntos de exploración podrán ser reducidos atendiendo a lo indicado en esta Sección. Solo se permitirá sólo un tipo de reducción en los puntos de exploración de los casos especificados en el Artículo 36, Artículo 37, o Artículo 38, del cual deberá ser seleccionado el más desfavorable de los calculados.

### **Artículo 36. REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN POR REPETICIÓN DE EDIFICACIONES.**

Para proyectos con varias edificaciones similares repetitivas, el número total de puntos de exploración se establecerá según los siguientes criterios:

- a) Cuando las edificaciones estén cimentadas en suelo:
  - Se requerirán al menos, dos (2) sondeos no alineados bajo la estructura.
  - Se permitirá la exploración con al menos un (1) sondeo, siempre y cuando la misma, esté correlacionada con la realización de métodos geofísicos o imágenes geoelectricas complementarios tales como la resistividad eléctrica, de la cual se requerirá al menos una (1) línea.
- b) Cuando las edificaciones estén cimentadas en roca:
  - Se requerirá al menos, un (1) sondeo ubicado al centro de la edificación. En estos casos, el consultor certificado por el MIVHED, deberá complementar la exploración con al menos la medición de una (1) línea de resistividad eléctrica.
  - Se permitirá la exploración del 50% de los sondeos requeridos bajo la estructura, siempre y cuando dicha exploración, esté correlacionada con la realización de métodos geofísicos o imágenes geoelectricas complementarios tales como la resistividad eléctrica, de la cual se requerirá al menos una (1) línea.
- c) El espaciamiento entre sondeos bajo la estructura no será mayor que 20 m, correlacionados mediante métodos geofísicos, como imágenes geoelectricas, imágenes topográficas sísmicas, imágenes de georradar o cualquier otro método geofísico aceptado por el MIVHED.

El consultor geotécnico deberá presentar exploraciones adicionales en los casos que se detecten anomalías de importancia en las propiedades o estructura del terreno.

La realización de los estudios geofísicos, precederá a la exploración por sondeos.

### **Artículo 37. REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN POR HOMOGENEIDAD DEL SUBSUELO.**

La reducción del número de puntos de exploración será permitida, cuando exista homogeneidad en el terreno, en función de la resistencia a la penetración, la estratigrafía y las condiciones hidráulicas. Nunca serán menos de dos (2) para los estudios geotécnicos en edificaciones Tipo C-1 a C-3, y de tres (3) para los estudios geotécnicos en edificaciones Tipo C-4 y C-5.

**Artículo 38. REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN POR EXTENSIÓN DEL TERRENO.** Para un edificio con superficie en planta mayor o igual a 10,000 m<sup>2</sup>, se podrá reducir la cantidad de puntos de exploración, hasta en un 50% de los obtenidos mediante la aplicación de los artículos que les compete de acuerdo al tipo de edificación, los cuales deberán ser ubicados de manera que cubra toda el área del terreno.

**Artículo 39. REDUCCION DE PUNTOS PARA URBANIZACIONES DE CASAS.** Para el caso particular de grupos de edificaciones de no más de dos niveles de altura, como urbanizaciones de casas con superficie en planta inferior a los 100 m<sup>2</sup> (tipo C-0), se requerirá como mínimo un sondeo cada 30 metros y al menos 3 sondeos, siempre que no se trate de una zona cavernosa delimitadas en el esquema Hidrogeológico del SGN (véase anexos).

## SECCIÓN 2 EXPLORACIÓN EN PROYECTOS SOTERRADOS

**Artículo 40. CANTIDAD DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN EN EXCAVACIONES DE PROYECTOS SOTERRADOS.** Para la realización del estudio preliminar se requerirá un mínimo de dos sondeos en cada lado del perímetro del terreno a excavar, siempre que el espaciamiento entre sondeos sea menor o igual a 20 m. En la evaluación de la estabilidad de futuros cortes y el efecto de éstos sobre estructuras adyacentes, los sondeos serán realizados desde la superficie original del terreno (previo al inicio de excavaciones), con posterioridad al perfilado geofísico. Los puntos de exploración podrán ser retirados del perímetro del terreno una distancia horizontal no mayor que la altura del futuro corte.

**PÁRRAFO.** En caso de que uno de los lados del terreno tenga menos de 10 metros de largo, se permitirá la realización de un sondeo en el centro de dicho lado.

**Artículo 41. PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN PARA EXCAVACIONES.** La profundidad mínima de exploración (Zx) para los casos de proyectos soterrados será 1.5 veces la altura prevista del corte desde la superficie original del terreno.

## CAPÍTULO III ENSAYOS DE LABORATORIO

**Artículo 42. ENSAYOS MÍNIMOS DE LABORATORIO.** El tipo y cantidad de ensayos para la caracterización geotécnica dependerá de las características propias de los suelos y rocas explorados, del tipo de proyecto y del criterio del ingeniero geotécnico. Como mínimo se deberán efectuar los ensayos descritos en la TABLA 5. Además de éstos, cuando el consultor geotécnico lo considere pertinente se deberán realizar otros ensayos, tales como peso específico real de suelo, contenido orgánico, prueba de desgaste de los ángeles, permeabilidad, prueba de sanidad, entre otros.

**TABLA 5  
ENSAYOS MÍNIMOS EN SUELOS Y ROCAS SEGÚN TIPO DE EDIFICACIÓN**

Parámetro	Norma Aplicable	Suelos arcillosos				Suelos limosos				Suelos granulares (arena y grava).				Roca
		Tipo de edificación				Tipo de edificación				Tipo de edificación				
		C-0, C-1 y C-2	C-3	C-4	C-5	C-0, C-1 y C-2	C-3	C-4	C-5	C-0, C-1 y C-2	C-3	C-4	C-5	
Clasificación de suelo	ASTM-D2487	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
Contenido de humedad, (W)	ASTM-D2216	X	X	X	X	X	X	X	X	(X)	(X)	(X)	(X)	-
Límites de Atterberg	ASTM-D4318	X	X	X	X	X	X	X	X	(X)	(X)	(X)	(X)	-
Granulometría	ASTM-D6913 y D7928	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-
Resistencia al corte sin drenaje, (Su)	ASTM-D2850, D4767, D4648, D6528, D2166	I	(X)	X	X	(x)	(x)	(x)	(x)	-	-	-	-	-
Clasificación geológica		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X

Índice de Expansibilidad	ASTM-D4829 D-4546	I	(X)	(X)	(X)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Peso unitario ( $\gamma$ )	ASTM-D2937	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Ensayo de compresión uniaxial	ASTM-D2166	x	x	x	x	-	-	-	-	-	-	-	-	X
Ensayo de carga puntual	ASTM D5731	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X
		X= Se determinará siempre (X)= se determinará si procede u ocasionalmente - = no aplica I = inferida o por correlación												

**Artículo 43.** Los Ensayos cuantitativos para determinar permeabilidad, compresibilidad y resistencia al corte se deberán realizar sobre muestras inalteradas, excepto en el caso de materiales que se han de colocar como relleno controlado que se deberán realizar sobre muestras preparadas en laboratorio.

#### CAPÍTULO IV REQUISITOS ESPECIALES

**Artículo 44. NIVEL FREÁTICO EN SÓTANOS.** Para estructuras con sótanos, en el estudio geotécnico se deberá ubicar la posición del nivel freático tomando como punto de partida la cota del piso soterrado más bajo, y se deberán establecer las medidas pertinentes para evitar probables inundaciones del mismo.

**Artículo 45. 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, se deberán determinar las características mecánicas de los suelos o rocas que subyacen dicha costra superficial.

**Artículo 46. SUELOS EXPANSIVOS.** Se deberán considerar los suelos como expansivos en las zonas en donde se cumpla simultáneamente que los suelos poseen un Índice de plasticidad mayor o igual que quince (15), un Límite Líquido mayor a cincuenta (50) y un Límite Plástico mayor a veinticinco (25). El Ingeniero Geotécnico deberá definir su capacidad expansiva, presión de expansión, extensión superficial y el espesor de la capa expansiva, así como las medidas de mitigación de sus efectos.

**PÁRRAFO.** No será aplicada esta disposición si se demuestra que su índice de expansión es menor que 20, mediante el ensayo de expansión establecido en la **TABLA 5**.

**Artículo 47. ZONAS ESPECIALES.** En todas las estructuras que se encuentren en zona de alta sismicidad (Zona I), se requerirá un estudio geotécnico de alcance ampliado que incluirá un análisis y evaluación de los siguientes peligros potenciales que resultan de los terremotos:

- a) Inestabilidad de taludes,
- b) Licuefacción de suelos saturados y pérdida de resistencia del suelo de acuerdo a lo establecido en el Título VII del presente Reglamento, incluyendo estimados de asentamientos diferenciales, deslizamiento o reducción de la capacidad portante del suelo de fundación. Se deberán proponer medidas para mejorar el subsuelo hasta donde afecte la interacción suelo-estructura, las cuales

deberán ser tomadas en cuenta en el diseño de la estructura y podrán incluir, sin ser limitadas, la estabilización del subsuelo, selección de sistemas de fundación y profundidades adecuadas, selección de sistemas estructurales adecuados para acomodar los desplazamientos anticipados o cualquier combinación de estas medidas, u otras aceptables con la práctica.

- c) Rupturas superficiales debido a fallas y deformaciones o por desplazamientos laterales.
- d) Presiones laterales sobre el sótano y estructuras de retención debido a movimientos sísmicos.

## SECCIÓN 1 CLASIFICACIÓN DE SITIO SISMICO

**Artículo 48. CLASIFICACION DEL SITIO PARA FINES SISMICOS.** A través del estudio geotécnico se deberá clasificar la estratigrafía del terreno investigado mediante la exploración geotécnica en una de las seis categorías definidas en la TABLA 6, para fines de su comportamiento ante sismos. Se asignará siempre la clasificación más desfavorable que aplique al sitio en cuestión, atendiendo a lo establecido en el Artículo 49.

**Artículo 49.** En la clasificación del sitio tomarán precedencia las mediciones de velocidad de onda cortante ( $V_s$ ) y en caso de que no se cuente con  $V_s$ , se deberán utilizar las mediciones de resistencia al cortante no-drenada en las muestras de suelos cohesivos ( $S_u$ ), y en los suelos se utilizarán los valores del conteo de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D1586) (SPT-N).

**TABLA 6.  
DEFINICION DE LA CLASE DE SITIO**

CLASIFICACIÓN DE SITIO	Nombre	$V_s$ [m/s]	$S_u$ [KPa]	SPT-N [golpes/0.3m]
A	Roca Sana	>1,500	No Aplica	No Aplica
B	Roca	760 a 1,500	No Aplica	No Aplica
C	Roca Blanda o Suelos Muy Densos	360 a 760	>100	>50
D	Suelos Firmes	180 a 360	50 a 100	15 a 50
E	Suelos Blandos	< 180	< 50	< 15
	Además, se clasificará como <b>SITIO CLASE E</b> a perfiles con más de 3 m de arcillas o limos con <b>todas</b> las siguientes propiedades: <ol style="list-style-type: none"> <li>1) Índice de Plasticidad <math>I_p &gt; 20</math>.</li> <li>2) Contenido de humedad natural <math>w_n &gt; 40\%</math>.</li> <li>3) Resistencia al cortante no-drenada <math>s_u &lt; 25\text{KPa}</math>.</li> </ol>			
F	Se clasificará como <b>SITIO CLASE F</b> al perfil de suelos que tenga <b>cualquiera</b> de las siguientes características: <ol style="list-style-type: none"> <li>1) Suelos susceptibles a pérdida de resistencia ante cargas sísmicas como suelos licuables, arcillas sensitivas muy blandas.</li> <li>2) Perfiles con más de 3 m de Turbas y/o arcillas muy orgánicas.</li> <li>3) Perfiles con más de 7 m de arcillas de muy alta plasticidad (Índice de Plasticidad <math>I_p &gt; 75</math>).</li> <li>4) Perfiles con más de 35 m de arcillas blandas a medianas.</li> </ol>			

**Artículo 50.** Para la clasificación de sitio serán divididos los 30 metros superiores del perfil en n estratos de suelo, cada uno con propiedades similares. Se utilizarán los valores promedio de las mediciones de  $V_s$ ,  $S_u$  y/o SPT-N en los 30 m superiores del perfil, calculado de acuerdo a la expresión siguiente:

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

→ **Donde**

X es el valor promediado de dicha propiedad, que se utilizará para la clasificación en la TABLA 6.

$d_i$  representa los espesores del estrato.

$x_i$  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.

**Artículo 51.** En caso de que alguno de los sondeos no llegue a la profundidad de 30 m será responsabilidad del Ingeniero Geotécnico determinar la Clase de Sitio Sísmico.

**Artículo 52.** En las sumatorias de la ecuación (2.1) se limitará el valor de SPT-N a 100 golpes/30cm, y se limitará el valor de  $S_u$  a 240 KPa.

**Artículo 53.** No se asignará la categoría de sitio A o B si existe un estrato de suelo de otro tipo, mayor de 3 metros, entre la superficie del estrato rocoso y el fondo de cimentación.

**Artículo 54.** Para la Clasificación de sitio C, D o E determinada según lo establecido en el Artículo 50, si la velocidad promedio de la onda de corte ( $V_s$ ), el número de golpes (N) y/o la resistencia última promedio al corte del suelo no drenado ( $S_u$ ) resultaran en valores tales que exista discrepancia en la clasificación del sitio, el sitio será clasificado de tal forma que corresponda al suelo que resulte en una mayor demanda sísmica.

**Artículo 55.** En los suelos que sean clasificados como clase de Sitio F, se deberá realizar un análisis de respuesta de sitio tomando en cuenta la amplificación del suelo y las mediciones in situ de las velocidades de las ondas sísmicas de compresión ( $V_p$ ) y de corte ( $V_s$ ).

**PÁRRAFO 1.** No se requerirán los estudios de amplificación específicos de sitio 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 Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras (R-001).

**PÁRRAFO 2.** No se requerirán los estudios de amplificación específicos de sitio en suelos licuables donde se proyecte construir estructuras con periodos de vibración menor o igual a 0.5 segundos. En este caso, se permitirá la determinación de la clasificación de sitio de acuerdo al Artículo 50 y su clasificación se realizará de acuerdo a la TABLA 6.

## CAPÍTULO V INFORME GEOTÉCNICO

**Artículo 56.** El informe geotécnico resumirá los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio, así como los análisis y recomendaciones del ingeniero geotécnico. Como mínimo, sin ser limitativo, el informe geotécnico contendrá la siguiente información:

- a) Descripción del proyecto (localización, uso, extensión en planta, número de pisos sobre el NPT y bajo el NPT, sistema estructural, entre otros), e identificación de la categorización de la construcción según las especificaciones de la TABLA 2.



- b) Descripción del alcance de las investigaciones, especificaciones técnicas del equipo utilizado, incluyendo fotos y metodologías empleadas.
- c) Definir si la zona del proyecto se encuentra en un campo cercano o lejano a las diferentes fallas, de acuerdo al Mapa de Campo Cercano, del Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras (R-001).
- d) Breve descripción de la geología regional y local donde se sitúa el proyecto.
- e) Breve descripción de la hidrogeología regional y local donde se sitúa el proyecto.
- f) Detalles topográficos de acuerdo a la altimetría y planimetría de la zona, para determinar las cotas del relieve del sitio en estudio, tomando en cuenta los niveles de piso terminado de la estructura a construir.
- g) Breve descripción de la Topografía circundante al área del proyecto.
- h) Proximidades a Ríos o corrientes de agua.
- i) Detalle de las estructuras adyacentes, si aplica.
- j) Planta del proyecto a escala con la ubicación de los puntos explorados georreferenciados; *perfiles estratigráficos y perfiles geofísicos (si aplica)*, claramente identificados.
- k) Bitácora de los sondeos, con descripción de las muestras de suelos y rocas, por un profesional calificado de acuerdo a los requisitos del Título II, CAPÍTULO I INVESTIGACIÓN DE CAMPO.
- l) Descripción del subsuelo en función del perfil estratigráfico encontrado y clasificación del sitio según lo establecido en la TABLA 6.
- m) Ubicación del nivel freático, si ha sido encontrado en los sondeos, indicando la fecha de medición.
- n) Asentamientos totales y diferenciales esperados.
- o) Módulo de Balasto o reacción del terreno ante el dimensionamiento de las cimentaciones y elemento de contención.
- p) 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, suelos granulares propensos a licuefacción, entre otros.
- q) Recomendaciones para excavaciones, estabilidad de taludes, estructuras de retención y para mitigar el efecto de excavaciones sobre estructuras adyacentes.
- r) Recomendaciones para rellenos compactados.
- s) Anexo que incluya los resultados de pruebas de campo y laboratorio, memoria de cálculo de cada tipo de problema analizado y de los resultados en forma de gráficos y tablas. Además, se incluirán planos, esquemas, dibujos, fotografías de las muestras y de campo, y todos los aspectos que se requieran para ilustrar y justificar el estudio y sus recomendaciones.

