

## SECCIÓN 10 (SI) - FUNDACIONES

### CONTENIDO

10.1	CAMPO DE APLICACIÓN .....	10-1
10.2	DEFINICIONES .....	10-1
10.3	SIMBOLOGÍA .....	10-2
10.4	DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO .....	10-8
10.4.1	Exploración de Suelos.....	10-8
10.4.2	Ensayos en Laboratorio.....	10-9
10.4.2.1	Requisitos Generales .....	10-9
10.4.2.2	Ensayos para Suelos .....	10-10
10.4.2.3	Ensayos para Rocas .....	10-10
10.4.3	Ensayos In Situ.....	10-11
10.4.3.1	Requisitos Generales .....	10-11
10.4.3.2	Ensayos de Suelos Realizados In Situ .....	10-11
10.4.3.3	Ensayos de Rocas Realizados In Situ .....	10-12
10.5	ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA .....	10-13
10.5.1	Requisitos Generales.....	10-13
10.5.2	Estados Límite de Servicio.....	10-13
10.5.3	Estado Límite de Resistencia .....	10-14
10.5.4	Estados Límite Correspondientes a Eventos Extremos.....	10-14
10.5.5	Factores de Resistencia .....	10-14
10.6	ZAPATAS .....	10-19
10.6.1	Consideraciones Generales .....	10-19
10.6.1.1	Requisitos Generales .....	10-19
10.6.1.2	Profundidad .....	10-19
10.6.1.3	Anclaje .....	10-20
10.6.1.4	Nivel Freático .....	10-20
10.6.1.5	Levantamiento.....	10-20
10.6.1.6	Estructuras Cercanas .....	10-20
10.6.2	Movimiento y Presión de Contacto en el Estado Límite de Servicio.....	10-20
10.6.2.1	Requisitos Generales .....	10-20
10.6.2.2	Criterios para el Movimiento .....	10-21
10.6.2.2.1	Requisitos Generales.....	10-21
10.6.2.2.2	Cargas.....	10-22
10.6.2.2.3	Análisis de los Asentamientos .....	10-22

10.6.2.2.3a Requisitos Generales .....	10-22
10.6.2.2.3b Asentamiento de las Zapatas en Suelos No Cohesivos .....	10-23
10.6.2.2.3c Asentamiento de las Zapatas en Suelos Cohesivos .....	10-26
10.6.2.2.3d Asentamiento de las Zapatas en Roca .....	10-30
10.6.2.2.4 Pérdida de Estabilidad Global .....	10-33
10.6.2.3 Presión de Contacto en el Estado Límite de Servicio.....	10-34
10.6.2.3.1 Valores Presuntos para la Presión de Contacto .....	10-34
10.6.2.3.2 Procedimientos Semiempíricos para Determinar la Presión de Contacto .....	10-36
10.6.3 Resistencia en el Estado Límite de Resistencia.....	10-36
10.6.3.1 Capacidad de Carga de los Suelos debajo de las Zapatas.....	10-36
10.6.3.1.1 Requisitos Generales.....	10-36
10.6.3.1.2 Estimación Teórica.....	10-37
10.6.3.1.2a Requisitos Generales .....	10-37
10.6.3.1.2b Arcillas Saturadas.....	10-39
10.6.3.1.2c Suelos No Cohesivos.....	10-44
10.6.3.1.3 Procedimientos Semiempíricos .....	10-50
10.6.3.1.3a Requisitos Generales .....	10-50
10.6.3.1.3b Usando Ensayos SPT .....	10-51
10.6.3.1.3c Usando Ensayos CPT .....	10-53
10.6.3.1.3d Uso de Resultados de Ensayos Presiométricos .....	10-54
10.6.3.1.4 Ensayos con Placa de Carga.....	10-55
10.6.3.1.5 Efecto de la Excentricidad de la Carga .....	10-56
10.6.3.2 Capacidad de Carga de las Rocas.....	10-57
10.6.3.2.1 Requisitos Generales.....	10-57
10.6.3.2.2 Procedimientos Semiempíricos .....	10-57
10.6.3.2.3 Método Analítico.....	10-57
10.6.3.2.4 Ensayo de Carga.....	10-58
10.6.3.2.5 Limitaciones para la Excentricidad de las Cargas .....	10-58
10.6.3.3 Falla por Resbalamiento .....	10-58
10.6.4 Diseño Estructural .....	10-60
10.7 PILOTES HINCADOS .....	10-60
10.7.1 Requisitos Generales .....	10-60
10.7.1.1 Uso .....	10-60
10.7.1.2 Penetración de los Pilotes.....	10-60
10.7.1.3 Resistencia.....	10-60
10.7.1.4 Efecto del Asentamiento del Terreno y Cargas de Fricción Negativa.....	10-61

10.7.1.5 Separación, Luces Libres y Longitud Embebida de los Pilotes .....	10-64
10.7.1.6 Pilotes Inclinados .....	10-64
10.7.1.7 Nivel Freático y Flotabilidad.....	10-65
10.7.1.8 Protección contra el Deterioro.....	10-65
10.7.1.9 Levantamiento.....	10-67
10.7.1.10 Longitudes Estimadas .....	10-67
10.7.1.11 Altura Mínima y Estimada de la Punta .....	10-67
10.7.1.12 Pilotes que Atraviesan Terraplenes Construidos de Relleno.....	10-67
10.7.1.13 Pilotes de Prueba .....	10-67
10.7.1.14 Análisis por Ecuación de Ondas.....	10-68
10.7.1.15 Monitoreo Dinámico .....	10-68
10.7.1.16 Máximas Tensiones de Hincado Admisibles .....	10-68
10.7.2 Movimiento y Capacidad de Carga en el Estado Límite de Servicio .....	10-69
10.7.2.1 Requisitos Generales .....	10-69
10.7.2.2 Criterio para el Desplazamiento Lateral.....	10-70
10.7.2.3 Asentamientos .....	10-70
10.7.2.3.1 Requisitos Generales.....	10-70
10.7.2.3.2 Suelos Cohesivos .....	10-70
10.7.2.3.3 Suelos No Cohesivos.....	10-71
10.7.2.4 Desplazamiento Lateral.....	10-72
10.7.2.5 Valores Presuntos para la Resistencia de Punta .....	10-72
10.7.3 Resistencia en Estado Límite de Resistencia.....	10-72
10.7.3.1 Requisitos Generales .....	10-72
10.7.3.2 Pilotes Cargados Axialmente .....	10-72
10.7.3.3 Estimaciones Semiempíricas de la Resistencia de los Pilotes.....	10-74
10.7.3.3.1 Requisitos Generales.....	10-74
10.7.3.3.2 Resistencia Friccional .....	10-74
10.7.3.3.2a Método $\alpha$ .....	10-74
10.7.3.3.2b Método $\beta$ .....	10-75
10.7.3.3.2c Método $\lambda$ .....	10-76
10.7.3.3.3 Resistencia de Punta.....	10-77
10.7.3.4 Resistencia de los Pilotes Estimada en Base a Ensayos In Situ .....	10-77
10.7.3.4.1 Requisitos Generales.....	10-77
10.7.3.4.2 Usando Ensayos SPT .....	10-78
10.7.3.4.2a Resistencia de Punta.....	10-78
10.7.3.4.2b Fricción Superficial.....	10-78

10.7.3.4.3 Usando Ensayos CPT .....	10-79
10.7.3.4.3a Requisitos Generales .....	10-79
10.7.3.4.3b Resistencia de Punta.....	10-79
10.7.3.4.3c Resistencia Friccional.....	10-81
10.7.3.5 Pilotes que Apoyan sobre Roca.....	10-82
10.7.3.6 Ensayos de Carga y Monitoreo In Situ de los Pilotes.....	10-84
10.7.3.7 Levantamiento .....	10-85
10.7.3.7.1 Requisitos Generales .....	10-85
10.7.3.7.2 Resistencia contra el Levantamiento de Pilotes Individuales.....	10-85
10.7.3.7.3 Resistencia contra el Levantamiento de Grupos de Pilotes.....	10-85
10.7.3.8 Cargas Laterales .....	10-88
10.7.3.9 Capacidad de Carga de los Pilotes Inclınados.....	10-89
10.7.3.10 Resistencia a la Carga Axial de los Grupos de Pilotes .....	10-89
10.7.3.10.1 Requisitos Generales.....	10-89
10.7.3.10.2 Suelo Cohesivo.....	10-89
10.7.3.10.3 Suelo No Cohesivo.....	10-90
10.7.3.10.4 Grupos de Pilotes en Suelo Resistente sobre Suelo Débil o Compresible .....	10-90
10.7.3.11 Resistencia de los Grupos de Pilotes a las Cargas Laterales .....	10-91
10.7.4 Diseño Estructural .....	10-92
10.7.4.1 Requisitos Generales .....	10-92
10.7.4.2 Pandeo de los Pilotes.....	10-92
10.8 PILOTES PERFORADOS .....	10-93
10.8.1 Requisitos Generales .....	10-93
10.8.1.1 Campo de Validez .....	10-93
10.8.1.2 Profundidad Embebida .....	10-94
10.8.1.3 Diámetro de los Fustes y Bases Ensanchadas .....	10-94
10.8.1.4 Resistencia.....	10-94
10.8.1.5 Fricción Negativa .....	10-95
10.8.1.6 Separación de los Pilotes de un Grupo .....	10-95
10.8.1.7 Pilotes Perforados Inclınados .....	10-95
10.8.1.8 Nivel Freático y Flotabilidad.....	10-95
10.8.1.9 Levantamiento .....	10-96
10.8.2 Movimiento en el Estado Límite de Servicio.....	10-96
10.8.2.1 Requisitos Generales .....	10-96
10.8.2.2 Criterios para el Movimiento Lateral .....	10-97
10.8.2.3 Asentamiento.....	10-97

10.8.2.3.1 Requisitos Generales.....	10-97
10.8.2.3.2 Asentamiento de Pilotes Perforados Individuales.....	10-97
10.8.2.3.3 Asentamiento de un Grupo de Pilotes Perforados.....	10-100
10.8.2.4 Desplazamiento Lateral.....	10-100
10.8.3 Resistencia en el Estado Límite de Resistencia.....	10-100
10.8.3.1 Requisitos Generales.....	10-100
10.8.3.2 Pilotes Perforados Cargados Axialmente.....	10-101
10.8.3.3 Estimaciones Semiempíricas de la Resistencia de los Pilotes	
Perforados en Suelos Cohesivos.....	10-101
10.8.3.3.1 Determinación de la Resistencia Friccional Utilizando el Método $\alpha$ .....	10-101
10.8.3.3.2 Resistencia de Punta.....	10-102
10.8.3.4 Estimación de la Resistencia de los Pilotes Perforados en Suelos No Cohesivos.....	10-103
10.8.3.4.1 Requisitos Generales.....	10-103
10.8.3.4.2 Resistencia Friccional.....	10-104
10.8.3.4.3 Resistencia de Punta.....	10-105
10.8.3.5 Resistencia Axial en Roca.....	10-106
10.8.3.6 Ensayos de Carga.....	10-111
10.8.3.7 Resistencia contra el Levantamiento.....	10-112
10.8.3.7.1 Requisitos Generales.....	10-112
10.8.3.7.2 Resistencia contra el Levantamiento de un Pilote Perforado Individual.....	10-112
10.8.3.7.3 Resistencia contra el Levantamiento de un Grupo de Pilotes Perforados.....	10-113
10.8.3.8 Cargas Laterales.....	10-114
10.8.3.9 Capacidad de un Grupo de Pilotes Perforados.....	10-114
10.8.3.9.1 Requisitos Generales.....	10-114
10.8.3.9.2 Suelo Cohesivo.....	10-114
10.8.3.9.3 Suelo No Cohesivo.....	10-114
10.8.3.9.4 Grupos de Pilotes en Suelo Resistente sobre Suelo Compresible más Débil.....	10-115
10.8.4 Diseño Estructural.....	10-115
10.8.4.1 Requisitos Generales.....	10-115
10.8.4.2 Pandeo de los Pilotes Perforados.....	10-115
10.8.5 Detalles Específicos para Pilotes Perforados.....	10-115
10.8.5.1 Requisitos Generales.....	10-115
10.8.5.2 Armadura.....	10-116
10.8.5.3 Armadura Transversal.....	10-117
10.8.5.4 Hormigón.....	10-117
10.8.5.5 Armadura hacia la Superestructura.....	10-117

	10.8.5.6 Bases Ensanchadas .....	10-117
A10.1	INVESTIGACIÓN .....	10-123
A10.2	DISEÑO DE LAS FUNDACIONES .....	10-128
A10.3	REQUISITOS ESPECIALES PARA LOS PILOTES .....	10-132

## SECCIÓN 10 (SI)

### FUNDACIONES

#### 10.1 CAMPO DE APLICACIÓN

#### C10.1

Los requisitos de esta sección se deberán aplicar para el diseño de zapatas, pilotes hincados y pilotes perforados.

Si se han de seleccionar procedimientos de cálculo de resistencia diferentes a los especificados en el presente documento, se deberá considerar la base probabilística de estas Especificaciones, la cual produce una combinación interrelacionada de las cargas, los factores de carga, los factores de resistencia y la confiabilidad estadística. Se pueden utilizar otros métodos, especialmente si estos métodos han sido reconocidos localmente y se consideran adecuados para las condiciones regionales, siempre que se considere la naturaleza estadística de los factores indicados anteriormente a través del uso consistente de la teoría de la confiabilidad y que sean aprobados por el Propietario.

Los procedimientos de cálculo de resistencia utilizados para desarrollar la presente sección se resumen en el Apéndice A de Barker et al. (1991).

La especificación de métodos de análisis y cálculo de resistencia para las fundaciones incluidos en el presente documento no implica que las verificaciones en obra y/o la reacción a las condiciones reales correspondientes a la obra ya no serán necesarias. Las prácticas tradicionales de diseño y construcción de las fundaciones siempre deben ser consideradas, aún cuando se diseñe de acuerdo con estas Especificaciones.

#### 10.2 DEFINICIONES

*Ancho de una fundación* – Mínima dimensión en planta de un elemento de fundación.

*Azuque* – Pieza metálica que se coloca en el extremo de penetración de un pilote para protegerlo contra los daños durante el hincado y para facilitar su penetración a través de los materiales muy densos.

*Caballote de pilotes* – Tipo de caballote en el cual los pilotes trabajan como columnas.

*Fundación profunda* – Fundación que deriva su apoyo transfiriendo las cargas al suelo o la roca a una cierta profundidad debajo de la estructura ya sea por resistencia de punta, adherencia o fricción, o ambas.

*Fundación superficial* – Fundación que deriva su apoyo transfiriendo la carga directamente al suelo o la roca a poca profundidad.

*Hundimiento (plunging)* – Comportamiento observado en algunos ensayos de carga de pilotes, donde el asentamiento del pilote continúa aumentando aún sin aumento de la carga.

*Longitud de una fundación* – Máxima dimensión en planta de un elemento de fundación.

*Pilote* – Unidad de fundación profunda relativamente esbelta, total o parcialmente empotrada en el terreno, que se instala hincando, perforando, barrenando, inyectando o de alguna otra manera y que deriva su capacidad del suelo que lo rodea y/o de los estratos de suelo o roca debajo de su punta.

*Pilote combinado de fricción y punta* – Pilote que deriva su capacidad de la contribución tanto de la resistencia de punta desarrollada en la punta del pilote como de la resistencia movilizada a lo largo del fuste.

*Pilote de carga* – Pilote cuyo propósito es soportar carga axial por fricción o resistencia de punta.

*Pilote de fricción* – Pilote cuya capacidad de carga se deriva principalmente de la resistencia del suelo movilizada a lo largo del fuste del pilote.

*Pilote de punta* – Pilote cuya capacidad de carga se deriva principalmente de la resistencia del material de fundación sobre el cual se apoya la punta del pilote.

*Pilote inclinado* – Pilote hincado con un ángulo de inclinación respecto de la vertical para lograr mayor resistencia a las cargas laterales.

*Pilote perforado* – Unidad de fundación profunda, total o parcialmente empotrada en el terreno, que se construye colando hormigón fresco en un pozo perforado con o sin armadura de acero. Los pilotes perforados derivan su capacidad del suelo que los rodea y/o de los estratos de suelo o roca debajo de su punta. Los pilotes perforados también se conocen como pozos de fundación, pozos romanos o pilares perforados.

*Relación de sobreconsolidación (OCR)* – Se define como la relación entre la presión de preconsolidación y la tensión efectiva vertical actual.

*Roca competente* – Masa de roca con discontinuidades cuya abertura es menor o igual que 3,2 mm.

*RQD (Rock Quality Designation)* – Designación de la calidad de la roca.

*Superficies de deslizamiento (slickensides)* – Superficies pulidas y ranuradas que se producen en las rocas y suelos arcillosos como resultado de desplazamientos por corte a lo largo de un plano.

*Tensión efectiva* – Tensión neta a través de los puntos de contacto de las partículas de suelo, generalmente considerada equivalente a la tensión total menos la presión del agua intersticial.

*Tensión total* – Presión total ejercida en cualquier dirección tanto por el suelo como por el agua.

*Tubificación* – Erosión progresiva del suelo provocada por la filtración de agua que produce un tubo abierto en el suelo a través del cual el agua puede fluir de manera descontrolada y peligrosa.

*Zapata aislada* – Apoyo individual para las diferentes partes de una unidad de la subestructura; la fundación correspondiente se denomina fundación mediante zapatas.

*Zapata combinada* – Zapata que soporta más de una columna.

### 10.3 SIMBOLOGÍA

Las unidades indicadas a continuación de cada definición son unidades sugeridas. Se podrán utilizar otras unidades consistentes con las expresiones evaluadas.

$A$	=	área efectiva de la zapata para la determinación del asentamiento elástico de una zapata sometida a cargas excéntricas ( $\text{mm}^2$ ) (10.6.2.2.3b)
$A_p$	=	área de la punta de un pilote hincado o de la base de un pilote perforado ( $\text{mm}^2$ ) (10.7.3.2)
$A_s$	=	área superficial del fuste de un pilote ( $\text{mm}^2$ ) (10.7.3.2)
$A_{soc}$	=	área de la perforación para un pilote perforado empotrado en roca ( $\text{mm}^2$ ) (C10.8.3.5)
$A_u$	=	área de levantamiento de un pilote perforado con base acampanada ( $\text{mm}^2$ ) (10.8.3.7.2)
$a_{si}$	=	perímetro del pilote en el punto considerado (mm) (10.7.3.4.3c)
$B$	=	ancho de la zapata (mm); ancho del grupo de pilotes (mm) (10.6.3.1.2c)

$B'$	= ancho efectivo de la zapata (mm) (10.6.3.1.5)
$C_{ae}$	= coeficiente de asentamiento secundario estimado a partir de resultados de ensayos de consolidación realizados en laboratorio sobre muestras de suelo inalterado (adimensional) (10.6.2.2.3c)
$C_c$	= índice de compresión (adimensional) (10.6.2.2.3c)
$C_{ce}$	= relación de compresión (adimensional) (10.6.2.2.3c)
$C_{cr}$	= índice de recompresión (adimensional) (10.6.2.2.3c)
$C_o$	= resistencia a la compresión uniaxial de la roca (MPa) (10.6.2.3.2)
$CPT$	= ensayo de penetración de cono (10.5.5)
$C_{re}$	= relación de recompresión (adimensional) (10.6.2.2.3c)
$C_v$	= coeficiente de consolidación ( $\text{mm}^2/\text{año}$ ) (10.6.2.2.3c)
$C_{w1}, C_{w2}$	= factores de corrección que consideran el efecto del agua freática (adimensionales) (6.10.3.1.2c)
$c$	= cohesión del suelo (MPa); resistencia al corte no drenada (MPa) (10.6.3.1.2b)
$C_q, c_\gamma$	= factor de compresibilidad del suelo (adimensional) (10.6.3.1.2c)
$c_1$	= resistencia al corte no drenada del estrato de suelo superior como se ilustra en la Figura 10.6.3.1.2b-3 (MPa) (10.6.3.1.2b)
$c_2$	= resistencia al corte del estrato de suelo inferior (MPa) (10.6.3.1.2b)
$c^*$	= cohesión del suelo correspondiente a la tensión efectiva reducida para corte por punzonamiento (MPa) (10.6.3.1.2a)
$D$	= ancho o diámetro de un pilote hincado (mm); diámetro de un pilote perforado (mm) (10.7.3.4.2a) (10.8.3.3.2)
$D'$	= profundidad efectiva de un grupo de pilotes (mm) (10.7.2.3.3)
$D_b$	= profundidad de empotramiento de un pilote en un estrato portante (mm) (10.7.2.1)
$D_f$	= profundidad de empotramiento de la fundación, considerada entre la superficie del terreno y el fondo de la fundación (mm) (10.6.3.1.2b)
$D_i$	= ancho o diámetro del pilote en el punto considerado (mm) (10.7.3.4.3c)
$D_p$	= diámetro de la punta de un pilote perforado (mm); diámetro de la campana (mm) (10.8.3.3.2) (10.8.3.7.2)
$D_s$	= diámetro de la perforación cuando el pilote o pilote perforado está empotrado en roca (mm) (10.7.3.5)
$D_w$	= profundidad hasta la superficie del agua considerada a partir de la superficie del terreno (mm) (10.6.3.1.2c)
$d$	= factor de profundidad para estimar la capacidad de punta de los pilotes en roca (adimensional) (10.7.3.5)
$d_q$	= factor de profundidad (adimensional) (10.6.3.1.2c)
$E_c$	= módulo de elasticidad del hormigón (MPa) (C10.8.3.5)
$E_i$	= módulo de elasticidad de la roca intacta (MPa) (C10.8.3.5)
$E_m$	= módulo estimado de la masa de roca (MPa); módulo de la masa de roca (MPa) (C10.6.2.2.3c) (10.6.2.2.3d)
$E_o$	= módulo de la roca intacta (MPa) (10.6.2.2.3d)
$E_p$	= módulo de elasticidad del pilote (MPa) (10.7.4.2)

$E_r$	= módulo de elasticidad de la roca in situ (MPa) (C10.8.3.5)
$E_s$	= módulo del suelo (MPa) (10.7.4.2)
$e_B$	= excentricidad de la carga paralela al ancho de la zapata (mm) (10.6.3.1.5)
$e_L$	= excentricidad de la carga paralela a la longitud de la zapata (mm) (10.6.3.1.5)
$e_o$	= relación de vacíos correspondiente a la tensión efectiva vertical inicial (adimensional) (10.6.2.2.3c)
$F_r$	= factor de reducción que se aplica a la resistencia de punta de los pilotes perforados de gran diámetro (adimensional) (10.8.3.3.2)
$f'_c$	= resistencia a la compresión del hormigón a 28 días (MPa) (10.6.2.3.2)
$f_s$	= fricción de la camisa medida a partir de un ensayo de penetración de cono (MPa) (10.7.3.4.3a)
$f_{si}$	= resistencia unitaria por fricción de la camisa determinada mediante un ensayo de penetración de cono en el punto considerado (MPa) (10.7.3.4.3c)
$g$	= aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )
$H$	= componente horizontal de las cargas inclinadas (N); distancia entre las puntas de los pilotes y la parte superior del estrato más bajo (mm) (10.6.3.1.3b)
$H_c$	= altura de un estrato de suelo compresible (mm) (10.6.2.2.3c)
$H_d$	= altura del recorrido de drenaje más largo en un estrato de suelo compresible (mm) (10.6.2.2.3c)
$H_s$	= altura de una masa de suelo inclinada (mm); profundidad embebida de un pilote o pilote perforado empotrado en roca (mm) (10.6.3.1.2b) (10.7.3.5)
$H_{s2}$	= distancia entre el fondo de la zapata y la parte superior del segundo estrato de suelo (mm) (10.6.3.1.2b)
$h_i$	= intervalo de longitud en el punto considerado (mm) (10.7.3.4.3c)
$I$	= factor de influencia que considera la longitud embebida efectiva de un grupo de pilotes (adimensional) (10.7.2.3.3)
$I_p$	= coeficiente de influencia que toma en cuenta la rigidez y dimensiones de la zapata (adimensional); momento de inercia del pilote ( $mm^4$ ) (10.6.2.2.3d) (10.7.4.2)
$I_p$	= coeficiente de influencia de la Figura C10.8.3.5-1 (adimensional)
$i_q, i_\gamma$	= factores de inclinación de la carga (adimensionales) (10.6.3.1.2c)
$K$	= factor de transferencia de carga (adimensional) (10.8.3.4.2)
$K_b$	= coeficiente para apoyo en roca determinado mediante un ensayo presiométrico (adimensional) (C10.8.3.5)
$K_c$	= factor de corrección que considera la fricción de la camisa en arcilla (adimensional) (10.7.3.4.3c)
$K_e$	= relación de modificación de módulo de la Figura C10.8.3.5-3 (adimensional) (C10.8.3.5)
$K_s$	= factor de corrección que considera la fricción de la camisa en arena (adimensional) (10.7.3.4.3c)
$K_{sp}$	= coeficiente de capacidad de carga adimensional (adimensional) (10.7.3.5)
$k$	= coeficiente de capacidad de carga empírico de la Figura 10.6.3.1.3d-1 (adimensional) (10.6.3.1.3d)
$L$	= longitud de la fundación (mm) (10.6.3.1.5)
$L'$	= longitud efectiva de la zapata (mm) (10.6.3.1.5)
$L_f$	= profundidad hasta el punto considerado al medir la fricción de la camisa (mm) (10.7.3.4.3c)
$L_i$	= profundidad hasta la mitad del intervalo de longitud en el punto considerado (mm) (10.7.3.4.3c)

$LL$	= límite líquido del suelo (C10.8.1.9)
$N$	= número de golpes en un Ensayo de Penetración Estándar (SPT) (golpes/300 mm) (10.7.2.3.3)
$\bar{N}$	= número de golpes promedio (no corregido) de un SPT a lo largo del fuste del pilote (golpes/300 mm) (10.7.3.4.2b)
$N_c$	= factor de capacidad de carga (adimensional) (10.6.3.1.2b)
$N_q, N_\gamma$	= factores de capacidad de carga (adimensionales) (10.6.3.1.2c)
$N_{cm}, N_{qm}$	= factores de capacidad de carga modificados (adimensionales) (10.6.3.1.2b)
$N_{cm}, N_{qm}, N_{ym}$	= factores de capacidad de carga modificados (adimensionales) (10.6.3.1.2b)
$N_{corr}$	= número de golpes del SPT corregido (golpes/300 mm) (10.7.2.3.3)
$\bar{N}_{corr}$	= valor promedio del número de golpes corregido del SPT (golpes/300 mm) (10.6.3.1.3b)
$N_m$	= factor de capacidad de carga (adimensional) (10.6.3.1.2b)
$N_{ms}$	= parámetro de la roca (adimensional) (10.6.2.3.2)
$N_u$	= factor de adherencia contra el levantamiento de la campana (adimensional) (10.8.3.7.2)
$N_{\gamma m}$	= factor de capacidad de carga modificado (adimensional) (10.6.3.1.2c)
$N_I$	= resistencia del ensayo SPT, corregida para considerar la profundidad (golpes/300 mm); número de intervalos entre la superficie del terreno y un punto $8D$ por debajo de la superficie del terreno (10.6.2.2.3b) (10.7.3.4.3c)
$N_2$	= número de intervalos entre un punto ubicado $8D$ por debajo de la superficie del terreno y la punta del pilote (10.7.3.4.3c)
$n_h$	= tasa de aumento del módulo del suelo en función de la profundidad (MPa/mm) (10.7.4.2)
$PL$	= límite plástico del suelo (C10.8.1.9)
$p_L$	= presión límite obtenida a partir del resultado de un ensayo presiométrico (MPa) (10.6.3.1.3d)
$p_o$	= presión horizontal total a la profundidad a la cual se realiza el ensayo presiométrico (MPa) (10.6.3.1.3d)
$p_I$	= presión límite determinada a partir de ensayos presiométricos promediados en una distancia igual a $2,0$ diámetros por encima y por debajo de la base (MPa) (C10.8.3.5)
$Q_{ep}$	= resistencia pasiva del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (N) (10.6.3.3)
$Q_g$	= resistencia nominal de un grupo de pilotes (N) (10.7.3.10.1)
$Q_L$	= resistencia lateral nominal de un pilote individual (N) (10.7.3.11)
$Q_{Lg}$	= resistencia lateral nominal de un grupo de pilotes (N) (10.7.3.11)
$Q_n$	= resistencia nominal (N) (10.6.3.3)
$Q_p$	= carga nominal soportada por la punta de un pilote (N) (10.7.3.2)
$Q_R$	= resistencia mayorada (N) (10.6.3.3)
$Q_s$	= carga nominal soportada por el fuste de un pilote (N) (10.7.3.2)
$Q_{shell}$	= resistencia nominal contra el levantamiento de un pilote perforado con base acampanada (N) (10.8.3.7.2)
$Q_{SR}$	= resistencia lateral nominal de los pilotes perforados empotrados en roca (N) (C10.8.3.5)
$Q_{ug}$	= resistencia nominal contra el levantamiento de un grupo de pilotes (N) (C10.7.3.7.3)