**Artículo 57. INFORME GEOTÉCNICO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.** En el caso de las cimentaciones profundas, además de lo indicado en el Artículo 56, el informe geotécnico deberá incluir los siguientes requisitos:

- a) Recomendar los tipos y especificaciones de pilotes y presentar estimados de su capacidad axial última y de trabajo, incluyendo porcentajes estimados de la carga que serán soportadas, por punta y por fricción en el fuste.
- b) Presentar estimados de resistencia a cargas laterales en función de la flexión y la compresión (Flexo-compresión y biflexo-compresión).
- c) Definir cotas mínimas requeridas de la punta de los pilotes para las cargas de trabajo recomendadas.
- d) Recomendar la separación de centro a centro de los pilotes.
- e) Presentar factores de reducción de la capacidad individual de pilotes por efecto de acción de grupos.
- f) Estimar los asentamientos esperados para pilotes friccionantes cuya punta no este empotrada en el manto rocoso.
- g) Describir los métodos de instalación recomendados.
- h) Especificar las características de hincado esperadas y martillos recomendados en pilotes hincados.
- i) 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.
- j) Se especificarán los requerimientos de pruebas de carga y de integridad de los pilotes según lo establecido en el Artículo 261 y Artículo 262.

### TÍTULO III CRITERIOS DE SEGURIDAD

#### CAPÍTULO I DISPOSICIONES GENERALES

**Artículo 58.** Las cimentaciones deberán cumplir con dos características principales: ser seguras contra una falla por corte general y local del suelo que la soporta, y no experimentar un asentamiento que exceda los límites establecidos en el presente Reglamento, para comportarse satisfactoriamente. El tipo de cimentación deberá ser escogido y dimensionado de manera que cumpla con estos criterios de seguridad.

#### CAPÍTULO II CRITERIOS DE SEGURIDAD EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

**Artículo 59. PROPIEDADES DE SUELOS Y ROCAS.** Para fines del diseño de las cimentaciones serán requeridas la capacidad portante y los asentamientos del terreno, que serán determinados en base a las propiedades de los suelos y rocas, derivados de los ensayos de campo y laboratorio, para definir la resistencia y compresibilidad de los estratos de fundación.

**Artículo 60. ASENTAMIENTOS EN ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS.** 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.

**PÁRRAFO.** En suelos cohesivos y en rocas se deberá satisfacer la condición de que la presión de contacto bajo cargas de servicio sea menor a un tercio (1/3) de la capacidad portante última, calculada según los métodos propuestos en el TITULO IV.

**Artículo 61.** En aquellos sitios en donde los asentamientos esperados sean mayores que estos máximos aceptables, se deberá mejorar el subsuelo, utilizar plateas, o utilizar cimentaciones profundas.

**PÁRRAFO.** El ingeniero geotécnico podrá defender recomendaciones en las cuales los asentamientos calculados excedan los máximos admisibles establecidos en el Artículo 60, si demuestra mediante análisis sustentado por datos y con posterior verificación con mediciones en obra que no resultan en consecuencias negativas para la estructura, o para el uso de la edificación, y no presenta peligro alguno para sus ocupantes. Dichos asentamientos limitados precedentemente solo pueden ser excedidos hasta un 25%.

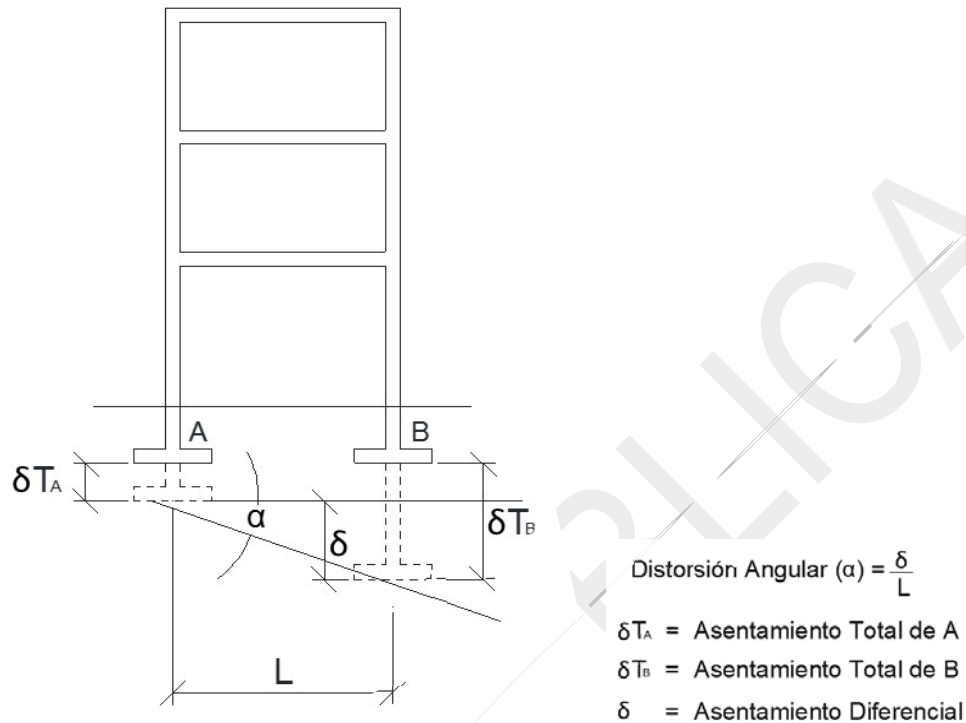
**Artículo 62. ASENTAMIENTOS EN PLATEA.** Los asentamientos absolutos para plateas se limitarán a 50 milímetros. Las plateas deberán poseer suficiente rigidez para limitar los asentamientos diferenciales a 6 milímetros para apoyos espaciados a 3 metros, es decir,  $\alpha \leq 2 \times 10^{-3}$ , donde  $\alpha$  es la distorsión angular.

**PÁRRAFO.** Al igual que para zapatas aisladas y combinadas, el ingeniero geotécnico podrá defender recomendaciones en las cuales los asentamientos calculados excedan los máximos admisibles establecidos en el Artículo 62, si demuestra mediante análisis sustentado por datos y con posterior verificación con mediciones en obra que no resultan en consecuencias negativas para la estructura, o para el uso de la edificación, y no presenta peligro alguno para sus ocupantes. Dichos asentamientos limitados precedentemente solo pueden ser excedidos hasta un 25%.

**Artículo 63. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PLATEAS.** Las losas de cimentación o plateas, deberán ser diseñadas de tal manera que las resultantes de las cargas, estática y dinámica, aplicadas coincidan con el centroide geométrico de la losa. Para obtener la precisión necesaria en el cálculo de los centros de gravedad y de empujes de la losa, se deberá considerar todo el conjunto de cargas reales que actúan sobre la losa, incluyendo en ellas las de los muros interiores y exteriores, acabados, excavaciones adyacentes a la losa, sobrecarga neta causada por los edificios vecinos y la posibilidad de variación de los niveles de aguas subterráneas.

**Artículo 64. ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.** El Asentamiento Diferencial no deberá ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en el Artículo 65. En el caso de apoyos espaciados a 3 m, los asentamientos diferenciales se limitarán a 6 milímetros; es decir,  $\alpha \leq 2 \times 10^{-3}$ , donde  $\alpha$  es la distorsión angular (véase FIGURA 2 ).

**FIGURA 2.  
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES**



**Artículo 65. LÍMITES DE GIRO O DISTORSIÓN ANGULAR.** Los giros calculados deberán limitarse a valores que no produzcan efectos estéticos o funcionales que impidan o perjudiquen el funcionamiento normal de la edificación, amenacen su seguridad, o disminuyan el valor comercial de la misma. En ningún caso se deberá sobrepasar  $\alpha = 1/500$ .

**Artículo 66. FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A UNA FALLA POR CORTE.** Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones, son los siguientes:

- a) Para cargas estáticas: 3.0
- b) Para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2.5

### **CAPÍTULO III CRITERIOS DE SEGURIDAD EN CIMENTACIONES PROFUNDAS**

**Artículo 67.** Las fundaciones profundas se diseñarán y construirán o instalarán en base a las recomendaciones del informe geotécnico, según lo especificado en los Capítulos II al IV del TÍTULO II y en el TÍTULO V.

**Artículo 68.** 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 Título V, y el Factor de Seguridad (F.S.).

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

**Artículo 69.** La Carga lateral admisible será aquella que no exceda los límites estructurales de la sección del pilote o un desplazamiento horizontal de 25 milímetro, la que sea menor.

**Artículo 70. FACTOR DE SEGURIDAD.** El Factor de Seguridad (F.S.), dependerá del nivel de las investigaciones geotécnicas, según los siguientes criterios:

- a) Para una investigación mínima con sondeos, según el Artículo 31, y análisis de capacidad estáticos según el TITULO V, el Factor de Seguridad para punta será F.S. = 3.0 y para fuste F.S. = 2.5.
- b) Si además de las actividades señaladas en a) se realizan pruebas de carga dinámica, según ASTM D4945, pruebas de carga estáticas según ASTM D1143, según aplique, se usará F.S. = 2.0.

**PÁRRAFO 1.** Si se realizan pruebas de carga dinámica a más del 10% se podrá disminuir dichos factores de seguridad a F.S. = 1.9.

**PÁRRAFO 2.** Si se realizan pruebas de carga dinámica a más del 10% y además 2% de cargas estática se podrá disminuir dichos factores de seguridad a F.S. = 1.75.

#### CAPÍTULO IV CRITERIOS DE SEGURIDAD EN ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN Y TALUDES

**Artículo 71. ESTABILIDAD GLOBAL.** La estabilidad global de muros de contención y taludes en corte o relleno, será aceptable sólo si los factores de seguridad calculados con los métodos recomendados en el TITULO VI, son mayores que los mínimos especificados en esta sección para las siguientes condiciones.

- a) Construcción: Corto plazo F.S.  $\geq 1.2$
- b) Servicio: Largo Plazo F.S.  $\geq 1.5$
- c) Sismo: F.S.  $\geq 1.1$

**Artículo 72. DEFORMACIONES A ESTRUCTURAS ADYACENTES INDUCIDAS POR EXCAVACIONES.** Las excavaciones se deberán desarrollar de manera que cumpla con los siguientes criterios:

- a) El ingeniero geotécnico deberá tomar toda precaución para que las excavaciones no causen daños a estructuras adyacentes pre-existentes.
- b) Además de satisfacer los requisitos del Artículo 71, los cortes no deberán inducir deformaciones verticales u horizontales que afecten adversamente las estructuras adyacentes existentes.
- c) Se limitarán los desplazamientos inducidos a zapatas adyacentes a excavaciones, de manera que las distorsiones angulares  $\alpha$  y deformaciones unitarias horizontales ( $\epsilon_h$ ), impuestas a la edificación

por el corte, sean menores que  $\varepsilon_h < 0.15\%$  y  $\alpha < 0.20\%$ . Para garantizar dicho análisis el MIVHED, suministrará la información disponible de los cimientos de las estructuras adyacentes.

## TÍTULO IV CIMENTACIONES SUPERFICIALES

### CAPÍTULO I DISPOSICIONES GENERALES

**Artículo 73.** El ingeniero geotécnico deberá recomendar cualquier sistema de cimentación superficial que satisfaga los criterios de seguridad establecidos en el Capítulo II, del Título III. Además, el informe geotécnico correspondiente deberá cumplir con todas las disposiciones establecidas en este Título y contendrá las informaciones mínimas requeridas según el Capítulo V, del Título II.

**Artículo 74.** Si para una estructura se plantean varias profundidades de desplante, se deberán determinar las cargas admisibles y los asentamientos diferenciales para cada caso.

**Artículo 75.** Se deberá evitar la interacción entre las zonas de influencia de los cimientos adyacentes, de lo contrario se deberá tener en cuenta en el dimensionamiento de los nuevos cimientos.

**Artículo 76. DISTRIBUCIÓN DE LA PRESIÓN DE CONTACTO.** Las zapatas en suelos y rocas deberán ser diseñadas para soportar las cargas de diseño con presiones máximas de contacto que no excedan las admisibles, lo más uniforme posible para minimizar los asentamientos diferenciales, con suficiente capacidad estructural y con asentamientos máximo tolerables como se indica en el Capítulo II del Título III.

**Artículo 77. ESFUERZO ADMISIBLE.** El esfuerzo admisible será el menor de los estimados para satisfacer los dos criterios siguientes:

- a) Se deberá estimar primero a partir de la ecuación de capacidad portante reducida por un factor de seguridad, para prevenir una falla por corte general.
- b) En adición, se deberá determinar la presión de contacto necesaria para que los asentamientos inducidos sean menores que los valores especificados en el Capítulo II del Título III.

**Artículo 78.** 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 permitirá el uso de zapatas con bases inclinadas.

**Artículo 79.** Para fundaciones de zapatas aisladas en suelos clasificados como Clase de Sitio **E o F**, en el estudio geotécnico se deberá recomendar que estén conectadas con vigas riostras.

## CAPÍTULO II ZAPATAS SOBRE RELLENO

**Artículo 80. ZAPATAS SOBRE RELLENO.** Las zapatas apoyadas sobre relleno deberán estar regidas por las mismas consideraciones de capacidad portante, asentamiento y estabilidad ante sollicitaciones sísmicas que aquellas apoyadas sobre suelos naturales. Se deberá tomar en cuenta tanto el comportamiento del relleno, como de los suelos naturales que lo subyacen.

**Artículo 81. RELLENOS DEBAJO DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES.** Los Rellenos deberán ser controlados y construidos con material seleccionado. Los métodos empleados en su conformación, compactación y control, dependerán principalmente de las propiedades físicas del material. El material seleccionado deberá ser compactado a una densidad mayor o igual del 95% de la máxima densidad seca del ensayo del Próctor Modificado ASTM D1557, en todo su espesor y cumplir con lo siguiente:

- a) Un peso unitario seco  $\geq 1800 \text{ kg/m}^3$ .
- b) Un porcentaje máximo de Finos menor o igual a 35%.
- c) Un Índice de Plasticidad de la fracción fina menor o igual a 15%.
- d) Un Limite Líquido de la fracción fina menor o igual a 41%.

**Artículo 82.** En todos los casos, se deberán realizar controles de compactación en todas las capas compactadas de espesores no mayor a 0.30 m, a razón necesariamente, de un control por cada 250 m<sup>2</sup> con un mínimo de cinco (5) controles por capa.

**PÁRRAFO.** En áreas pequeñas (igual o menores a 25 m<sup>2</sup>), se permitirán al menos tres (3) ensayos de control de compactación por cada capa no mayor a 0.30 m.

**Artículo 83.** Cuando se requiera verificar la compactación de un Relleno Controlado ya construido, este trabajo se deberá realizar mediante cualquiera de los siguientes métodos:

- a) Ensayo por medio de métodos nucleares, con gamma densímetro, por cada 0.30 metro de espesor. Los resultados deberán ser mayores al 95% de la máxima densidad seca del ensayo Próctor modificado ASTM D1557.



- b) Ensayo de Penetración Estándar, por cada metro de espesor de Relleno Controlado, o auscultaciones dinámicas con el Cono Dinámico Tipo Peck (**CTP**), el Cono de Penetración Estático corregido (**CPT**) o con el Penetrómetro Dinámico Ligero (**DPL**), o cualquier otro método validado que pueda correlacionarse con el SPT. El resultado de cualquiera de estos ensayos deberá ser mayor a 25 golpes por cada 0.30 metro en el Ensayo de Penetración Estándar Corregido ( $N_{1(60)}$ ).

**Artículo 84.** Los reportes o informes de los rellenos controlados deberán incluir:

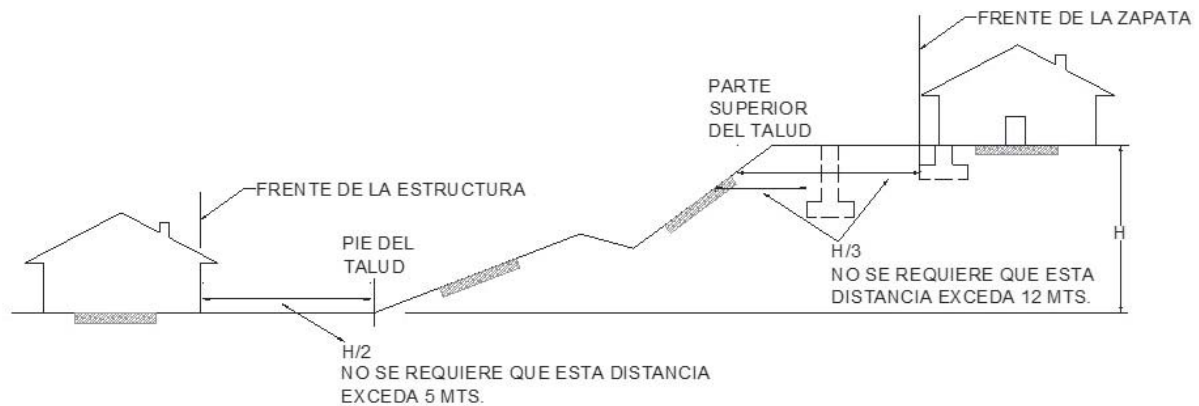
- a) Evaluación de la mina (análisis Granulométrico, Límites, Próctor Modificado y otros).
- b) Pruebas de control de compactación.
- c) Vista en Planta en el plano de conjunto, de los puntos donde fueron realizados los controles georreferenciados.
- d) Equipo utilizado para el control de la compactación y el certificado de la calibración.