$Q_{ult}$	= capacidad de carga total nominal (N) (10.7.3.2)
$Q_T$	= máxima resistencia al corte entre la fundación y el suelo (N) (10.5.5)
$q$	= presión de fundación neta aplicada a $2D_b/3$ (MPa) (10.7.2.3.3)
$q_c$	= resistencia a la penetración del cono estático (MPa); resistencia media a la penetración del cono estático en una profundidad $B$ debajo de la zapata equivalente (MPa) (10.6.3.1.3c) (10.7.2.3.3)
$q_{c1}$	= mínima resistencia media a la penetración del cono estático en una profundidad igual a $yD$ debajo de la punta de un pilote (MPa) (10.7.3.4.3b)
$q_{c2}$	= mínima resistencia media a la penetración del cono estático en una distancia igual a $8D$ por encima de la punta del pilote (MPa) (10.7.3.4.3b)
$q_c$	= resistencia de punta límite (MPa) (10.7.3.4.2a)
$q_n$	= capacidad de carga nominal (MPa) (10.6.3.1.1)
$q_o$	= tensión vertical en la base del área cargada (MPa) (10.6.2.2.3b)
$q_p$	= resistencia de punta unitaria nominal (MPa) (10.7.3.2)
$q_{pr}$	= resistencia de punta unitaria nominal reducida (MPa) (C10.8.3.3.2)
$q_R$	= capacidad de carga mayorada (MPa) (10.6.3.1.1)
$q_s$	= resistencia al corte unitaria (MPa); resistencia superficial unitaria nominal (MPa) (10.6.3.3) (10.7.3.32)
$q_{shell}$	= resistencia unitaria nominal contra el levantamiento de un pilote perforado con base acampanada (MPa) (10.8.3.7.2)
$q_u$	= resistencia media a la compresión uniaxial del núcleo rocoso (MPa) (10.7.3.5)
$q_{ult}$	= capacidad de carga nominal (MPa) (10.6.3.1.1)
$q_1$	= capacidad de carga última de una zapata apoyada en el estrato superior de un sistema de dos capas, suponiendo que el estrato superior tiene espesor infinito (MPa) (10.6.3.1.2a)
$q_2$	= capacidad de carga última de una zapata ficticia que tiene el mismo tamaño y geometría que la zapata real pero que está apoyada sobre la superficie del segundo estrato (estrato inferior) de un sistema de dos capas (MPa) (10.6.3.1.2a)
$R_i$	= factor de reducción que considera el efecto de la inclinación de las cargas (adimensional) (10.6.3.1.3b)
$r$	= radio de una zapata circular, o $B/2$ para una zapata cuadrada (mm) (10.6.2.2.3d)
$r_o$	= presión vertical total inicial a nivel de la fundación (MPa) (10.6.3.1.3d)
$S_c$	= asentamiento por consolidación (mm) (10.6.2.2.3a)
$S_e$	= asentamiento elástico (mm) (10.6.2.2.3a)
$SPT$	= ensayo de penetración estándar (10.5.5)
$S_s$	= asentamiento secundario (mm) (10.6.2.2.3a)
$S_u$	= resistencia al corte no drenada (MPa) (10.6.3.1.2b)
$\bar{S}_u$	= resistencia media al corte no drenada a lo largo del fuste del pilote (MPa) (10.7.3.7.3)
$S_c, S_q, S_\gamma$	= factores de forma (adimensionales) (10.6.3.1.2b) (10.6.3.1.2c)
$s_d$	= separación de las discontinuidades (mm) (10.7.3.5)
$T$	= factor de tiempo (adimensional) (10.6.2.2.3c)

$t$	= tiempo para que ocurra un porcentaje determinado de asentamiento por consolidación unidimensional (años) (10.6.2.2.3c)
$t_d$	= ancho de las discontinuidades (mm) (10.7.3.5)
$t_1, t_2$	= intervalos de tiempo arbitrarios utilizados para determinar $S_s$ (años) (10.6.2.2.3c)
$V$	= componente vertical de las cargas inclinadas (N) (10.6.3.1.3b)
$W_g$	= peso de un bloque formado por suelo, pilotes y cabezal (N) (10.7.3.7.3)
$X$	= ancho de un grupo de pilotes (mm) (10.7.2.3.3)
$Y$	= longitud de un grupo de pilotes (mm) (10.7.3.7.3)
$Z$	= longitud embebida total de un pilote (mm) (10.7.3.4.3c)
$z$	= profundidad por debajo de la superficie del terreno (mm) (10.8.3.4.2)
$\alpha$	= factor de adherencia que se aplica a $S_u$ (adimensional) (10.7.3.3.2a)
$\alpha_E$	= factor de reducción (adimensional) (10.6.2.2.3d)
$\beta$	= coeficiente que relaciona la tensión vertical efectiva y la fricción superficial unitaria de un pilote o pilote perforado (adimensional) (10.7.3.3.2b)
$\beta_m$	= índice de punzonamiento (adimensional) (10.6.3.1.2b)
$\beta_z$	= factor que considera la geometría y la rigidez de la zapata (adimensional) (10.6.2.2.3d)
$\gamma$	= densidad del suelo ( $\text{kg/m}^3$ ) (10.6.3.1.2b)
$\delta$	= ángulo de la resistencia al corte entre suelo y pilote ( $^\circ$ ) (10.6.3.3)
$\eta$	= factor de eficiencia para un grupo de pilotes o pilotes perforados (adimensional) (10.7.3.10.2)
$\lambda$	= coeficiente empírico que relaciona el empuje pasivo lateral del suelo y la fricción superficial unitaria de un pilote (adimensional) (10.7.3.3.2c)
$\mu_c$	= factor de reducción que se aplica a los asentamientos por consolidación para tomar en cuenta los efectos tridimensionales (adimensional) (10.6.2.2.3c)
$\rho$	= asentamiento de un grupo de pilotes (mm) (10.7.2.3.3)
$\rho_{base}$	= asentamiento de la base de un pilote perforado (mm) (C10.8.3.5)
$\rho_e$	= acortamiento elástico de un pilote perforado (mm) (C10.8.3.5)
$\Sigma P_i$	= carga de trabajo en la parte superior de una perforación para instalar un pilote empotrado en roca (N) (C10.8.3.5)
$\sigma'_f$	= tensión efectiva vertical final del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa) (10.6.2.2.3c)
$\sigma'_o$	= tensión efectiva vertical inicial del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa) (10.6.2.2.3c)
$\sigma'_p$	= máxima tensión efectiva vertical histórica del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa) (10.6.2.2.3c)
$\sigma'_{pc}$	= tensión efectiva vertical actual del suelo, no incluyendo la tensión adicional debida a las cargas de las zapatas (MPa) (10.6.2.2.3c)
$\sigma_v$	= tensión vertical total al nivel de la riostra (MPa) (C10.8.3.5)
$\sigma'_v$	= tensión efectiva vertical (MPa) (C10.7.1.7)

$\phi$	= factor de resistencia (10.5.5)
$\phi_{ep}$	= factor de resistencia para el empuje pasivo (10.6.3.3)
$\phi_f$	= ángulo de fricción interna del suelo (°) (10.6.3.3)
$\phi_g$	= factor de resistencia para la capacidad de carga de un grupo de pilotes que falla como una unidad compuesta por los pilotes y el bloque de suelo contenido dentro de los pilotes; factor de resistencia para un grupo de pilotes (10.7.3.10.1)
$\phi_L$	= factor de resistencia para las cargas laterales en un grupo de pilotes (adimensional) (10.7.3.11)
$\phi_q$	= factor de resistencia para la capacidad de carga total de un pilote para aquellos métodos que no diferencian entre la resistencia total y las contribuciones individuales de la resistencia de punta y la resistencia lateral (10.7.3.2)
$\phi_{qs}$	= factor de resistencia para la capacidad lateral de un pilote para aquellos métodos que dividen la resistencia de un pilote en una resistencia de punta y una resistencia lateral (10.7.3.2)
$\phi_{qp}$	= factor de resistencia para la capacidad de punta de un pilote para aquellos métodos que dividen la resistencia de un pilote en una resistencia de punta y una resistencia lateral (10.7.3.2)
$\phi_\tau$	= factor de resistencia para el corte entre el suelo y la fundación (10.5.5)
$\phi_u$	= factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento de un pilote individual (10.7.3.7.2)
$\phi_{ug}$	= factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento de un grupo de pilotes (10.7.3.7.3)
$\phi'_1$	= ángulo de fricción interna del estrato de suelo superior correspondiente a la tensión efectiva (°) (10.6.3.1.2c)
$\phi^*$	= ángulo de fricción interna del suelo correspondiente a la tensión efectiva reducida para corte por punzonamiento (°) (10.6.3.1.2a)

## 10.4 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

### 10.4.1 Exploración de Suelos

Se deberán realizar estudios de suelos para cada elemento de la subestructura, a fin de obtener la información necesaria para el diseño y la construcción de las fundaciones. La extensión de los estudios se deberá basar en las condiciones subsuperficiales, el tipo de estructura y los requisitos del proyecto. El programa de exploración deberá ser lo suficientemente exhaustivo como para revelar la naturaleza y los tipos de depósitos de suelo y/o formaciones rocosas encontrados, las propiedades de los suelos y/o rocas, el potencial de licuefacción y las condiciones del agua freática.

Se deberán realizar sondeos en las ubicaciones donde irán las pilas y estribos, en una cantidad y hasta una profundidad suficiente para establecer perfiles transversales y longitudinales confiables de los estratos subyacentes. Se deberán tomar muestras del material encontrado, las cuales se deberán conservar para futura

### C10.4.1

La realización del programa de exploración de suelos es parte del proceso necesario para obtener información relevante para el diseño y la construcción de los elementos de la subestructura. Los procesos que deberían preceder al programa de exploración en sí incluyen la búsqueda y estudio de información publicada o no publicada sobre el predio donde se ubicará la construcción o sobre áreas cercanas, una inspección visual del sitio y el diseño del programa de exploración de suelos. El Manual AASHTO *Manual on Subsurface Investigations* (1988) contiene lineamientos generales para la planificación y realización de programas de exploración de suelos.

Como mínimo, el programa de exploración de suelos debe permitir obtener información suficiente para analizar la estabilidad y el asentamiento de las fundaciones con respecto a:

referencia y/o ensayos. Se deberán preparar registros de los sondeos con un nivel de detalle suficiente que permita ubicar los estratos de los materiales, los resultados de los ensayos de penetración, el agua freática, cualquier acción artesiana y el lugar donde se tomaron las muestras,

Se deberá prestar particular atención a la detección de vetas blandas y de poco espesor que pudieran encontrarse en los límites de los estratos.

Si el Propietario así lo requiere, se deberán tapar los sondeos y los orificios producto de los ensayos de penetración para impedir la contaminación del agua.

Los estudios de suelo se deberán realizar hasta encontrar un material competente que tenga una capacidad de carga adecuada, o hasta una profundidad en la cual las tensiones adicionales debidas a la carga estimada de las zapatas sea menor que 10 por ciento de la tensión efectiva debida a la sobrecarga de suelo existente, cualquiera sea la que resulte mayor. Si a escasa profundidad se encuentra un lecho de roca, el sondeo deberá avanzar como mínimo 3000 mm hacia el interior del lecho de roca o hasta la profundidad correspondiente al nivel de fundación proyectado, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Se deberán realizar ensayos en laboratorio y/o in situ para determinar las características de resistencia, deformación y flujo de los suelos y/o rocas y establecer si son adecuados para la fundación seleccionada.

- Formaciones geológicas;
- Ubicación y espesor de las unidades de suelo y roca;
- Propiedades físicas de las unidades de suelo y roca, incluyendo su densidad, resistencia al corte y compresibilidad;
- Condiciones del agua freática;
- Topografía del terreno; y
- Consideraciones locales, por ejemplo, presencia de depósitos de suelos licuables, vacíos subterráneos debidos a la meteorización o actividad minera, o potencial de inestabilidad de taludes.

Los parámetros derivados de los ensayos in situ, tales como los ensayos de penetración estándar, ensayos con penetrómetro de cono, ensayos con penetrómetro dinámico y ensayos presiométricos, también se pueden utilizar directamente en los cálculos de diseño considerando relaciones empíricas. Algunas veces estos parámetros pueden ser más confiables que los cálculos analíticos, especialmente cuando las condiciones del suelo son familiares y para ellas existen relaciones empíricas bien establecidas.

Los valores de diseño seleccionados para los parámetros deben ser adecuados para el estado límite particular considerado y el correspondiente modelo de cálculo seleccionado.

Para determinar el valor de cada parámetro se deberían considerar los datos relevantes publicados juntamente con la experiencia local y general. Cuando corresponda, también se deberían considerar las correlaciones entre los parámetros que hayan sido publicadas.

Al interpretar los resultados de los ensayos realizados también se debería considerar la información publicada referente al uso de cada tipo de ensayo para las condiciones del suelo correspondientes.

## 10.4.2 Ensayos en Laboratorio

### 10.4.2.1 Requisitos Generales

Los ensayos en laboratorio se deberán realizar de acuerdo con las normas AASHTO o ASTM

### C10.4.2.1

Comprender las propiedades de los suelos es fundamental para poder utilizar los actuales métodos para

correspondientes o de acuerdo con las normas provistas por el Propietario, y pueden incluir los siguientes ensayos para suelos y rocas.

#### 10.4.2.2 Ensayos para Suelos

Los ensayos de suelos realizados en laboratorio pueden incluir:

- Contenido de agua - ASTM D 4643
- Gravedad específica - AASHTO T 100 (ASTM D 854)
- Distribución granulométrica - AASHTO T 88 (ASTM D 422)
- Límite líquido y límite plástico - AASHTO T 90 (ASTM D 4318)
- Ensayo de corte directo - AASHTO T 236 (ASTM D 3080)
- Ensayo de compresión no confinado - AASHTO T 208 (ASTM D 2166)
- Ensayo triaxial no consolidado no drenado - ASTM D 2850
- Ensayo triaxial consolidado no drenado - AASHTO T 297 (ASTM D 4767)
- Ensayo de consolidación - AASHTO T 216 (ASTM D 2435 o D 4186)
- Ensayo de permeabilidad - AASHTO T 215 (ASTM D 2434)

#### 10.4.2.3 Ensayos para Rocas

Los ensayos de rocas realizados en laboratorio pueden incluir:

- Determinación de módulos de elasticidad - ASTM D 3148
- Ensayo de compresión triaxial - AASHTO T 266 (ASTM D 2664)
- Ensayo de compresión no confinada - ASTM D 2938

el diseño de fundaciones y obras de tierra.

El propósito de los ensayos de laboratorio es obtener los datos básicos con los cuales clasificar los suelos y determinar sus propiedades.

#### C10.4.2.2

Los ensayos de suelos realizados en laboratorio se pueden agrupar en dos clases generales:

- Ensayos de clasificación: Estos ensayos se pueden realizar sobre muestras alteradas o inalteradas.
- Ensayos cuantitativos para determinar permeabilidad, compresibilidad y resistencia al corte: Estos ensayos generalmente se realizan sobre muestras inalteradas, excepto en el caso de materiales que se han de colocar como relleno controlado o suelos que tienen una estructura estable. En estos casos los ensayos se deberían realizar sobre muestras preparadas en laboratorio.

#### C10.4.2.3

Los ensayos en laboratorio tienen una aplicación muy limitada para medir las propiedades más significativas de las rocas, como por ejemplo:

- Resistencia a la compresión,
- Resistencia al corte,
- Dureza,
- Compresibilidad, y

- Ensayo de resistencia a la tracción por compresión diametral - ASTM D 3967

- Permeabilidad

Las muestras de roca lo suficientemente pequeñas como para ser ensayadas en laboratorio generalmente no son representativas de la totalidad de la masa rocosa. Los ensayos de rocas realizados en laboratorio se utilizan fundamentalmente para clasificar muestras de roca intacta y, si se realizan adecuadamente, son de gran utilidad para este propósito.

Los ensayos en laboratorio realizados sobre muestras intactas proporcionan límites superiores para la resistencia y límites inferiores para la compresibilidad. Con frecuencia los ensayos en laboratorio se pueden utilizar conjuntamente con ensayos in situ para obtener estimaciones razonables de las características del comportamiento de la masa de roca.

### 10.4.3 Ensayos In Situ

#### 10.4.3.1 Requisitos Generales

Se pueden realizar ensayos in situ para obtener los parámetros de deformación y resistencia de los suelos o rocas de fundación a utilizar en el diseño y/o análisis. Los ensayos se deberán realizar de acuerdo con las normas recomendadas por ASTM o AASHTO, y pueden incluir tanto ensayos de suelo in situ como ensayos de roca in situ.

#### C10.4.3.1

La Tabla C10.4.3.2-1 (*Canadian Geotechnical Society* 1985) indica algunas características de los ensayos in situ que se realizan habitualmente.

#### 10.4.3.2 Ensayos de Suelos Realizados In Situ

Los ensayos de suelos realizados in situ incluyen:

- Ensayo de Penetración Estándar - AASHTO T 206 (ASTM D 1586)
- Ensayo de Penetración Estática (Cono Estático) - ASTM D 3441
- Ensayo del Molinete - AASHTO T 223 (ASTM D 2573)
- Ensayo Presiométrico - ASTM D 4719
- Ensayo con Placa de Carga - AASHTO T 235 (ASTM D 1194)
- Ensayo de Pozo (Permeabilidad) - ASTM D 4750

**Tabla C10.4.3.2-1 – Ensayos In Situ**

TIPO DE ENSAYO	MEJOR APLICACIÓN	NO ES APLICABLE PARA	PROPIEDADES QUE PERMITE DETERMINAR
Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	Arena	Grava gruesa	Evaluación cualitativa de la compacidad. Comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo.
Ensayo de Penetración Dinámica (Cono Dinámico)	Arena y Grava	Arcilla	Evaluación cualitativa de la compacidad. Comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo.
Ensayo de Penetración Estática (Cono Estático)	Arena, Limo y Arcilla	—	Evaluación continua de la densidad y resistencia de las arenas. Evaluación continua de la resistencia al corte no drenada en arcillas.
Ensayo de Molinete	Arcilla	Todos los demás suelos	Resistencia al corte no drenada.
Ensayo Presiométrico	Roca blanda, Arena, Grava y Till	Arcillas blandas sensibles	Capacidad de carga y compresibilidad
Ensayo con Placa de Carga y Ensayo con Barrena Helicoidal	Arena y Arcilla	—	Módulo de deformación. Módulo de reacción de la subrasante. Capacidad de carga.
Ensayo con Dilatómetro de Placa Plana	Arena y Arcilla	Grava	Correlación empírica para tipo de suelo, $K_e$ , relación de sobreconsolidación, módulo y resistencia al corte no drenada.
Ensayo de Permeabilidad	Arena y Grava	—	Evaluación del coeficiente de permeabilidad

**10.4.3.3 Ensayos de Rocas Realizados In Situ**

Los ensayos realizados in situ pueden incluir:

- Deformabilidad y resistencia de rocas débiles mediante un ensayo de compresión uniaxial in situ - ASTM D 4555
- Determinación de la resistencia al corte directa de las discontinuidades de las rocas - ASTM D 4554
- Módulo de deformación de una masa de roca usando el método de la placa de carga flexible - ASTM D 4395
- Módulo de deformación de una masa de roca usando un ensayo de tesado radial - ASTM D 4506

- Módulo de deformación de una masa de roca usando el método de la placa de carga rígida - ASTM D 4394
- Determinación de la tensión y el módulo de deformación utilizando el método del gato plano - ASTM D 4729
- Tensión en rocas usando el método de fractura hidráulica - ASTM D 4645

10.5 ESTADOS LÍMITE Y FACTORES DE RESISTENCIA

10.5.1 Requisitos Generales

Los estados límite deberán ser como se especifica en el Artículo 1.3.2. Esta sección contiene aclaraciones específicas correspondientes a las fundaciones.

10.5.2 Estados Límite de Servicio

El diseño de las fundaciones para el estado límite de servicio deberá incluir:

- Los asentamientos,
- Los desplazamientos laterales,
- La capacidad de carga estimada usando la presunta presión de contacto, y
- La estabilidad global.

La consideración de los asentamientos se deberá basar en criterios de transitabilidad ("rideability") y economía.

La evaluación de la estabilidad global de los taludes con o sin unidades de fundación se debería realizar en el estado límite de servicio en base a la Combinación de Cargas correspondiente a Estado Límite de Servicio I y un factor de resistencia adecuado. En ausencia de mejor información, el factor de resistencia  $\phi$  se podrá tomar como:

- Cuando los parámetros geotécnicos están bien definidos y el talud no soporta ni contiene un elemento estructural ..... 0,85
- Cuando los parámetros geotécnicos se basan en información limitada, o cuando el talud soporta o contiene un elemento estructural ..... 0,65

C10.5.2

En los puentes en los cuales la superestructura y la subestructura no están integradas, los asentamientos se pueden corregir tesando y calzando los apoyos. El Artículo 2.5.2.3 establece requisitos de tesado para estos puentes.

Se debería comparar el costo que implicaría limitar los movimientos de las fundaciones contra el costo de diseñar la superestructura de modo que pueda tolerar mayores movimientos o contra el costo de corregir las consecuencias de los movimientos realizando mantenimiento. Esto permitirá determinar el mínimo costo correspondiente a la vida útil del puente. El Propietario puede establecer requisitos más severos.

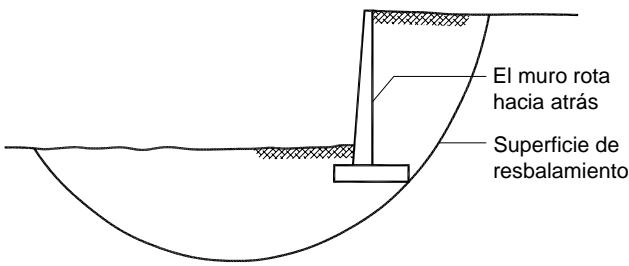


Figura C10.5.2-1 – Falla por estabilidad global de un muro de sostenimiento

La Figura C1 ilustra una falla por estabilidad global de un muro de sostenimiento. La estabilidad global es un

tema relacionado con la estabilidad de taludes, y por lo tanto debe ser considerada en las verificaciones en estado límite de servicio.

### 10.5.3 Estado Límite de Resistencia

El diseño de las fundaciones para el estado límite de resistencia deberá incluir:

- Capacidad de carga, excepto la presión de contacto presunta;
- Pérdida de contacto excesiva;
- Resbalamiento en la base de la zapata;
- Pérdida de apoyo lateral; y
- Capacidad estructural.

Las fundaciones se deberán dimensionar de manera tal que la resistencia mayorada sea mayor o igual que las solicitaciones correspondientes a las cargas mayoradas especificadas en la Sección 3.

### 10.5.4 Estados Límite Correspondientes a Eventos Extremos

Cuando corresponda, las fundaciones se deberán diseñar para eventos extremos.

### C10.5.4

Los eventos extremos incluyen la inundación de control para socavación, la colisión de vehículos y embarcaciones, las cargas sísmicas y otras situaciones específicas del predio que el Ingeniero determine que es necesario incluir.

Desde 1996 las consideraciones sísmicas para el diseño de fundaciones están siendo reevaluadas exhaustivamente. Por el momento se reproduce la información relevante de la División I-A de las Especificaciones Estándares en un Apéndice al final de la presente sección.

### 10.5.5 Factores de Resistencia

Los factores de resistencia para los diferentes tipos de sistemas de fundación en el estado límite de resistencia se deberán tomar como se especifica en las Tablas 1 a 3, a menos que se encuentren disponibles valores específicos correspondientes a la región.

Cuando se especifican fundaciones con pilotes, la documentación técnica deberá especificar el nivel de verificación in situ de la capacidad de los pilotes. La verificación in situ especificada deberá ser consistente con el valor de  $\lambda_v$  tomado de la Tabla 2.

Los factores de resistencia para el estado límite de servicio se deberán considerar iguales a 1,0.

### C10.5.5

En aquellos casos en los cuales había información estadística disponible, para derivar los factores de resistencia geotécnica indicados en las Tablas 1 a 3 se utilizó la teoría de la confiabilidad, combinada en algunos casos con el criterio profesional. Estos valores de resistencia no se aplican a la resistencia estructural, para la cual se deberían utilizar las Secciones 5, 6, 7 y 8. En aquellos casos en los cuales la información disponible era insuficiente para realizar una calibración aplicando la teoría de la confiabilidad, los factores de resistencia fueron seleccionados en base al criterio profesional, de manera que los diseños realizados utilizando los procedimientos por factores de carga y resistencia fueran consistentes con

los diseños obtenidos utilizando procedimientos por tensiones admisibles. El Apéndice A de Barker et al. (1991) contiene mayor información sobre este tema.

Cuando un componente del puente está siendo "empujado" por el suelo, como por ejemplo los muros de retención de los estribos integrales, o bien "jalado" hacia el suelo, como por ejemplo los macizos de anclaje, el factor de resistencia para el empuje pasivo del suelo asociado con la capacidad de carga se debe adoptar como se especifica en la Tabla 1. Por otro lado, si se utiliza el empuje pasivo del suelo para determinar las solicitaciones sobre otros componentes del puente, por ejemplo los momentos flectores en los componentes de un estribo integral, es conservador asumir que está disponible la máxima resistencia pasiva, es decir,  $\phi = 1,0$ .

Cuando se anticipa que el hincado de los pilotes se hará con dificultad, se debería considerar una reducción adicional de  $P_n$ .

Antes se consideraba un factor de reducción aproximadamente igual a 0,875 cuando se anticipaba una dificultad moderada para el hincado, y un factor aproximadamente igual a 0,75 cuando se anticipaba que el hincado de los pilotes sería difícil. El trabajo de Davidsson et al. (1983) contiene más detalles sobre este tema.