### CAPÍTULO III ZAPATAS SOBRE O ADYACENTES A TALUDES

**Artículo 85. ZAPATAS SOBRE O ADYACENTES A TALUDES.** Los taludes que afecten las edificaciones deberán ser evaluados y estabilizados de ser necesario, para que cumplan con los requisitos del Capítulo IV, Título III de este Reglamento; y cumplir además con lo siguiente:

- a) Las zapatas deberán ser retiradas del pie del talud, por lo menos una distancia horizontal igual a  $\frac{1}{2}$  de la altura del talud. Esta distancia de retiro no tendrá que ser mayor a 5 m.
- b) Las zapatas adyacentes a la corona del talud deberán ser cimentadas con suficiente profundidad para apoyarse sobre material no relajado por el talud. Además, deberán ser retiradas a una distancia igual a  $\frac{1}{3}$  de la altura del talud. Esta distancia de retiro tendrá que ser mayor que 12 m. (Véase FIGURA 3).

**FIGURA 3.  
SEPARACIÓN DE ZAPATAS AL TALUD.**



**PÁRRAFO.** Estas separaciones mínimas podrán ser modificadas por el ingeniero geotécnico basado en resultados demostrables de exploración y del análisis de estabilidad de talud.

#### **CAPÍTULO IV PROFUNDIDAD DE DESPLANTE**

**Artículo 86. GENERAL.** La profundidad o nivel de desplante de la cimentación deberá cumplir los siguientes aspectos:

- La cimentación debe ser segura contra falla por cortante del suelo.
- No se deben producir deformaciones excesivas en el suelo, ni en la estructura.
- Los cimientos no se deben colocar directamente dentro de la zona de cambios volumétricos (contracción y expansión), ni en rellenos no compactados o en suelo orgánico.
- El nivel de desplante se deberá establecer en base a los datos que ofrezca el estudio de suelo y de acuerdo a los criterios mínimos establecidos en este Reglamento.
- Los cimientos deberán estar a una profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.
- En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones deberá llegar hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos.
- Se deberán diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización.

**Artículo 87. PROFUNDIDAD MÍNIMA DE DESPLANTE PARA ZAPATAS.** Las zapatas deberán ser desplantadas a la profundidad donde aparezca el estrato competente y cumpliendo con Artículo 86, a una

profundidad mínima de **0.70 metros** por debajo del nivel final del terreno circundante (luego del acondicionamiento del área).

**PÁRRAFO.** Esta profundidad mínima podrá ser menor a lo establecido en el Artículo 87 basada en resultados demostrables de exploración y del análisis que demuestre que cumplen con el Artículo 86.

**Artículo 88. PROFUNDIDAD MÍNIMA DE DESPLANTE PARA ZAPATAS APOYADAS EN RELLENO.** Las zapatas apoyadas sobre relleno deberán tener una profundidad mínima de **0.85 metros**.

**PÁRRAFO.** Esta profundidad mínima podrá ser menor a lo establecido en el Artículo 88 basada en resultados demostrables de exploración y del análisis que demuestre que cumplen con el Artículo 86.

**Artículo 89. PROFUNDIDAD MÍNIMA DE DESPLANTE PARA PLATEAS.** Las plateas deberán estar apoyadas en un estrato competente y tener una profundidad mínima equivalente a su espesor estructural.

**PÁRRAFO.** En caso de que la estructura se fundara directamente en terreno rocoso, la profundidad de desplante será de al menos el espesor de la losa de fundación o platea, sin necesidad de relleno (excluyendo cualquier relleno de nivelación).

## CAPÍTULO V CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS

**Artículo 90.** La capacidad portante última (falla por cortante general del suelo) podrá ser estimada usando la siguiente relación:

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

→ Donde:

- a)  $N_c, N_\gamma, N_q$  son factores de capacidad de carga [-]  
(Estos factores están basados en los valores de fricción interna ( $\phi$ ) del suelo de fundación que se presentan en la TABLA 7).
- b)  $d_c, d_\gamma, d_q$  son factores de profundidad [-];
- c)  $i_c, i_\gamma, i_q$  son factores de cargas inclinadas [-];
- d)  $s_c, s_\gamma, s_q$  son factores de forma de la zapata [-];
- e)  $B$  es el ancho de zapata [L],  $c$  es la cohesión del suelo [ $FL^{-2}$ ] y  $\gamma$  es el peso unitario efectivo de los suelos [ $FL^{-3}$ ];
- f)  $q$  es el esfuerzo efectivo vertical en el plano de cimentación [ $FL^{-2}$ ].

**TABLA 7.  
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	10.98	3.94	2.65

20	14.83	6.40	5.39
25	20.72	10.66	10.88
30	30.14	18.4	22.4
35	46.12	33.3	48.03
40	75.31	64.2	109.41
45	133.88	134.88	271.76
50	266.89	319.07	762.89

**PÁRRAFO.** El ingeniero geotécnico podrá utilizar otros métodos que provean iguales o mejores resultados, estos métodos deben ser avalados.

**Artículo 91.** En suelos puramente cohesivos (arcilla y arcilla limosa) para el cálculo de la capacidad portante, se deberán utilizar parámetros de resistencia no-drenadas.

**Artículo 92.** En suelos puramente friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas) para el cálculo de la capacidad portante, se deberá emplear una cohesión (c) igual a cero.

**Artículo 93.** Cuando el terreno sea muy compresible o muy suelto se deberá estimar la capacidad de falla por cortante local o punzonamiento y el  $q_{ult}$  se deberá estimar usando los parámetros de resistencia reducidos  $c^*$  y  $\phi^*$ , en la ecuación (4.1) como sigue:

$$c^* = \frac{2}{3}c \quad (4.2)$$

$$\phi^* = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right) \quad (4.3)$$

**Artículo 94. CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS GRANULARES.** Cuando la superficie del terreno sea marcadamente horizontal (pendiente inferior al 10%), la inclinación con la vertical de la resultante de las acciones sea menor del 10% y se admita la producción de asentamientos de hasta 25 mm, la presión vertical admisible de servicio se podrá evaluar mediante las siguientes expresiones basadas en el golpeo NSPT, obtenido en el ensayo SPT.

a) Para  $B^* < 1.2$  m

$$q_{adm} = 12N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B^*}\right) \left(\frac{S_t}{25}\right) \quad \text{kN/m}^2 \quad (4.4)$$

b) Para  $B^* > 1.2$  m

$$q_{adm} = 8N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B^*}\right) * \left(\frac{S_t}{25}\right) * \left(\frac{B^* + 0.3}{B^*}\right)^2 \quad \text{kN/m}^2 \quad (4.5)$$

→Donde:

- 1)  $S_t$  Representa el asiento total admisible, en mm;
- 2) NSPT es el valor medio de los resultados, obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia  $0,5B^*$  por encima de su base y otro situado a una distancia mínima  $2B^*$  por debajo de la misma;
- 3) D es la profundidad de desplante.

- 4) El valor de  $\left(1 + \frac{D}{3B^*}\right)$  a introducir en las ecuaciones será igual o menor a 1.3.

**PÁRRAFO:** Las fórmulas del presente Artículo sólo se aplicarán en cimentaciones superficiales con un ancho  $B < 5$  metros. Para aquellos que sobrepasen este límite se deberá comprobar si cumple con los asentamientos admisibles establecidos en el Título III.

**Artículo 95. CAPACIDAD ADMISIBLE.** El esfuerzo admisible se deberá determinar a partir de la capacidad portante y el factor de seguridad (F.S.) como:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.} \quad (4.6)$$

## SECCIÓN 1 CARGAS EXCÉNTRICAS

**Artículo 96.** 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 deberán ser utilizadas para determinar los factores modificadores de la capacidad de carga (forma y profundidad de la zapata, y factores de inclinación de la carga) y para calcular la capacidad última del suelo.

→ Las dimensiones reducidas de la zapata deberán ser determinadas como sigue:

$$B' = B - 2e_B \quad (4.7)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (4.8)$$

$$A' = B' L' \quad (4.9)$$

→ Donde

- $B$  es el ancho,
- $L$  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.

**Artículo 97.** El área efectiva de apoyo se calculará con la ecuación (4.9). El valor de  $q_{ult}$  obtenido usando la reducción en dimensiones de la zapata representará una presión de apoyo uniforme equivalente y no la presión real de contacto distribuida debajo de la zapata. Esta presión equivalente deberá ser multiplicada por el área reducida para determinar la capacidad de carga última de la zapata desde el punto de capacidad portante.

**Artículo 98.** Para el diseño estructural de la zapata, la presión real de contacto deberá ser considerada en forma trapezoidal.

**Artículo 99.** Para una excentricidad ( $e_L$ ) en la dirección  $L$ , las presiones de contacto mínima y máxima deberán ser estimadas a partir de la componente normal de la fuerza en la zapata  $Q$ , como sigue:

→ Para

$$e_L < L/6:$$

$$q_{\max} = Q \frac{\left[1 + \frac{6e_L}{L}\right]}{BL} \quad (4.10)$$

$$q_{\min} = Q \frac{\left[1 - \frac{6e_L}{L}\right]}{BL} \quad (4.11)$$

→ Para

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

$$q_{\max} = \frac{2Q}{3B[L/2 - e_L]} \quad (4.12)$$

$$q_{\min} = 0 \quad (4.13)$$

$$L_1 = 3[(L/2) - e_L] \quad (4.14)$$

→ Donde

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

**PÁRRAFO 1.** Para una excentricidad ( $e_B$ ) en la dirección B, las presiones máxima y mínima deberán ser estimadas usando las ecuaciones (4.10) a (4.14), reemplazando  $e_L$  por  $e_B$  y sustituyendo L por B, y B por L.

## SECCIÓN 2 FACTORES DE FORMA DE LA ZAPATA

**Artículo 100.** Para zapatas con una relación  $L < 5B$ , se deberán aplicar los siguientes factores de forma a la ecuación (4.1):

$$s_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad (4.15)$$

$$s_q = 1 + (B/L) \tan \phi \quad (4.16)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4(B/L) \quad (4.17)$$

**PÁRRAFO.** Para zapatas continuas, con  $L > 5B$ , los factores de forma se deberán considerar igual a 1. Para zapatas circulares se considerará 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.

## SECCIÓN 3 FACTORES PARA CARGAS INCLINADAS SOBRE LA ZAPATA

**Artículo 101.** Para cargas inclinadas, se deberán aplicar los siguientes factores de inclinación a la ecuación (4.1):

$$i_q = i_c \left[ 1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right]^2 \quad (4.18)$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{\beta}{\phi} \right] \quad (4.19)$$

→ **Donde**

$\beta$  = es la inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

#### SECCIÓN 4 FACTORES DE PROFUNDIDAD

**Artículo 102.** Para zapatas con una relación  $D_f / B \leq 1$  se deberán aplicar los siguientes factores de profundidad a la ecuación (4.1):

→ Para  $\phi = 0$

$$d_c = 1 + 0.4(D_f / B) \quad (4.20)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad (4.21)$$

→ Para  $\phi' > 0$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'} \quad (4.22)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \left( \frac{D_f}{B} \right) \quad (4.23)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (4.24)$$

**Artículo 103.** Para zapatas con una relación  $D_f / B > 1$ , los siguientes factores de profundidad deberán ser aplicados a la ecuación (4.1):

→ Para  $\phi = 0$

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right) \quad (4.25)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad (4.26)$$

→ Para  $\phi' > 0$



$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'} \quad (4.27)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right) \quad (4.28)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (4.29)$$

→ Donde el factor  $\tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$  está en radianes.

## SECCIÓN 5 CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS SATURADOS

**Artículo 104.** La capacidad portante bajo la zapata en los suelos saturados se deberá determinar usando el nivel de agua más alto anticipado. El efecto del agua subterránea sobre la capacidad portante última se deberá considerar usando un peso unitario promedio ponderado de los suelos que la subyacen.

a) Si  $\phi < 37^\circ$ , se deberá utilizar la siguiente ecuación para determinar el peso unitario ponderado:

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

$$\gamma = \gamma_m \quad (\text{Sin efecto}) \quad (4.30)$$

→ Para  $z_w < B$ :

$$\gamma = \gamma' + (z_w / B)(\gamma_m - \gamma') \quad (4.31)$$

→ Para  $z_w \leq 0$ : use

$$\gamma = \gamma' \quad (4.32)$$

b) Si  $\phi \geq 37^\circ$ , se deberá utilizar la siguiente ecuación para determinar el peso unitario promedio ponderado:

$$\gamma = (2D - z_w)(z_w \gamma_m / D^2) + (\gamma' / D^2)(D - z_w)^2 \quad (4.33)$$

$$D = \frac{1}{2} B \tan(45^\circ + \phi / 2) \quad (4.34)$$

## CAPÍTULO VI DESLIZAMIENTO LOCAL DE LAS ZAPATAS

**Artículo 105.** La falla por deslizamiento en el plano de la zapata se deberá considerar comparando la componente de la fuerza tangencial ( $P$ ) en la zapata a la fuerza resistente máxima ( $P_{\max}$ ).

$$P_{\max} = Q \tan \delta + BLc_a + P_p \quad (4.35)$$

**→Donde**

$P_p$  = Fuerza pasiva.

$\delta$  = ángulo de fricción en el plano de fundación.

$c_a$  = adhesión en el contacto suelo-zapata.

**Artículo 106.** La adhesión en el contacto suelo-zapata  $C_a$  se deberá determinar mediante la reducción de la cohesión del terreno en el plano de fundación con valores entre 0.6 y 0.8.

**Artículo 107.** Los valores del coeficiente de fricción ( $\tan \delta$ ) en el plano de fundación entre la zapata y los distintos tipos de suelo que se utilizarán en la ecuación 4.30 se determinarán de acuerdo a la TABLA 8.

**TABLA 8.**  
**FACTORES DE FRICCIÓN PARA DISTINTOS MATERIALES (NAVFAC, 1986 B).**

Materiales de Interfaz	Coeficiente de fricción ( $\tan \delta$ )	Ángulo de Fricción ( $\delta$ )
Masa de hormigón en los siguientes materiales:		
Roca limpia	0.70	35
Grava Limpia, Mezcla de grava y arena, arena gruesa	0.55 a 0.60	29 a 31
Arena limpia de media a fina, arena limosa de mediana a gruesa, grava limosa o grava arcillosa	0.45 a 0.55	24 a 29
Arena limpia, arena limosa o arcillosa de fina a media	0.35 a 0.45	19 a 24
Limo arenoso fino y limo no plástico	0.60 a 0.35	17 a 19
Arcilla residual muy rígida o arcilla preconsolidada	0.40 a 0.50	22 a 26
Arcilla media dura y dura y arcilla limosa	0.30 a 0.35	17 a 19

**Artículo 108.** Para fines del cálculo de la resistencia máxima al deslizamiento ( $P_{\max}$ ), en el caso de plateas desplantadas a menos de 0.30 metros, no se considerará la contribución de la resistencia pasiva provista por los suelos frente a la platea. En caso de cargas excéntricas,  $BL$  se sustituirá por el área en compresión en la platea.

**Artículo 109. FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.** El factor de seguridad al deslizamiento ( $FS$ ) deberá ser mayor o igual a 1.5.

$$FS = P_{\max} / P \geq 1.5 \quad (4.36)$$

**PÁRRAFO.** Para el caso de carga dinámica (cargas transitorias) el factor de seguridad deberá ser mayor o igual a 1.15.

## CAPÍTULO VII ASENTAMIENTOS EN SUELOS

**Artículo 110.** El asentamiento total de la zapata incluirá tres componentes: elástico o inicial, por consolidación primaria y por consolidación secundaria.

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (4.37)$$

**Artículo 111.** Los asentamientos deberán ser determinados usando la carga muerta más la carga viva reducida, sin factorizar. Otros factores que afectan el asentamiento también deberán considerarse, donde sea apropiado (cargas por terraplén en todos los suelos, y cargas de vibración por cargas vivas dinámicas o cargas por terremotos en suelos granulares).

**Artículo 112. ASENTAMIENTOS EN ARENAS Y LIMOS NO-PLÁSTICOS.** El cálculo de los asentamientos se realizará mediante métodos empíricos calibrados basados en mediciones de campo. Se deberá determinar mediante el método de Burland & Burbidge (1985) basado en el Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D1586), según la siguiente ecuación:

$$\frac{S_e}{B_R} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \left| \frac{1.25 \left( \frac{L}{B} \right)}{0.25 + \left( \frac{L}{B} \right)} \right| \left( \frac{L}{B} \right)^{0.7} \left( \frac{q'}{Pa} \right) \quad (4.38)$$

→ El asentamiento elástico ( $S_e$ ) en milímetros.

**Artículo 113.** La profundidad de influencia ( $Z_I$ ) se calculará para  $N_{spt}$  constante con la profundidad o cuando aumenta con la profundidad según la ecuación:

$$\frac{Z_I}{B_R} = 1.4 \left( \frac{B}{B_R} \right)^{0.75} \quad [\text{m}] \quad (4.39)$$

→ Donde

B es el ancho de la cimentación.

$B_R$  es el ancho de referencia= 0.30 m (si B está en metros)

**PÁRRAFO.** Para una profundidad donde  $N_{SPT}$  disminuye con la profundidad,  $Z_I = 2B$ , o hasta el estrato suave medido desde el fondo de la cimentación (el que sea menor).

**Artículo 114.** 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 ( $Z_I$ )

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i \Delta z_i}{Z_I} \quad (4.40)$$

→ Donde

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

**Artículo 115.** Los valores de las constantes  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  que se utilizarán en la ecuación 4.38 se determinarán de acuerdo a la TABLA 9.

**TABLA 9.**  
**VALORES DE LAS CONSTANTES  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$** 

Tipo de suelo	$q'$	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$
Arena normalmente consolidada	$q_{neta}$	0.14	$\frac{1.71}{\bar{N}^{1.4}}$	$\alpha_3 = \frac{H}{Z_I} \left( 2 - \frac{H}{Z_I} \right)$
Arena sobreconsolidada ( $q_{neta} \leq \sigma'_c$ )	$q_{neta}$	0.047	$\frac{0.57}{\bar{N}^{1.4}}$	0
Arena sobreconsolidada ( $q_{neta} > \sigma'_c$ )	$q_{neta} - 0.67 \sigma'_c$	0.14	$\frac{0.57}{\bar{N}^{1.4}}$	$\alpha_3 = 1$ (si $H > Z_I$ )

**PÁRRAFO.** Se permitirá el uso de cualquier otro método que ofrezca mejores resultados.

**Artículo 116. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN.** El asentamiento por consolidación de las zapatas en suelos cohesivos saturados o parcialmente saturados puede estimarse usando las siguientes ecuaciones cuando los resultados de pruebas de laboratorio están expresados en términos de relación de vacío ( $e$ ):

a) Para suelos inicialmente preconsolidados ( $\sigma'_p > \sigma'_0$ ):

$$S_c = \frac{H_c}{1+e_o} \left[ C_{cr} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right] \quad (4.41)$$

b) Para suelos normalmente consolidados ( $\sigma'_p = \sigma'_0$ ):

$$S_c = \frac{H_c}{1+e_o} \left[ C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \right] \quad (4.42)$$

→ **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

( $\sigma'_0$ ) es el esfuerzo efectivo inicial.

**Artículo 117.** 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.

**Artículo 118. ASENTAMIENTOS SECUNDARIOS.** Los asentamientos secundarios de zapatas en suelos cohesivos podrán ser estimados según:

$$S_s = H_c \frac{C_\alpha}{1+e_o} \log(t_2/t_p) \quad (4.43)$$

→ Donde

$C_\alpha$  es el índice de compresión secundaria,

$t_p$  es el tiempo necesario para completar la consolidación primaria en un 90%,

$t_2$  es un tiempo arbitrario que representa la vida útil de la estructura.

## CAPÍTULO VIII CAPACIDAD PORTANTE EN ROCAS

**Artículo 119.** Los métodos empleados por el ingeniero geotécnico para determinar la capacidad portante y asentamiento en el diseño de fundaciones superficiales en roca, deberá considerar la presencia, orientación y condiciones de las discontinuidades, perfiles de meteorización y características similares, según se manifiestan en el sitio y el grado en que se incorporará en el diseño.

**Artículo 120.** La capacidad portante de zapatas en macizo rocoso fracturado se determinará dependiendo del modo de falla, de la condición y el espaciamiento de las juntas, de las zonas de falla y otras discontinuidades del macizo según las siguientes condiciones:

- a) En caso de roca intacta con ruptura dúctil, con espaciamientos típicos entre discontinuidades de más de cuatro o cinco veces el ancho B de la fundación:

$$q_{ult} = c N_c + 0.5\gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \quad (4.44)$$

→ Donde

$N_c, N_\gamma, N_q$  : son factores de capacidad de carga [-] basados en los valores de fricción interna ( $\phi$ ) del suelo de fundación y se determinarán de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$N_c = 2\sqrt{N_\phi} (N_\phi + 1) \quad (4.45)$$

$$N_\gamma = \sqrt{N_\phi} (N_\phi^2 - 1) \quad (4.46)$$

$$N_q = N_\phi^2 \quad (4.47)$$

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.48)$$

- b) En caso de roca intacta con ruptura frágil, con espaciamientos típicos de discontinuidades de más de cuatro o cinco veces el ancho B de la fundación:

$$q_{ult} = c N_c + 0.5\gamma B N_\gamma \quad (4.49)$$

- c) En caso de rocas más duras, menos diaclasadas y menos alterada con superficie de la roca esencialmente horizontal, sin problemas de inestabilidad lateral y con cargas sin componente tangencial o inferior al 10% de la carga normal:

$$q_{ult} = K_{sp} C_o \quad (4.50)$$

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{a}{s}}} \quad (4.51)$$

→ Donde

Co es la resistencia uniaxial de testigos de roca obtenidos en la exploración geotécnica y ensayada en el laboratorio y Ksp es un factor multiplicador afectado por la litología del macizo, la frecuencia de discontinuidades y otros factores de calidad del macizo rocoso definido.

s espaciamiento de las discontinuidades;  $s > 300$  mm

B ancho del cimiento en m;  $0.05 > s/B < 2$

a apertura de las discontinuidades;  $a < 5$  mm en juntas limpias,  $a < 25$  mm en juntas rellenas con suelo o con fragmentos de roca alterada; siendo  $0 < a/s < 0.02$

- d) En rocas sedimentarias se utilizará la formulación anterior para el cálculo de la capacidad portante, si los estratos son horizontales o sub-horizontales.
- e) En el caso de rocas de muy baja resistencia a la compresión simple ( $q_u < 2.5$  MPa) o fuertemente diaclasadas ( $RQD < 25\%$ ), o que estén altamente meteorizadas (grado de meteorización mayor que IV), se deberá considerar el cálculo de capacidad portante como un suelo equivalente.

**Artículo 121. ESFUERZO ADMISIBLE EN ROCA.** El esfuerzo admisible se determinará a partir de la capacidad portante y el factor de seguridad (F.S.) como:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.} \quad (4.52)$$

## CAPÍTULO IX ASENTAMIENTO DE ZAPATAS EN ROCAS

**Artículo 122.** En el análisis de asentamiento de zapatas en roca, se deberá considerar la influencia del tipo de roca, las condiciones de las discontinuidades y el grado de meteorización, donde no se alcance el criterio de roca competente.

**Artículo 123.** El asentamiento elástico de zapatas ( $S_e$ ) en rocas fracturadas podrá ser determinado según las siguientes relaciones:

- a) Para zapatas circulares o cuadradas (diámetro o ancho = B)

$$S_e = \frac{q(1-\nu^2)BI_\rho}{2E_m} \quad (4.53)$$

$$I_\rho = \left( \frac{\sqrt{\pi}}{\beta_z} \right) \quad (4.54)$$

→ Donde

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

b) Para zapatas rectangulares;

$$S_e = \frac{q(1-\nu^2)BI_\rho}{E_m} \quad (4.55)$$

$$I_\rho = \frac{\sqrt{L/B}}{\beta_z} \quad (4.56)$$

→ Donde

- 1) Los valores de  $I_\rho$  pueden ser computados usando los valores de  $\beta_z$  presentados en la Tabla 10. para Zapatas.

Tabla 10.

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

**Artículo 124. MÓDULO ELÁSTICO DEL MACIZO ROCOSO.** 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:

$$E_m = \alpha_E E_o \quad (4.57)$$

$$\alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15 \quad (4.58)$$



**PÁRRAFO:** 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  $E_m$ .

**Artículo 125.** Cuando la roca tiene un índice RMR (Rock Mass Rating) < 50, el módulo elástico del macizo rocoso se podrá determinar utilizando la siguiente expresión:

$$E_{macizo} = \alpha \cdot 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (\text{GPa}) \quad (4.59)$$

**→Donde**

- $\alpha = 0.1$  para  $q_u = 1$  MPa;
- $\alpha = 0.2$  para  $q_u = 4$  MPa;
- $\alpha = 0.3$  para  $q_u = 10$  MPa;
- $\alpha = 0.7$  para  $q_u = 50$  MPa;
- $\alpha = 1.0$  para  $q_u > 100$  MPa.

## TÍTULO V CIMENTACIONES PROFUNDAS

### CAPÍTULO I DISPOSICIONES GENERALES

**Artículo 126.** El Ingeniero Geotécnico deberá recomendar cimentaciones profundas cuando los criterios de seguridad para cimentaciones superficiales no puedan ser cumplidos, o cuando el estrato superficial no tenga las condiciones mecánicas e hidráulicas para resistir los esfuerzos inducidos por la estructura. Las cimentaciones profundas deberán cumplir con los requisitos de seguridad, de acuerdo a lo establecido en el Capítulo III, del Título III. Además, el informe geotécnico correspondiente deberá cumplir con todas las disposiciones establecidas en este título y contendrá las informaciones mínimas requeridas en el Capítulo V, del Título II.

**Artículo 127.** El diseño de las fundaciones profundas deberá ser realizado de acuerdo a los requerimientos del Reglamento R-001 y el presente Reglamento.

**Artículo 128.** El Ingeniero Geotécnico deberá tomar en cuenta la reducción de la capacidad por fricción causada por el proceso de pre-excavación en los pilotes hincados.

**Artículo 129. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS.** El asentamiento de pilotes individuales y grupos de pilotes se estimará basado en métodos de análisis establecidos. El asentamiento calculado no deberá exceder los valores admisibles establecidos en el Capítulo III del Título III.

**Artículo 130. ESPACIAMIENTO.** El espaciamiento de centro a centro de los pilotes será el recomendado en el reporte de suelos y deberá cumplir con la secuencia de instalación.

**Artículo 131. 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 Reglamento.

**Artículo 132. PILOTES EN ZONAS DE ASENTAMIENTO.** Se considerarán las fuerzas por fricción negativa como cargas adicionales al pilote cuando los pilotes sean instalados a través de rellenos u otros estratos que se asienten y se apoyen en materiales firmes más profundos.

**Artículo 133.** Los pilotes en terrenos firmes se considerarán empotrados y lateralmente soportados a una profundidad igual a tres (3) veces el diámetro por debajo de la superficie del terreno, y en materiales blandos a seis (6) veces el diámetro por debajo de la superficie del terreno.

**Artículo 134.** Los pilotes que soportan muros serán ubicados en tresbolillo en dos líneas paralelas cada una, localizadas por lo menos a 0.30 metros del centro de gravedad del peso del muro, a menos que se tomen medidas efectivas para proveer excentricidad y fuerzas laterales, o que los pilotes estén adecuadamente arriostrados para brindar estabilidad lateral.

**Artículo 135. PLANO DE LOCALIZACIÓN DE PILOTES.** El ingeniero estructuralista elaborará un plano de vista en planta de la ubicación de los pilotes debidamente identificados, previo al inicio de su instalación o fundación. Todos los registros de instalación o fundación harán referencia a la identificación del pilote en dicho plano.

**Artículo 136. SUPERVISIÓN.** La instalación y construcción de la cimentación con pilotes deberán ser supervisadas por un ingeniero geotécnico o ingeniero de fundaciones con experiencia en pilotaje, quien certificará por escrito que la instalación de los pilotes satisface el criterio de diseño.

## CAPÍTULO II CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES

**Artículo 137. CAPACIDAD PORTANTE.** La capacidad portante última de un pilote se calculará según la expresión (5.1), como la suma de la capacidad por fricción última en el fuste ( $Q_f$ ) y la capacidad última de la punta ( $Q_p$ ).

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

**Artículo 138.** Cuando el espaciamiento entre centros de pilotes sea menor que tres (3) veces el diámetro, la capacidad última de los pilotes deberá ser reducida por el factor de interacción  $\xi$  según la TABLA 11. 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.

**TABLA 11.  
FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD AXIAL DE PILOTES EN UN GRUPO.**

S/B	$\xi$
3	1
2	0.7

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

**PÁRRAFO.** Para espaciamiento centro a centro menor de 2B se deberá analizar como un elemento único de las dimensiones combinadas.

**Artículo 139. CAPACIDAD ADMISIBLE.** La carga axial admisible de los pilotes será estimada por métodos de análisis estáticos o con pruebas de carga, de acuerdo a lo establecido en este Reglamento, en los que se determinará la resistencia última de los suelos y se aplicará un factor de seguridad según los requisitos del Artículo 70. La capacidad de carga axial admisible de un pilote se determinará según la expresión (5. 2):

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

### SECCIÓN 1 CAPACIDAD ÚLTIMA EN COMPRESIÓN

**Artículo 140.** 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.

**Artículo 141. PILOTES DOBLADOS.** Cuando se detecte una curvatura o doblez pequeña mediante pruebas de integridad, se deberá determinar su capacidad soporte por un método de análisis o por pruebas de cargas realizadas a los respectivos pilotes.

## SECCIÓN 2 CAPACIDAD A LA TRACCIÓN

**Artículo 142.** La capacidad a la tracción de un pilote se estimará por análisis estático, suponiendo que no se generarán succiones en la punta y contando solo con la fricción en el fuste y el peso propio del pilote. La fricción en el fuste calculada para cargas de compresión ( $Q_{f \text{ compresión}}$ ) se deberá reducir para estimar la fricción actuante en tracción ( $Q_{f \text{ tracción}}$ ) como sigue:

$$Q_{f \text{ tracción}} = 0.7Q_{f \text{ compresión}} \quad \text{Para pilotes prefabricado e hincado} \quad (5.3)$$

$$Q_{f \text{ tracción}} = 0.8Q_{f \text{ compresión}} \quad \text{Para vaciados in-situ} \quad (5.4)$$

**Artículo 143.** Se utilizarán los factores de seguridad del Artículo 70 para la determinación de la carga de trabajo admisible en tracción.

**Artículo 144.** En condiciones en que los pilotes sean sometidos a cargas por tracción sostenidas, se realizarán pruebas de cargas estáticas en tracción según ASTM 3689 o pruebas de cargas dinámicas según 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.

**Artículo 145.** Para grupos de pilotes sujetos a tracción, la carga de trabajo admisible por tracción del grupo será la menor de:

- a) La carga de trabajo individual de un pilote a tracción, multiplicada por el número de pilotes del grupo.
- b) 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.

## SECCIÓN 3 SOPORTE LATERAL

**Artículo 146. SOPORTE LATERAL.** Se deberá considerar que todo suelo, excepto aquellos sujetos a licuefacción y turbas, será capaz de proveer suficiente soporte lateral al pilote para prevenir el pandeo en su zona embebida en el suelo.

**Artículo 147. CARGA LATERAL ADMISIBLE.** La carga lateral admisible de un pilote se deberá determinar por un método de análisis aprobado o por pruebas de cargas laterales según ASTM D-3966, en caso de que sea requerido por las condiciones del diseño. La carga admisible no será mayor que la mitad de la carga que produce un desplazamiento lateral de 25 mm en la cabeza del pilote.

**Artículo 148.** Para cargas laterales en grupo de pilotes se deberán aplicar factores de reducción por efecto de interacción entre los pilotes en el grupo, cuando el espaciamiento entre centros de pilotes sea menor que ocho (8) veces el diámetro según se presenta en la Tabla 12. El ingeniero geotécnico podrá utilizar otros factores de reducción basados en mediciones de campo que los sustenten.

**Tabla 12.**  
**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
2	0.7	0.4	0.2

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

**PÁRRAFO.** Para el caso de cortinas de espaciamiento centro a centro menor de 2B se deberá analizar como un elemento único de las dimensiones combinadas.

### CAPÍTULO III DISEÑO SÍSMICO PARA PILOTES

#### SECCIÓN 1 ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C

**Artículo 149.** Los cabezales de pilotes deberán ser arriostrados en las edificaciones que corresponden a los grupos de uso IV, y V y que están sometidas a una aceleración espectral para periodos cortos ( $S_{DS}$ ) menor o igual que 0.50. Las riostras deberán ser capaces de soportar en tracción y compresión la fuerza horizontal  $F_t$  definida como:

$$F_t = Q_{\max} \left( \frac{S_{DS}}{10} \right) \quad (5.5)$$

→ Donde

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

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

**PÁRRAFO.** No se requerirán riostras o amarres en los cabezales siempre que se demuestre que alcanzan una restricción equivalente, mediante:

- a) vigas de hormigón reforzado entre losas de pisos,
- b) el confinamiento de la roca competente,
- c) suelos duros cohesivos o suelos granulares muy densos.

**Artículo 150. CONEXIONES DEL CABEZAL AL PILOTE.** El cabezal se deberá conectar a los pilotes de hormigón y tubulares de acero rellenos de hormigón, empotrando el refuerzo del pilote o las barras de traba (dowel) colocadas en campo, según el caso, anclándolas dentro del pilote y el cabezal, con la longitud de desarrollo de las barras. Además, deberán cumplir con lo siguiente:

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

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

**PÁRRAFO.** Cuando el diseño induzca la formación de la articulación plástica en la zona confinada, se permitirán medidas alternativas para confinar lateralmente el tope del pilote, y mantener la tenacidad y el comportamiento dúctil del mismo.

**Artículo 151. 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 determinados considerando la interacción no-lineal del pilote y el suelo, siguiendo las recomendaciones del ingeniero geotécnico.

**Artículo 152.** Se considerará que el pilote es rígido cuando la relación de la longitud de penetración del pilote al diámetro sea menor o igual a seis (6).

## SECCIÓN 2 ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E Y F

**Artículo 153.** Las estructuras que corresponden a los grupos de uso I, II y III, y que están sometidas a una aceleración espectral para periodos cortos ( $S_{DS}$ ) mayor de 0.50, deberán cumplir los requerimientos del Artículo 149, así como con los siguientes requerimientos:

- a) Aplicar el ACI 318 vigente, cuando no entre en conflicto con las disposiciones para cimentaciones profundas de este Reglamento.
- b) El hormigón a ser utilizado tendrá una resistencia a la compresión uniaxial ( $f'_c$ ) no menor a 280kg/cm<sup>2</sup> (28 MPa) a los 28 días.