Tabla 10.5.5-1 – Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia de las Fundaciones Superficiales

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga y empuje pasivo		Arena:	
		• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos SPT	0,45
		• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos de penetración (CPT)	0,55
		• Método racional -	
		usando $\phi_f$ estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,35
		usando $\phi_f$ estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,45
		Arcilla	
		• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos CPT	0,50
		• Método racional -	
		usando la resistencia al corte medida en ensayos en laboratorio	0,60
		usando la resistencia al corte medida en ensayos de molinete in situ	0,60
		usando la resistencia al corte estimada a partir de datos de ensayos CPT	0,50
		Roca	
		• Procedimiento semiempírico, Carter y Kulhawy (1988)	0,60
		Ensayo con placa de carga	0,55

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Resbalamiento		Hormigón prefabricado colocado sobre arena usando $\phi_f$ estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,90
		usando $\phi_f$ estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,90
		Hormigón colado en obra sobre arena usando $\phi_f$ estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,80
		usando $\phi_f$ estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,80
	$\phi_\tau$	El resbalamiento en arcilla es controlado por la resistencia de la arcilla si la resistencia al corte de la arcilla es menor que 0,5 veces la tensión normal, y es controlado por la tensión normal si la resistencia al corte de la arcilla es mayor que 0,5 veces la tensión normal (ver Figura 10.6.3.3-1, la cual fue desarrollada para el caso en que hay al menos 150 mm de material granular compactado debajo de la zapata).	
		Arcilla (cuando la resistencia al corte es menor que 0,5 veces la presión normal)  usando la resistencia al corte medida en ensayos en laboratorio	0,85
		usando la resistencia al corte medida en ensayos in situ	0,85
		usando la resistencia al corte estimada a partir de datos de ensayos CPT	0,80
		Arcilla (cuando la resistencia es mayor que 0,5 veces la presión normal)	0,85
		Suelo sobre suelo	1,0
	$\phi_{ep}$	Componente de empuje pasivo del suelo de la resistencia al resbalamiento	0,50

**Tabla 10.5.5-2 – Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia Geotécnica en Pilotes Hincados Cargados Axialmente**

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga última de pilotes hincados individuales	Resistencia friccional: Arcilla	
	método $\alpha$ (Tomlinson 1987)	$0,70\lambda_v$
	método $\beta$ (Esrig y Kirby 1979, y método de Nordlund aplicado a suelos cohesivos)	$0,50\lambda_v$
	método $\lambda$ (Vijayvergiya y Focht 1972)	$0,55\lambda_v$
	Resistencia de punta: Arcilla y Roca	
	Arcilla (Skempton 1951)	$0,70\lambda_v$
	Roca (Canadian Geotechnical Society 1985)	$0,50\lambda_v$
	Resistencia friccional y resistencia de punta: Arena	
	Método SPT	$0,45\lambda_v$
	Método CPT	$0,55\lambda_v$
	Análisis por ecuación de onda asumiendo la resistencia al hincado	$0,65\lambda_v$
	Ensayo de carga	$0,80\lambda_v$
Falla en bloque	Arcilla	0,65
Resistencia contra el levantamiento de pilotes hincados individuales	método $\alpha$	0,60
	método $\beta$	0,40
	método $\lambda$	0,45
	método SPT	0,35
	método CPT	0,45
	Ensayo de carga	0,80
Resistencia contra el levantamiento de grupos de pilotes hincados	Arena	0,55
	Arcilla	0,55
Método para controlar la instalación de los pilotes y verificar su capacidad durante o después del hincado a ser especificado en la documentación técnica		Valor de $\lambda_v$
Fórmulas para hincado de pilotes, por ejemplo, ENR, ecuación sin medición de onda de tensión durante el hincado		0,80
Gráfica de carga obtenida mediante análisis de ecuación de onda sin medición de onda de tensión durante el hincado		0,85
Mediciones de onda de tensión en 2% a 5% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados, por ejemplo analizador de hincado de pilotes		0,90
Mediciones de onda de tensión en 2% a 5% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados, por ejemplo analizador de hincado de pilotes y ensayo de carga estática para verificar la capacidad		1,00
Mediciones de onda de tensión en 2% a 5% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados, por ejemplo analizador de hincado de pilotes y análisis CAPWAP para verificar la capacidad		1,00
Mediciones de onda de tensión en 10% a 70% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados, por ejemplo analizador de hincado de pilotes		1,00

**Tabla 10.5.5-3 – Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia Geotécnica en Pilotes Perforados Cargados Axialmente**

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga última de pilotes perforados individuales	Resistencia lateral en arcilla	Método $\alpha$ ( <i>Reese y O'Neill</i> 1988)	0,65
	Resistencia de la base en arcilla	Tensión total ( <i>Reese y O'Neill</i> 1988)	0,55
	Resistencia lateral en arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) Reese y O'Neill (1988)	Ver discusión en el Artículo 10.8.3.4
	Resistencia de la base en arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) Reese y O'Neill (1988)	Ver discusión en el Artículo 10.8.3.4
	Resistencia lateral en roca	Carter y Kulhawy (1988) Horvath y Kenney (1979)	0,55 0,65
	Resistencia de la base en roca	Canadian Geotechnical Society (1985) Método de la presión ( <i>Canadian Geotechnical Society</i> 1985)	0,50 0,50
	Resistencia lateral y resistencia de punta	Ensayo de carga	0,80
Falla en bloque	Arcilla		0,65
Resistencia contra el levantamiento de pilotes perforados individuales	Arcilla	Método $\alpha$ ( <i>Reese y O'Neill</i> 1988)	0,55
		Pilotes perforados con base acampanada ( <i>Reese y O'Neill</i> 1988)	0,50
	Arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) Reese y O'Neill (1988)	Ver discusión en el Artículo 10.8.3.7
	Roca	Carter y Kulhawy (1988) Horvath y Kenney (1979)	0,45 0,55
		Ensayo de carga	0,80
Resistencia contra levantamiento de grupos de pilotes perforados		Arena	0,55
		Arcilla	0,55

## 10.6 ZAPATAS

### 10.6.1 Consideraciones Generales

#### 10.6.1.1 Requisitos Generales

Los requisitos del presente artículo se aplican al diseño de zapatas aisladas y, cuando corresponda, a las zapatas combinadas. Se deberá prestar particular atención a las zapatas construidas sobre rellenos.

Las zapatas se deberían diseñar de manera que la presión debajo de la zapata sea tan uniforme como sea posible. La distribución de la presión del suelo deberá ser consistente con las propiedades del suelo o la roca y la estructura y con los principios establecidos de la mecánica de suelos y de rocas.

#### 10.6.1.2 Profundidad

La profundidad de las zapatas se deberá determinar considerando la naturaleza de los materiales de fundación y la posibilidad de socavación. Las zapatas ubicadas en cruces sobre cursos de agua se deberán fundar como mínimo a una profundidad de 600 mm por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada como se especifica en el artículo 2.6.4.4.1.

Las zapatas que no están expuestas a la acción de las corrientes de agua se deberán fundar sobre una fundación firme debajo del nivel de congelamiento o sobre una fundación firme que se haya protegido contra las heladas sobreexcavando el material susceptible a las heladas hasta un nivel debajo de la línea de las heladas y reemplazándolo por material no susceptible a las heladas.

Se debería considerar el uso ya sea de un geotextil o bien de una capa de filtro granular graduado para reducir la susceptibilidad a la tubificación en el rip-rap o relleno detrás de los estribos.

#### C10.6.1.1

En los rellenos los problemas de capacidad insuficiente y/o asentamiento excesivo pueden ser significativos, particularmente si se utilizan materiales pobres – es decir blandos, húmedos, congelados o no durables, o si el material no está compactado adecuadamente. El asentamiento de un relleno incorrectamente colocado o compactado alrededor de las pilas de un puente puede provocar un aumento sustancial de las cargas en las zapatas debido a la fuerza de fricción descendente que ejerce sobre la pila el relleno que se asienta, es decir, fricción superficial negativa. Aún los rellenos correctamente colocados y compactados experimentan cierta cantidad de asentamiento o hinchamiento, dependiendo del tipo de material, las condiciones de humedad, el método de colocación y el método y el grado de compactación.

#### C10.6.1.2

Cuando las zapatas se fundan sobre roca se debe prestar particular atención al efecto de las voladuras. Cuando se realizan voladuras en formaciones rocosas competentes y altamente resistentes típicamente la roca se fractura hasta cierta profundidad debajo de la superficie final de la roca. Las voladuras pueden reducir la resistencia a la socavación dentro de la zona de roca inmediatamente debajo de la base de la zapata.

En los Estados Unidos existen considerables diferencias en cuanto a la penetración de las heladas entre diferentes regiones e incluso entre diferentes localidades. Si la protección contra las heladas es marginal o deficiente, se debería considerar el uso de aislantes para mejorar dicha protección contra las heladas.

La evaluación de las fuerzas de filtración y los gradientes hidráulicos es fundamental para el diseño de las excavaciones para las fundaciones que se extienden por debajo del nivel freático. Las fuerzas de filtración ascendentes que actúan en el fondo de las excavaciones pueden provocar tubificación en los suelos granulares densos o levantamiento en los suelos granulares sueltos, y esto puede provocar inestabilidad de la base. Estos problemas se pueden controlar mediante un drenaje adecuado, típicamente utilizando pozos o puntas filtrantes (well points). El drenaje de las excavaciones en suelos granulares sueltos puede provocar el asentamiento del

terreno circundante. Si hay estructuras adyacentes que pudieran resultar dañadas por tales asentamientos o si el costo del drenaje es demasiado elevado se podrían utilizar métodos para cortar la filtración, tales como tablestacados o muros interceptores.

### 10.6.1.3 Anclaje

Las zapatas que están fundadas sobre superficies de roca maciza lisas inclinadas y que no están restringidas por medio de una sobrecarga de material resistente se deberán anclar de manera efectiva utilizando anclajes para roca, bulones para roca, clavijas, barras de trabazón u otros medios adecuados.

### 10.6.1.4 Nivel Freático

Las fundaciones se deberán diseñar considerando el máximo nivel freático anticipado.

Se deberá considerar la influencia del nivel freático sobre la capacidad de carga de los suelos o rocas y sobre los asentamientos de la estructura. Si hay fuerzas de filtración éstas también se deberán incluir en los análisis.

### 10.6.1.5 Levantamiento

Si las fundaciones están sujetas a fuerzas de levantamiento se deberá investigar tanto la resistencia al arrancamiento como la resistencia estructural de las fundaciones.

### 10.6.1.6 Estructuras Cercanas

Cuando las fundaciones se colocan adyacentes a estructuras existentes se deberá investigar la influencia de las estructuras existentes sobre el comportamiento de la fundación y el efecto de la fundación sobre las estructuras existentes.

## 10.6.2 Movimiento y Presión de Contacto en el Estado Límite de Servicio

### 10.6.2.1 Requisitos Generales

En el estado límite de servicio se deberá investigar el movimiento de las fundaciones tanto en la dirección del asentamiento vertical como en la dirección del desplazamiento lateral.

Se deberá evaluar el desplazamiento lateral de una estructura:

- Si hay cargas horizontales o inclinadas,

### C10.6.1.3

Las voladuras tienen una elevada probabilidad de sobreexcavar y/o fragmentar la roca por debajo del nivel de la zapata. En consecuencia, se debería proveer un anclaje efectivo entre la roca y la zapata, como por ejemplo el que proveen los anclajes, los bulones o las barras de trabazón para roca.

### C10.6.2.1

Las deformaciones elásticas ocurren rápidamente y por lo general son pequeñas. Normalmente estas deformaciones se desprecian en el diseño. Los cambios de volumen asociados con la reducción del contenido de agua del subsuelo se denominan consolidación; la consolidación se puede estimar y medir. En todos los suelos se produce asentamiento por consolidación. En los suelos no cohesivos la consolidación ocurre rápidamente y en

- Si la fundación está dispuesta sobre un terraplén inclinado,
- Si existe la posibilidad de pérdida de apoyo de la fundación debido a la erosión o socavación, o
- Si los estratos portantes tienen una inclinación significativa.

general no se puede distinguir de la deformación elástica. En los suelos cohesivos, tales como las arcillas, la consolidación puede producirse durante un período de tiempo considerable.

Diferentes cargas pueden afectar significativamente la magnitud de los asentamientos o desplazamientos laterales de los suelos. Para estimar los asentamientos se deberían considerar los siguientes factores:

- La relación entre la carga sostenida o de larga duración y la carga total,
- La duración de las cargas sostenidas, y
- El intervalo de tiempo durante el cual se produce el asentamiento o desplazamiento lateral.

En los suelos cohesivos los asentamientos por consolidación dependen del tiempo; en consecuencia, las cargas transitorias tendrán un efecto despreciable. Sin embargo, en los suelos no cohesivos en los cuales la permeabilidad es lo suficientemente elevada, las cargas transitorias pueden producir deformación elástica. Debido a que en los suelos sin cohesión la deformación a menudo ocurre durante la construcción, es decir durante la etapa de aplicación de las cargas, la estructura puede acomodar esta deformación en cierta medida, dependiendo del tipo de estructura y el método constructivo utilizado.

En los suelos no cohesivos o granulares la deformación frecuentemente ocurre tan pronto como se aplican las cargas. En consecuencia, en los suelos no cohesivos los asentamientos debidos a las cargas transitorias pueden ser significativos y por lo tanto deben ser incluidos en los análisis de asentamiento.

### 10.6.2.2 Criterios para el Movimiento

#### 10.6.2.2.1 Requisitos Generales

Se deberán desarrollar criterios para el movimiento vertical y horizontal que sean consistentes con el tipo y la función de la estructura, su vida de servicio anticipada y las consecuencias de los movimientos inaceptables sobre el comportamiento de la estructura. Los criterios de movimiento admisible se deberán establecer mediante procedimientos empíricos o mediante análisis estructurales, o bien considerando ambos tipos de métodos.

#### C10.6.2.2.1

La experiencia indica que los puentes pueden acomodar asentamientos mayores que los que tradicionalmente se permiten o anticipan en el diseño. Este acomodo es acompañado por fluencia lenta, relajación y redistribución de las solicitaciones. Se han realizado algunos estudios para sintetizar la respuesta aparente. Estos estudios indican que en los criterios de asentamiento no se deberían permitir distorsiones angulares entre fundaciones adyacentes mayores que 0,008 en tramos simples ni mayores que 0,004 en tramos continuos (*Moulton et al.* 1985; *Barker et al.* 1991). Puede ser necesario adoptar distorsiones angulares límite menores luego de considerar:

- El costo de mitigación mediante fundaciones de mayor tamaño, realineación y reconstrucción,
- La transitabilidad (rideability),
- Consideraciones estéticas, y
- Consideraciones de seguridad.

#### 10.6.2.2.2 Cargas

El asentamiento inmediato se deberá determinar utilizando la combinación de cargas correspondiente al Estado Límite de Servio I, según se especifica en la Tabla 3.4.1-1. Los asentamientos dependientes del tiempo en los suelos cohesivos se pueden determinar utilizando sólo las cargas permanentes.

Se deberán investigar los asentamientos provocados por la carga de terraplenes detrás de los estribos del puente.

En las áreas en las cuales hay actividad sísmica se deberán considerar los potenciales asentamientos de las zapatas construidas sobre arena que podrían ocurrir como resultado de las vibraciones inducidas por los movimientos sísmicos.

#### 10.6.2.2.3 Análisis de los Asentamientos

##### 10.6.2.2.3a Requisitos Generales

Los asentamientos de las fundaciones se deberían estimar utilizando análisis de deformaciones basados en los resultados de ensayos en laboratorio o ensayos in situ. Los parámetros del suelo usados en los análisis se deberían seleccionar de manera que reflejen el historial de carga del terreno, la secuencia de la construcción y el efecto de la estratificación del suelo.

Se deberán considerar tanto los asentamientos totales como los asentamientos diferenciales, incluyendo los efectos dependientes del tiempo.

El asentamiento total, incluyendo el asentamiento elástico, el asentamiento por consolidación y el asentamiento secundario, se puede tomar como:

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (10.6.2.2.3a-1)$$

donde:

$S_e$  = asentamiento elástico (mm)

$S_c$  = asentamiento por consolidación (mm)

$S_s$  = asentamiento secundario (mm)

##### C10.6.2.2.3a

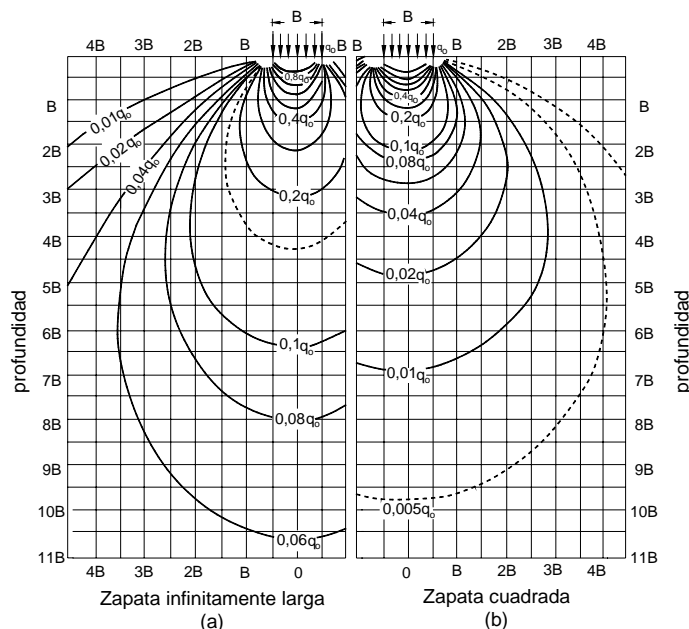
El asentamiento inmediato, que debido al método que se utiliza para calcularlo algunas veces se denomina asentamiento elástico, es la deformación instantánea de la masa de suelo que ocurre al cargar el suelo. En los suelos cohesivos prácticamente saturados o saturados, la carga aplicada es inicialmente soportada por la presión del agua intersticial. A medida que la carga aplicada hace que el agua intersticial salga de los vacíos del suelo, la carga se transfiere al esqueleto del suelo. El asentamiento por consolidación es la compresión gradual del esqueleto del suelo a medida que el agua intersticial sale de los vacíos del suelo. El asentamiento secundario ocurre como resultado de la deformación plástica del esqueleto del suelo bajo una tensión efectiva constante.

Los asentamientos inmediatos predominan en los suelos no cohesivos y en los suelos cohesivos insaturados, mientras que los asentamientos por consolidación predominan en los suelos cohesivos de grano fino que tienen un grado de saturación mayor que aproximadamente 80 por ciento. El asentamiento secundario es una consideración fundamental en los suelos altamente plásticos o que contienen depósitos orgánicos.

Para las zapatas en roca la principal componente de

Cuando corresponda, también se deberían considerar otros factores que pudieran afectar el asentamiento, como por ejemplo las cargas de terraplenes y las cargas laterales y/o excéntricas y, para las zapatas en suelos granulares, las cargas que originan las vibraciones debidas a las sobrecargas dinámicas o cargas sísmicas.

La distribución del aumento de la tensión vertical debajo de las zapatas circulares (o cuadradas) y las zapatas rectangulares largas, es decir, zapatas en las cuales  $L > 5B$ , se puede estimar utilizando la Figura 1.



**Figura 10.6.2.2.3a-1 - Curvas de tensión vertical de Boussinesq para zapatas continuas y zapatas cuadradas, modificadas según Sowers (1979)**

*10.6.2.2.3b Asentamiento de las Zapatas en Suelos no Cohesivos*

Los asentamientos de las zapatas en suelos no cohesivos se pueden estimar utilizando procedimientos empíricos o la teoría de la elasticidad.

deformación es el asentamiento elástico, a menos que la roca o sus discontinuidades exhiban un comportamiento notablemente dependiente del tiempo.

Gifford et al. (1987) presentan lineamientos generales referidos a las condiciones de carga estática. Lam y Martin (1986) presentan lineamientos acerca de las condiciones de carga dinámica/sísmica.

Poulos y Davis (1974) presentan lineamientos sobre la distribución de las tensiones verticales para zapatas de otras geometrías.

Los métodos utilizados para estimar el asentamiento de las zapatas en arena incluyen un método integral que considera los efectos de las variaciones del aumento de la tensión vertical. Gifford et al. (1987) presentan lineamientos para la aplicación de estos procedimientos.

*C10.6.2.2.3.b*

Aunque se recomiendan métodos para determinar el asentamiento de los suelos no cohesivos, la experiencia indica que los asentamientos pueden variar considerablemente dentro de una misma obra, y esta variación es imposible de predecir mediante cálculos convencionales.

Los asentamientos de los suelos no cohesivos ocurren esencialmente tan pronto como se carga la fundación. En consecuencia, su importancia para el comportamiento de la mayoría de las estructuras de puentes será pequeña debido a que los asentamientos ocurren antes de construir los elementos críticos del puente.

Muchos libros de texto y manuales de ingeniería (Terzaghi y Peck 1967; Sowers 1979; U.S. Department of the Navy 1982; Gifford et al. 1987; Tomlinson 1986;

El asentamiento elástico de las zapatas en suelos no cohesivos se puede estimar utilizando la siguiente expresión:

$$S_e = \frac{[q_o(1-v^2)\sqrt{A}]}{E_s\beta_z} \quad (10.6.2.2.3b-1)$$

donde:

$q_o$  = intensidad de la carga (MPa)

$A$  = área de la zapata (mm<sup>2</sup>)

$E_s$  = módulo de Young del suelo, considerado como se especifica en la Tabla 1 en lugar de los resultados de ensayos en laboratorio (MPa)

$\beta_z$  = factor de forma considerado como se especifica en la Tabla 2 (adimensional)

$v$  = coeficiente de Poisson, considerado como se especifica en la Tabla 1 en lugar de los resultados de ensayos en laboratorio (adimensional)

A menos que  $E_s$  varíe significativamente con la profundidad,  $E_s$  se debería determinar a una profundidad de alrededor de 1/2 a 1/3 de  $B$  por debajo de la zapata. Si el módulo del suelo varía significativamente con la profundidad, para  $E_s$  se puede utilizar un promedio ponderado.

En la Tabla 1 se utiliza la siguiente nomenclatura:

$N$  = resistencia del ensayo de penetración estándar (SPT)

$N_1$  = SPT corregido para considerar la profundidad

$S_u$  = resistencia al corte no drenada (MPa)

$q_c$  = resistencia del ensayo de penetración de cono (MPa)

*Barker et al.* 1991) describen detalladamente estos procedimientos.

Para obtener lineamientos generales para estimar el asentamiento elástico de las zapatas en arena, ver Gifford et al. (1987).

Las distribuciones de tensiones utilizadas para calcular el asentamiento elástico suponen que la zapata es flexible y que está apoyada sobre un estrato de suelo homogéneo de profundidad infinita. El asentamiento debajo de una zapata flexible varía entre un máximo cerca del centro y un mínimo en el borde iguales a aproximadamente 50 por ciento y 64 por ciento del máximo en el caso de zapatas rectangulares y circulares, respectivamente. Para las zapatas rígidas se asume que el perfil de asentamiento es uniforme en todo el ancho de la zapata.

Es difícil estimar con precisión el asentamiento elástico, ya que los análisis se basan en un único valor del módulo del suelo. Por lo tanto, para seleccionar un valor apropiado del módulo del suelo se debería considerar la influencia de la estratificación del suelo, la presencia de un lecho rocoso a baja profundidad y la presencia de zapatas adyacentes.

Para las zapatas con cargas excéntricas el área,  $A$ , se debería calcular en base a las dimensiones reducidas de la zapata como se especifica en el Artículo 10.6.3.1.5.

**Tabla 10.6.2.2.3b-1 – Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988)**

Tipo de Suelo	Rango de valores típicos	Coeficiente de Poisson, $\nu$ (adimensional)	Estimación de $E_s$ a partir de $N$	
	Módulo de Young, $E_s$ (MPa)		Tipo de suelo	$E_s$ (MPa)
Arcilla:				
Blanda sensible	2,4 - 15	0,4 - 0,5 (no drenada)	Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas	0,4 $N_1$
Medianamente rígida a rígida	15 - 50		Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas	0,7 $N_1$
Muy rígida	50 - 100		Arenas gruesas y arenas con poca grava	1,0 $N_1$
			Grava arenosa y gravas	1,1 $N_1$
Loes	15 - 60	0,1 - 0,3	Grava arenosa y gravas	1,1 $N_1$
Limo	2 - 20	0,3 - 0,35		
Arena fina:			Estimación de $E_s$ a partir de $S_u$	
Suelta	7,5 - 10	0,25	Arcilla blanda sensible Arcilla medianamente rígida a rígida Arcilla muy rígida	400 $S_u$ - 1000 $S_u$ 1500 $S_u$ - 2400 $S_u$ 3000 $S_u$ - 4000 $S_u$
Medianamente densa	10 - 20			
Densa	20 - 25			
Arena:				
Suelta	10 - 25	0,20 - 0,35		
Medianamente densa	25 - 50	0,30 - 0,40		
Densa	50 - 75			
Grava:			Estimación de $E_s$ a partir de $q_c$	
Suelta	25 - 75	0,2 - 0,35	Suelos arenosos	4 $q_c$
Medianamente densa	75 - 100	0,3 - 0,4		
Densa	100 - 200			

**Tabla 10.6.2.2.3b-2 – Factores de forma y rigidez (EPRI 1983)**

$L/B$	Flexible, $\beta_z$ (promedio)	Rígido, $\beta_z$
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

### 10.6.2.2.3c Asentamiento de las Zapatas en Suelos Cohesivos

Para las fundaciones en suelos cohesivos rígidos el asentamiento elástico se puede determinar usando la Ecuación 10.6.2.2.3b-1.

Para las fundaciones en suelos cohesivos se deberán investigar tanto los asentamientos inmediatos como los asentamientos por consolidación. En las arcillas altamente plásticas y orgánicas los asentamientos secundarios pueden ser significativos y por lo tanto se deberán incluir en el análisis.

Cuando los resultados de los ensayos realizados en laboratorio se expresan en términos de la relación de vacíos ( $e$ ), el asentamiento por consolidación de las zapatas en suelos cohesivos saturados o prácticamente saturados se puede considerar como:

- Para suelos inicialmente sobreconsolidados (es decir,  $\sigma'_p > \sigma'_o$ ):

$$S_c = \left[ \frac{H_c}{(1 + e_o)} \right] \left[ \left( C_{cr} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-1)$$

- Para suelos inicialmente normalmente consolidados (es decir,  $\sigma'_p = \sigma'_o$ ):

$$S_c = \left[ \frac{H_c}{(1 + e_o)} \right] \left[ \left( C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-2)$$

- Para suelos inicialmente subconsolidados (es decir,  $\sigma'_p < \sigma'_o$ ):

$$S_c = \left[ \frac{H_c}{(1 + e_o)} \right] \left[ C_c \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-3)$$

Cuando los resultados de los ensayos realizados en laboratorio se expresan en términos de la deformación unitaria vertical,  $\epsilon_v$ , el asentamiento por consolidación se puede considerar como:

- Para suelos inicialmente sobreconsolidados (es decir,  $\sigma'_p > \sigma'_o$ ):

### C10.6.2.2.3c

En la práctica la mayoría de las zapatas en suelos cohesivos están más fundadas en arcillas sobreconsolidadas, y los asentamientos se pueden estimar usando la teoría de la elasticidad (*Baguelin et al.* 1978) o el método del módulo tangente (*Janbu* 1963, 1967). Los asentamientos de las zapatas en arcilla sobreconsolidada generalmente ocurren aproximadamente un orden de magnitud más rápido que en los suelos sin preconsolidación, y es razonable asumir que ocurren tan pronto como se aplican las cargas. En raras ocasiones un estrato de suelo cohesivo puede exhibir una presión de preconsolidación menor que el valor calculado de la presión debida a la sobrecarga de suelo existente. En estos casos se dice que el suelo está subconsolidado, ya que aún no ha alcanzado un estado de equilibrio bajo la tensión debida a la sobrecarga aplicada. Esta condición puede haber sido provocada por una reciente disminución del nivel freático. En este caso ocurrirá asentamiento por consolidación debido a la carga adicional de la estructura y el asentamiento que está ocurriendo para llegar a un estado de equilibrio. El asentamiento por consolidación total debido a estas dos componentes se puede estimar utilizando las Ecuaciones 3 ó 6.

Para tomar en cuenta la disminución de la tensión a medida que aumenta la profundidad debajo de una zapata y las variaciones de la compresibilidad del suelo en función de la profundidad, el estrato compresible se debería dividir en incrementos verticales (típicamente de 1500 a 3000 mm para la mayoría de las zapatas de ancho normal utilizadas en aplicaciones viales) y se debería analizar separadamente el asentamiento por consolidación de cada incremento. El valor total de  $S_c$  es la sumatoria de los  $S_c$  para cada incremento.

La magnitud del asentamiento por consolidación depende de las propiedades de consolidación del suelo (es decir,  $C_c$  [o bien  $C_{cE}$ ] y  $C_{cr}$  [o bien  $C_{rE}$ ], la presión de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ), la tensión efectiva vertical actual ( $\sigma'_o$ ) y la tensión efectiva vertical final después de la aplicación de cargas adicionales ( $\sigma'_f$ ). La condición del suelo ilustrada en las Figuras 1 y 2 corresponde a un suelo sobreconsolidado ( $\sigma'_o < \sigma'_p$ ), es decir un suelo que estuvo cargado previamente por los estratos que yacían sobre él, la disecación, la disminución del nivel freático, glaciaciones o algún otro proceso geológico. Si  $\sigma'_o = \sigma'_p$  el suelo se denomina normalmente consolidado. Debido a que  $C_{cr}$  típicamente es igual a  $0,05C_c$  a  $0,10C_c$ , para poder estimar el asentamiento por consolidación de manera confiable es necesario comprender plenamente el historial de las presiones a las cuales ha estado sometido el depósito de suelo.

$$S_c = H_c \left[ C_{re} \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \right) + C_{ce} \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-4)$$

- Para suelos inicialmente normalmente consolidados (es decir,  $\sigma'_p = \sigma'_o$ ):

$$S_c = H_c C_{ce} \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \quad (10.6.2.2.3c-5)$$

- Para suelos inicialmente subconsolidados (es decir,  $\sigma'_p < \sigma'_o$ )

$$S_c = H_c C_{ce} \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right) \quad (10.6.2.2.3c-6)$$

donde:

$H_c$  = altura del estrato de suelo compresible (mm)

$e_o$  = relación de vacíos para la tensión efectiva vertical inicial (adimensional)

$C_{cr}$  = índice de recompresión determinado como se especifica en la Figura 1 (adimensional)

$C_c$  = índice de compresión determinado como se especifica en la Figura 1 (adimensional)

$C_{ce}$  = relación de compresión determinada como se especifica en la Figura 2 (adimensional)

$C_{re}$  = relación de recompresión determinada como se especifica en la Figura 2 (adimensional)

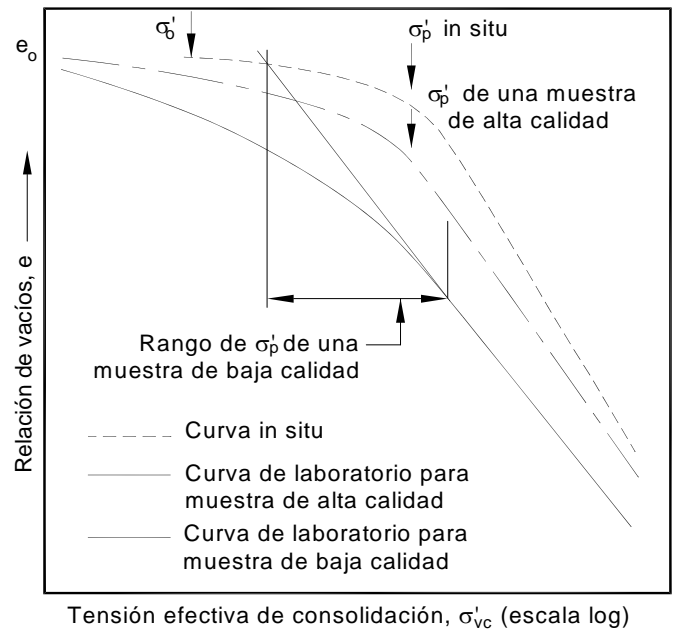
$\sigma'_p$  = máxima tensión efectiva vertical histórica del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa)

$\sigma'_o$  = tensión efectiva vertical inicial del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa)

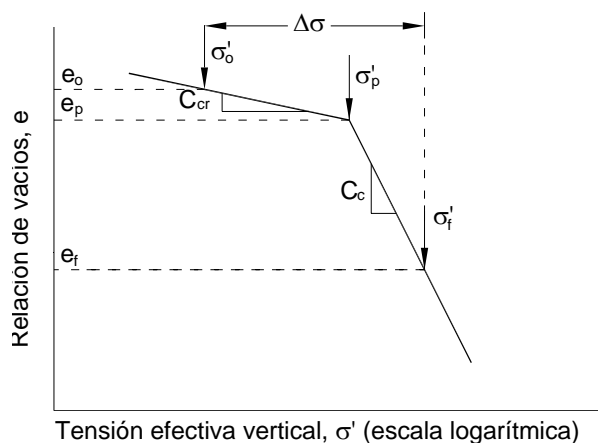
$\sigma'_f$  = tensión efectiva vertical final del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata (MPa)

$\sigma'_{pc}$  = tensión efectiva vertical actual del suelo, sin incluir la tensión adicional debida a las cargas de la zapata (MPa)

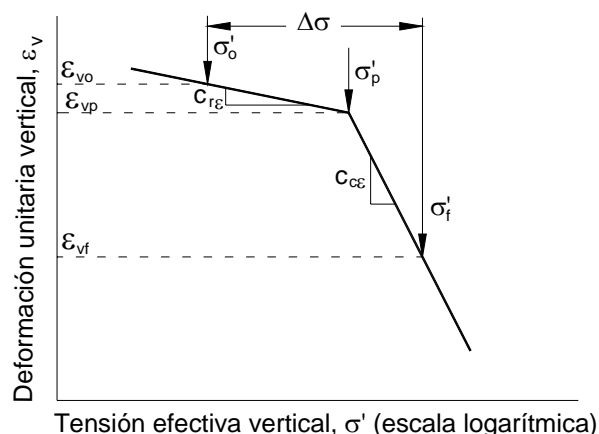
La confiabilidad de las estimaciones del asentamiento por consolidación también depende de la calidad de la muestra utilizada para el ensayo de consolidación y de la exactitud con la cual se conocen o estiman los cambios de  $\sigma'_p$  en función de la profundidad. Como se ilustra en la Figura C1, la pendiente de la curva  $e$  versus  $\log \sigma'_p$  y la ubicación de  $\sigma'_p$  se pueden ver fuertemente afectadas por la calidad de las muestras utilizadas para los ensayos de consolidación en laboratorio. En general, el uso de muestras de baja calidad dará por resultado una sobreestimación del asentamiento por consolidación. Típicamente el valor de  $\sigma'_p$  variará con la profundidad como se ilustra en la Figura C2. Si no se conoce la variación de  $\sigma'_p$  en función de la profundidad (por ejemplo, si para el perfil del suelo se realizó solamente un ensayo de consolidación), es posible que los asentamientos reales sean mayores o menores que el valor calculado en base a un único valor de  $\sigma'_p$ .



**Figura C10.6.2.2.3c-1 – Influencia de la calidad de la muestra sobre la consolidación (Holtz y Kovacs 1981)**



**Figura 10.6.2.2.3c-1 – Típica curva de compresión por consolidación para suelo sobreconsolidado - Relación de vacíos en función de la tensión efectiva vertical (EPRI 1983)**



**Figura 10.6.2.2.3c-2 – Típica curva de compresión por consolidación para suelo sobreconsolidado - Deformación específica vertical en función de la tensión efectiva vertical (EPRI 1983)**

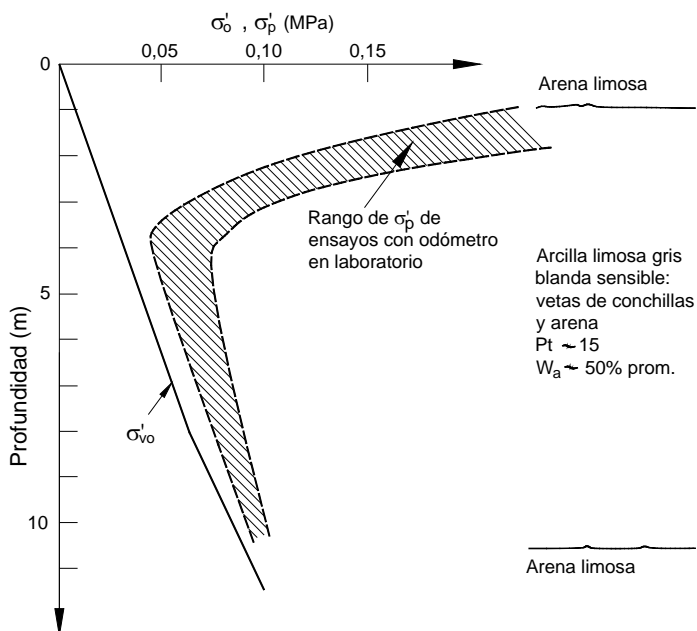
Si el ancho de la zapata es pequeño con relación al espesor del suelo compresible se deberá considerar el efecto de la carga tridimensional, el cual se puede tomar como:

$$S_{c(3-D)} = \mu_c S_{c(1-D)} \quad (10.6.2.2.3c-7)$$

donde:

$\mu_c$  = factor de reducción tomado como se especifica en la Figura 3 (adimensional)

$S_{c(1-D)}$  = asentamiento por consolidación unidimensional (mm)

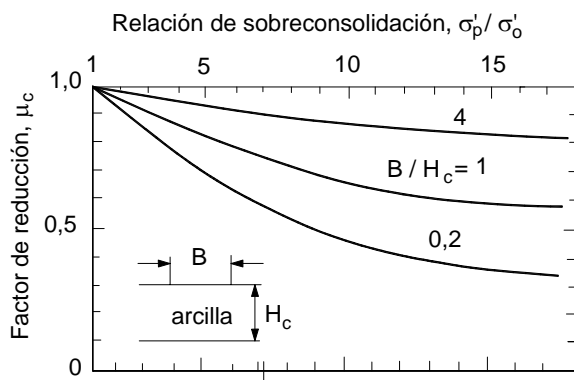


**Figura C10.6.2.2.3c-2 – Típica variación de la presión de preconsolidación en función de la profundidad (Holtz y Kovacs 1981)**

La altura del recorrido de drenaje es la mayor distancia entre cualquier punto de un estrato compresible y un estrato con drenaje en la parte superior y/o inferior de la unidad de suelo compresible. Cuando un estrato compresible está ubicado entre dos estratos de drenaje,  $H_d$  es igual a la mitad de la altura real del estrato. Cuando un estrato compresible está adyacente a un único estrato de drenaje,  $H_d$  es igual a la altura real del estrato.

Los cálculos para predecir la velocidad de consolidación en base a resultados de ensayos en laboratorio generalmente tienden a sobreestimar el tiempo real requerido para que la consolidación ocurra in situ. Esta sobreestimación se debe principalmente a:

- La presencia de estratos de drenaje de poco espesor dentro del estrato compresible que no fueron observados durante la exploración del suelo o no se consideraron en el cálculo del asentamiento;
- Los efectos de la disipación tridimensional de las presiones del agua intersticial in situ, antes que la disipación unidimensional que imponen los ensayos de consolidación en laboratorio y que se suponen en los análisis; y
- Los efectos de la alteración de las muestras, que tiende a reducir la permeabilidad de las muestras ensayadas en laboratorio.



**Figura 10.6.2.2.3c-3 – Factor de reducción para considerar los efectos del asentamiento por consolidación tridimensional, EPRI (1983)**

El tiempo ( $t$ ) necesario para alcanzar un porcentaje determinado del asentamiento por consolidación unidimensional estimado se puede tomar como:

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v} \quad (10.6.2.2.3c-8)$$

donde:

$T$  = factor de tiempo que se toma como se especifica en la Figura 4 (adimensional)

$H_d$  = altura del recorrido de drenaje más largo en un estrato de suelo compresible (mm)

$c_v$  = coeficiente que se toma de los resultados de ensayos de consolidación realizados en laboratorio sobre muestras de suelo inalterado o de mediciones in situ utilizando dispositivos tales como una sonda o un cono piezométrico ( $\text{mm}^2/\text{año}$ )

El asentamiento secundario de las zapatas en suelos cohesivos se puede tomar como:

$$S_s = C_{ae} H_c \log \left( \frac{t_2}{t_1} \right) \quad (10.6.2.2.3c-9)$$

donde:

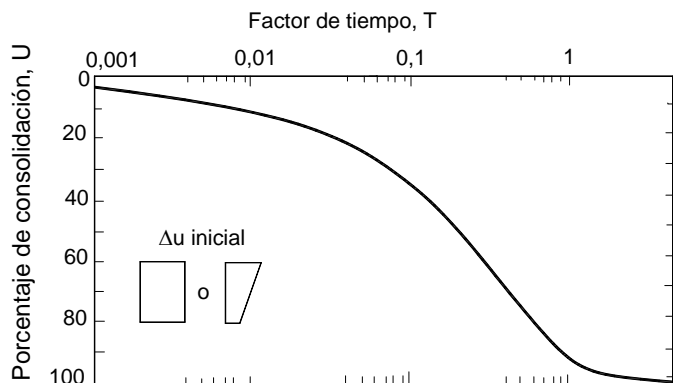
$t_1$  = tiempo en el cual comienza el asentamiento secundario, típicamente en un tiempo equivalente al 90 por ciento del grado de consolidación promedio (años)

Winterkorn y Fang (1975) presentan valores de  $T$  para otras distribuciones de las presiones en exceso.

El asentamiento secundario se produce como resultado del reajuste continuo del esqueleto del suelo bajo cargas sostenidas. El asentamiento secundario es más importante para las arcillas altamente plásticas y los suelos orgánicos y micáceos. Aún no se comprende totalmente el mecanismo de los asentamientos secundarios, particularmente en el caso de las arcillas altamente plásticas y orgánicas. En consecuencia, los asentamientos secundarios calculados se deben considerar exclusivamente como estimaciones aproximadas.

$t_2$  = tiempo arbitrario que podría representar la vida de servicio de la estructura (años)

$C_{ae}$  = coeficiente estimado a partir de los resultados de ensayos de consolidación realizados en laboratorio sobre muestras de suelo inalteradas (adimensional).



**Figura 10.6.2.2.3c-4 - Porcentaje de consolidación en función del factor de tiempo, T, EPRI (1983)**

#### 10.6.2.2.3d Asentamiento de las Zapatas en Roca

Para las zapatas en roca competente, diseñadas de acuerdo con el Artículo 10.6.3.2.2, generalmente se puede asumir que los asentamientos elásticos son menores que 15 mm. Si los asentamientos elásticos de esta magnitud no son aceptables o si la roca no es competente se deberá realizar un análisis del asentamiento en base a las características de la masa de roca.

Si la roca está fisurada o triturada y no se satisfacen los criterios para determinar que la roca es competente, en el análisis del asentamiento se deberán considerar la influencia del tipo de roca, el estado de las discontinuidades y el grado de meteorización.

El asentamiento elástico de las zapatas en roca fisurada o triturada se puede tomar como:

- Para zapatas circulares (o cuadradas):

$$\rho = q_o (1 - \nu^2) \frac{r I_p}{E_m} \quad (10.6.2.2.3d-1)$$

donde:

$$I_p = \frac{(\sqrt{\pi})}{\beta_z} \quad (10.6.2.2.3d-2)$$

- Para zapatas rectangulares:

#### C10.6.2.2.3d

En la mayoría de los casos alcanza con determinar el asentamiento utilizando la presión media debajo de la zapata.

Cuando las fundaciones están sujetas a una carga muy elevada o cuando la tolerancia para el asentamiento es muy pequeña, el asentamiento de las zapatas en roca se puede estimar utilizando la teoría de la elasticidad. En estos análisis se debería emplear la rigidez de la masa de roca.

La precisión con la cual se pueden estimar los asentamientos utilizando la teoría de la elasticidad depende de la precisión del módulo de elasticidad estimado para la masa de roca,  $E_m$ . En algunos casos el valor de  $E_m$  se puede estimar mediante correlación empírica con el valor del módulo de elasticidad de la roca intacta entre fisuras. Si las condiciones de la masa de roca son inusuales o pobres puede ser necesario determinar su módulo de elasticidad a partir de ensayos in situ, tales como ensayos con placa de carga y ensayos presiométricos.

$$\rho = q_o (1 - \nu^2) \frac{B I_p}{E_m} \quad (10.6.2.2.3d-3)$$

donde:

$$I_p = \frac{(L/B)^{1/2}}{\beta_z} \quad (10.6.2.2.3d-4)$$

y donde:

$q_o$  = tensión vertical en la base del área cargada (MPa)

$\nu$  = coeficiente de Poisson (adimensional)

$r$  = radio de una zapata circular o  $B/2$  en el caso de las zapatas cuadradas (mm)

$I_p$  = coeficiente de influencia que toma en cuenta la rigidez y las dimensiones de la zapata (adimensional)

$E_m$  = módulo de la masa de roca (MPa)

$\beta_z$  = factor que toma en cuenta la geometría y la rigidez de la zapata (adimensional)

Para las zapatas rígidas los valores de  $I_p$  se pueden calcular usando los valores de  $\beta_z$  indicados en la Tabla 10.6.2.2.3b-2. Si no hay resultados de ensayos en laboratorio disponibles, para los tipos de roca habituales los valores del coeficiente de Poisson,  $\nu$ , se pueden tomar como se indica en la Tabla 1. La determinación del módulo de la masa de roca,  $E_m$ , se debería basar en resultados de ensayos in situ y en laboratorio. Alternativamente, los valores de  $E_m$  se pueden estimar multiplicando el módulo de la roca intacta,  $E_o$ , obtenido mediante ensayos de compresión uniaxial por un factor de reducción,  $\alpha_E$ , que toma en cuenta la frecuencia de las discontinuidades según el *RQD* (designación de la calidad de la roca, según sus siglas en inglés), utilizando la siguiente relación (*Gardner 1987*):

$$E_m = \alpha_E E_o \quad (10.6.2.2.3d-5)$$

donde:

$$\alpha_E = 0,0231 (RQD) - 1,32 \geq 0,15 \quad (10.6.2.2.3d-6)$$

Para el diseño preliminar o cuando es imposible obtener datos de ensayos específicos del predio, se pueden utilizar diferentes lineamientos para estimar los valores de  $E_o$ , tales como los que se indican en la Tabla 2. Para los análisis

preliminares o para el diseño final en aquellos casos en los cuales no hay resultados de ensayos in situ disponibles, para estimar  $E_m$  se debería utilizar un valor  $\alpha_E = 0,15$ .

La magnitud de los asentamientos por consolidación y secundarios en las masas rocosas que contienen vetas blandas u otros materiales con características de asentamiento dependientes del tiempo se puede estimar aplicando los procedimientos especificados en el Artículo 10.6.2.2.3c.

**Tabla 10.6.2.2.3d-1 – Coeficiente de Poisson para rocas intactas, modificado según Kulhawy (1978)**

			Coeficiente de Poisson, $\nu$			Desviación estándar
Tipo de roca	No. de valores	No. de tipos de roca	Máximo	Mínimo	Promedio	
Granito	22	22	0,39	0,09	0,20	0,08
Gabro	3	3	0,20	0,16	0,18	0,02
Diabasa	6	6	0,38	0,20	0,29	0,06
Basalto	11	11	0,32	0,16	0,23	0,05
Cuarcita	6	6	0,22	0,08	0,14	0,05
Mármol	5	5	0,40	0,17	0,28	0,08
Gneis	11	11	0,40	0,09	0,22	0,09
Esquisto	12	11	0,31	0,02	0,12	0,08
Arenisca	12	9	0,46	0,08	0,20	0,11
Limonita	3	3	0,23	0,09	0,18	0,06
Lutita	3	3	0,18	0,03	0,09	0,06
Caliza	19	19	0,33	0,12	0,23	0,06
Dolostona	5	5	0,35	0,14	0,29	0,08

**Tabla 10.6.2.2.3d-2 – Módulos de elasticidad para rocas intactas, modificados según Kulhawy (1978)**

Tipo de roca	No. de valores	No. de tipos de roca	Módulo de Elasticidad, $E_o$ (MPa $\times 10^3$ )			Desviación estándar
			Máximo	Mínimo	Promedio	
Granito	26	26	100,0	6,410	52,70	3,55
Diorita	3	3	112,0	17,100	51,40	6,19
Gabro	3	3	84,1	67,600	75,80	0,97
Diabasa	7	7	104	69,000	88,30	1,78
Basalto	12	12	84,1	29,000	56,10	2,60
Cuarcita	7	7	88,3	36,500	66,10	2,32
Mármol	14	13	73,8	4,000	42,60	2,49
Gneiss	13	13	82,1	28,500	61,10	2,31
Pizarra	11	2	26,1	2,410	9,58	0,96
Esquisto	13	12	69,0	5,930	34,30	3,18
Filita	3	3	17,3	8,620	11,80	0,57
Arenisca	27	19	39,2	0,620	14,70	1,19
Limonita	5	5	32,8	2,620	16,50	1,65
Lutita	30	14	38,6	0,007	9,79	1,45
Caliza	30	30	89,6	4,480	39,30	3,73
Dolostona	17	16	78,6	5,720	29,10	3,44

*10.6.2.2.4 Pérdida de Estabilidad Global*

Se deberá investigar la estabilidad global en el estado límite de servicio utilizando los requisitos del Artículo 3.4.1.

*C10.6.2.2.4*

Se pueden emplear métodos o análisis de equilibrio que utilicen el método de análisis de estabilidad de taludes de Bishop modificado, de Janbu simplificado, de Spencer u otro de aceptación generalizada.

La investigación de la estabilidad global es particularmente importante para las fundaciones ubicadas próximas a:

- Un talud natural o sobre terreno inclinado,
- Un terraplén o una excavación,
- Un cuerpo de agua,
- Una explotación minera, o
- Un muro de sostenimiento.

El modo de falla será determinado por las condiciones

del suelo en la proximidad de la zapata. Cuando las condiciones del suelo son relativamente homogéneas y estas condiciones se extienden debajo de la zapata, la superficie de falla crítica probablemente será curva. Cuando las condiciones subsuperficiales incluyen una zona o estrato particularmente débil o una superficie rocosa inclinada a poca profundidad, la superficie de falla crítica probablemente será plana. En muchos casos es necesario analizar ambos modos de falla para determinar cuál es el modo de falla más crítico.

Aún cuando la estabilidad global sea satisfactoria, puede ser necesario realizar exploraciones, ensayos y análisis especiales para los estribos de puentes o muros de sostenimiento construidos sobre suelos blandos si la consolidación y/o el estrechamiento lateral de los suelos blandos pueden provocar un asentamiento a largo plazo inaceptable o el movimiento lateral de los estribos.

### **10.6.2.3 Presión de Contacto en el Estado Límite de Servicio**

#### *10.6.2.3.1 Valores Presuntos para la Presión de Contacto*

El uso de valores presuntos se deberá basar en el conocimiento de las condiciones geológicas en el predio del puente o en el área próxima al predio del puente.

#### *C10.6.2.3.1*

A menos que haya disponibles datos regionales más apropiados, se pueden utilizar los valores presuntos indicados en la Tabla C1. Estos valores representan presiones de contacto admisibles y se aplican solamente en el estado límite de servicio.

**Tabla C10.6.2.3.1-1 – Presiones de contacto admisibles presuntas para zapatas en el Estado Límite de Servicio (Modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy, 1982)**

TIPO DE MATERIAL DE APOYO	CONSISTENCIA IN SITU	PRESIÓN DE CONTACTO (MPa)	
		Rango normal	Valor de uso recomendado
Roca cristalina ígnea y metamórfica maciza: grafito, diorita, basalto, gneis, conglomerado bien cementado (la condición "sana" permite fisuras menores)	Roca muy dura sana	5,7 a 9,6	7,7
Roca metamórfica foliada: lutita, esquisto (la condición "sana" permite fisuras menores)	Roca dura sana	2,9 a 3,8	3,4
Roca sedimentaria: lutitas duras cementadas, limonita, arenisca, caliza sin cavidades	Roca dura sana	1,4 a 2,4	1,9
Lecho rocoso meteorizado o fisurado de cualquier tipo, excepto rocas fuertemente arcillosas (lutita)	Roca de dureza media	0,77 a 1,1	0,96
Lutita compactada u otra roca fuertemente arcillosa en condición sana	Roca de dureza media	0,77 a 1,1	0,96
Mezcla bien graduada de suelos granulares finos y gruesos: till glacial, tosca, morena (GW-GC, GC, SC)	Muy densa	0,77 a 1,1	0,96
Grava, mezcla de grava y arena, mezclas de grava y canto rodado (GW, GP, SW, SP)	Muy densa	0,57 a 0,96	0,67
	Medianamente densa a densa	0,38 a 0,67	0,48
	Suelta	0,19 a 0,57	0,29
Arena gruesa a media y con poca grava (SW, SP)	Muy densa	0,38 a 0,57	0,38
	Medianamente densa a densa	0,19 a 0,38	0,29
	Suelta	0,096 a 0,29	0,14
Arena fina a media, arena media a gruesa limosa o arcillosa (SW, SM, SC)	Muy densa	0,29 a 0,48	0,29
	Medianamente densa a densa	0,19 a 0,38	0,24
	Suelta	0,096 a 0,19	0,22
Arena fina, arena media a fina limosa o arcillosa (SP, SM, SC)	Muy densa	0,29 a 0,48	0,29
	Medianamente densa a densa	0,19 a 0,38	0,24
	Suelta	0,096 a 0,19	0,22
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa (CL, CH)	Muy rígida a dura	0,29 a 0,57	0,38
	Medianamente rígida a rígida	0,096 a 0,29	0,19
	Blanda	0,048 a 0,096	0,048
Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, limo-arcilla-arena fina estratificados (ML, MH)	Muy rígida a dura	0,19 a 0,38	0,29
	Medianamente rígida a rígida	0,096 a 0,029	0,14
	Blanda	0,048 a 0,096	0,048

### 10.6.2.3.2 Procedimientos Semiempíricos para Determinar la Presión de Contacto

La presión de contacto de la roca se puede determinar usando una correlación empírica con el RQD o el Sistema de Clasificación Geomecánico de las Masas de Roca, RMR, o bien el Sistema de Clasificación de las Masas Rocosas del Instituto Geotécnico Noruego, NGI. Al utilizar estos procedimientos semiempíricos se deberá tomar en cuenta la experiencia local.

Si el valor de la presión de contacto admisible recomendado es mayor ya sea que la resistencia a la compresión no confinada de la roca o que la tensión admisible del hormigón, la presión de contacto admisible se deberá tomar como el menor valor entre la resistencia a la compresión no confinada de la roca y la tensión admisible del hormigón. La tensión admisible del hormigón se puede tomar como  $0,3f'_c$ ,

### C10.6.2.3.2

La correlación empírica indicada en la Tabla C1 se puede utilizar para estimar la presión de contacto admisible de las zapatas en roca competente (*Peck et al. 1974*). El valor del RQD de la Tabla C1 se debe tomar como el RQD promedio de la roca en una profundidad  $B$  debajo de la base de la zapata.

**Tabla C10.6.2.3.2-1 – Presiones de Contacto Admisibles de las Rocas - Estado Límite de Servicio (de acuerdo con *Peck et al. 1974*)**

RQD	Presión de Contacto Admisible (MPa)
100	28,70
90	19,20
75	11,50
50	6,23
25	2,87
0	0,96

## 10.6.3 Resistencia en el Estado Límite de Resistencia

### 10.6.3.1 Capacidad de Carga de los Suelos debajo de las Zapatas

#### 10.6.3.1.1 Requisitos Generales

La capacidad de carga se deberá determinar en base a la altura más elevada que se anticipa alcanzará el nivel freático en la ubicación de la zapata.

La capacidad de carga mayorada,  $q_R$ , en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

$$q_R = \phi q_n = \phi q_{ult} \quad (10.6.3.1.1-1)$$

donde:

$\phi$  = factor de resistencia especificado en el Artículo 10.5.5

$q_n = q_{ult}$  = capacidad de carga nominal (MPa)

Si las cargas son excéntricas, en todas las ecuaciones, tablas y figuras referentes a la capacidad de carga en lugar de las dimensiones globales  $L$  y  $B$  se deberán utilizar las dimensiones efectivas de la zapata  $L'$  y  $B'$  como se

#### C10.6.3.1.1

La posición de la napa freática puede afectar significativamente la capacidad de carga de los suelos, ya que afecta la resistencia al corte y la densidad de los suelos de fundación. En general, cuando un suelo está sumergido disminuye la resistencia efectiva al corte si se trata de materiales no cohesivos (o granulares), y además disminuye la resistencia a largo plazo (condición drenada) si se trata de suelos arcillosos. Por otra parte, las densidades de los suelos sumergidos son aproximadamente iguales a la mitad de las densidades correspondientes a los mismos suelos bajo condiciones secas. Por lo tanto, cuando un suelo se sumerge puede ocurrir una significativa reducción de la capacidad de carga, y es fundamental analizar la capacidad de carga usando la hipótesis de la altura más elevada que se anticipa alcanzará el nivel freático durante la vida de servicio de la estructura.

La confiabilidad de las estimaciones de la capacidad de carga depende en gran medida de la precisión con la cual se determinan los parámetros del suelo tales como la

especifica en el Artículo 10.6.3.1.5

### 10.6.3.1.2 Estimación Teórica

#### 10.6.3.1.2a Requisitos Generales

La capacidad de carga nominal se debería estimar en base a los parámetros del suelo utilizando teorías reconocidas de la mecánica de suelos. Los parámetros del suelo usados en los análisis deberán ser representativos de la resistencia al corte del suelo bajo las condiciones subsuperficiales y de carga consideradas.

La capacidad de carga nominal de las zapatas en suelos no cohesivos se deberá evaluar empleando análisis de tensiones efectivas y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición drenada.

La capacidad de carga nominal de las zapatas en suelos cohesivos se deberá evaluar empleando análisis de tensiones totales y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición no drenada. En aquellos casos en los cuales los suelos cohesivos pudieran ablandarse y perder resistencia en función del tiempo, la capacidad de carga de los suelos también se deberá evaluar para las condiciones de carga permanente usando análisis de tensiones efectivas y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición drenada.

Para las zapatas en suelos compactados, la capacidad de carga nominal se deberá evaluar utilizando análisis de tensiones totales o efectivas, cualquiera que sea el que resulte más crítico.

Siempre que sea necesario estimar la capacidad de carga nominal de suelos cohesivos (tales como las arcillas) y de suelos compactados mediante análisis de tensiones efectivas se deberá aplicar la Ecuación 10.6.3.1.2c-1.