**Artículo 154. 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 se calcularán según:

$$\frac{1}{R} = \frac{a_{pico}}{V_s^2} \quad (5.6)$$

→ Donde

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

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

**Artículo 155.** El incremento del momento flector ( $M$ ), al imponer dicha curvatura máxima se estimará según:

$$M = \frac{EI}{R} \quad (5.7)$$

→ Donde

$I$  es el momento de inercia.

$E$  es el módulo elástico del pilote.

$R$  es el radio de curvatura.

**Artículo 156.** El incremento del momento flector se adicionará a los momentos calculados según el Artículo 154. 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.

**Artículo 157.** En suelos clasificados como **Clase de Sitio E o F**, los pilotes se deberán diseñar y detallar de acuerdo con los requerimientos para marcos especiales de hormigón, que resisten momentos a una profundidad equivalente a los siete (7) diámetros por debajo del cabezal, en la interfaz de estratos de consistencia blanda y mediana, y en los estratos sujetos a licuefacción. Para pilotes de hormigón pretensado aplicarán los requerimientos del Artículo 222.

**Artículo 158.** Las vigas a nivel de terreno se diseñarán de acuerdo con el ACI 318 vigente, Capítulo 21.

**Artículo 159. CONEXIÓN DEL CABEZAL AL PILOTE.** El diseño del anclaje del 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 deban proveer restricciones a la rotación, el anclaje al cabezal deberá desarrollar la menor de las siguientes fuerzas:

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

**Artículo 160. CAPACIDAD A LA FLEXIÓN.** Las vigas riostras o cabezales de pilotes deberán poseer resistencia a la flexión que excedan las de la columna, donde los elementos de la estructura resistentes a fuerzas laterales son columnas.

**Artículo 161.** Los pilotes inclinados deberán ser capaces de resistir las fuerzas de las combinaciones de carga sísmicas especiales, descritas en el Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras (R-001).

#### **CAPÍTULO IV DISPOSICIONES GENERALES PARA PILOTES HORMIGONADOS IN SITU**

**Artículo 162.** Los pilotes de hormigón vaciados in situ y los materiales que lo componen deberán cumplir con lo establecido en este capítulo.

**Artículo 163. HORMIGÓN.** El hormigón deberá tener una resistencia a la compresión mínima a los 28 días ( $f'_c$ ) no menor a 28 MPa (280 Kg/cm<sup>2</sup>).

**Artículo 164. REVENIMIENTO.** Cuando el hormigón sea vaciado con un embudo (tremie) en el tope del pilote, la mezcla de hormigón deberá diseñarse y proporcionarse para que quede manejable con un revenimiento mínimo de 10 cm (4 pulgadas). La mezcla deberá mantener coherencia, sin segregación durante el vaciado.

**Artículo 165.** Si el hormigón es bombeado, el diseño de mezcla, incluyendo el revenimiento, se deberá ajustar para producir un hormigón capaz de ser bombeado.

**Artículo 166. VACIADO DE HORMIGÓN.** El hormigón será vaciado de manera que se excluya material contaminante y se garantice un llenado completo del pilote, el cual deberá cumplir con lo siguiente:



- a) El hormigón no se vaciará a través de agua, excepto utilizando tubería Tremie u otro método aprobado.
- b) Cuando el hormigón se introduzca 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.

**Artículo 167. PERFORACIÓN.** No se deberán barrenar pilotes adyacentes a otros ubicados a menos de seis (6) veces el diámetro de centro a centro que hayan sido vaciados con hormigón antes de las 12 horas, a menos que sea aprobado por el ingeniero geotécnico. Si el nivel del hormigón en cualquier pilote finalizado, desciende durante la elaboración de otro adyacente, el pilote deberá ser reemplazado.

**Artículo 168. REFUERZO.** Donde se requiera el refuerzo, este deberá ser armado y amarrado, e introducido al pilote como una unidad antes de que la porción reforzada del pilote sea cubierta con hormigón, exceptuando las barras de traba de acero (dowel) embebidas en el pilote, como lo indica el Artículo 184,. 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 hormigón está aún en estado semifluido.

**Artículo 169. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C.** El refuerzo de los pilotes taladrados vaciados in situ en estructuras de los grupos IV y V sometidas a una aceleración espectral menor o igual a 0.50 en periodos cortos deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Tener 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; además, reforzar el resto de la longitud del pilote sometida a flexión con al menos la cuantía mínima.
- b) Tener un mínimo de seis (6) barras con amarres (o espirales equivalentes), con diámetro no menor de 6.4 mm (¼ pulgadas), espaciados a no más de dieciséis (16) diámetros de la barra longitudinal.
- c) Estribos o espirales con espaciamiento máximo de 0.15 m (6 pulgadas) u 8 diámetros de la barra longitudinal, la que sea menor, en los primeros dos diámetros del pilote bajo el fondo del cabezal.

**Artículo 170. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F.** El refuerzo de los pilotes taladrados vaciados in situ en estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral mayor o igual a 0.50 en periodos cortos, deberá cumplir con los requisitos del Artículo 169, en adición a lo siguiente:

- a) Tener 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.
- b) Dar continuidad al refuerzo longitudinal con por lo menos la cuantía mínima a lo largo de la longitud en flexión del pilote o proveer por lo menos seis (6) barras con estribos o espirales equivalentes.
- c) En las Clases de Sitio E o F, los estribos tendrán un espaciamiento máximo de seis (6) diámetros de la barra longitudinal o 0.10 m (4 pulgadas), lo que sea menor, en una longitud de pilote de siete (7) veces la dimensión menor del pilote bajo el fondo del cabezal, así como en el contacto entre estratos de arcillas de consistencias blandas y medianas y en los estratos sujetos a licuefacción.
- d) En las Clases de Sitio A a D, los estribos con el espaciamiento indicado en c) se proporcionarán en los tres diámetros bajo el cabezal.
- e) El espaciamiento de estribos en el resto del pilote será el menor entre: doce (12) veces el diámetro de la barra longitudinal, la mitad de la dimensión menor de la sección o 0.30 m (12 pulgadas).

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

## SECCIÓN 1 PILOTES DE BASE ENSANCHADA POR COMPACTACIÓN

**Artículo 171.** Los pilotes de base ensanchada deberán cumplir con los requerimientos establecidos en este capítulo, en adición a los requisitos generales de este Capítulo IV.

**Artículo 172. MATERIALES.** El tamaño máximo para el agregado grueso del hormigón deberá ser 19.1 mm (3/4 pulgadas). El hormigón a ser compactado deberá tener revenimiento igual a cero.

**Artículo 173. ESFUERZOS PERMISIBLES.** El esfuerzo de diseño permisible se limitará a 33% de la resistencia a compresión especificada a los 28 días ( $f'_c$ ).

**Artículo 174. INSTALACIÓN DE BASE ENSANCHADA POR COMPACTACIÓN.** Las bases ensanchadas, ya sea por hormigón compactado o hincando una base prefabricada, deberán ser formadas dentro o hincarse en suelos granulares. Los pilotes deberán ser construidos con la misma capacidad demostrada de los pilotes de prueba.

**Artículo 175.** La porción de los pilotes que atraviesan turbas u otros suelos orgánicos deberá ser encamisadas en camisas de acero permanentemente.

**Artículo 176.** En los lugares donde se empleen camisas éstas se diseñarán para resistir la acción de columna, o se deberá rellenar el espacio anular alrededor del eje del pilote lo suficiente para re-establecer el soporte lateral del suelo. Cuando se produzca un levantamiento del pilote, el mismo 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.

**Artículo 177. CAPACIDAD DE CARGA.** La capacidad de carga de pilotes de base ensanchada deberá ser verificada con Pruebas de Carga según lo especificado en el Artículo 262.

**Artículo 178. RECUBRIMIENTO.** El recubrimiento mínimo de hormigón deberá ser de 7.5 cm (3 pulgadas) para aquellos pilotes sin encamisar y de 2.5 cm (1 pulgada) para los encamisados.

## SECCIÓN 2 PILOTES TALADRADOS Y BARRENADOS SIN ENCAMISADO

**Artículo 179.** Los pilotes taladrados o barrenados sin encamisar deberán cumplir con lo establecido desde el Artículo 180 al Artículo 184, en adición a los requisitos generales de este Capítulo IV.

**Artículo 180. ESFUERZO ADMISIBLE.** El esfuerzo de diseño permisible se limitará a 33% de la resistencia a compresión especificada a los 28 días ( $f'_c$ ).

**Artículo 181.** El esfuerzo de compresión permisible del refuerzo no deberá exceder de 35% del esfuerzo de fluencia del acero o 175 KPa (1,785 Kg/cm<sup>2</sup>).

**Artículo 182. DIMENSIONES.** La longitud libre del pilote no podrá sobrepasar 40 veces su diámetro promedio.

**PÁRRAFO.** Se permitirá exceder la longitud libre del pilote en más de 40 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 profundas. El ingeniero geotécnico deberá certificar que los pilotes se instalaron cumpliendo con el diseño aprobado.

**Artículo 183. INSTALACIÓN.** La instalación de pilotes taladrados o barrenados sin encamisar deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Se proveerá una camisa de acero antes de la colocación del acero de refuerzo y del vaciado del pilote en lugares donde el fuste del pilote atraviesa suelos inestables. Mientras se vaya retirando la camisa cuando se esté vaciando, el nivel del hormigón se debe mantener sobre el fondo de la camisa con altura suficiente para contrarrestar cualquier presión hidrostática o presión lateral del suelo, excepto en pilotes vaciados con barrenas de vástago hueco.
- b) Cuando 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 se deberá medir y mantener de manera que contrarreste las presiones hidrostáticas y presiones laterales del suelo sin afectar a pilotes adyacentes.
- c) Donde las barrenas de vástago hueco se utilicen como camisas de acero, se permitirá el vaciado de hormigón por gravedad con métodos Tremie.
- d) El volumen del hormigón deberá ser medido en tramos de al menos 1.5 metros para asegurarse de que el volumen colocado en cada pilote es igual o mayor al volumen teórico del hoyo barrenado.
- e) En los lugares en que sea interrumpido el proceso de vaciado de hormigón o que ocurra una pérdida de presión, el pilote deberá ser re-barrenado hasta 1.5 m (5 pies) por debajo de la elevación de la punta de la barrena.
- f) No deberán barrenarse pilotes adyacentes a otros ubicados a menos de 6 veces el diámetro de centro a centro que hayan sido vaciados con hormigón menos de 12 horas antes, a menos que sea aprobado por el ingeniero geotécnico. Si el nivel del concreto en cualquier pilote finalizado desciende durante la elaboración de otro adyacente, el pilote será reemplazado.
- g) En pilotes no vaciados inmediatamente luego de ser perforados, deberá dejarse la punta en una cota por encima de la final. Antes del vaciado definitivo del pilote se deberá extender la perforación hasta la cota final de diseño de la punta.

**Artículo 184. REFUERZO.** Para pilotes perforados con el sistema de barrenas de vástago hueco, donde las varillas longitudinales sean colocadas sin estribos o espirales, el refuerzo deberá ser colocado a través del ducto interno antes de vaciar el hormigón. Todo refuerzo de pilote deberá tener un recubrimiento de hormigón no menor de 7.5 cm (3 pulgadas).

**PÁRRAFO.** Cuando existan limitaciones físicas que no permitan la colocación del refuerzo longitudinal antes del vaciado del hormigón, o cuando el refuerzo longitudinal no se extienda a todo lo largo del pilote, se permitirá colocar el refuerzo después que el pilote se haya vaciado completamente, mientras el hormigón este en estado semifluido.

**Artículo 185. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F.** El refuerzo de los pilotes taladrados y barrenados sin encamisado en estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral mayor o igual a 0.50 en periodos cortos, deberá cumplir con los requerimientos del Artículo 169 y el Artículo 170.

### SECCIÓN 3 PILOTES CAISSON

**Artículo 186.** Los pilotes Caisson deberán cumplir con los requisitos del Artículo 187 al Artículo 193, en adición a los requisitos generales del capítulo I de este título.

**Artículo 187. CRITERIOS DE DISEÑO.** La profundidad del encajamiento en la roca deberá ser suficiente para desarrollar la capacidad de carga última del pilote Caisson, con un factor de seguridad de dos (2), pero la profundidad no podrá ser menor al diámetro exterior del tubo.

**Artículo 188.** 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).

**Artículo 189.** El pilote Caisson deberán 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.

**Artículo 190. NÚCLEO ESTRUCTURAL.** El área de la sección transversal de núcleo estructural no deberá exceder el 25 % del área bruta del pilote Caisson. Deberá proveerse un espacio mínimo de 50 mm (2 pulgadas) entre la pared interna del tubo y el refuerzo del núcleo. 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.

**Artículo 191. ESFUERZOS ADMISIBLES.** Los esfuerzos admisibles de diseño no podrán exceder lo siguiente:

- a) Hormigón:  $0.33 f_c$ ;
- b) tubo de acero:  $0.35 f_y$ ; y,
- c) núcleo de acero:  $0.5 f_y$ .

**Artículo 192. MATERIALES.** Los materiales para la construcción de los pilotes caisson deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Los tubos que encamisán el fuste y el núcleo de acero deberán cumplir con los requerimientos de materiales del Artículo 235.
- b) Los tubos deberán tener un espesor de pared mínimo de 9.5 mm (3/8 pulgadas) y deberán ser provistos de zapatos o punta reforzada.
- c) El hormigón deberá tener una resistencia a la compresión a los 28 días ( $f_c$ ) no menor a 28 KPa (280 Kg/cm<sup>2</sup>).

- d) La mezcla de hormigón deberá ser diseñada y proporcionada con un revenimiento de 10 cm (4 pulgadas) a 15 cm (6 pulgadas), y que sea una mezcla manejable.

**Artículo 193. INSTALACIÓN.** El encajamiento en la roca y el pilote deberá estar libre 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 la roca. El hormigón no deberá ser colocado a través de agua excepto cuando se utilice un tubo-embudo por métodos tremie u otro método aprobado.

## SECCIÓN 4 MICROPILOTES

**Artículo 194.** Los micropilotes deberán cumplir con lo establecido del Artículo 195 al Artículo 199, en adición a los requisitos generales de este Capítulo I del Título V.

**Artículo 195. MATERIALES.** Los materiales para la construcción de los micropilotes deberán cumplir con lo siguiente:

- a) La mezcla de mortero u hormigón deberá tener una resistencia uniaxial a la compresión a los 28 días no menor a 28 MPa (280 kg/cm<sup>2</sup>).
- b) El acero de refuerzo podrá consistir en canastos de refuerzos o núcleos de barras de acero corrugado no menor a un grado 60.

**Artículo 196. ESFUERZO ADMISIBLE.** Se limitará el esfuerzo de trabajo en el acero a 35% del esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ), y el esfuerzo en la mezcla a 33% de la resistencia uniaxial a la compresión especificada a los 28 días ( $f'_c$ ).

**Artículo 197. CAPACIDAD PORTANTE.** La capacidad portante última se calculará sobre la base de la fricción entre el terreno y el fuste del micropilote, 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. Este factor de seguridad podrá ser modificado en base a pruebas de carga y continuidad, y/o cualquier otro método de ensayo estandarizado, según lo especificado en el inciso b) Artículo 70.

**Artículo 198.** La capacidad será verificada por pruebas de carga según el Artículo 262.

**Artículo 199. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F** Cuando las estructuras de los grupos I, II y III estén sometidas a una aceleración espectral de periodo corto mayor o igual a 0.50, se deberá cumplir con los requisitos del Artículo 169 y el Artículo 170 si los micropilotes son reforzados con barras corrugadas, a excepción de que el refuerzo en espiral no tenga un diámetro mayor a ¼ de pulgada.

**PÁRRAFO.** Cuando los micropilotes estén encamisados con tubería de acero permanente, solo deberán cumplir con los requisitos del Artículo 247.

**Artículo 200. REVENIMIENTO.** El revenimiento de la mezcla deberá ser fluido y ser mayor que 25 cm (10 pulgadas).

## CAPÍTULO V DISPOSICIONES PARA PILOTES HINCADOS

**Artículo 201. CRITERIO DE HINCA DE PILOTES.** Cuando la instalación de los pilotes sea por hincado se deberán desarrollar criterios de hinca antes del inicio de la hincada de producción. Los criterios de hincada preliminares se deberán confeccionar a partir de la información provista en el estudio geotécnico utilizando el Método de Ecuación de Onda, para confirmar la habilidad de hincada del sistema pilote-martillo propuesto, estimar los esfuerzos de hincado y los desplazamientos netos por golpe necesarios para alcanzar la carga última.

**Artículo 202.** Los criterios de hincada definitivos se deberán desarrollar a partir de los resultados de pruebas de carga sobre pilotes de prueba, según los requisitos del Artículo 263. Deberá completarse esta fase para todos los pilotes de prueba antes del inicio de la hincada de producción.

**Artículo 203.** Se deberá utilizar en la hincada de los pilotes el mismo martillo que se utilizó para la hincada del pilote de prueba.