Si es posible que ocurra una falla por corte localizado o punzonamiento, la capacidad de carga nominal se podrá estimar usando los parámetros de resistencia al corte reducidos  $c^*$  y  $\phi^*$  en las Ecuaciones 10.6.3.1.2b-1 y 10.6.3.1.2c-1. Los parámetros de corte reducidos se pueden tomar como:

$$c^* = 0,67c \quad (10.6.3.1.2a-1)$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(0,67 \tan \phi) \quad (10.6.3.1.2a-2)$$

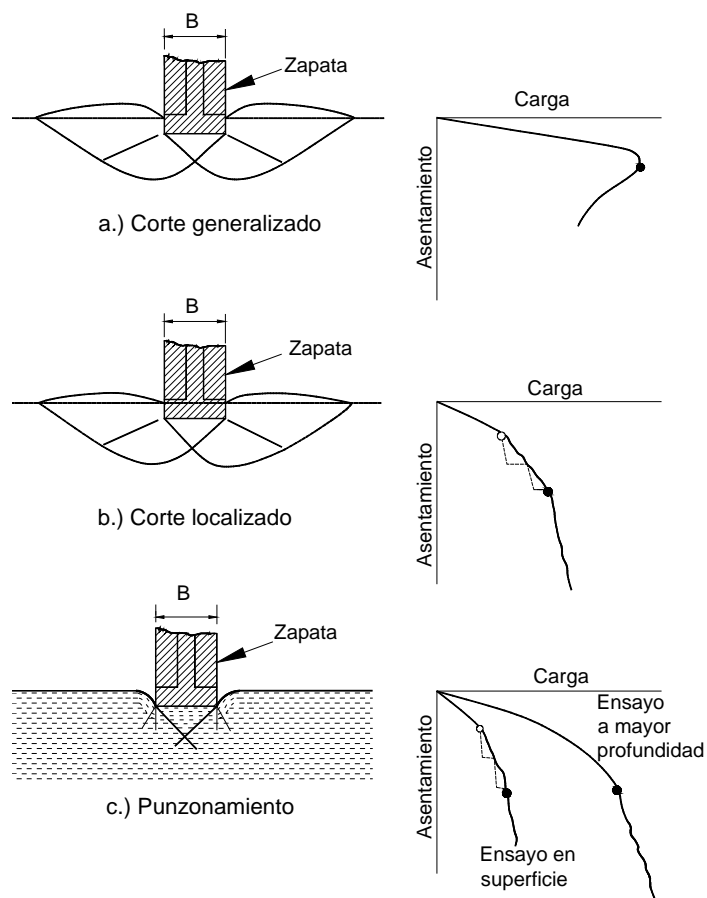
donde:

$c^*$  = cohesión del suelo correspondiente a la tensión

resistencia al corte no drenada o el ángulo de fricción interna. En consecuencia, los valores de los factores de resistencia varían dependiendo del método mediante el cual se determina la resistencia del suelo, tal como se indica en la Tabla 10.5.5-1.

#### C10.6.3.1.2a

En la Figura C1 se ilustran los tres modos de falla por corte (corte generalizado, corte localizado y punzonamiento).



**Figura C10.6.3.1.2a-1 – Modos de falla relacionados con la capacidad de carga para zapatas en suelo (Vesic 1963)**

Las fallas por corte generalizado se caracterizan por una superficie de falla bien definida que se extiende hasta la superficie del terreno y son acompañadas por una rotación e inclinación súbita de la zapata y el abultamiento del suelo a ambos lados de la misma. Las fallas por corte generalizado se producen en suelos relativamente

efectiva reducida para corte por punzonamiento (MPa)

$\phi^*$  = ángulo de fricción interna del suelo correspondiente a la tensión efectiva reducida para corte por punzonamiento (°)

Si el perfil del suelo contiene un segundo estrato de suelo con propiedades diferentes que afectan la resistencia al corte a una distancia debajo de la zapata menor que  $H_{CRIT}$ , la capacidad de carga del sistema de suelos se deberá determinar usando los requisitos para sistemas de suelos de dos capas indicados en el presente documento. La distancia  $H_{CRIT}$  se puede tomar como:

$$H_{CRIT} = \frac{3B \ln \left( \frac{q_1}{q_2} \right)}{2 \left[ 1 + \frac{B}{L} \right]} \quad (10.6.3.1.2a-3)$$

donde:

$q_1$  = capacidad de carga última de una zapata apoyada en el estrato superior de un sistema de dos capas, suponiendo que el estrato superior es infinitamente grueso (MPa)

$q_2$  = capacidad de carga última de una zapata ficticia que tiene el mismo tamaño y geometría que la zapata real pero que está apoyada en la superficie del segundo estrato (estrato inferior) de un sistema de dos capas (MPa)

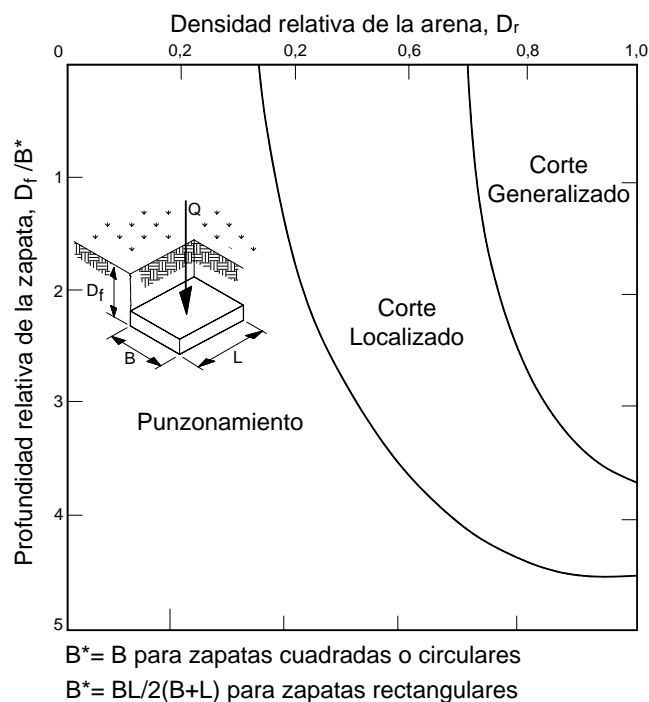
$B$  = ancho de la zapata (mm)

$L$  = longitud de la zapata (mm)

Siempre que sea posible se deberían evitar las zapatas con bases inclinadas. Cuando no se pueda evitar el uso de una zapata con base inclinada, la capacidad de carga nominal determinada de acuerdo con los requisitos aquí especificados se deberá reducir adicionalmente utilizando las correcciones para zapatas con base inclinada disponibles en la literatura.

incompresibles y en arcillas normalmente consolidadas saturadas cuando están cargadas en condición no drenada. Las fallas por corte localizado se caracterizan por una superficie de falla similar a la correspondiente a las fallas por corte generalizado pero que no se prolonga hasta la superficie del terreno sino que termina en algún punto del suelo debajo de la zapata. Las fallas por corte localizado son acompañadas por la compresión vertical del suelo debajo de la zapata y el abultamiento visible del suelo adyacente a la zapata, pero no por la rotación o inclinación súbita de la zapata. La falla por corte localizado es una condición de transición entre la falla por corte generalizado y la falla por punzonamiento. Las fallas por punzonamiento se caracterizan por la presencia de corte vertical alrededor del perímetro de la zapata y son acompañadas por un movimiento vertical de la zapata y la compresión del suelo inmediatamente debajo de la misma, pero no afectan el suelo fuera del área cargada. Las fallas por punzonamiento ocurren en suelos sueltos o compresibles, en suelos débiles bajo condiciones de carga lenta (drenada) y en arenas densas en el caso de zapatas profundas sujetas a cargas elevadas.

El modo de falla para cada zapata en particular depende fundamentalmente de la compresibilidad del suelo y de la profundidad de la zapata. En la Figura C2 se ilustra la relación entre la profundidad de una zapata, el modo de falla y la densidad relativa para el caso de zapatas en arena.



**Figura C10.6.3.1.2a-2 – Modos de falla relacionados con la capacidad de carga - Zapatas en arena**

Se han realizado algunos esfuerzos intentando modificar la ecuación general para la capacidad de carga de manera que considere la compresibilidad del suelo mediante factores de rigidez determinados en base a un índice de rigidez. El índice de rigidez es un parámetro que relaciona el módulo de corte del suelo con la resistencia y la tensión vertical y que se puede utilizar para predecir el modo de falla. Sin embargo, las investigaciones realizadas por Ismael y Vesic (1981) indican que esta técnica es excesivamente conservadora para las zapatas profundas, y que el enfoque de Terzaghi consistente en utilizar parámetros reducidos para la resistencia al corte es bastante precisa o en todo caso levemente conservadora.

La capacidad de carga de las zapatas en suelo se debería evaluar utilizando para la resistencia al corte del suelo parámetros representativos de la resistencia al corte del suelo bajo las condiciones de carga que se están analizando. La capacidad de carga de las zapatas apoyadas en suelos granulares se debería evaluar tanto para condiciones de carga permanente como para condiciones de sobrecargas de corta duración utilizando métodos de análisis en base a tensiones efectivas y los parámetros de resistencia al corte correspondientes al suelo drenado. La capacidad de carga de las zapatas apoyadas en suelos cohesivos se debería evaluar para condiciones de sobrecargas de corta duración utilizando métodos de análisis en base a tensiones totales y los parámetros de resistencia al corte correspondientes al suelo no drenado. Además, la capacidad de carga de las zapatas apoyadas en suelos cohesivos, los cuales podrían ablandarse y perder resistencia con el paso del tiempo, se debería evaluar para condiciones de carga permanente utilizando métodos de análisis en base a tensiones efectivas y los parámetros de resistencia al corte correspondientes al suelo drenado.

#### 10.6.3.1.2b Arcillas Saturadas

La capacidad de carga nominal de un estrato de arcilla saturada, en MPa, determinada a partir de la resistencia al corte no drenada, se puede tomar como:

$$q_{ult} = cN_{cm} + g\gamma D_f N_{qm} \times 10^{-9} \quad (10.6.3.1.2b-1)$$

donde:

$c = S_u$  = resistencia al corte no drenada (MPa)

$N_{cm}, N_{qm}$  = factores de capacidad de carga modificados que dependen de la geometría de la zapata, la profundidad empotrada, la compresibilidad del suelo y la inclinación de las cargas (adimensionales)

#### C10.6.3.1.2b

$\gamma$  = densidad total (húmeda) de la arcilla ( $\text{kg/m}^3$ )

$D_f$  = profundidad de empotramiento considerada hasta el fondo de la zapata (mm)

Los factores de capacidad de carga,  $N_{cm}$  y  $N_{qm}$ , se pueden tomar como:

- Para  $D_f / B \leq 2,5$ ;  $B / L \leq 1$  y  $H / V \leq 0,4$

$$N_{cm} = N_c \left[ 1 + 0,2 \left( D_f / B \right) \right] \left[ 1 + 0,2 \left( B / L \right) \right] \left[ 1 - 1,3 \left( H / V \right) \right] \quad (10.6.3.1.2b-2)$$

- Para  $D_f / B > 2,5$  y  $H / V \leq 0,4$

$$N_{cm} = N_c \left[ 1 + 0,2 \left( B / L \right) \right] \left[ 1 - 1,3 \left( H / V \right) \right] \quad (10.6.3.1.2b-3)$$

donde:

$N_c$  = 5,0 para la Ecuación 2 en suelo relativamente plano  
 = 7,5 para la Ecuación 3 en suelo relativamente plano  
 =  $N_{cq}$  de la Figura 1 para zapatas sobre terreno inclinado o adyacentes a terreno inclinado

$N_{qm}$  = 1,0 para arcilla saturada y terreno relativamente plano  
 = 0,0 para zapatas sobre terreno inclinado o adyacentes a terreno inclinado

En la Figura 1 el número de estabilidad,  $N_s$ , se deberá tomar como:

- Para  $B < H_s$

$$N_s = 0 \quad (10.6.3.1.2b-4)$$

- Para  $B \geq H_s$

$$N_s = \left[ g \gamma H_s / c \right] \times 10^{-9} \quad (10.6.3.1.2b-5)$$

donde:

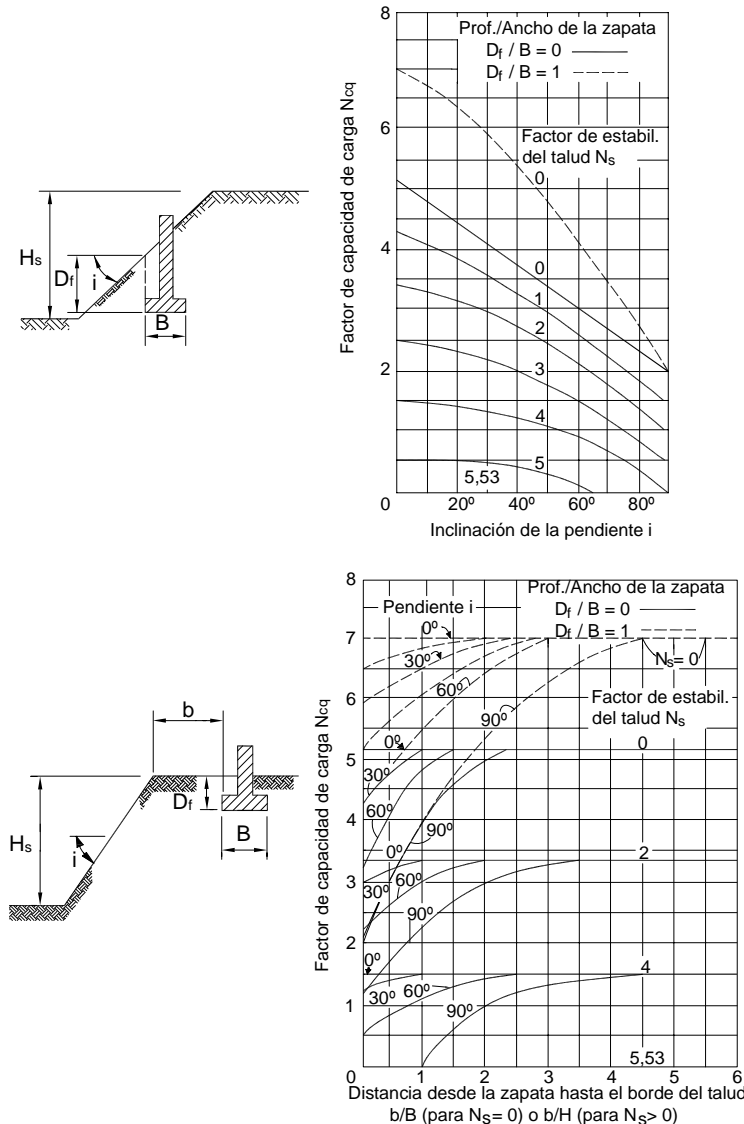
$B$  = ancho de la zapata (mm)

$L$  = longitud de la zapata (mm)

$H$  = carga horizontal no mayorada (N)

$H_s$  = altura de la masa de terreno inclinado (mm)

$V$  = carga vertical no mayorada (N)



**Figura 10.6.3.1b-1 – Factores de capacidad de carga modificados para zapatas en suelos cohesivos y sobre o adyacentes a terreno inclinado (Meyerhof 1957)**

Cuando una zapata apoyada en un sistema formado por dos estratos de suelo cohesivo está sujeta a una condición de carga no drenada, la capacidad de carga nominal se puede determinar utilizando la Ecuación 1 con las siguientes interpretaciones:

$c_1$  = resistencia al corte no drenada del estrato de suelo superior como se ilustra en la Figura 2 (MPa)

$N_{cm} = N_m$ , un factor de capacidad de carga como se

Bowles (1988) presenta un enfoque numérico racional para determinar un factor de capacidad de carga modificado,  $N_{cq}$ , para zapatas ubicadas sobre una pendiente o próximas a una endiente.

Vesic (1970) desarrolló una solución rigurosa para el factor de capacidad de carga modificado,  $N_m$ , para el caso de un estrato de arcilla blanda sobre un estrato de arcilla dura. Esta solución está dada por la siguiente expresión:

$$N_m = \frac{\kappa N_c^* (N_c^* + \beta_m - 1) A}{B C - (\kappa N_c^* + \beta_m - 1) (N_c^* + 1)} \quad (C10.6.3.1.2b-1)$$

especifica a continuación (adimensional)

$$N_{qm} = 1,0 \text{ (adimensional)}$$

Si el estrato portante yace sobre un suelo cohesivo más rígido  $N_m$  se puede tomar como se especifica en la Figura 3.

Si el estrato portante yace sobre un suelo cohesivo más blando  $N_m$  se puede tomar como:

$$N_m = \left( \frac{1}{\beta_m} + \kappa s_c N_c \right) \leq s_c N_c \quad (10.6.3.1.2b-6)$$

donde:

$$\beta_m = \frac{BL}{2(B+L)H_{s2}} \quad (10.6.3.1.2b-7)$$

$$\kappa = c_2/c_1$$

$c_1$  = resistencia al corte del estrato de suelo superior (MPa)

$c_2$  = resistencia al corte del estrato de suelo inferior (MPa)

$H_{s2}$  = distancia desde el fondo de la zapata hasta la parte superior del segundo estrato de suelo (mm)

$s_c = 1,0$  para zapatas continuas

$$= 1 + \frac{B}{L} \left( \frac{N_{qm}}{N_c} \right) \text{ para zapatas rectangulares con } L < 5B \quad (10.6.3.1.2b-8)$$

donde:

$N_c$  = factor de capacidad de carga determinado de acuerdo con la presente (adimensional)

$N_{qm}$  = factor de capacidad de carga determinado de acuerdo con la presente (adimensional)

Si un sistema formado por dos estratos de suelo cohesivo está sujeto a una condición de carga drenada, la capacidad de carga nominal se deberá determinar utilizando la Ecuación 10.6.3.1.2c-4.

donde:

$$A = \left[ (\kappa + 1) N_c^{*2} + (1 + \kappa \beta_m) N_c^* - 1 \right] \quad (C10.6.3.1.2b-2)$$

$$B = \left[ \kappa (\kappa + 1) N_c^* + \kappa + \beta_m - 1 \right] \quad (C10.6.3.1.2b-3)$$

$$C = \left[ (N_c^* + \beta_m) N_c^* + \beta_m - 1 \right] \quad (C10.6.3.1.2b-4)$$

- Para zapatas circulares o cuadradas:

$$\beta_m = \frac{B}{4H} \quad (C10.6.3.1.2b-5)$$

$$N_c^* = 6,17$$

- Para zapatas corridas:

$$\beta_m = \frac{B}{2H} \quad (C10.6.3.1.2b-6)$$

$$N_c^* = 5,14$$

$\beta_m$  se conoce como índice de punzonamiento.

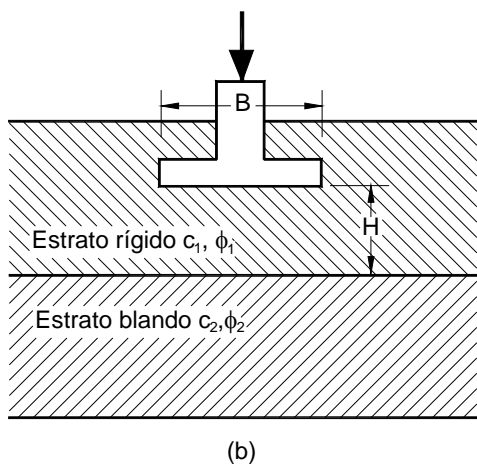
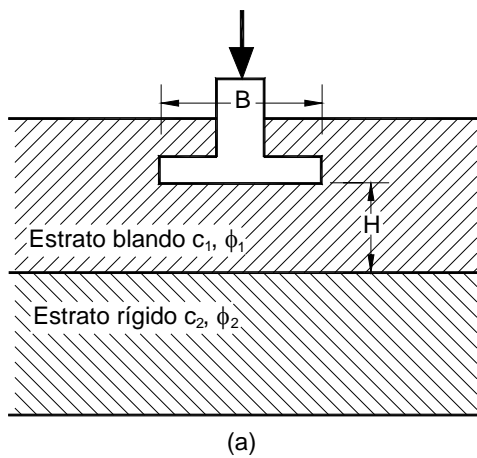


Figura 10.6.3.1.2b-2 - Perfiles de suelos con dos estratos

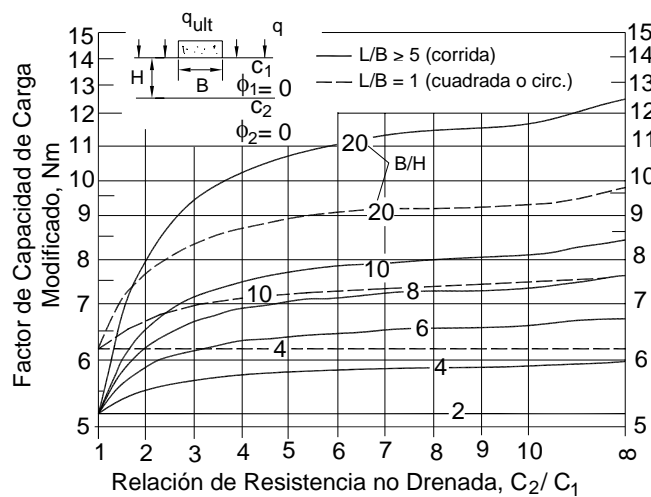


Figura 10.6.3.1.2b-3 – Factor de capacidad de carga modificado para sistemas formados por dos estratos de suelo cohesivo en los cuales hay un estrato de suelo más blando sobre un estrato de suelo más rígido (EPRI 1983)

## 10.6.3.1.2c Suelos no Cohesivos

La capacidad de carga nominal de un estrato de suelo no cohesivo, tal como las arenas o gravas, en MPa, se puede tomar como:

$$q_{ult} = 0,5g\gamma BC_{w1}N_{\gamma m} \times 10^{-9} + g\gamma C_{w2}D_f N_{qm} \times 10^{-9} \quad (10.6.3.1.2c-1)$$

donde:

$D_f$  = profundidad de la zapata (mm)

$\gamma$  = densidad total (densidad húmeda) de la arena o grava (kg/m<sup>3</sup>)

$B$  = ancho de la zapata (mm)

$C_{w1}$ ,  $C_{w2}$  = coeficientes especificados en la Tabla 1 en función de  $D_w$  (adimensional)

$D_w$  = profundidad hasta la superficie del agua, considerada desde la superficie del terreno (mm)

$N_{\gamma m}$  = factor de capacidad de carga modificado (adimensional)

**Tabla 10.6.3.1.2c-1 – Coeficientes  $C_{w1}$  y  $C_{w2}$  para diferentes profundidades del nivel freático**

$D_w$	$C_{w1}$	$C_{w2}$
0,0	0,5	0,5
$D_f$	0,5	1,0
$> 1,5B + D_f$	1,0	1,0

Para posiciones intermedias del nivel freático los valores de  $C_{w1}$  y  $C_{w2}$  se pueden determinar interpolando entre los valores especificados en la Tabla 1.

Los factores de capacidad de carga  $N_{\gamma m}$  y  $N_{qm}$  se pueden tomar como:

$$N_{\gamma m} = N_{\gamma} s_{\gamma} c_{\gamma} i_{\gamma} \quad (10.6.3.1.2c-2)$$

$$N_{qm} = N_q s_q c_q i_q d_q \quad (10.6.3.1.2c-3)$$

donde:

$N_{\gamma}$  = factor de capacidad de carga como se especifica en la Tabla 2 para zapatas sobre terreno relativamente plano (adimensional)

## C10.6.3.1.2c

Cuando la distancia vertical entre la base de la zapata y el nivel freático es menor que 1,5 veces el ancho de la zapata, la capacidad de carga se ve afectada. En el diseño se debería utilizar el nivel freático más alto anticipado.

A modo de alternativa a los valores especificados en la Tabla 2,  $N_{\gamma}$  y  $N_q$  se pueden tomar como:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi_f} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_f}{2} \right) \quad (C10.6.3.1.2c-1)$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi_f \quad (C10.6.3.1.2c-2)$$

A modo de alternativa a los valores especificados en la Tabla 3,  $s_q$  se puede tomar como:

$= N_{\gamma q}$  como se especifica en la Figura 1 para zapatas sobre o próximas a terreno inclinado (adimensional)

$N_q$  = factor de capacidad de carga como se especifica en la Tabla 2 para terreno relativamente plano (adimensional)

$= 0,0$  para zapatas sobre o próximas a terreno inclinado (adimensional)

$S_q, S_\gamma$  = factores de forma especificados en las Tablas 3 y 4, respectivamente (adimensionales)

$c_q, c_\gamma$  = factores de compresibilidad del suelo especificados en las Tablas 5 y 6 (adimensionales)

$i_q, i_\gamma$  = factores de inclinación de la carga especificados en las Tablas 7 y 8 (adimensionales)

$d_q$  = factor de profundidad especificado en la Tabla 9 (adimensional)

Se deberán aplicar las siguientes interpretaciones:

- En las Tablas 5 y 6,  $q$  se deberá tomar como la tensión efectiva vertical inicial a la profundidad de la zapata, es decir, la tensión vertical en el fondo de la zapata antes de la excavación, corregida para considerar la presión del agua.
- En las Tablas 7 y 8,  $H$  y  $V$  se deberán tomar como las cargas horizontales y verticales no mayoradas, respectivamente.
- En la Tabla 9, los valores de  $d_q$  se deberán considerar aplicables si los suelos por encima del fondo de la zapata son tan competentes como los suelos debajo de la zapata. Si los suelos son más débiles, utilizar  $d_q = 1,0$ .

$$S_q = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \tan \phi_f \quad (\text{C10.6.3.1.2c-3})$$

A modo de alternativa a los valores especificados en la Tabla 4,  $s_\gamma$  se puede tomar como:

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \left( \frac{B}{L} \right) \quad (\text{C10.6.3.1.2c-4})$$

Los valores especificados en las Tablas 5 y 6,  $c_q$  y  $c_\gamma$ , se pueden aproximar de manera razonable utilizando la expresión de Vesic (1969):

$$c_q = c_\gamma = e^{\left( -4,4 + 0,6 \frac{B}{L} \right) \tan \phi_f + \frac{(3,07 \sin \phi_f) [\log_{10}(2 I_r)]}{(1 + \sin \phi_f)}} \leq 1,0 \quad (\text{C10.6.3.1.2c-5})$$

donde:

$$I_r = 2 D_r \sqrt{\frac{p_a}{q}} \quad (\text{C10.6.3.1.2c-6})$$

para lo cual:

$D_f$  = densidad relativa en porcentaje como se especifica en las Tablas 5 y 6

$q$  = presión efectiva debida a la sobrecarga de suelo (MPa)

$p_a$  = presión atmosférica considerada como 0,101 MPa

A modo de alternativa a los valores especificados en la Tabla 7, los factores de inclinación  $i_q$  e  $i_\gamma$  se pueden tomar como:

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V} \right)^n \quad (\text{C10.6.3.1.2c-7})$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V} \right)^{(n-1)} \quad (\text{C10.6.3.1.2c-8})$$

para lo cual:

$$\begin{aligned} n &= 2,50 \text{ para zapatas cuadradas} \\ &= 2,67 \text{ para zapatas en las cuales } L/B = 2 \\ &= 3,00 \text{ para zapatas en las cuales } L/B \geq 10 \end{aligned}$$

**Tabla 10.6.3.1.2c-2 – Factores de capacidad de carga  $N_\gamma$  y  $N_q$  para zapatas en suelos no cohesivos (*Barker et al. 1991*)**

Ángulo de Fricción, ( $\phi_f$ ) (°)	$N_\gamma$ (adimensional)	$N_q$ (adimensional)
28	17	15
30	22	18
32	30	23
34	41	29
36	58	38
38	78	49
40	110	64
42	155	85
44	225	115
46	330	160

Se pueden obtener valores de  $n$  intermedios por interpolación lineal.

A modo de alternativa a los valores especificados en la Tabla 8, los factores de inclinación  $i_q$  e  $i_\gamma$  se pueden tomar como:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{v}\right)^n \quad (\text{C10.6.3.1.2c-9})$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{v}\right)^{(n-1)} \quad (\text{C10.6.3.1.2c-10})$$

para lo cual:

$$\begin{aligned} n &= 2,50 \text{ para zapatas cuadradas} \\ &= 2,33 \text{ para zapatas en las cuales } L/B = 2 \\ &= 2,00 \text{ para zapatas en las cuales } L/B \geq 10 \end{aligned}$$

Se pueden obtener valores de  $n$  intermedios por interpolación lineal.

A modo de alternativa a los valores especificados en la Tabla 9, el factor de profundidad,  $d_q$ , se puede tomar como:

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right) \quad (\text{C10.6.3.1.2c-11})$$

**Tabla 10.6.3.1.2c-3 – Factor de forma  $s_q$  para zapatas en suelo no cohesivo (*Barker et al. 1991*)**

Ángulo de Fricción, ( $\phi_f$ ) (deg)	$S_q$ (adimensional)			
	$L/B = 1$	$L/B = 2$	$L/B = 5$	$L/B = 10$
28	1,53	1,27	1,11	1,05
30	1,58	1,29	1,11	1,06
32	1,62	1,31	1,12	1,06
34	1,67	1,34	1,13	1,07
36	1,73	1,36	1,14	1,07
38	1,78	1,39	1,16	1,08
40	1,84	1,42	1,17	1,08
42	1,90	1,45	1,18	1,09
44	1,96	1,48	1,19	1,10
46	2,03	1,52	1,21	1,10

**Tabla 10.6.3.1.2c-4 – Factor de forma  $s_\gamma$  para zapatas en suelo no cohesivo (Barker et al. 1991)**

$L/B$	$s_\gamma$ (adimensional)
1	0,60
2	0,80
5	0,92
10	0,96

**Tabla 10.6.3.1.2c-5 – Factores de compresibilidad del suelo  $c_\gamma$  y  $c_q$  para zapatas cuadradas en suelo no cohesivo (Barker et al. 1991)**

Densidad relativa, $D_r$ (%)	Ángulo de fricción, $(\phi_f)$ (°)	$c_\gamma = c_q$ (adimensional)			
		$q = 0,024$ MPa	$q = 0,048$ MPa	$q = 0,096$ MPa	$q = 0,192$ MPa
20	28	1,00	1,00	0,92	0,89
30	32	1,00	1,00	0,85	0,77
40	35	1,00	0,97	0,82	0,75
50	37	1,00	0,96	0,81	0,73
60	40	1,00	0,86	0,72	0,65
70	42	0,96	0,80	0,66	0,60
80	45	0,79	0,66	0,54	0,48
100	50	0,52	0,42	0,35	0,31

**Tabla 10.6.3.1.2c-6 – Factores de compresibilidad del suelo  $c_\gamma$  y  $c_q$  para zapatas corridas en suelo no cohesivo (Barker et al. 1991)**

Densidad relativa, $D_r$ (%)	Ángulo de fricción, $(\phi_f)$ (°)	$c_\gamma = c_q$ (adimensional)			
		$q = 0,024$ MPa	$q = 0,048$ MPa	$q = 0,096$ MPa	$q = 0,192$ MPa
20	28	0,85	0,75	0,65	0,60
30	32	0,80	0,68	0,58	0,53
40	35	0,76	0,64	0,54	0,49
50	37	0,73	0,61	0,52	0,47
60	40	0,62	0,52	0,43	0,39
70	42	0,56	0,47	0,39	0,35
80	45	0,44	0,36	0,30	0,27
100	50	0,25	0,21	0,17	0,15

**Tabla 10.6.3.1.2c-7 – Factores de inclinación de la carga  $i_y$  e  $i_q$  para cargas inclinadas en la dirección del ancho de la zapata (*Barker et al. 1991*)**

$H/V$	$i_y$ (adimensional)			$i_q$ (adimensional)		
	Corrida	$L/B = 2$	Cuadrada	Corrida	$L/B = 2$	Cuadrada
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,10	0,73	0,76	0,77	0,81	0,84	0,85
0,15	0,61	0,65	0,67	0,72	0,76	0,78
0,20	0,51	0,55	0,57	0,64	0,69	0,72
0,25	0,42	0,46	0,49	0,56	0,62	0,65
0,30	0,34	0,39	0,41	0,49	0,55	0,59
0,35	0,27	0,32	0,34	0,42	0,49	0,52
0,40	0,22	0,26	0,28	0,36	0,43	0,46
0,45	0,17	0,20	0,22	0,30	0,37	0,41
0,50	0,13	0,16	0,18	0,25	0,31	0,35
0,55	0,09	0,12	0,14	0,20	0,26	0,30
0,60	0,06	0,09	0,10	0,16	0,22	0,25
0,65	0,04	0,06	0,07	0,12	0,17	0,21
0,70	0,03	0,04	0,05	0,09	0,13	0,16

**Tabla 10.6.3.1.2c-8 – Factores de inclinación de la carga  $i_y$  e  $i_q$  para cargas inclinadas en la dirección del largo de la zapata (*Barker et al. 1991*)**

$H/V$	$i_y$ (adimensional)			$i_q$ (adimensional)		
	Corrida	$L/B = 2$	Cuadrada	Corrida	$L/B = 2$	Cuadrada
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,10	0,81	0,78	0,77	0,90	0,87	0,85
0,15	0,72	0,68	0,67	0,85	0,81	0,78
0,20	0,64	0,59	0,57	0,80	0,74	0,72
0,25	0,56	0,51	0,49	0,75	0,68	0,65
0,30	0,49	0,44	0,41	0,70	0,62	0,59
0,35	0,42	0,37	0,34	0,65	0,56	0,52
0,40	0,36	0,30	0,28	0,60	0,51	0,46
0,45	0,30	0,25	0,22	0,55	0,45	0,41
0,50	0,25	0,20	0,18	0,50	0,40	0,35
0,55	0,20	0,16	0,14	0,45	0,34	0,30
0,60	0,16	0,12	0,10	0,40	0,29	0,25
0,65	0,12	0,09	0,07	0,35	0,25	0,21
0,70	0,09	0,06	0,05	0,30	0,20	0,16

**Tabla 10.6.3.1.2c-9 – Factor de profundidad  $d_q$  para suelos no cohesivos (*Barker et al.* 1991)**

Ángulo de fricción, ( $\phi_f$ )	$D_f/B$ (adimensional)	$d_q$ (adimensional)
32	1	1,20
	2	1,30
	4	1,35
	8	1,40
37	1	1,20
	2	1,25
	4	1,30
	8	1,35
42	1	1,15
	2	1,20
	4	1,25
	8	1,30

Cuando una zapata apoyada en un sistema formado por dos estratos de suelo no cohesivo está sujeta a una condición de carga drenada, la capacidad de carga nominal se puede tomar como:

$$q_{ult} = \left[ q_2 + \left( \frac{1}{K} \right) c'_1 \cot \phi'_1 \right] e^{2 \left[ 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \right] K \tan \phi'_1 \left( \frac{H}{B} \right)} - \left( \frac{1}{K} \right) c'_1 \cot \phi'_1 \quad (10.6.3.1.2c-4)$$

en la cual:

$$K = \frac{1 - \sin^2 \phi'_1}{1 + \sin^2 \phi'_1} \quad (10.6.3.1.2c-5)$$

donde:

$c_1$  = resistencia al corte no drenada del estrato de suelo superior como se ilustra en la Figura 10.6.3.1.2b-3 (MPa)

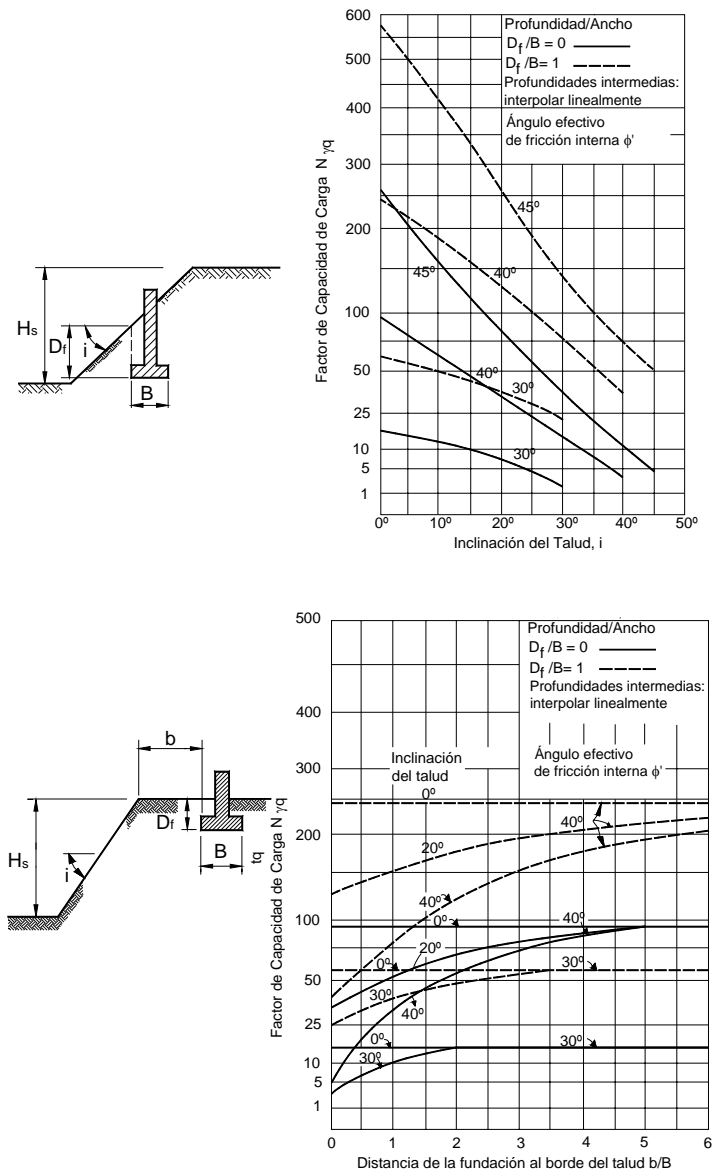
$q_2$  = capacidad de carga última de una zapata ficticia que tiene el mismo tamaño y geometría que la zapata real pero que está apoyada sobre la superficie del segundo estrato (estrato inferior) de un sistema de dos capas (MPa)

$\phi'_1$  = ángulo de fricción interna para la tensión efectiva del estrato de suelo superior (°)

Si el estrato superior es un suelo no cohesivo y  $\phi'$  está comprendido entre 25° y 50°, la Ecuación 4 se reduce a:

$$q_{ult} = q_2 e^{0,67 \left[ 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \right] \frac{H}{B}} \quad (C10.6.3.1.2c-12)$$

Bowles (1988) presenta un enfoque numérico racional para determinar el factor de capacidad de carga modificado,  $N_{\gamma q}$ , para zapatas sobre o próximas a una pendiente.



**Figura 10.6.3.1.2c-1 – Factores de capacidad de carga modificados para zapatas en suelos no cohesivos o sobre o adyacentes a terreno inclinado (Meyerhof 1957)**

### 10.6.3.1.3 Procedimientos Semiempíricos

#### 10.6.3.1.3a Requisitos Generales

La capacidad de carga nominal de los suelos de fundación se puede estimar a partir de los resultados de ensayos in situ o a partir de la resistencia observada en suelos similares. Al utilizar un determinado ensayo in situ e interpretar de los resultados de ensayo se deberán tomar

en cuenta las experiencias locales. Se pueden utilizar los siguientes ensayos in situ:

- Ensayo de penetración estándar (SPT),
- Ensayo de penetración de cono (CPT), y
- Ensayo presiométrico.

#### 10.6.3.1.3b Usando Ensayos SPT

La capacidad de carga nominal en arena, en MPa, determinada en base a los resultados de ensayos SPT se puede tomar como:

$$q_{ult} = 3,2 \times 10^{-5} \bar{N}_{corr} B \left( C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i \quad (10.6.3.1.3b-1)$$

donde:

$\bar{N}_{corr}$  = valor promedio del número de golpes corregido del SPT dentro del rango de profundidad comprendido entre la base de la zapata y  $1,5B$  debajo de la zapata (número de golpes/300)

$B$  = ancho de la zapata (mm)

$C_{w1}, C_{w2}$  = factores de corrección que consideran el efecto del agua subterránea, como se especifica en la Tabla 10.6.3.1.2c-1 (adimensional)

$D_f$  = profundidad empotrada de la zapata considerada hasta el fondo de la zapata (mm)

$R_i$  = factor de reducción que considera el efecto de la inclinación de la carga, especificado en las Tablas 1 y 2 (adimensional)

$H$  = carga horizontal no mayorada que se utiliza para determinar la relación  $H/V$  en las Tablas 1 y 2 (N) o (N/mm)

$V$  = carga vertical no mayorada que se utiliza para determinar la relación  $H/V$  en las Tablas 1 y 2 (N) o (N/mm)

#### C10.6.3.1.3b

Debido a lo difícil que resulta obtener muestras de arena no alteradas, la mejor manera de estimar la capacidad de carga nominal de las zapatas en arena consiste en utilizar procedimientos semiempíricos. La Ecuación 1 está modificada de acuerdo con Meyerhof (1956).

Si la carga es inclinada se puede producir una falla ya sea por resbalamiento de la zapata a lo largo de su base o bien por corte generalizado del suelo subyacente. Cuando hay una componente horizontal, el tamaño de las zonas teóricas que definen la superficie de deslizamiento debajo de la zapata se reduce. No hay soluciones de forma cerrada disponibles para este problema, pero Vesic (1975) desarrolló resultados en forma de expresiones semiempíricas que permiten obtener los factores de inclinación, los cuales se resumen en Kulhawy et al. (1983).

Los factores de inclinación de la carga especificados en las Tablas 1 y 2 fueron desarrollados para suelos no cohesivos y resultan conservadores cuando se los aplica a suelos cohesivos. Los factores incluyen un aumento de la resistencia proporcionado por la resistencia al corte de la sobrecarga de suelo. Si la sobrecarga de suelo consiste en relleno suelto o un material más débil que el estrato portante se debería despreciar la resistencia al corte adicional proporcionada por la sobrecarga de suelo, es decir, se deberían utilizar la columna correspondiente a  $D_f/B = 0$ .

Se utilizan cargas no mayoradas para conservar el ángulo de inclinación de la resultante. Si se utilizan cargas mayoradas la superficie de falla debajo de la zapata podría ser diferente a la debida a las cargas aplicadas, y en consecuencia el resultado puede volverse excesivamente conservador.

**Tabla 10.6.3.1.3b-1 – Factor de inclinación de la carga,  $R_i$ , para zapatas cuadradas**

$H/V$	Factor de Inclinación de la Carga, $R_i$		
	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,75	0,80	0,85
0,15	0,65	0,75	0,80
0,20	0,55	0,65	0,70
0,25	0,50	0,55	0,65
0,30	0,40	0,50	0,55
0,35	0,35	0,45	0,50
0,40	0,30	0,35	0,45
0,45	0,25	0,30	0,40
0,50	0,20	0,25	0,30
0,55	0,15	0,20	0,25
0,60	0,10	0,15	0,20

**Tabla 10.6.3.1.3b-2 – Factor de inclinación de la carga,  $R_i$ , para zapatas rectangulares**

$H/V$	Factor de inclinación de la carga, $R_i$		
	Carga inclinada en la dirección del ancho		
	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,70	0,75	0,80
0,15	0,60	0,65	0,70
0,20	0,50	0,60	0,65
0,25	0,40	0,50	0,55
0,30	0,35	0,40	0,50
0,35	0,30	0,35	0,40
0,40	0,25	0,30	0,35
0,45	0,20	0,25	0,30
0,50	0,15	0,20	0,25
0,55	0,10	0,15	0,20
0,60	0,05	0,10	0,15

**Tabla 10.6.3.1.3b-2 (Cont.) – Factor de inclinación de la carga,  $R_i$ , para zapatas rectangulares**

$H/V$	Factor de inclinación de la carga, $R_i$		
	Carga inclinada en la dirección de la longitud		
	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,80	0,85	0,90
0,15	0,70	0,80	0,85
0,20	0,65	0,70	0,75
0,25	0,55	0,65	0,70
0,30	0,50	0,60	0,65
0,35	0,40	0,55	0,60
0,40	0,35	0,50	0,55
0,45	0,30	0,45	0,50
0,50	0,25	0,35	0,45
0,55	0,20	0,30	0,40
0,60	0,15	0,25	0,35

*10.6.3.1.3c Usando Ensayos CPT*

En base a resultados de ensayos CPT, la capacidad de carga nominal, en MPa, de las zapatas en arenas o gravas se puede tomar como:

$$q_{ult} = 8,2 \times 10^{-5} q_c B \left( C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i \quad (10.6.3.1.3c-1)$$

donde:

$q_c$  = resistencia promedio a la penetración del cono a una profundidad  $B$  debajo del fondo de la zapata (MPa)

$B$  = ancho de la zapata (mm)

$D_f$  = profundidad de empotramiento considerada hasta el fondo de la zapata (mm)

$R_i$  = factor de corrección que considera la inclinación de la carga, según se especifica en las Tablas 10.6.3.1.3b-1 y 10.6.3.1.3b-2 (adimensional)

$C_{w1}$ ,  $C_{w2}$  = factores de corrección que consideran el efecto del agua subterránea, como se especifica en la Tabla 10.6.3.1.2c-1 (adimensional)

*C10.6.3.1.3c*

La Ecuación 1 está modificada de acuerdo con Meyerhof (1956).

10.6.3.1.3d *Uso de Resultados de Ensayos  
Presiométricos*

La capacidad de carga nominal de los suelos de fundación, en MPa, determinada en base a resultados de ensayos presiométricos, se puede tomar como:

$$q_{ult} = [r_o + k(p_L - p_o)] R_i \quad (10.6.3.1.3d-1)$$

donde:

$r_o$  = presión vertical total inicial en el nivel de fundación (MPa)

$k$  = coeficiente de capacidad de carga empírico de la Figura 1 (adimensional)

$p_L$  = valor promedio de las presiones límite obtenidas a partir de ensayos presiométricos realizados en una profundidad comprendida entre  $1,5B$  por debajo y  $1,5B$  por encima del nivel de fundación (MPa)

$p_o$  = presión horizontal total a la profundidad a la cual se realiza en ensayo presiométrico (MPa)

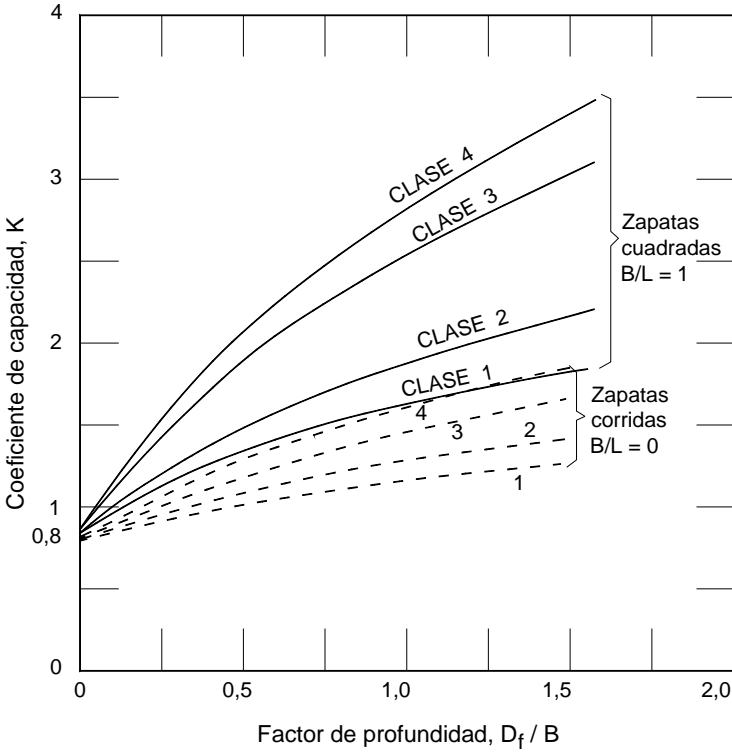
$R_i$  = factor de corrección que considera la inclinación de la carga, según se especifica en las Tablas 10.6.3.1.3b-1 y 10.6.3.1.3b-2 (adimensional)

Si el valor de  $p_L$  varía significativamente en la profundidad comprendida entre  $1,5B$  por encima y  $1,5B$  por debajo del nivel de fundación, el promedio se debería determinar utilizando técnicas especiales.

C10.6.3.1.3d

La Tabla 10.5.5-1 no especifica ningún factor de resistencia aplicable cuando la resistencia de las zapatas se determina mediante el método de los ensayos presiométricos. Cuando se utiliza este método se debería determinar un factor de resistencia como se indica en Barker et al. (1991). Se prevé que en el futuro se desarrollará un factor de resistencia para este método.

Baguelin et al. (1978) han propuesto una técnica especial para calcular promedios.



Tipo de suelo	Consistencia o densidad	$(p_L - p_o)$ (MPa)	Clase
Arcilla	Blanda a muy firme	$< 1,1$	1
	Rígida	$0,77 - 3,8$	2
Arena y Grava	Suelta	$0,38 - 0,77$	2
	Muy densa	$2,9 - 5,8$	4
Limo	Suelto a medianamente denso	$< 0,67$	1
	Denso	$1,1 - 2,9$	2
Roca	Muy baja resistencia	$0,96 - 2,9$	2
	Baja resistencia	$2,9 - 5,8$	3
	Resistencia media a elevada	$5,7 - 9,6+$	4

**Figura 10.6.3.1.3d-1 – Valores del coeficiente de capacidad empírico,  $k$  (Canadian Geotechnical Society 1985)**

10.6.3.1.4 Ensayos con Placa de Carga

C10.6.3.1.4

La capacidad de carga nominal se puede determinar mediante ensayos con placa de carga, listados en el Artículo 10.4.3.2, siempre que se hayan realizados estudios de suelos adecuados para determinar el perfil del

La profundidad de influencia de los ensayos de carga es limitada y por lo tanto estos ensayos pueden no revelar la consolidación a largo plazo de los suelos.

suelo debajo de la fundación.

La capacidad de carga nominal determinada a partir de un ensayo de carga se puede extrapolar a zapatas adyacentes si el perfil del suelo es similar.

#### 10.6.3.1.5 Efecto de la Excentricidad de la Carga

Si las cargas son excéntricas respecto del baricentro de la zapata, en el diseño geotécnico para determinar el asentamiento o la capacidad de carga se deberá utilizar un área efectiva reducida  $B' \times L'$  comprendida dentro de los límites físicos de la zapata. La presión de contacto de diseño sobre el área efectiva se deberá suponer uniforme. El área efectiva reducida deberá ser concéntrica con la carga.

Las dimensiones reducidas para una zapata rectangular cargada de forma excéntrica se pueden tomar como:

$$B' = B - 2e_B \quad (10.6.3.1.5-1)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (10.6.3.1.5-2)$$

donde:

$e_B$  = excentricidad paralela a la dimensión  $B$  (mm)

$e_L$  = excentricidad paralela a la dimensión  $L$  (mm)

Las zapatas sujetas a cargas excéntricas se deberán diseñar de manera de asegurar que:

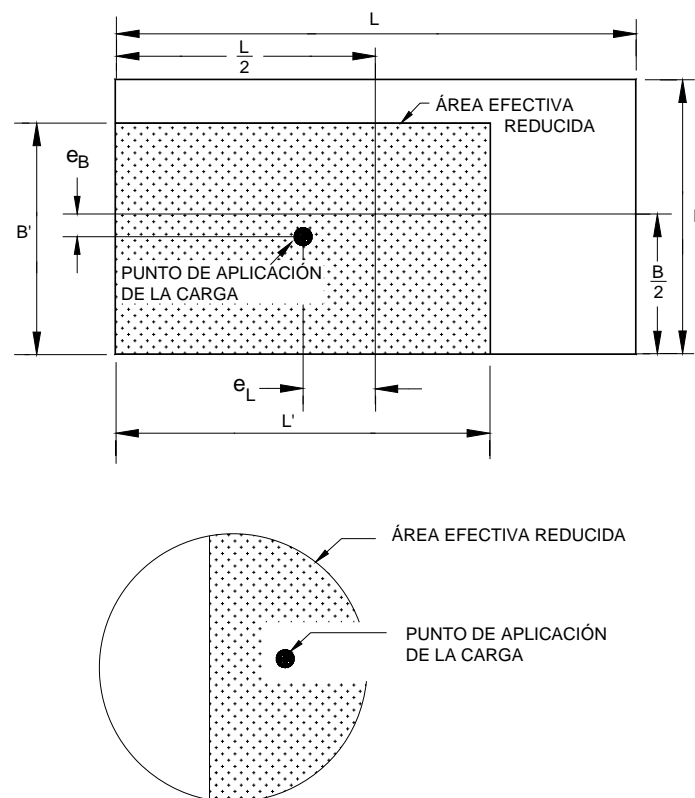
- La capacidad de carga mayorada sea mayor o igual que las solicitaciones debidas a las cargas mayoradas, y
- Para las zapatas en suelos, la excentricidad de la zapata, evaluada en base a las cargas mayoradas, sea menor que 1/4 de la correspondiente dimensión de la zapata,  $B$  o  $L$ .

En el diseño estructural de una fundación cargada excéntricamente se deberá utilizar una presión de contacto de distribución triangular o trapezoidal basada en las cargas mayoradas.

Para las zapatas no rectangulares se deberían utilizar procedimientos similares basados en los principios arriba especificados.

#### C10.6.3.1.5

La Figura C1 ilustra las dimensiones reducidas para una zapata rectangular y una zapata circular.



**Figura 10.6.3.1.5-1 – Dimensiones reducidas de una zapata rectangular y una zapata circular**

A los fines del diseño estructural, generalmente se asume que la presión de contacto varía linealmente a lo largo del fondo de la zapata. Esta hipótesis da por resultado una presión de contacto de distribución triangular o trapezoidal ligeramente conservadora.

Para las zapatas que no son rectangulares, como por ejemplo para la zapata circular ilustrada en la Figura C1, el área efectiva reducida siempre está cargada de forma concéntrica y se puede estimar por aproximación y utilizando el criterio profesional, asumiendo una zapata rectangular reducida que tenga la misma área y baricentro que la porción sombreada de la zapata circular ilustrada en

la Figura C1.

Se realizó un estudio paramétrico exhaustivo para muros de sostenimiento en voladizo de diferentes alturas y diferentes condiciones del suelo. Los anchos de la base obtenidos usando los factores de carga del método LRFD y excentricidades iguales a  $B/4$  fueron comparables a los obtenidos mediante el método ASD con excentricidades iguales a  $B/6$ .

### 10.6.3.2 Capacidad de Carga de las Rocas

#### 10.6.3.2.1 Requisitos Generales

Los métodos utilizados para diseñar zapatas en roca deberán considerar la presencia, orientación y condición de las discontinuidades, perfiles de meteorización y otros perfiles similares según sean aplicables a cada predio en particular.

Para las zapatas en roca competente puede que sea aplicable confiar en análisis simples y directos basados en las resistencias a la compresión uniaxial de la roca y el RQD. Roca competente se define como una masa de roca con discontinuidades cuya abertura es menor o igual que 3,2 mm. Para las zapatas en roca menos competente se deberán realizar investigaciones y análisis más detallados para tomar en cuenta los efectos de la meteorización y la presencia y condición de las discontinuidades.

#### 10.6.3.2.2 Procedimientos Semiempíricos

La capacidad de carga nominal de la roca se puede determinar utilizando una correlación empírica con el Sistema de Clasificación Geomecánico de las Masas Rocosas, RMR, o con el Sistema de Clasificación de las Masas de Roca del Instituto Geotécnico Noruego, NGI. Al utilizar estos procedimientos semiempíricos se deberán considerar las experiencias locales.

La presión de contacto mayorada de la fundación no se deberá adoptar mayor que la capacidad de carga mayorada del hormigón de la zapata.

#### 10.6.3.2.3 Método Analítico

La capacidad de carga nominal de las fundaciones sobre roca se deberá determinar utilizando principios establecidos de la mecánica de rocas en base a los parámetros de resistencia de la masa rocosa. También se deberá considerar la influencia de las discontinuidades sobre el modo de falla.

#### C10.6.3.2.2

La capacidad de carga de una roca fisurada o triturada se puede estimar utilizando el procedimiento semiempírico desarrollado por Carter y Kulhawy (1988). Este procedimiento se basa en la resistencia a la compresión no confinada obtenida ensayando un testigo de roca intacta. Dependiendo de la calidad de la masa de roca medida en términos del sistema RMR o el NGI, la capacidad de carga última de una masa de roca varía entre una pequeña fracción y seis veces la resistencia a la compresión no confinada de los testigos de roca intacta.

#### C10.6.3.2.3

Dependiendo de la separación relativa de las fisuras y la estratificación de la roca, las fallas relacionadas con la capacidad de carga de las fundaciones en roca pueden tomar diversas formas. Excepto para el caso de una masa de roca con fisuras cerradas, los modos de falla son diferentes a los modos de falla de los suelos. Se pueden consultar procedimientos para estimar la capacidad de carga para cada uno de los modos de falla en Kulhawy y Goodman (1987), Goodman (1989) y Sowers (1979).

#### 10.6.3.2.4 Ensayo de Carga

Cuando resulte adecuado, se pueden realizar ensayos de carga para determinar la capacidad de carga nominal de las fundaciones en roca.

#### 10.6.3.2.5 Limitaciones para la Excentricidad de las Cargas

Si una zapata en roca competente está sujeta a cargas excéntricas, para la investigación de todos los estados límite la distribución de la presión de contacto se deberá considerar triangular o trapezoidal, según corresponda.

La excentricidad de las cargas, en base a las cargas mayoradas, deberá ser menor o igual que tres octavos de las correspondientes dimensiones de la zapata,  $B$  o  $L$ .

#### 10.6.3.3 Falla por Resbalamiento

Se deberá investigar la falla por resbalamiento en el caso de las zapatas que soportan cargas inclinadas y/o que están fundadas sobre una pendiente.

Para las fundaciones en suelos arcillosos se deberá considerar la posible presencia de una luz de retracción entre el suelo y la fundación. Si se incluye la resistencia pasiva como parte de la resistencia al corte requerida para resistir el resbalamiento, también se deberá considerar la posible eliminación futura del suelo delante de la fundación.

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, en  $N$ , se puede tomar como:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \quad (10.6.3.3-1)$$

donde:

$\phi_\tau$  = factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en la Tabla 10.5.5-1

$Q_\tau$  = resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación (N)

$\phi_{ep}$  = factor de resistencia para la resistencia pasiva especificado en la Tabla 10.5.5-1

$Q_{ep}$  = resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (N)

#### C10.6.3.3

Las fallas por resbalamiento ocurren cuando las solicitaciones debidas a las cargas con componente horizontal superan el valor más crítico entre la resistencia al corte mayorada de los suelos o la resistencia al corte mayorada en la interfaz entre el suelo y la fundación.