**Artículo 204. PROTECCIÓN DURANTE LA HINCA DE LA SECCIÓN.** Se deberán utilizar gorros de protección o sufridor durante el hincado de los pilotes, los cuales deberán ser de suficiente tamaño y resistencia para soportar los esfuerzos de hincado sin dañar al pilote, y poseer la suficiente rigidez para transmitir las fuerzas de hincado requeridas.

**Artículo 205.** Solo se permitirá el uso de extensiones o "seguidores" durante la hincada de pilotes 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 hincada, a menos que se demuestre que se satisfacen los criterios de hincada.

**Artículo 206.** En pilotes hincados, los criterios de hincada definitivos deberán considerar que la resistencia que ofrecen durante la hincada los materiales de relleno u otros estratos que se asienten, no estará disponible para soportar los pilotes a largo plazo y que estos estratos aplicarán una carga al pilote por fricción negativa.

### SECCIÓN 1 PILOTES HINCADOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN

**Artículo 207. DISEÑO Y FABRICACIÓN.** Los pilotes deberán ser diseñados y fabricados de acuerdo a las disposiciones provistas en este Reglamento y con buena práctica aceptada en la ingeniería para resistir todos los esfuerzos inducidos por el manejo, hincado y cargas de servicio.

**Artículo 208.** Los materiales y el refuerzo de los pilotes prefabricados de hormigón deberán cumplir con los requerimientos del Artículo 209 al Artículo 211, además, de los requisitos generales que le sean aplicables.

**Artículo 209. DIMENSIONES MÍNIMAS.** La dimensión mínima lateral deberá ser de 0.203 m (8 pulgadas). Las esquinas de pilotes cuadrados deberán ser biseladas.

**Artículo 210. REFUERZO.** El refuerzo longitudinal deberá ser dispuesto en un patrón simétrico y 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 a no más de 0.15 m en cualquier otra parte del pilote, excepto en las puntas de cada pilote donde los primeros cinco amarres o espirales deberán estar espaciados a 25 mm (1 pulgada) de centro a centro. El calibre de los amarres de acero y espirales dependerá del diámetro de los pilotes, de acuerdo a las especificaciones siguientes:



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

**Artículo 211. INSTALACIÓN.** Los pilotes deberán ser instalados de tal forma que no se les cause daños ni sean sobrecargados, lo cual afecta la durabilidad o la resistencia.

## SECCIÓN 2 PILOTES PREFABRICADOS NO-PRETENSADOS

**Artículo 212.** Los pilotes prefabricados no-pretensados de hormigón deberán cumplir con los requerimientos del Artículo 213 al Artículo 221.

**Artículo 213. MATERIALES.** El hormigón deberá tener una resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) a los 28 días mínima de 28 MPa (280 Kg/cm<sup>2</sup>).

**Artículo 214. ESFUERZOS ADMISIBLES.** Los esfuerzos de diseño admisibles no podrán exceder lo siguiente:

- a) A compresión en el hormigón:  $f_c = 0.33 f'_c$  a los 28 días, aplicada en el área transversal del pilote,
- b) A compresión en el refuerzo de acero:  $0.40 f_y$  con un máximo de 200 MPa (2,000 Kg/cm<sup>2</sup>).

**PÁRRAFO.** 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  $0.7 f_y$ .

**Artículo 215. ESFUERZOS ADMISIBLES A LA TRACCIÓN.** El esfuerzo admisible a la tracción del acero no deberá exceder el 50% del esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ) o un máximo de 168 MPa (1,680 Kg/cm<sup>2</sup>).

**Artículo 216. REFUERZO MÍNIMO.** La cantidad mínima de refuerzo longitudinal deberá ser 0.008 de la sección de hormigón, y deberá constar de por lo menos seis (6) barras.

**Artículo 217. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C.** Cuando las estructuras de los grupos IV y V estén sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos menor o igual a 0.50, el refuerzo longitudinal deberá tener una cuantía mínima de 0.01 para pilotes prefabricados. El refuerzo longitudinal deberá estar atado con amarres cercanos o espirales equivalentes, con un mínimo de 6.4 mm (¼ pulgadas) de diámetro. Los amarres o espirales equivalentes deberán colocarse a un espaciamiento máximo de 8 veces el diámetro de la barra, sin excederse de 0.15 m (6 pulgadas) de centro a centro. El refuerzo incluyendo los amarres deberá estar en toda la longitud.

**Artículo 218. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F.** Para estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos mayor o igual a 0.50, se deberá cumplir con los requerimientos para del Artículo 217. Los amarres o espirales equivalentes deberán ser provistos a un espaciamiento máximo de 6 veces el diámetro de la barra longitudinal, sin excederse de 0.10 m (4 pulgadas) de centro a centro. En adición, los amarres en pilotes prefabricados deberán estar provistos en por lo menos la mitad superior del pilote.



**Artículo 219. RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO.** El recubrimiento del refuerzo para pilotes fabricados bajo el control de las condiciones de una planta, deberá ser:

- a) 3.2 cm (1.25 pulgadas) mínimo para barras No. 5 y menores.
- b) 3.8 cm (1.5 pulgadas) mínimo para barras del No. 6 a la No. 11, exceptuando a aquellas barras longitudinales espaciadas a menos de 1.5 pulgadas (38 mm) de distancia libre, las cuales deben ser consideradas como barras atadas y su recubrimiento mínimo será igual a aquel que corresponde a una barra con el diámetro equivalente al del atado de barras.
- c) 8 cm (3.2 pulgadas) mínimo para pilotes expuestos al agua del mar.

**Artículo 220.** El recubrimiento del refuerzo para pilotes que no son elaborados fabricados bajo las condiciones de una planta deberá ser de por lo menos 7.5 cm (3 pulgadas).

**Artículo 221. INSTALACIÓN.** No se deberá hincar un pilote prefabricado antes de que el hormigón 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.

### SECCIÓN 3 PILOTES PREFABRICADOS PRETENSADOS

**Artículo 222.** Los pilotes prefabricados pretensados deberán cumplir con los requerimientos del Artículo 223 al Artículo 233.

**Artículo 223. MATERIALES.** Los materiales para la construcción deberán cumplir con lo siguiente:

- d) El acero de pretensado debe cumplir con el ASTM A416 o ASTM A722M.
- e) El hormigón debe alcanzar una resistencia a la compresión a los 28 días ( $f'_c$ ) no menor de 35 KPa (350 Kg/cm<sup>2</sup>).

**Artículo 224. DISEÑO.** Los pilotes prefabricados pretensados deberán diseñarse para resistir los esfuerzos inducidos por el manejo e hincado, así como los esfuerzos de servicio.

**Artículo 225.** El pre-esfuerzo efectivo de compresión en el pilote no deberá ser menor que:

- a) 2.8 MPa (28 Kg/cm<sup>2</sup>) para pilotes de hasta 9 m (30 pies) de longitud,
- b) 4.0 MPa (40 Kg/cm<sup>2</sup>) para pilotes de hasta 15 m (50 pies) de longitud, y
- c) 5.0 MPa (50 Kg/cm<sup>2</sup>) para pilotes mayores de 15 m (50 pies) de longitud.

**Artículo 226.** Para el cálculo del pre-esfuerzo efectivo se deberá suponer una pérdida de 210 MPa (2,100 Kg/cm<sup>2</sup>) en el acero de pretensado.

**Artículo 227. ESFUERZOS ADMISIBLES A LA TRACCIÓN.** El esfuerzo de tracción en el acero de pretensado no deberá exceder el valor especificado en el ACI 318.

**Artículo 228. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C.** Cuando las estructuras de los grupos IV y V estén sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos menor o igual a 0.50 la cuantía volumétrica mínima de refuerzo espiral en la región dúctil deberá ser igual a 0.007. El refuerzo en el espiral no deberá ser menor que la cantidad requerida por la siguiente fórmula:

$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yh} \quad (5.8)$$

$$f'_c \leq 42 \text{ MPa} \quad (6,000 \text{ psi})$$

→ **Donde:**

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

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

**PÁRRAFO.** Se permitirá la conexión al cabezal con barras de traba (*dowel*) como se indica en el Artículo 150. La conexión al cabezal mediante torones será permitida siempre que la conexión resultante sea dúctil.

**Artículo 229. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F.** Para estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos mayor o igual a 0.50 se deberá cumplir con los requerimientos del Artículo 228, en adición a lo siguiente:

- a) Los requerimientos del ACI 318 vigente, sobre el refuerzo longitudinal corrugado que resista cambios inducidos por sismo.
- b) Cuando la longitud total del pilote en el suelo sea de 10 m o menos (35 pies), el refuerzo lateral transversal en la región dúctil se extenderá a lo largo del pilote.
- c) Cuando 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.
- d) 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.
- e) El refuerzo en espiral deberá empalmarse solapando una vuelta completa 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 vigente.
- f) Cuando el refuerzo transversal consiste de estribos rectangulares y amarres cruzados los estribos y los amarres cruzados deben ser equivalentes a barras corrugadas no menores del No. 3 (3/8") y los extremos de los estribos deben terminar con ganchos sísmicos. El área total del refuerzo lateral transversal de los estribos en la región dúctil deberá cumplir con:

$$A_{sh} = 0.3s h_c (f'_c / f_{yh}) (A_g / A_{ch} - 1) [0.5 + 1.4P / (f'_c A_g)] \quad (5.9)$$

→ **Pero no menos que**

$$A_{sh} = 0.12s h_c (f'_c / f_{yh}) [0.5 + 1.4P / (f'_c A_g)] \quad (5.10)$$

→ **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.

- d) Donde el refuerzo transversal consiste de espirales circulares, se permitirá el uso de espirales interiores y exteriores para obtener la cantidad de refuerzo de espiral requerido; y la relación volumétrica del refuerzo en espiral transversal en la región dúctil deberá cumplir con lo siguiente:

$$\rho_s = 0.25(f'_c / f_{yh})(A_g / A_{ch} - 1)[0.5 + 1.4P / (f'_c A_g)] \quad (5.11)$$

→ **Pero no menos de:**

$$\rho_s = 0.12(f'_c / f_{yh})[0.5 + 1.4P / (f'_c A_g)] \quad (5.12)$$

→ **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  $\leq 586$  MPa (85,000 PSI)

$P$  = Carga axial en el pilote.

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

**Artículo 230. ESFUERZOS ADMISIBLES.** El esfuerzo de compresión máximo admisible,  $f_c$  en hormigón deberá determinarse como sigue:

$$f_c = 0.33f'_c - 0.27f_{pc} \quad (5.13)$$

→ **Donde:**

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

$f_{pc}$  = Esfuerzo efectivo de pre-esfuerzo en la sección bruta.

**Artículo 231.** 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 no corrosivos, el esfuerzo de tracción de hinca ( $f_{tracción}$ ) se limitará a:

$$f_{tracción} = 3\sqrt{f'_c} + f_{pc} \quad (5.14)$$

→ **Para ambientes corrosivos se limitará a**

$$f_{tracción} = f_{pc} \quad (5.15)$$

**Artículo 232. RECUBRIMIENTO.** El acero de pretensado y el refuerzo del pilote deberá tener un recubrimiento de hormigón no menor a 3.2 cm (1.25 pulgadas), para pilotes cuadrados de 3.0 cm (1.2 pulgadas) o tamaños menores, y 3.8 cm (1.5 pulgadas) para pilotes mayores, exceptuando aquellos expuestos a ambientes corrosivos y al agua de mar en los cuales el recubrimiento mínimo no deberá ser menor que 7.5 cm (3 pulgadas).

**Artículo 233. INSTALACIÓN.** Un pilote pretensado no deberá ser hincado antes de que el hormigón haya adquirido por lo menos un 75 % de la resistencia a la compresión ( $f_c$ ) especificada a los 28 días, ni antes de obtener la resistencia necesaria para soportar el manejo y las cargas de hincado.

#### SECCIÓN 4 PILOTES HINCADOS DE ACERO ESTRUCTURAL

**Artículo 234.** Los pilotes hincados de acero estructural deberán cumplir con los requerimientos del Artículo 235 al Artículo 241.

**Artículo 235. MATERIALES.** Los pilotes de acero estructural, pilotes de acero y pilotes de acero totalmente soldados fabricados de placas deberán cumplir con las normas ASTM A36, A252, A283, A572, A588, o A913.

**Artículo 236. ESFUERZO PERMISIBLE.** El esfuerzo axial permisible no deberán exceder del 35% 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  $f_y$ .

**Artículo 237. DIMENSIONES DE LOS PILOTES H.** Las secciones de los pilotes H deberán cumplir con los siguientes requerimientos:

- a) La proyección del ala no deberá exceder 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 20.3 cm (8 pulgadas).
- c) Las alas y el alma deberán tener un espesor nominal mínimo de 9.5 mm (3/8 pulgadas).

**Artículo 238. DIMENSIONES DE LOS PILOTES TUBULARES.** Los tubos de acero hincados sin tapa en la punta deberán tener un diámetro externo nominal no menor que 20.3 cm (8 pulgadas) y tener un área de acero de por lo menos 219 mm<sup>2</sup> (0.34 pulgadas cuadradas).

**Artículo 239.** La sección deberá resistir la hinca de un martillo con energía nominal de por lo menos 1356 KN-m (1,000 kip-pie).

**Artículo 240.** Se deberá proveer una punta reforzada si el espesor de la pared del tubo es menor que 4.78 mm (0.188 pulgadas).

**Artículo 241. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F.** Para estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos mayor o igual a 0.50, las secciones del pilote de acero deben cumplir lo siguiente:

- a) Secciones H deberán tener una relación de ala no-soportada a espesor que no exceda:

$$0.317\sqrt{E/f_y} \quad (\text{Para unidades en psi } 52\sqrt{f_y}) \quad (5.16)$$

- b) Las secciones circulares deberán tener una relación de diámetro externo a espesor de la pared que no exceda:

$$7.63\sqrt{E/f_y} \quad (\text{Para unidades en psi } 1,300\sqrt{f_y}) \quad (5.17)$$

→ **Donde**

$f_y$  = es el esfuerzo de fluencia.

$E$  = es el módulo elástico del acero.

## SECCIÓN 5 PILOTES DE TUBO HUECO HINCADO Y RELLENO DE HORMIGÓN

**Artículo 242.** Los pilotes tubulares deberán cumplir con los requerimientos del Artículo 243 al Artículo 248.

**Artículo 243. MATERIALES.** Los materiales para la construcción deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Los tubos de acero deberán cumplir con ASTM A252 o A283.
- b) El hormigón deberá cumplir con los requisitos del Artículo 172, con un tamaño máximo de agregado de  $\frac{3}{4}$  de pulgada.

**Artículo 244. ESFUERZOS ADMISIBLES.** Los esfuerzos de diseño admisible no podrán exceder lo siguiente:

- a) A compresión en el hormigón:  $f_c = 0.33f'_c$  especificada a los 28 días ( $f'_c$ ),
- c) A compresión permisible del acero:  $0.35 f_y$  con un máximo de 250 MPa (2,500 Kg/cm<sup>2</sup>),

**PÁRRAFO.** Los esfuerzos en el acero podrán aumentarse a  $0.5 f_y$  cuando se hayan realizado pruebas de carga según Artículo 262, y la construcción de los pilotes sea realizada bajo la supervisión de un ingeniero geotécnico con experiencia en fundaciones profundas.

**Artículo 245. DIMENSIONES MÍNIMAS.** Los pilotes tubulares deberán tener un diámetro exterior nominal según el Artículo 238 y un espesor de pared mínimo según el Artículo 240. Para tubos hincados con mandril el espesor mínimo de la pared del tubo deberá ser de 2.5 mm (0.1 pulgadas).

**Artículo 246. REFUERZO.** El acero de refuerzo deberá cumplir con los requisitos del Artículo 168. Deberá proveerse un espacio mínimo de 25 mm (1 pulgada) entre el refuerzo y la pared interna del tubo.

**Artículo 247. REFUERZO SÍSMICO.** Cuando las estructuras de los grupos I, II y III estén sometidas a una aceleración espectral mayor o igual a 0.50g deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- a) 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 de por lo menos dos veces la longitud requerida dentro del cabezal, pero no menor que la longitud de desarrollo de las barras en tracción.
- b) El espesor de pared del tubo de acero no será menor que 4.8 mm (3/16 de pulgada).

**Artículo 248. VACIADO DEL HORMIGÓN.** El hormigón será vaciado cumpliendo con los requerimientos del Artículo 166.

## CAPÍTULO VI ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN

**Artículo 249.** El ingeniero geotécnico o de construcción deberá cumplir con los requerimientos de construcción establecidos en este Reglamento y en el Reglamento R-014 (Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras), la que sea más restrictiva.

**Artículo 250. PRE-EXCAVACIÓN EN PILOTES HINCADOS.** Donde sea permitido, la pre-excavación será realizada de la misma forma que se usó para instalar los pilotes sujetos a pruebas de cargas, de manera que no afecte la capacidad portante de los pilotes ya instalados y a estructuras adyacentes. La punta del pilote se hincará por debajo de la profundidad de pre-excavación hasta alcanzar la resistencia requerida.

**Artículo 251.** Los métodos de pre-excavación (de chorro de agua, barrenado u otros) estarán sujetos a aprobación del ingeniero geotécnico.

**Artículo 252. CABEZALES DE PILOTES.** Los cabezales serán construidos en hormigón reforzado, de acuerdo a la resistencia especificada en los planos del diseño aprobados. 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.