Para las zapatas en suelos no cohesivos la resistencia al resbalamiento depende de la rugosidad de la interfaz entre la fundación y el suelo.

Las magnitudes del empuje activo del suelo y la resistencia pasiva dependen del tipo de material de relleno, del movimiento del muro y del esfuerzo de compactación. Su magnitud se puede estimar utilizando los procedimientos descritos en las Secciones 3 y 11.

En la mayoría de los casos el movimiento de la estructura y su fundación será pequeño. En consecuencia, si en la resistencia se incluye la resistencia pasiva, su magnitud habitualmente se toma como 50 por ciento de la máxima resistencia pasiva, como se indica en la Tabla 10.5.5-1.

$Q_R$ ,  $Q_n$  y  $Q_{ep}$  se expresan en newtons. Para los elementos diseñados en base a una longitud unitaria estos valores se expresarán en newtons por unidad de longitud.

Si el suelo debajo de la zapata es no cohesivo:

$$Q_r = V \tan \delta \quad (10.6.3.3-2)$$

para lo cual:

$$\begin{aligned} \tan \delta &= \tan \phi_f \text{ para hormigón colado contra suelo} \\ &= 0,8 \tan \phi_f \text{ para zapatas de hormigón prefabricado} \end{aligned}$$

donde:

$\phi_f$  = ángulo de fricción interna del suelo (°)

$V$  = esfuerzo vertical total (N)

Para zapatas apoyadas sobre arcilla, la resistencia al resbalamiento se puede tomar como el menor valor entre:

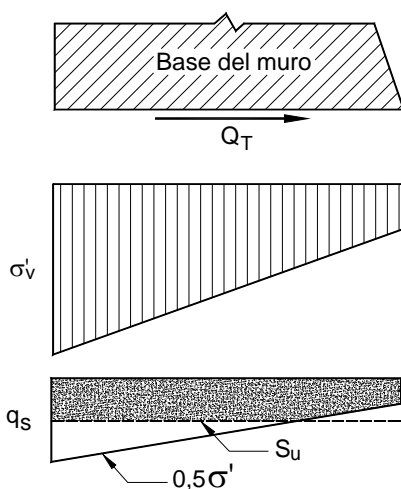
- La cohesión de la arcilla, o
- Si las zapatas están apoyadas sobre al menos 150 mm de material granular compactado, un medio de la tensión normal en la interfaz entre la zapata y el suelo, como se ilustra en la Figura 1 para el caso de muros de sostenimiento. En la Figura 1 se utiliza la siguiente simbología:

$q_s$  = resistencia al corte unitaria, igual a  $S_u$  o  $0,5\sigma'_v$ , cualquiera sea el valor que resulte menor

$Q_r$  = área debajo del diagrama de  $q_s$  (área sombreada)

$S_u$  = resistencia al corte no drenada (MPa)

$\sigma'_v$  = tensión vertical efectiva (MPa)



**Figura 10.6.3.3-1 – Procedimiento para estimar la resistencia al resbalamiento de muros en arcilla**

#### **10.6.4 Diseño Estructural**

El diseño estructural de las zapatas deberá satisfacer los requisitos indicados en el Artículo 5.13.3.

### **10.7 PILOTES HINCADOS**

#### **10.7.1 Requisitos Generales**

##### **10.7.1.1 Uso**

Se debería considerar el uso de pilotes cuando no sea posible fundar zapatas sobre roca, material cohesivo rígido o material granular a un costo razonable. En las ubicaciones donde las condiciones del suelo normalmente permitirían utilizar zapatas pero en las cuales existe el potencial de erosión, se pueden utilizar pilotes como una medida de protección contra la socavación.

##### **10.7.1.2 Penetración de los Pilotes**

La penetración requerida para los pilotes se debería determinar en base a la resistencia a las cargas verticales y laterales y el desplazamiento tanto del pilote como de los materiales subsuperficiales. En general, a menos que se tope con un rechazo, la penetración de diseño de cualquier pilote debería ser mayor o igual que 3000 mm en suelo cohesivo duro o material granular denso, y mayor o igual que 6000 mm en suelo cohesivo blando o material granular suelto.

A menos que se tope con un rechazo, los pilotes para caballetes deberán penetrar una distancia como mínimo igual a un tercio de la longitud del pilote que no tiene apoyo lateral.

Los pilotes utilizados para penetrar un estrato superior blando o suelto que se encuentra sobre un estrato duro o firme deberán penetrar el estrato firme una distancia suficiente para limitar el movimiento de los pilotes y lograr capacidades de carga suficientes.

##### **10.7.1.3 Resistencia**

Los pilotes se deberán diseñar de manera que tengan capacidades de carga y resistencias estructurales adecuadas, asentamientos tolerables y desplazamientos laterales tolerables.

La capacidad de carga de los pilotes se debería determinar mediante métodos de análisis estático en base a la interacción suelo-estructura, ensayos de carga, el uso un analizador durante el hincado de los pilotes u otra técnica de medición de onda de tensión, con el programa

CAPWAP. La resistencia de los pilotes se debería determinar mediante una adecuada combinación de estudios de suelo, ensayos en laboratorio y/o in situ, métodos analíticos, ensayos de carga y análisis del historial de comportamientos anteriores. También se deberán considerar los siguientes factores:

- La diferencia entre la resistencia de un pilote individual y la de un grupo de pilotes;
- La capacidad de los estratos subyacentes para soportar la carga del grupo de pilotes;
- Los efectos del hincado de los pilotes sobre las estructuras adyacentes;
- La posibilidad de socavación y sus consecuencias; y
- La transmisión de esfuerzos del suelo al consolidarse, como por ejemplo la fricción negativa.

Los factores de resistencia que se aplican a las capacidades de los pilotes obtenidas a partir de ensayos de carga in situ o en base al analizador del hincado deberán ser como se especifica en la Tabla 10.5.5-2.

#### **10.7.1.4 Efecto del Asentamiento del Terreno y Cargas de Fricción Negativa**

Se deberá considerar el posible desarrollo de fricción negativa en los pilotes cuando:

- Los predios yacen sobre arcillas compresibles, limos o turbas;
- Recientemente se ha colocado relleno sobre la superficie anterior; y
- El nivel freático se ha reducido considerablemente.

Al investigar la capacidad de carga y el asentamiento de las fundaciones con pilotes las cargas de fricción negativa se deberán considerar como una carga.

#### **C10.7.1.4**

Si un depósito de suelo en el cual o a través del cual se han instalado pilotes está sujeto a consolidación y asentamiento en relación con los pilotes, en los pilotes se inducen fuerzas de fricción negativa. Las cargas de fricción negativa inducidas tienden a reducir la capacidad utilizable de los pilotes.

Como se explicó en la Sección 3.11.8, la fricción negativa es una carga mientras que la fricción superficial es una resistencia. Las cargas de fricción negativa no se combinan con las cargas temporarias, ya que las cargas temporarias provocan un movimiento descendente del pilote con respecto al suelo, ocasionando la reducción temporaria o eliminación de las cargas de fricción negativa.

La fricción negativa solamente es un tema relacionado con la capacidad de los pilotes en aquellos casos en los cuales hay un pilote totalmente de punta en un suelo muy denso o duro o en roca, donde la capacidad del pilote es

Las cargas de fricción negativa se pueden determinar como se especifica en el Artículo 10.7.3.3, invirtiendo la dirección de los esfuerzos de fricción superficial. Al evaluar la capacidad de carga en el estado límite de resistencia, a la carga permanente vertical mayorada aplicada a la fundación profunda se deberán sumar las cargas de fricción negativa mayoradas.

Al evaluar el asentamiento en el estado límite de servicio, a la carga permanente vertical aplicada a la fundación profunda se deberán sumar las cargas de fricción negativa.

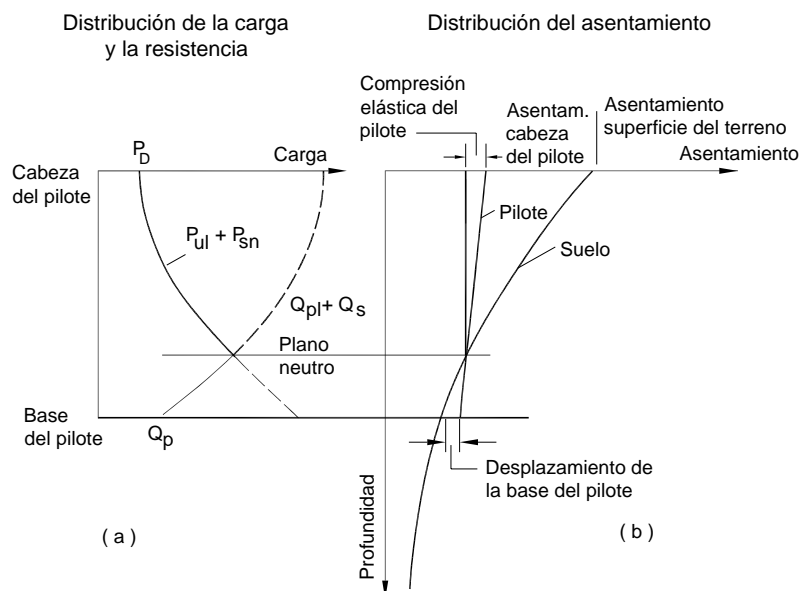
normalmente controlada por la resistencia estructural del pilote y donde los asentamientos del pilote son despreciables. En todos los demás casos de pilotes apoyados en suelos compresibles, donde la capacidad del pilote es controlada por la resistencia de punta y la adherencia o fricción del fuste, la fricción negativa se puede considerar como un tema relacionado con asentamiento.

Observaciones in situ de pilotes existentes demuestran que la magnitud de la fricción negativa es función de la tensión efectiva que actúa sobre el pilote y se puede calcular de manera similar al cálculo de la resistencia positiva del fuste. Las cargas de fricción negativa se pueden estimar utilizando los métodos  $\alpha$  o  $\lambda$ . Sin embargo, se debe permitir una tolerancia para el posible aumento de la resistencia al corte no drenada a medida que se produce consolidación, ya que el aumento de la resistencia al corte provocará cargas de fricción negativa más elevadas. Un enfoque alternativo sería utilizar el método  $\beta$  en aquellos casos en los cuales sea necesario considerar las condiciones a largo plazo luego de la consolidación.

Cuando se diseña para fricción negativa, las cargas de fricción no se deben combinar con las cargas temporarias. Por lo tanto, junto con las cargas de fricción negativa sólo es necesario incluir las cargas permanentes, siempre que las cargas temporarias sean menores que las cargas de fricción negativa.

Las fuerzas de fricción negativa se pueden reducir aplicando una delgada capa bituminosa sobre la superficie del pilote.

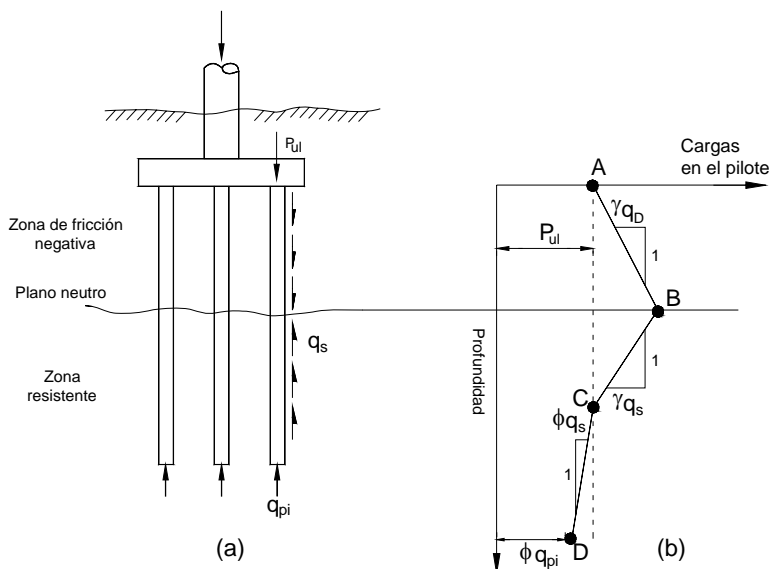
Para determinar la longitud del pilote afectada por las fuerzas de fricción negativa es necesario localizar el denominado plano neutro. El plano neutro se define como el plano en el cual el asentamiento del pilote y el asentamiento del suelo son iguales, como se ilustra en la Figura C1. Por encima del plano neutro el suelo carga al fuste con fricción superficial negativa. Por debajo del plano neutro el pilote deriva apoyo del suelo y en consecuencia la carga total del pilote disminuye. En la Figura C1 se ilustra la distribución de la carga y la resistencia en el pilote, en base a las cargas no mayoradas.



**Figura C10.7.1.4-1 – Representación esquemática de las cargas, asentamiento y plano neutro de un pilote**

En el estado límite de resistencia, el tema de los factores de carga y factores de resistencia a aplicar a la fricción negativa y la fricción superficial requiere del juicio profesional. Consideremos la situación idealizada ilustrada en la Figura C2. Inicialmente un pilote soporta su proporción de las cargas totales de la fundación indicadas en la Figura C2 como  $P_{ui}$ . Por encima del plano neutro, la carga del pilote continúa aumentando con la profundidad debido a la fricción negativa, situación en la cual la carga mayorada se suma a la carga mayorada inicial del pilote, como lo indica el recorrido A-B en la Figura C2. Por debajo del plano neutro, la fricción superficial comienza a soportar el pilote, y el problema a considerar es si la fricción superficial se mayorada como una resistencia en algún punto debajo del plano neutro o si la fricción superficial se debería utilizar inicialmente para contrarrestar la carga de fricción negativa acumulada tanto como sea posible, en vista de la situación particular. En la Figura C2(b) se ilustra una interpretación razonable. A lo largo del recorrido B-C la fricción superficial se considera contrarrestada por la fricción negativa y, por lo tanto, se considera como una carga mayorada. Dicho en otras palabras, la diferencia neta entre la fricción negativa y la fricción superficial continúa siendo aplicada al pilote como una carga mayorada hasta que la fricción superficial acumulada equilibra la fricción negativa acumulada. En el ejemplo idealizado en la Figura C2, la fricción superficial es suficiente para contrarrestar la totalidad de la fricción negativa cuando el recorrido de la carga llega al punto C. A lo largo del recorrido D-C la resistencia del pilote se

acumula hasta un total igual a la resistencia de punta mayorada, más la resistencia mayorada debida a la fricción superficial a lo largo del recorrido D-C.



**Figura C10.7.1.4-2 – Representación esquemática de las cargas mayoradas en pilotes con fricción negativa**

#### 10.7.1.5 Separación, Luces Libres y Longitud Embebida de los Pilotes

Las separaciones entre los centros de los pilotes no deberán ser menores que el mayor valor entre 750 mm o 2,5 veces el diámetro o el ancho de los pilotes. La distancia entre el lateral de un pilote y el borde más próximo del cabezal deberá ser mayor que 225 mm.

Las partes superiores de los pilotes se deberán extender como mínimo 300 mm hacia el interior de los cabezales una vez que se ha retirado todo el material dañado de los pilotes. Si el pilote está unido al cabezal mediante barras o cables embebidos, el pilote se debería extender como mínimo 150 mm hacia el interior del cabezal. Si hay una viga de hormigón armado colada in situ que se utiliza como cabezal soportada por pilotes, el recubrimiento de hormigón en los laterales de los pilotes deberá ser mayor que 150 mm, más una tolerancia para considerar la falta de alineación admisible de los pilotes, y los pilotes se deberán extender como mínimo 150 mm hacia el interior del cabezal. Si la armadura de los pilotes está anclada en un cabezal que satisface los requisitos del Artículo 5.13.4.1, esta extensión puede ser menor que 150 mm.

#### 10.7.1.6 Pilotes Inclinados

Se deben evitar los pilotes inclinados si se anticipan cargas de fricción negativa y si la estructura está ubicada en

#### C10.7.1.5

No es la intención del presente artículo exigir una reducción de las separaciones estándares utilizadas por un Propietario.

#### C10.7.1.6

El asentamiento induce momentos flectores en los fustes de los pilotes inclinados (Tomlinson 1987).

### Zonas Sísmicas 3 y 4.

Se pueden utilizar pilotes inclinados si la resistencia lateral de los pilotes verticales no es adecuada para contrarrestar los esfuerzos horizontales transmitidos a la fundación o si es necesario aumentar la rigidez de la estructura en su conjunto.

El grado de inclinación dependerá del tipo de pilote y de la magnitud de las cargas laterales. Se pueden hincar pilotes con ángulos de inclinación de hasta uno en horizontal por dos en vertical (Tomlinson 1987). La mayor eficiencia se logra utilizando pilotes inclinados en direcciones opuestas.

Tomlinson (1987) describe un procedimiento gráfico sencillo para estimar los esfuerzos de compresión y tracción en grupos de pilotes que contienen no más de tres filas de pilotes. Se pueden utilizar procedimientos elástico-lineales para resolver los esfuerzos en los pilotes y los desplazamientos en los grupos de pilotes que se pueden modelar en dos dimensiones (Hrennikoff 1950). Este procedimiento también ha sido adaptado para tres dimensiones (Saul 1968). O'Neill et al. (1977) y O'Neill y Tsai (1984) presentan análisis de grupos de pilotes tridimensionales que consideran la respuesta no lineal del suelo y la interacción pilote-suelo-pilote.

#### 10.7.1.7 Nivel Freático y Flotabilidad

La capacidad de carga se deberá determinar usando el nivel freático consistente con el nivel utilizado para calcular las solicitaciones debidas a las cargas. En el diseño se deberá considerar el efecto de la presión hidrostática.

#### C10.7.1.7

A menos que el pilote esté apoyado sobre roca, la resistencia de punta depende fundamentalmente de la sobrecarga efectiva, la cual se ve afectada en forma directa por el nivel freático. Para condiciones de carga drenada, la tensión efectiva vertical,  $\sigma'_v$ , está relacionada con el nivel del agua subterránea y por lo tanto afecta la capacidad del fuste.

#### 10.7.1.8 Protección contra el Deterioro

Como mínimo, se deberán considerar los siguientes tipos de deterioro:

- Corrosión de las fundaciones con pilotes de acero, particularmente en suelos de relleno, suelos de bajo pH y ambientes marinos;
- Ataque por sulfatos, cloruros y ácidos de las fundaciones con pilotes de hormigón; y
- Descomposición de los pilotes de madera provocada por los ciclos de humedecimiento y secado o por la acción de insectos u organismos marinos.

Las siguientes condiciones se deberían considerar indicadores de una situación de potencial deterioro o corrosión de los pilotes:

- Resistividad menor que 1000 ohm-cm;
- pH menor que 5,5;

#### C10.7.1.8

Los valores de resistividad, pH, contenido de cloruros y concentración de sulfatos han sido adaptados de los indicados por Fang (1991) y Tomlinson (1987).

En algunos estados se utiliza un sistema de pintura a base de carbón, alquitrán y epoxi como recubrimiento protector, habiendo logrado buenos resultados.

Los criterios para determinar el potencial de deterioro son ampliamente variables. Elias (1990) presenta un conjunto de recomendaciones alternativas.

Para evaluar el potencial de corrosión se puede utilizar un relevamiento in situ de la resistividad eléctrica o ensayos de resistividad, junto con ensayos para determinar el pH de muestras de suelo y agua subterránea.

El potencial de deterioro de los pilotes de acero se puede reducir aplicando diferentes métodos, incluyendo la aplicación de recubrimientos protectores, camisas de hormigón, protección catódica, empleo de aleaciones de acero especiales o incremento del área de acero. Los recubrimientos protectores deben ser resistentes a la abrasión y para ellos deben existir registros confiables de utilización en el ambiente corrosivo identificado. Los

- pH comprendido entre 5,5 y 8,5 en suelos con elevado contenido de material orgánico;
- Concentraciones de sulfatos superiores a 1000 ppm;
- Suelos de relleno y rellenos de cenizas;
- Suelos sujetos a drenajes mineros o industriales;
- Áreas con una mezcla de suelos de alta resistividad y suelos de elevada alcalinidad y baja resistividad; y
- Presencia de insectos (pilotes de madera).

Las siguientes condiciones del agua se deberían considerar indicadores de una situación de potencial deterioro o corrosión de los pilotes:

- Contenido de cloruros superior a 500 ppm;
- Concentración de sulfatos superior a 500 ppm;
- Ecurrimientos mineros o industriales;
- Elevado contenido de material orgánico;
- pH menor que 5,5;
- Presencia de organismos marinos; y
- Pilotes expuestos a ciclos de humedecimiento y secado.

Si se sospecha la presencia de desechos químicos se deberá considerar la realización de un análisis químico exhaustivo de muestras de suelo y agua subterránea.

recubrimientos protectores se deben prolongar cierta distancia hacia el suelo no corrosivo, ya que la porción inferior del recubrimiento es más susceptible a las pérdidas por abrasión durante la instalación de los pilotes.

También se puede utilizar una camisa de hormigón que atraviese la zona corrosiva. La mezcla de hormigón debe ser de baja permeabilidad y se debe colocar correctamente. Los pilotes de acero protegidos mediante camisas de hormigón deberían tener un recubrimiento dieléctrico cerca de la base de la camisa de hormigón.

El uso de aleaciones de acero especiales con níquel, cobre y potasio también se puede implementar para lograr mayor resistencia contra la corrosión en zonas costeras o en la zona de salpicadura de los pilotes marítimos.

Para obtener resistencia contra la corrosión también se puede utilizar un área de acero sacrificable. Esta técnica consiste en sobredimensionar la sección de acero de manera que la sección de acero, luego de la corrosión, satisfaga los requisitos de capacidad estructural.

El deterioro de los pilotes de hormigón se puede reducir utilizando procedimientos de diseño adecuados. Estos procedimientos incluyen el uso de hormigón denso impermeable, cemento pórtland resistente a los sulfatos, aumento del recubrimiento del acero, incorporación de aire, mezcla de hormigón con contenido reducido de cloruros, protección catódica y armadura con recubrimiento epoxi. Los pilotes que están continuamente sumergidos son menos susceptibles al deterioro. La Sección 4.5.2 de la norma ACI 318 indica las máximas relaciones agua-cemento para condiciones de exposición especiales. La Sección 4.5.3 de ACI 318 contiene un listado de los tipos de cemento apropiados para diferentes tipos de exposición a los sulfatos.

Para el hormigón pretensado, la norma ACI 318 recomienda un contenido máximo de iones cloruro solubles en agua de 0,06 por ciento en masa de cemento.

La protección catódica del acero de las armaduras y el acero de pretensado se puede utilizar como un medio para proteger al hormigón contra los efectos de la corrosión. Este proceso induce un flujo eléctrico desde un ánodo hacia un cátodo y reduce la corrosión. Puede ser necesario utilizar una fuente de corriente continua externa. Sin embargo, la protección catódica requiere que el acero sea eléctricamente continuo, lo cual hace necesario interconectar todos los elementos. Esta interconexión es costosa y generalmente excluye el uso de protección catódica para los pilotes de hormigón.

En algunos casos se ha determinado que el uso de recubrimientos epoxi en los pilotes puede ser útil para resistir la corrosión. Es importante asegurar que el recubrimiento sea continuo.

**10.7.1.9 Levantamiento**

Las fundaciones con pilotes diseñadas para resistir levantamiento se deberían verificar para determinar su resistencia al arrancamiento y la capacidad estructural de los pilotes para soportar tensiones de tracción.

**C10.7.1.9**

Las fuerzas de levantamiento pueden ser provocadas por cargas laterales, efectos de la flotabilidad y la presencia de suelos expansivos. La conexión del pilote al cabezal afecta su capacidad estructural para resistir el levantamiento y por lo tanto también debería ser investigada.

**10.7.1.10 Longitudes Estimadas**

En los planos se deberán indicar las longitudes estimadas para los pilotes de cada subestructura, las cuales se deberán basar en una cuidadosa evaluación de la información disponible sobre el suelo, cálculos de capacidad estática y lateral y/o experiencias anteriores.

**10.7.1.11 Altura Mínima y Estimada de la Punta**

Los planos deberán indicar las alturas mínimas y estimadas para la punta de los pilotes de cada subestructura. Las alturas estimadas para las puntas de los pilotes deberán reflejar la cota donde se puede obtener la capacidad última requerida para el pilote. Las alturas mínimas para la punta de los pilotes deberán reflejar la penetración requerida para soportar las cargas laterales del pilote, incluyendo, cuando corresponda, la consideración de la socavación y/o la penetración de estratos de suelo superiores inadecuados.

**10.7.1.12 Pilotes que Atraviesan Terraplenes  
Construidos de Relleno**

Los pilotes que se han de hincar a través de un terraplén deberán penetrar como mínimo 3000 mm en el suelo original, a menos que a una penetración menor ocurra rechazo o haya un estrato de apoyo competente. El relleno utilizado para construir terraplenes deberá consistir en un material seleccionado que no obstruya la penetración de los pilotes hasta la profundidad requerida. El tamaño máximo de cualquier partícula del relleno deberá ser menor o igual que 150 mm. Cuando sea necesario se deberá especificar la realización de una perforación previa o de inicio en las ubicaciones donde irán los pilotes, particularmente en el caso de pilotes de desplazamiento.

**10.7.1.13 Pilotes de Prueba**

Se deberán considerar pilotes de prueba para cada subestructura a fin de determinar las características de instalación de los pilotes, evaluar la capacidad de los pilotes en función de su profundidad y establecer las longitudes para poder realizar el pedido de los pilotes al

proveedor. Los pilotes se pueden ensayar mediante ensayos de carga estática, ensayos dinámicos, estudios de factibilidad del hincado, o una combinación de estos ensayos, en base al conocimiento de las condiciones del subsuelo. El número de pilotes de prueba requerido puede ser mayor en el caso de subsuelos de condiciones no uniformes. Puede no ser necesario utilizar pilotes de prueba si existe experiencia previa con el mismo tipo de pilotes y se conoce la capacidad de carga última de los pilotes en condiciones de subsuelo similares.

#### **10.7.1.14 Análisis por Ecuación de Ondas**

La factibilidad de construir la fundación con pilotes que se ha diseñado se debería evaluar utilizando un software de ecuación de ondas. La ecuación de ondas se debería emplear para confirmar que la sección de diseño del pilote se puede instalar a la profundidad deseada y con la capacidad última requerida así como dentro de los niveles de carga de hincado admisibles especificados en el Artículo 10.7.1.16 utilizando un sistema de hincado adecuadamente dimensionado.

#### **10.7.1.15 Monitoreo Dinámico**

Para los pilotes instalados en condiciones de subsuelo complicadas, tales como suelos con presencia de obstrucciones y cantos rodados o lechos rocosos con pendientes muy pronunciadas, se puede especificar un monitoreo dinámico para verificar que se satisfaga la capacidad estructural de los pilotes. También se puede utilizar monitoreo dinámico para verificar la capacidad geotécnica cuando la envergadura del proyecto y otras limitaciones hagan impracticable la realización de ensayos de carga estática.

#### **10.7.1.16 Máximas Tensiones de Hincado Admisibles**

Las cargas de hincado se pueden estimar mediante análisis de ecuación de ondas o monitoreo dinámico de la fuerza y aceleración en la cabeza del pilote durante su hincado.

Las máximas cargas de hincado para pilotes hincados superiormente deberán ser menores o iguales que las siguientes resistencias mayoradas, siendo la nomenclatura y los factores de resistencia como se especifica en las Secciones 5, 6 u 8, según corresponda.

- Pilotes de acero:
  - Compresión:  $0,90\phi F_y A_g$
  - Tracción:  $0,90\phi F_y A_n$

- Pilotes de hormigón:
  - Compresión:  $0,85\phi f'_c A_c$
  - Tracción:  $0,70\phi F_y A_s$
- Pilotes de hormigón pretensado:
  - Compresión:  $\phi (0,85 f'_c - f_{pe}) A_c$
  - Tracción - Ambientes normales:  $\phi (0,25 \sqrt{f'_c} - f_{pe}) A_c$
  - Tracción - Ambientes fuertemente corrosivos:  $\phi f_{pe} A_{ps}$
- Pilotes de madera:
  - Compresión:  $\phi F_{co} A$
  - Tracción: N/A

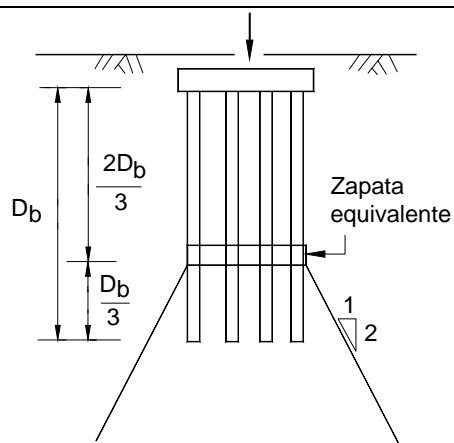
## 10.7.2 Movimiento y Capacidad de Carga en el Estado Límite de Servicio

### 10.7.2.1 Requisitos Generales

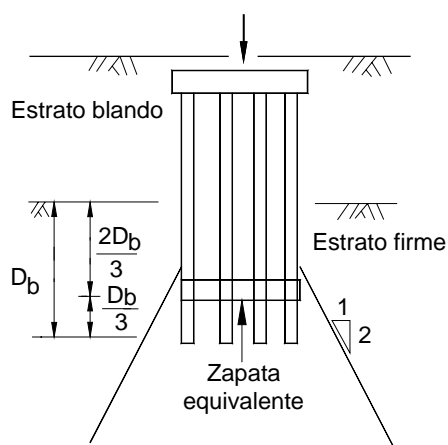
A los fines del cálculo de los asentamientos de un grupo de pilotes, se deberá asumir que las cargas actúan sobre una zapata equivalente ubicada a dos tercios de la profundidad embebida de los pilotes en el estrato que proporciona apoyo, como se ilustra en la Figura 1.