**Artículo 253.** 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.

**Artículo 254. EMPALMES.** Los empalmes deberán desarrollar la resistencia total del pilote y serán construidos para proporcionar y mantener la alineación y posición de los componentes del pilote durante la instalación, y subsecuentemente deberán 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 servicio.

**Artículo 255.** Los empalmes que ocurran en los 3 metros 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.

**Artículo 256. SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN E INSTALACIÓN.** Los pilotes serán instalados mediante métodos aprobados y en una secuencia que evite la compactación del suelo, para evitar que se produzcan distorsiones o movimiento que ocasionen daños en las estructuras adyacentes o en otros pilotes a instalar.

**Artículo 257. PROTECCIÓN DEL PILOTE.** Los pilotes deberán ser protegidos cuando las condiciones del sitio indiquen la existencia de componentes en el suelo o en el agua, que puedan causarle daño a su composición. En caso de que sean pilotes hincados, la protección deberá resistir el proceso de hinca sin perder sus cualidades protectoras.

**Artículo 258. EQUIPOS VIBRATORIOS Y OSCILADORES.** Los equipos vibratorios y osciladores solo serán utilizados para instalar pilotes donde la capacidad de carga del pilote sea verificada por pruebas de cargas, de acuerdo a lo establecido el Artículo 262 y el Artículo 263. 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.

## CAPÍTULO VII ENSAYOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

**Artículo 259.** Los ensayos en pilotes se deberán realizar para comprobar o investigar las características de resistencia y deformaciones en el ámbito general de las acciones especificadas en el informe geotécnico, y la integridad y construcción adecuada del pilote. La aplicación de estos ensayos se deberá realizar según lo establecido en la TABLA 13.

**TABLA 13.  
APLICACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE ENSAYOS**

TIPOS DE ENSAYOS	Normativa Aplicable	PARÁMETROS A OBTENER		
		CAPACIDAD PORTANTE LÍMITE	DEFORMACIÓN EN CONDICIONES DE TRABAJO	INTEGRIDAD ESTRUCTURAL
Prueba de carga escalonada	ASTM D-1143	si	si	En algunos casos
Penetración a velocidad constante		si*	Indicativa para terreno sin cohesión si es suficientemente lenta	no
Prueba de carga dinámica	ASTM D-4945	si*	Posible*	si*
Prueba de carga estática a tracción	ASTM D-articu89	si	si	no
Prueba de integridad	ASTM D-5882	no*	no	si*

\* Se puede deducir

**Artículo 260.** Se deberá generar un informe de los resultados de los ensayos realizados a las cimentaciones profundas, el cual deberá ser suministrado al MIVHED. Dichos resultados deben certificar por escrito que los resultados satisfacen el criterio de diseño.

**Artículo 261. PRUEBAS DE INTEGRIDAD.** 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.

**Artículo 262. PRUEBA DE CARGA.** Se deberán realizar pruebas de carga en las zonas con el perfil de suelo conocido como más desfavorable, según la ASTM D1143 o D4945 y los puntos deberán estar previamente especificados en los planos. El número de pruebas de carga será de un 3% de los pilotes y los equipos empleados para dichas pruebas deberán estar debidamente calibrados.

**Artículo 263.** Cuando la carga de trabajo asignada a pilotes sobre la base de análisis estático 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.

**Artículo 264.** 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.

**Artículo 265.** Para la subsiguiente instalación de pilotes de producción se supondrá 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 y hayan sido instalados de igual manera que el pilote de prueba.



## TÍTULO VI DISPOSICIONES PARA OBRAS DE RETENCIÓN Y TALUDES

### CAPÍTULO I ESTABILIDAD DE TALUDES

**Artículo 266. ESTABILIDAD DE TALUDES EN EXCAVACIÓN PARA EDIFICACIONES.** La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se deberá revisar por métodos de equilibrio límites u otros métodos aceptados, considerando las superficies de falla cinemáticamente posible y tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades; cuya evaluación deberá cumplir con lo especificado en el Artículo 15.

### CAPÍTULO II MUROS DE CONTENCIÓN

**Artículo 267. DISEÑO.** Los muros de contención deberán ser diseñados para una vida útil acorde con la obra en la que se emplaza 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.

**Artículo 268.** Los muros de contención deberán soportar cargas laterales de suelos y agua, incluyendo cualquier sobrecarga viva o muerta, el peso propio del muro, efectos de temperatura, la fricción entre el muro y el suelo que contiene, y las cargas de sismo.

**Artículo 269. ESTABILIDAD GLOBAL.** La estabilidad global de los taludes en la vecindad de los muros deberá considerarse como parte del diseño del muro de contención. La estabilidad global del muro, de los taludes, y los suelos de fundación deberán ser evaluados utilizando Métodos de Equilibrio Límite u 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 establece en el Artículo 71. En todos los casos, las condiciones del subsuelo y las propiedades de los suelos y de la roca del sitio del muro deberán ser adecuadamente caracterizadas a través de ensayos in-situ y ensayos de laboratorio.

**Artículo 270.** Además de lo indicado en Artículo 269, se deberá evaluar la estabilidad a corto plazo del talud para la construcción del muro.

**Artículo 271. LÍMITES DE FALLA.** Se deberán revisar los estados límite de servicio de los muros de contención de tal forma que no se sobrepasen los estados límite de falla: vuelco, desplazamiento, falla de la cimentación o del talud que lo soporta (rotura estructural), de acuerdo a lo establecido en el Título III.

**Artículo 272. EMPUJE.** Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de material por contener y el método de colocación del mismo.

**Artículo 273. EMPUJE DINÁMICO.** Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas deberán ser evaluados por el Método de Mononobe-Okabe Modificado, tomando en consideración que la componente dinámica actúe aproximadamente a 0.6 H del muro y que dicho método sobreestime el empuje pasivo total.

**PÁRRAFO.** El ingeniero podrá, a su discreción, utilizar otros métodos que provean igual o mejores predicciones.

**Artículo 274.** Las fuerzas pseudo-estáticas debido a sismos que serán aplicadas a la masa de los taludes para el análisis de estabilidad, deberá calcularse suponiendo un coeficiente horizontal sísmico  $k_h$  igual a la mitad del coeficiente de aceleración pico del terreno  $a_{pico}$ , y suponiendo que el coeficiente sísmico vertical  $k_v$  es igual a cero.

**Artículo 275. SELECCIÓN DEL TIPO DE MURO.** Para la selección del tipo de muro se deberá tomar en consideración la magnitud y dirección de las cargas, la profundidad para que la fundación sea estable, el potencial de cargas de sismos, la presencia de factores dañinos del ambiente, la proximidad a edificaciones, la geometría de la sección transversal del sitio del muro y la tolerancia a asentamientos absolutos y diferenciales.

**Artículo 276.** 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.

**Artículo 277.** En el caso de muros de gravedad o muros en voladizo:

- a) La base del muro deberá desplantarse al menos 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y debajo de la zona de cambios volumétricos estacionales.
- b) La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se podrá emplear uno o varios de los siguientes procedimientos:
  - 1) Cambiar la inclinación de la base del muro colocándola hacia adentro.
  - 2) Aumentar la rugosidad en el contacto muro-suelo.
  - 3) Colocar dentellones reforzados.
  - 4) Anclar o pilotear el muro.
  - 5) Profundizar la base del muro.
  - 6) Ampliar la base del mismo.

## SECCIÓN 1 CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTO DEL MURO

**Artículo 278. CAPACIDAD DEL MURO.** Los muros de contención deberán ser diseñados para proveer la capacidad estructural adecuada con movimientos aceptables, de acuerdo a la capacidad soporte del suelo de fundación y los asentamientos permitidos en este reglamento.

**Artículo 279. CAPACIDAD PORTANTE.** La capacidad portante de la fundación de los muros deberá ser calculada utilizando los procedimientos descritos en el Título IV u otros métodos, de acuerdo a la buena práctica de la ingeniería geotécnica.

**Artículo 280. 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 esté.

## SECCIÓN 2 CARACTERÍSTICAS DEL RELLENO DEL MURO CUANDO SOPORTAN EDIFICACIONES

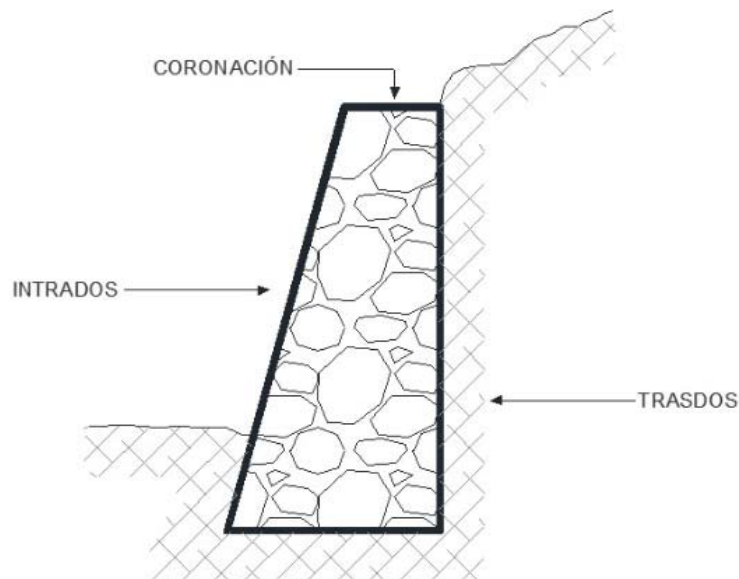
**Artículo 281.** El relleno que se coloque detrás del muro (véase FIGURA 4), deberá poseer las características adecuadas, de acuerdo a las disposiciones establecidas en el Artículo 80, además de las establecidas en la presente Sección, para no afectar el comportamiento estructural del muro, ni aumentar el empuje de diseño.

**PÁRRAFO.** En el caso del relleno en el trasdós se permitirá que el material seleccionado se compacte a una densidad mayor o igual del 90% de la máxima densidad seca del ensayo del Próctor Modificado ASTM D1557.

**Artículo 282. TIPO DE RELLENO EN TRASDÓS DEL MURO.** Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables en las edificaciones cercanas a ellos o colocadas sobre los mismos.

**Artículo 283. COMPACTACIÓN DEL MATERIAL EN EL TRASDÓS.** La compactación del material del trasdós del elemento de contención deberá hacerse con precaución, empleando medios ligeros, para evitar incrementar el empuje en la cuña activa del terreno natural y deberá cumplir con lo establecido en el Artículo 82.

**FIGURA 4.  
MURO DE CONTENCIÓN.**



**Artículo 284.** La forma y el tipo de muro se realizará en función de los requerimientos del proyecto.

**Artículo 285.** El valor del cálculo de la densidad del material de relleno deberá definirse a partir de las características del material previsto in situ, o en su caso en el estudio geotécnico. Deberán realizarse pruebas de compactación para comprobar que los valores reales cumplen las hipótesis del proyecto.

### CAPÍTULO III EXCAVACIONES ADYACENTES A ESTRUCTURAS EXISTENTES

**Artículo 286. ESTUDIOS PREVIOS AL INICIO DE EXCAVACIONES.** En aquellos proyectos en que se realicen excavaciones cuyo fondo se ubique por debajo de la cota de fundación de estructuras adyacentes, el dueño o el ingeniero responsable del proyecto deberá someter al MIVHED un estudio geotécnico previo al inicio de las excavaciones de acuerdo a lo establecido en el Artículo 15. El alcance deberá incluir lo siguiente:

- a) Clasificación del terreno desde el punto de vista de su ripabilidad, procedimiento de excavación y terraplenado más adecuado.
- b) Evaluación de la estabilidad global de los cortes propuestos, para confirmar que cumple con los factores de seguridad requeridos en el Artículo 71.
- c) Cálculo de las deformaciones que serán inducidas a las estructuras adyacentes a partir de la estratigrafía del sitio y de los parámetros elásticos y de resistencia aplicables. Se limitarán las deformaciones horizontales y distorsiones angulares a los valores requeridos en el Artículo 72.
- d) Evaluación de la capacidad de las estructuras adyacentes para resistir las deformaciones que les serán impuestas por la excavación.
- e) Recomendaciones para mitigar los efectos de las excavaciones a estructuras adyacentes, de ser necesario, que podrá incluir sin ser limitativo el 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.

**Artículo 287. DISEÑO.** En el diseño de las excavaciones adyacentes a estructuras existentes se considerarán los siguientes estados límite:

- a) **De falla:** colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de entibado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por sub-presión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.
- b) **De servicio:** movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser calculados para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos; además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se construyan en el sitio.

## TÍTULO VII EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

### CAPÍTULO I DISPOSICIONES GENERALES

**Artículo 288. GENERAL.** El potencial de licuefacción de los suelos granulares saturados deberá ser evaluado por el método simplificado de Seed e Idriss, de acuerdo a lo establecido en el presente título. El Ingeniero Geotécnico podrá realizar evaluaciones por otros métodos que demuestren ser iguales o mejores para la determinación del potencial de licuefacción de estos.

**Artículo 289.** El Potencial de Licuefacción y pérdida de resistencia de los suelos granulares saturados, deberán ser evaluados para magnitudes de la aceleración pico del terreno y para las características de la fuente sismogénica consistente 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 ( $V_p$ ) y de corte ( $V_s$ ).

**PARRAFO.** Los estudios de amplificación específicos para un sitio no se requerirán 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 Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras (R-001).

**Artículo 290. VERIFICACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN.** Se deberá evaluar el potencial de licuefacción cuando los suelos cumplan con las condiciones siguientes:

- a) Si el nivel freático en el sitio se encuentra a una profundidad de 15 metros o menos, medida desde la superficie del terreno existente o desde la superficie del terreno final, la que sea menor.
- b) Si son limos de baja plasticidad y arenas que se encuentren dentro de los 23 metros superiores y se caracterizan por las siguientes condiciones:
  - 1) El número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT) corregido ( $N_1$ )<sub>60</sub>, es menor o igual a 30 golpes/30cm en estratos de arenas y limos no plásticos,
  - 2) La resistencia a la penetración estática de la punta del cono (CPT) corregida, es menor o igual a 7.2 MPa en estratos de arena, y limos no plásticos, y
  - 3) La velocidad de onda de corte normalizada,  $V_s$ , es menor a 200.0 m/s.
- c) Si el nivel freático está cerca de la superficie y las características granulométricas satisfacen las relaciones:

$$0.074\text{mm} < D_{50} < 2\text{mm} \text{ y } C_u < 10$$

$$\text{ó}$$

$$0.2\text{mm} < D_{60} < 2\text{mm} \text{ y } D_{10} < 0.1\text{mm}$$

**Artículo 291.** Se podrá considerar un estrato de suelo como no licuable si se encuentra un estrato de suelo no licuable mayor que ocho (8) metros por encima del estrato licuable y la relación entre la profundidad de éstos es mayor de 1.

## CAPÍTULO II PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE SEED e IDRIS (Youd et al, 2001)

**Artículo 292. PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE SEED e IDRIS.** Para la evaluación del potencial de licuefacción, este método solo se aplicará en terrenos con poca inclinación y a una profundidad hasta 23 metros.

**Artículo 293.** Se deberá evaluar la resistencia a la licuefacción de los suelos granulares saturados mediante la aplicación de este método calculando dos variables:

- a) La demanda sísmica en un estrato de suelo, expresada por la Relación de Esfuerzos Cíclicos (CSR); y
- b) la capacidad del suelo de resistir la licuefacción, expresada por la Relación de Resistencia Cíclica (CRR).

**Artículo 294.** 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:

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

### SECCIÓN 1 EVALUACIÓN DE LA RELACIÓN DE ESFUERZO CICLICO (CSR)

**Artículo 295.** 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:

$$\begin{aligned} r_d &= 1 - 0.00765 Z && \text{para } Z \leq 9.15 \text{ m} \\ r_d &= 1.174 - 0.0267 Z && \text{para } 9.15 \text{ m} < Z \leq 23 \text{ m} \end{aligned} \quad (7.3)$$

→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.

## SECCIÓN 2 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN (CRR)

**Artículo 296.** La resistencia a la licuefacción (CRR), deberá ser evaluada a partir de datos de campo del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM D1586.

**Artículo 297.** 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 le aplicarán las 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 esta Sección.

**Artículo 298. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN 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 (ver TABLA 14)

**TABLA 14.  
CORRECCIONES A VALORES N DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).**

Factor	Variabilidad en el equipo	Término	Corrección
Esfuerzo Efectivo	-	$C_N$	$\sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{vo}}}$
	-	$C_N$	$C_N \leq 1.7$
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 1.4
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.

**Artículo 299.** La resistencia a la licuefacción (CRR) para el caso de referencia de arenas limpias y terremoto de magnitud en la escala de 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.

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

→ Donde

$$A = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} \quad (7.6)$$

$$B = \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} \quad (7.7)$$

**Artículo 300. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN PARA ARENAS SUCIAS.** Se deberá evaluar la resistencia a la licuefacción de arenas sucias cuando las mismas tengan un contenido de finos (FC) que pasa el Tamiz No. 200 (mayor que 5%). En la evaluación 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 en la ecuación (7.5) para el cálculo de la resistencia a la licuefacción.

$$(N_1)_{60LIMPIOequivalente} = \alpha + \beta(N_1)_{60SUCIO} \quad (7.8)$$

→ Donde:

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

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

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

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

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

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

**Artículo 301. CORRECCIÓN POR MAGNITUD DEL TERREMOTO (MSF).** Para sismos de Magnitudes Richter  $M$  mayores a 7.5 se empleará un factor de corrección por magnitud que se aplicará a la resistencia a la licuefacción según la formula (7.9), y se deberá emplear la fórmula (7.10) para determinar el MSF.

$$CRR_{\text{corregido}} = CRR_{7.5} \times MSF \quad (7.9)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (7.10)$$

→ **Donde**

$M_w$  es la magnitud Richter del terremoto bajo consideración.

### CAPÍTULO III ENSAYO DE PENETRACIÓN CON MARTILLO BECKER (BPT)

**Artículo 302.** Para suelos gravosos se deberá utilizar el Ensayo de Penetración con el Martillo Becker, en el que se reportará el conteo de golpes necesario para penetrar 0.30 m (12 pulgadas), con una camisa de acero de 168 mm de diámetro y 3 m de longitud hincada con un martillo diesel de doble acción.

**Artículo 303.** A partir de las mediciones en campo con conteo de golpes del Ensayo Becker (NBPT), se deberá calcular el conteo de golpes equivalentes del Ensayo de Penetración Estándar (NSPT) que será utilizado en las ecuaciones (7.2) a (7.5) como sigue:

$$0.8N_{BPT} \leq N_{SPT} \leq 1.1N_{BPT} \quad (7.11)$$

**PÁRRAFO.** Esta ecuación sólo aplica para conteos de los golpes del Ensayo Becker NBPT menores que 30 golpes por pie.

## TÍTULO VIII DISPOSICIONES FINALES

**Artículo 304.** El presente Reglamento para la Realización de Estudios Geotécnicos en Edificaciones deroga el Decreto No. 577-06 del veintiuno (21) de noviembre del año dos mil seis (2006).

**Artículo 305. 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 No. 687, del 27 de julio del 1982, que crea un Sistema de Elaboración de Reglamentos Técnicos para Preparación y Ejecución, relativos a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines.

**Artículo 306. FORMATO DEL REGLAMENTO.** El presente Reglamento será publicado en el formato que disponga el Consejo Nacional de Regulaciones Técnicas para Edificaciones (CONARTED).

**Artículo 307. REMISIÓN DEL REGLAMENTO.** Envíese al Ministerio de la Vivienda, hábitat y Edificaciones (MIVHED), para los fines correspondientes.

**DADO** en la ciudad de Santo Domingo de Guzmán, Distrito Nacional, capital de la República Dominicana, a los ----- ( ), días del mes de ----- del año -----, años ---- de la Independencia y ---- de la Restauración.

**LIC. LUIS RODOLFO ABINADER CORONA**

## REFERENCIAS

- AASHTO (2004) Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ACI-318 (2014) American Concrete Institute.
- ASCE-10 (2016) American Society of Civil Engineers.
- ASTM. Annual Book of Standards. American Society for Testing and Materials.
- D1143 Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load.
- D1586 Standard Test Method for Penetration Test and Split-barrel Sampling of Soils.
- D2113 Practice for Diamond Core Drilling for Site Investigation.
- D2487 Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).
- D2488 Practice for Description and Identification of Soils (Visual-manual procedure).
- D3441 Test Method for Deep, Quasi-Static Cone and Friction-cone Penetration Tests of Soils.
- D4544 Practice for Estimating Peat Deposit Thickness.
- D4945 Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.
- D5882 Standard Test Method for Low-Strain Integrity Testing of Piles
- D6032 Standard Test Method for Determining Rock Quality Designation (RQD) of Rock Core
- D6066 Practice for Determining de Normalized Penetration Resistance of Sands for Liquefaction Potential Evaluations.
- FHWA (2000) Micropile Design and Construction Guidelines. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Publ. FHWA-SA-97-070
- ICBO (2018) International Building Code IBC. International Conference of Building Officials
- (Rodríguez Ortiz y otros, 1984)
- Bowles, Joseph (1997). "Foundation Analysis and Design" 5ta Ed.
- SEOPC (1981) Boletín Técnico Informativo de la DGRS: Requisitos Mínimos Provisionales para Estudios Geotécnicos de Edificaciones
- SEOPC (1981) M-011: Criterios Básicos para Estudios Geotécnicos de Carreteras
- SEOPC (1985) M-014: Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras
- MOPC (2011) R-001: Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras

- Youd, Idriss, Andrus, Arango, Castro, Christian, Dobry, Finn, Harder, Hynes, Ishihara, Koester, Liao, Marcuson, Martin, Mitchell, Moriwaki, Power, Robertson, Seed & Stokoe (2001) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol 127 No. 10 (October 2001). American Society of Civil Engineers (ASCE).
- Terzaghi, K., Peck, R. y Mesri, G.(1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice" 3ra Ed.

FINAL COMITE TECNICO

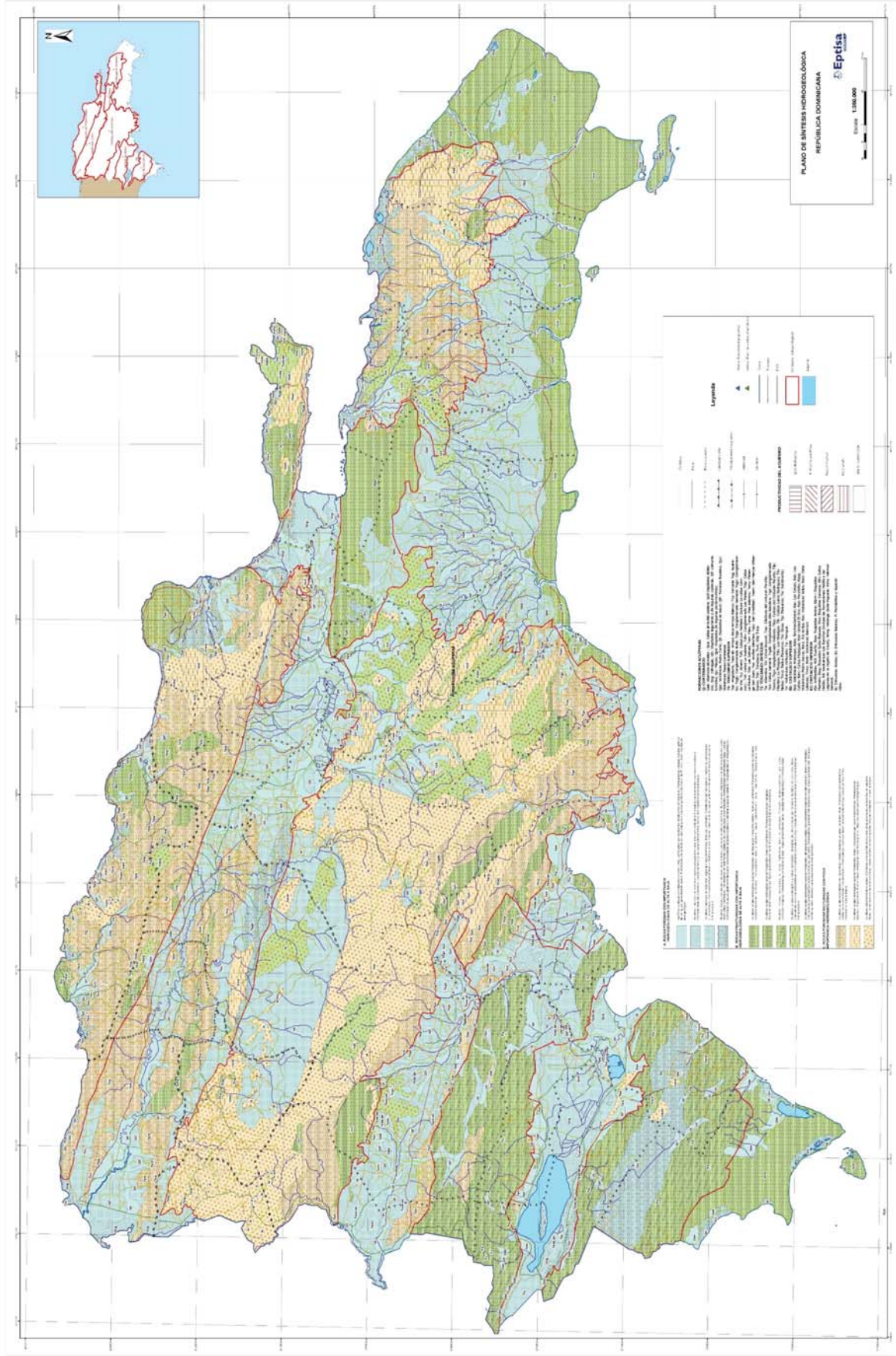
## ANEXO I

### MAPAS DE REFERENCIA

- MAPA HIDROGEOLÓGICO
- MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUEFACCIÓN

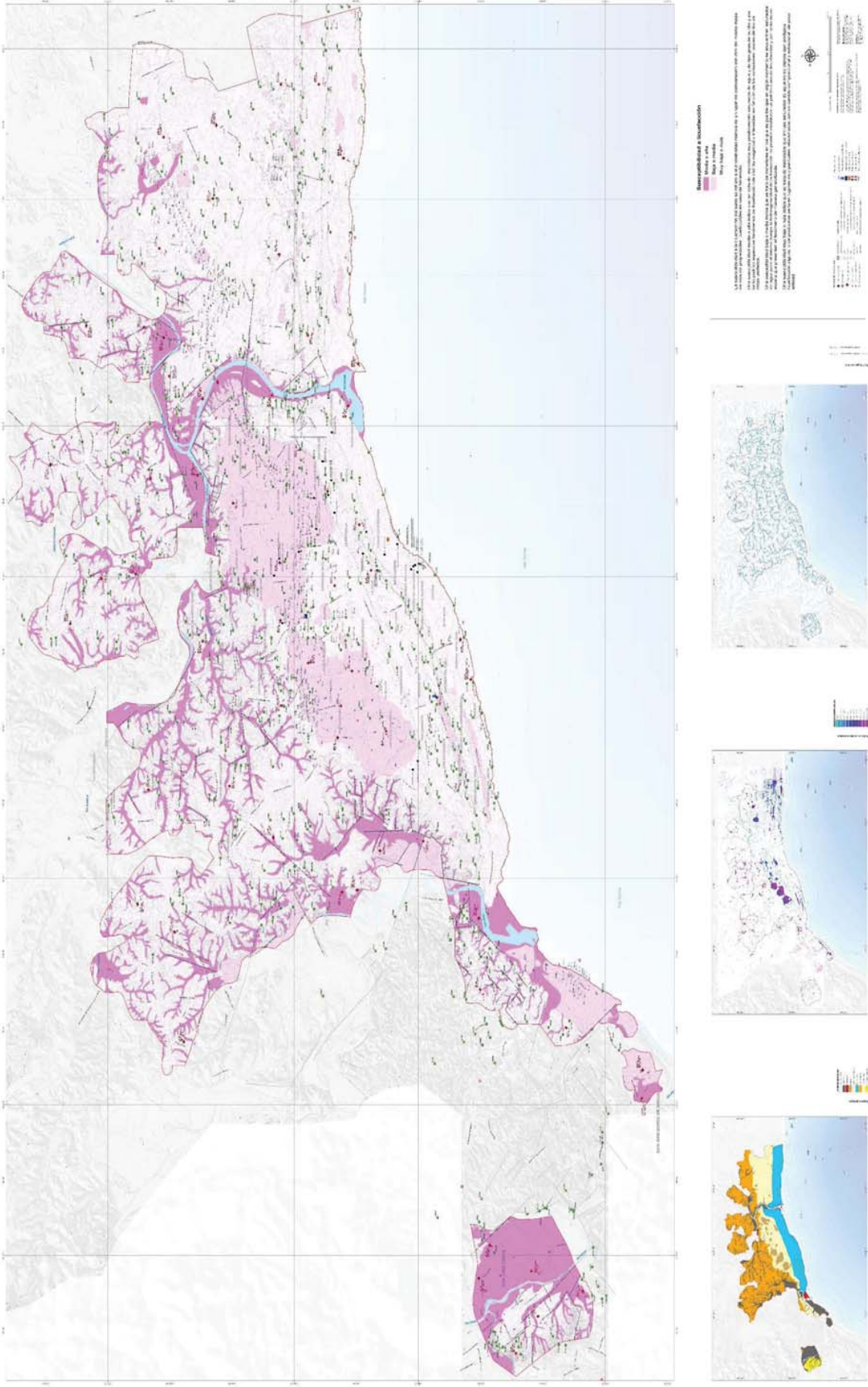
FINAL COMITE TECNICO

MAPA HIDROGEOLÓGICO DE LA REPÚBLICA DOMINICANA



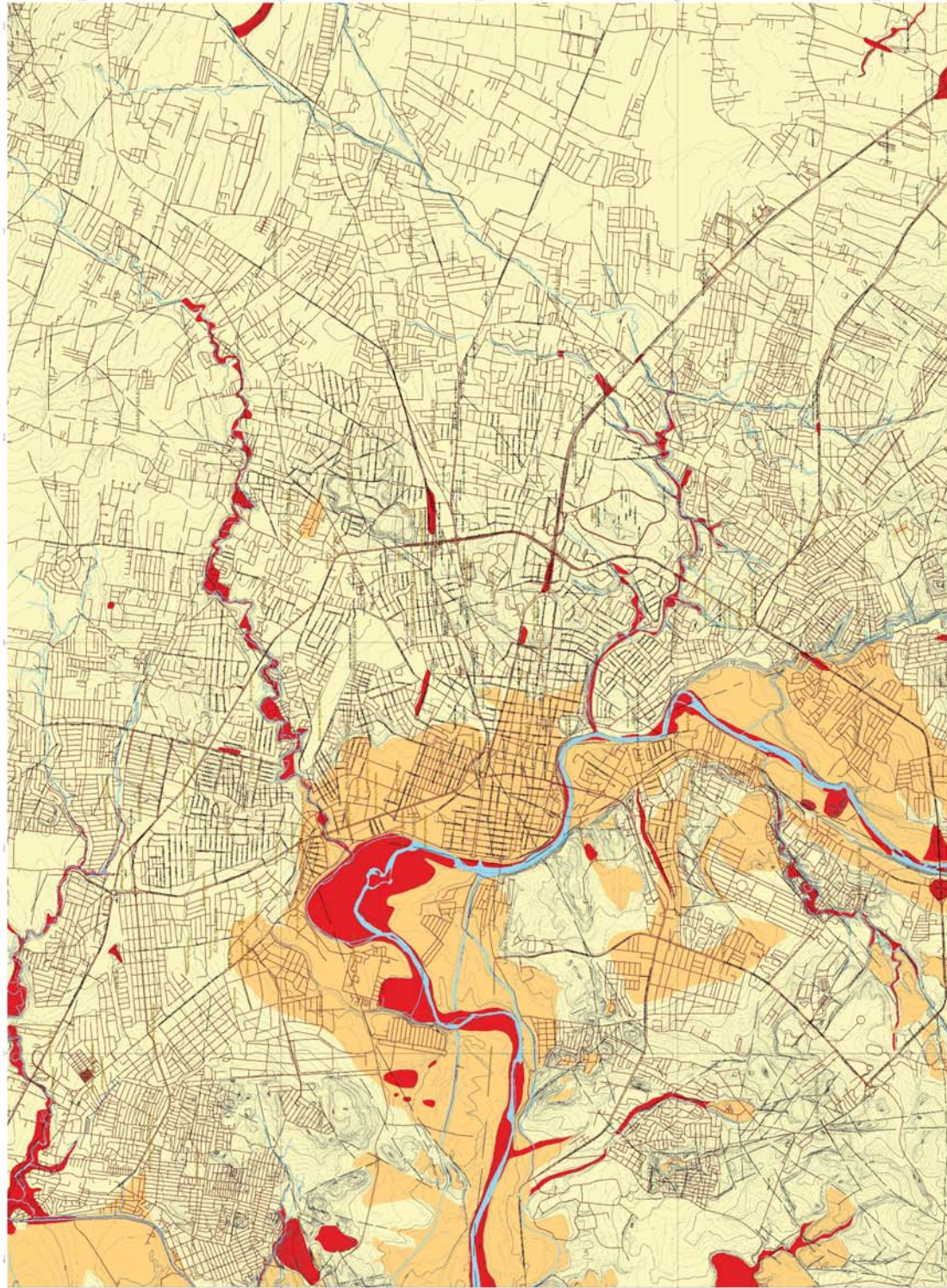


MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUEFACCIÓN DEL GRAN SANTO DOMINGO





**MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUEFACCIÓN DE SANTIAGO**



## ANEXO II

### COMENTARIOS

**Presión de Tierras.** La presión que el suelo ejerce sobre la estructura que la contiene mantiene una estrecha interacción entre una y otra. Depende en términos generales del desplazamiento del conjunto, así: en el estado natural sin deformaciones laterales, se dice que la presión es la del reposo; si el muro cede, la presión disminuye hasta un mínimo que se identifica como el estado activo; si por el contrario, el muro se desplaza contra el frente de tierra, la presión sube hasta un máximo que se identifica como el estado pasivo. Si el desplazamiento del muro es vertical o implica un giro sobre la base, su distribución debe ser lineal o similar a la hidrostática; si el giro se efectúa alrededor del extremo superior del muro, la distribución debe adoptar una forma curvilínea. Los desplazamientos relativos se presentan en la Figura 5.

Figura 5.

Variación del coeficiente de presión de tierras (K) con el desplazamiento.