Para los pilotes en suelos no cohesivos, el asentamiento de las fundaciones se deberá investigar utilizando todas las cargas aplicables de la Combinación de Cargas para el Estado Límite de Servicio I especificadas en la Tabla 3.4.1-1. Para los pilotes en suelos cohesivos, la Combinación de Cargas para el Estado Límite de Servicio I también se deberá utilizar con todas las cargas aplicables, excepto que se podrán omitir las cargas temporarias.

Para evaluar el desplazamiento lateral de las fundaciones se deberán utilizar todas las combinaciones de cargas de los estados límites de servicio aplicables especificadas en la Tabla 3.4.1-1.



(a)



(b)

**Figura 10.7.2.1-1 – Ubicación de la zapata equivalente**  
(Duncan y Buchignani 1976)

### 10.7.2.2 Criterio para el Desplazamiento Lateral

### C10.7.2.2

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.6.2.2.  
Los movimientos laterales de diseño deberán ser menores o iguales que 38 mm.

Este criterio fue tomado de Moulton et al. (1985).

### 10.7.2.3 Asentamiento

#### 10.7.2.3.1 Requisitos Generales

El asentamiento de una fundación con pilotes no deberá ser mayor que el asentamiento admisible, seleccionado de acuerdo con el Artículo 10.6.2.2.

#### 10.7.2.3.2 Suelos Cohesivos

Para estimar el asentamiento de un grupo de pilotes se

deberán utilizar los procedimientos utilizados para las fundaciones superficiales, usando la ubicación de la zapata equivalente especificada en la Figura 10.7.2.1-1.

### 10.7.2.3.3 Suelos No Cohesivos

### C10.7.2.3.3

El asentamiento de los grupos de pilotes en suelos no cohesivos se puede estimar utilizando los resultados de ensayos in situ y la ubicación de la zapata equivalente especificada en la Figura 10.7.2.1-1.

El asentamiento de los grupos de pilotes en suelos no cohesivos se puede tomar como:

Los requisitos se basan en el uso de las correlaciones empíricas propuestas por Meyerhof (1976).

$$\text{Usando ensayos SPT: } \rho = \frac{360q I \sqrt{X}}{N_{corr}} \quad (10.7.2.3.3-1)$$

$$\text{Usando ensayos CPT: } \rho = \frac{q X I}{2q_c} \quad (10.7.2.3.3-2)$$

para lo cual:

$$I = 1 - 0,125 \frac{D'}{X} \geq 0,5 \quad (10.7.2.3.3-3)$$

$$N_{corr} = \left[ 0,77 \log_{10} \left( \frac{1,92}{\sigma'_v} \right) \right] N \quad (10.7.2.3.3-4)$$

donde:

$q$  = presión neta de fundación aplicada a  $2D_b/3$ , como se ilustra en la Figura 10.7.2.1-1; esta presión es igual a la carga aplicada en la parte superior del grupo dividida por el área de la zapata equivalente y no incluye el peso de los pilotes ni del suelo entre los pilotes (MPa)

$X$  = ancho o menor dimensión del grupo de pilotes (mm)

$\rho$  = asentamiento del grupo de pilotes (mm)

$I$  = factor de influencia que considera la longitud embebida efectiva de un grupo de pilotes (adimensional)

$D'$  = profundidad efectiva tomada como  $2D_b/3$  (mm)

$D_b$  = profundidad embebida de los pilotes en un estrato que proporciona apoyo, como se especifica en la Figura 10.7.2.1-1 (mm)

$N_{corr}$  = promedio representativo del número de golpes del SPT corregido para considerar la sobrecarga de suelo en una profundidad  $X$  debajo de la zapata equivalente (golpes/300 mm)

$N$  = número de golpes medidos del SPT en el área donde se determina el asentamiento (golpes/300 mm)

$\sigma'_v$  = tensión vertical efectiva (MPa)

$q_c$  = resistencia media a la penetración del cono estático en una profundidad  $X$  debajo de la zapata equivalente (MPa)

#### 10.7.2.4 Desplazamiento Lateral

El desplazamiento lateral de una fundación con pilotes deberá ser menor o igual que el desplazamiento lateral admisible, seleccionado de acuerdo con la Sección 10.7.2.2.

El desplazamiento lateral de los grupos de pilotes se deberá estimar utilizando procedimientos que consideren la interacción suelo-estructura.

#### 10.7.2.5 Valores Presuntos para la Resistencia de Punta

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.6.2.3.

### 10.7.3 Resistencia en el Estado Límite de Resistencia

#### 10.7.3.1 Requisitos Generales

Las resistencias que se deberán considerar incluyen:

- La capacidad de carga de los pilotes,
- La resistencia contra el levantamiento de los pilotes,
- El punzonamiento de los pilotes a través de suelo resistente hacia un estrato más débil, y
- La resistencia estructural de los pilotes.

#### 10.7.3.2 Pilotes Cargados Axialmente

Se deberá dar preferencia a los procedimientos de diseño basados en análisis estáticos en combinación con un monitoreo in situ durante el hincado o ensayos de carga. Los resultados de los ensayos de carga se pueden extrapolar a las subestructuras adyacentes para las cuales las condiciones del subsuelo son similares. La capacidad de

#### C10.7.2.4

El desplazamiento lateral de los grupos de pilotes se puede estimar utilizando los procedimientos descritos por Barker et al. (1991) y Reese (1984). El procedimiento se desarrolló mediante un estudio paramétrico de un gran número de grupos de pilotes utilizando las teorías propuestas por Evans y Duncan (1982) y Focht y Koch (1973).

#### C10.7.3.1

Estos requisitos y los factores de resistencia asociados se aplican a la resistencia geotécnica de los pilotes. La resistencia estructural se debería basar en los requisitos aplicables de las Secciones 5, 6 y 8.

#### C10.7.3.2

carga de los pilotes se puede estimar usando métodos analíticos o métodos basados en ensayos in situ.

La capacidad de carga mayorada de los pilotes,  $Q_R$ , se puede tomar como:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_q Q_{ult} \quad (10.7.3.2-1)$$

o bien

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qp} Q_p + \phi_{qs} Q_s \quad (10.7.3.2-2)$$

para lo cual:

$$Q_p = q_p A_p \quad (10.7.3.2-3)$$

$$Q_s = q_s A_s \quad (10.7.3.2-4)$$

donde:

$\phi_q$  = factor de resistencia para la capacidad de carga de un pilote individual especificado en el Artículo 10.5.5 para aquellos métodos que no diferencian entre la resistencia total y la contribución individual de la resistencia de punta y la resistencia friccional

$Q_{ult}$  = capacidad de carga de un pilote individual (N)

$Q_p$  = resistencia de punta del pilote (N)

$Q_s$  = resistencia friccional del pilote (N)

$q_p$  = resistencia de punta unitaria del pilote (MPa)

$q_s$  = resistencia friccional unitaria del pilote (MPa)

$A_s$  = área superficial del fuste del pilote (mm<sup>2</sup>)

$A_p$  = área de la punta del pilote (mm<sup>2</sup>)

$\phi_{qp}$  = factor de resistencia para la resistencia de punta especificado en la Tabla 10.5.5-2 para aquellos métodos que dividen la resistencia de un pilote en una contribución de la resistencia de punta y una contribución de la resistencia friccional

$\phi_{qs}$  = factor de resistencia para la resistencia friccional especificada en la Tabla 10.5.5-2 para aquellos métodos que dividen la resistencia de un pilote en una contribución de la resistencia de punta y una contribución de la resistencia friccional

La capacidad de carga de un pilote en suelo se deriva de la resistencia de punta y/o la resistencia lateral, es decir, la fricción superficial. Tanto la resistencia de punta como la resistencia friccional se desarrollan en respuesta al desplazamiento de la fundación. Es poco probable que los máximos valores de ambas resistencias ocurran para el mismo desplazamiento. La resistencia friccional típicamente se moviliza plenamente con desplazamientos de aproximadamente 2,5 a 10 mm. Sin embargo, la capacidad de punta se moviliza una vez que el pilote se asienta aproximadamente el 8 por ciento de su diámetro (Kulhawy et al. 1983).

El valor de  $\phi_q$  depende del método utilizado para estimar la capacidad de carga del pilote y puede ser diferente para las resistencias de punta y friccional.

### 10.7.3.3 Estimaciones Semiempíricas de la Resistencia de los Pilotes

#### 10.7.3.3.1 Requisitos Generales

Se pueden utilizar tanto métodos basados en tensiones totales como en tensiones efectivas, siempre que se encuentren disponibles los parámetros de resistencia del suelo apropiados. Los factores de resistencia para la resistencia friccional y para la resistencia de punta, estimados utilizando métodos semiempíricos, deberán ser como se especifica en la Tabla 10.5.5-2.

#### 10.7.3.3.2 Resistencia Friccional

Se pueden utilizar uno o más de los tres procedimientos especificados a continuación, según corresponda.

##### 10.7.3.3.2a Método $\alpha$

El método  $\alpha$ , basado en tensiones totales, se puede utilizar para relacionar la adherencia entre el pilote y una arcilla con la resistencia no drenada de la arcilla. La fricción superficial nominal unitaria, en MPa, se puede tomar como:

$$q_s = \alpha S_u \quad (10.7.3.3.2a-1)$$

donde:

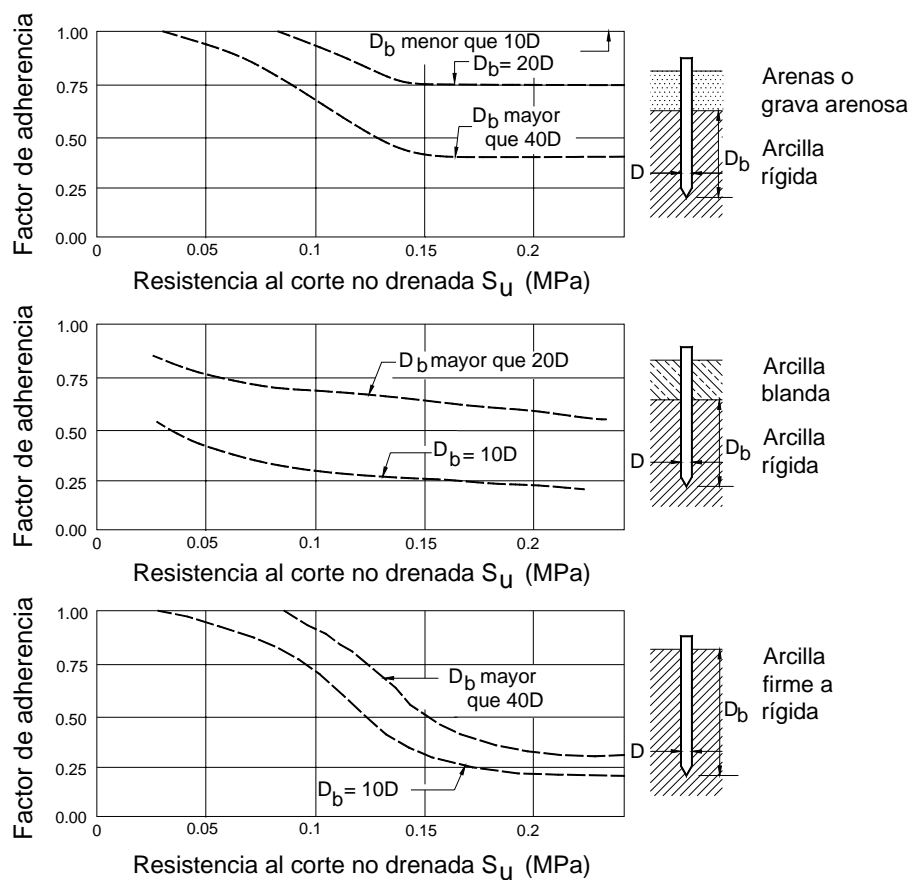
$S_u$  = resistencia al corte no drenada promedio (MPa)

$\alpha$  = factor de adherencia aplicado a  $S_u$  (adimensional)

Se puede asumir que el factor de adherencia,  $\alpha$ , varía en función de la resistencia no drenada,  $S_u$ , como se ilustra en la Figura 1.

##### C10.7.3.3.2a

El método  $\alpha$  es fácil de aplicar. Se utiliza desde hace muchos años y permite obtener resultados razonables tanto para pilotes de desplazamiento como para pilotes que no son de desplazamiento en arcilla.



**Figura 10.7.3.3.2a-1 – Curvas de diseño para determinar los factores de adherencia para pilotes hincados en suelos arcillosos (Tomlison 1987)**

#### 10.7.3.3.2b Método $\beta$

El método  $\beta$ , basado en tensiones efectivas, se puede utilizar para predecir la fricción superficial de pilotes prismáticos. La fricción superficial unitaria nominal, en MPa, se puede relacionar con las tensiones efectivas del suelo de la siguiente manera:

$$q_s = \beta \sigma'_v \quad (10.7.3.3.2b-1)$$

donde:

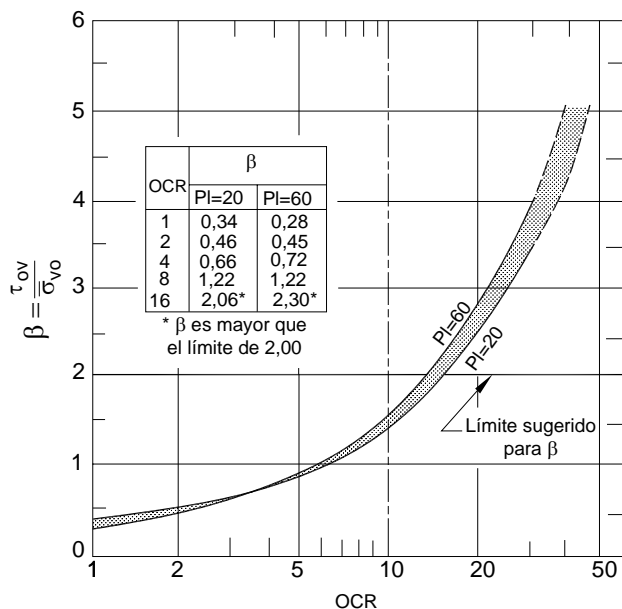
$\sigma'_v$  = tensión efectiva vertical (MPa)

$\beta$  = factor tomado de la Figura 1

#### C20.7.3.3.2b

Se ha determinado que el método  $\beta$  funciona mejor para pilotes en arcillas normalmente consolidadas y ligeramente sobreconsolidadas. El método tiende a sobrestimar la fricción superficial de los pilotes en suelos fuertemente sobreconsolidados. Esrig y Kirby (1979) sugirieron que para las arcillas fuertemente sobreconsolidadas el valor de  $\beta$  no debería ser mayor que 2.

El uso de los métodos de Nordlund y LCPC para determinar la resistencia de los pilotes se ha difundido mucho desde el momento en que se finalizaron los requisitos para el diseño por factores de carga y resistencia (LRFR) de las fundaciones, hacia fines de 1992. Pronto habrá factores de resistencia disponibles para estos métodos.



**Figura 10.7.3.3.2b-1 –  $\beta$  vs. OCR para pilotes de desplazamiento (Esrig y Kirby 1979)**

El método de Nordlund se puede utilizar para extender la aplicación del método  $\beta$  a pilotes no prismáticos en suelos cohesivos, en cuyo caso el factor de resistencia se puede tomar como para el método  $\beta$  tal como se especifica en la Tabla 10.5.5-2.

#### 10.7.3.3.2c Método $\lambda$

El método  $\lambda$ , basado en tensiones efectivas, se puede utilizar para relacionar la fricción superficial unitaria, en MPa, con el empuje pasivo del suelo de la siguiente manera:

$$q_s = \lambda(\sigma'_v + 2S_u) \quad (10.7.3.3.2c-1)$$

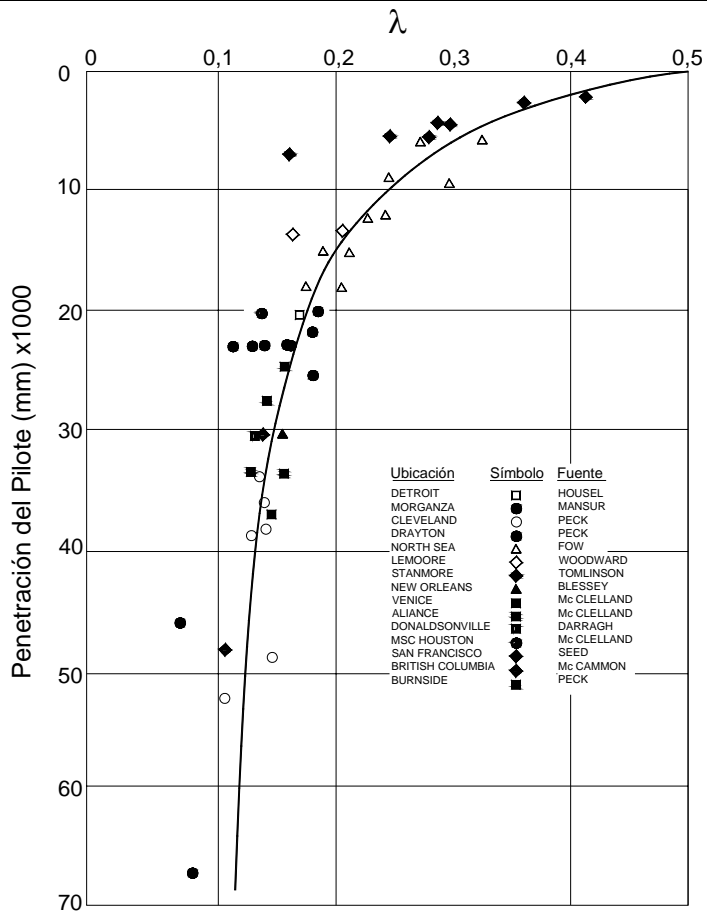
donde:

$$\sigma'_v + 2S_u = \text{empuje pasivo lateral del suelo (MPa)}$$

$\lambda$  = coeficiente empírico tomado de la Figura 1 (adimensional)

#### C10.7.3.3.2c

El valor de  $\lambda$  disminuye con la longitud del pilote y fue determinado empíricamente, examinando los resultados de ensayos de carga realizados sobre pilotes tubulares de acero.



**Figura 10.7.3.2c-1 – Coeficiente  $\lambda$  para pilotes tubulares hincados (Vijayvergiya y Focht 1972)**

*10.7.3.3.3 Resistencia de Punta*

La resistencia de punta unitaria nominal de los pilotes en arcilla saturada, en MPa, se puede tomar como:

$$q_p = 9 S_u \quad (10.7.3.3.3-1)$$

$S_u$  = resistencia al corte no drenada de la arcilla cerca de la base del pilote (MPa)

**10.7.3.4 Resistencia de los Pilotes Estimada en Base a Ensayos In Situ**

*10.7.3.4.1 Requisitos Generales*

Los factores de resistencia a utilizar para la resistencia friccional y la resistencia de punta estimadas usando métodos in situ, deberán ser como se especifica en la Tabla 10.5.5-2.

*C10.7.3.4.1*

El uso de ensayos in situ para suelos no cohesivos está ampliamente difundido, ya que es muy difícil obtener muestras de buena calidad de este tipo de suelos. Los parámetros obtenidos de ensayos in situ se pueden utilizar para estimar la resistencia de punta y la resistencia friccional de los pilotes.

Dos de los métodos de ensayo in situ que frecuentemente se utilizan para predecir la capacidad de pilotes son el ensayo de penetración estándar (ensayo SPT) (*Meyerhof* 1976) y el ensayo de penetración de cono (ensayo CPT) (*Nottingham y Schmertmann* 1975).

#### 10.7.3.4.2 Usando Ensayos SPT

Este método se deberá aplicar solamente a las arenas y limos no plásticos.

##### 10.7.3.4.2a Resistencia de Punta

La resistencia de punta unitaria nominal, en MPa, para pilotes hincados hasta una profundidad  $D_b$  en un estrato de suelo no cohesivo se puede tomar como:

$$q_p = \frac{0,038 N_{corr} D_b}{D} \leq q_\ell \quad (10.7.3.4.2a-1)$$

para lo cual:

$$N_{corr} = \left[ 0,77 \log_{10} \left( \frac{1,92}{\sigma'_v} \right) \right] N \quad (10.7.3.4.2a-2)$$

donde:

$N_{corr}$  = número de golpes representativo del SPT cerca de la punta del pilote corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga de suelo,  $\sigma'_v$  (golpes/300 mm)

$N$  = número de golpes del ensayo SPT (golpes/300 mm)

$D$  = ancho o diámetro del pilote (mm)

$D_b$  = profundidad de penetración en el estrato portante (mm)

$q_\ell$  = resistencia de punta límite considerada como  $0,4N_{corr}$  para el caso de arenas y  $0,3N_{corr}$  para limo no plástico (MPa)

##### 10.7.3.4.2b Fricción Superficial

La fricción superficial nominal de los pilotes en suelos no cohesivos, en MPa, se puede tomar como:

- Para pilotes de desplazamiento hincados:

##### C10.7.3.4.2b

Los pilotes de desplazamiento, es decir los pilotes de sección maciza o sección hueca que tienen cerrado uno de sus extremos, desplazan un volumen relativamente grande de suelo durante la penetración. Los pilotes que no son de desplazamiento generalmente tienen secciones transversales de área pequeña, como por ejemplo los pilotes de acero

$$q_s = 0,0019 \bar{N} \quad (10.7.3.4.2b-1)$$

- Para pilotes que no son de desplazamiento (por ejemplo pilotes de acero en forma de H):

$$q_s = 0,00096 \bar{N} \quad (10.7.3.4.2b-2)$$

donde:

$q_s$  = fricción superficial unitaria para pilotes hincados (MPa)

$\bar{N}$  = número de golpes promedio (no corregido) del SPT a lo largo del fuste del pilote (golpes/300 mm)

### 10.7.3.4.3 Usando Ensayos CPT

#### 10.7.3.4.3a Requisitos Generales

Los ensayos CPT se pueden utilizar para determinar:

- La resistencia a la penetración del cono,  $q_c$ , que se puede utilizar para determinar la capacidad de punta de los pilotes, y
- La fricción de la camisa,  $f_s$ , que se puede utilizar para determinar la capacidad de fricción superficial.

#### 10.7.3.4.3b Resistencia de Punta

La resistencia de punta,  $q_p$ , en MPa, se puede determinar como se indica en la Figura 1.

para lo cual:

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (10.7.3.4.3b-1)$$

donde:

$q_{c1}$  = promedio de  $q_c$  en una distancia igual a  $yD$  debajo de la punta del pilote (recorrido a-b-c); sumar los valores de  $q_c$  tanto en dirección del recorrido descendente (recorrido a-b) como en dirección del recorrido ascendente (recorrido b-c); utilizar los valores reales de  $q_c$  a lo largo del recorrido a-b y la regla del recorrido mínimo a lo largo del recorrido b-c; calcular  $q_{c1}$  para valores de  $y$  comprendidos entre 0,7 y 4,0 y utilizar el mínimo valor de  $q_{c1}$  obtenido (MPa)

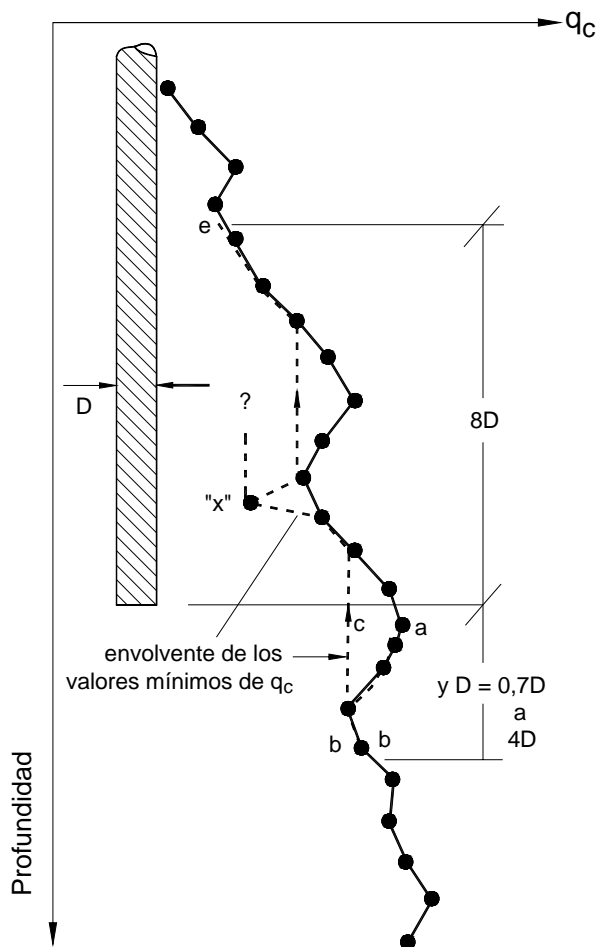
en forma de H y los pilotes tubulares abiertos que no se taponan. El taponamiento ocurre cuando el suelo entre las alas de un pilote metálico en forma de H o el suelo en el interior de un pilote tubular abierto se adhiere completamente al pilote y desciende junto con el pilote a medida que procede el hincado.

#### C10.7.3.4.3b

Nottingham y Schmertmann (1975) hallaron que usando de un promedio ponderado de la resistencia del núcleo se obtiene una buena estimación de la capacidad de punta de los pilotes en todos los tipos de suelo.

$q_{c2}$  = promedio de  $q_c$  en una distancia igual a  $8D$  sobre la punta del pilote (recorrido c-e); utilizar la regla del recorrido mínimo como para el recorrido b-c en el cálculo de  $q_{c1}$ ; ignorar las depresiones menores de los picos "x" si se trata de arena, pero incluirlas en el recorrido mínimo si se trata de arcilla (MPa)

La mínima resistencia promedio a la penetración del cono a una profundidad entre 0,7 y 4 veces el diámetro del pilote debajo de la cota de la punta del pilote se deberá obtener aplicando un proceso de prueba y error, usando la regla del recorrido mínimo. También se deberá utilizar la regla del recorrido mínimo para hallar el valor de la resistencia a la penetración del cono para el suelo en una distancia igual a ocho veces el diámetro del pilote por encima de la punta. Para determinar la resistencia de punta del pilote se deberán promediar estos dos resultados.



**Figura 10.7.3.4.3b-1 – Procedimiento para calcular la resistencia de punta de un pilote (Nottingham y Schmertmann 1975)**

## 10.7.3.4.3c Resistencia Friccional

La resistencia por fricción superficial de los pilotes, en N, se puede tomar como:

$$Q_s = K_{s,c} \left[ \sum_{i=1}^{N_1} \left( \frac{L_i}{8D_i} \right) f_{si} a_{si} h_i + \sum_{i=1}^{N_2} f_{si} a_{si} h_i \right] \quad (10.7.3.4.3c-1)$$

donde:

$K_{s,c}$  = factores de corrección:  $K_c$  para arcillas y  $K_s$  para arenas de la Figura 1 (adimensional)

$L_i$  = profundidad hasta la mitad del intervalo de longitud en el punto considerado (mm)

$D_i$  = ancho o diámetro del pilote en el punto considerado (mm)

$f_{si}$  = resistencia local unitaria por fricción de la camisa determinada mediante un ensayo CPT en el punto considerado (MPa)

$a_{si}$  = perímetro del pilote en el punto considerado (mm)

$h_i$  = intervalo de longitud en el punto considerado (mm)

$N_1$  = número de intervalos entre la superficie del terreno y un punto ubicado a una distancia igual a  $8D$  debajo de la superficie del terreno

$N_2$  = número de intervalos entre un punto ubicado a una distancia igual a  $8D$  debajo de la superficie del terreno y la punta del pilote.

## C10.7.3.4.3c

Este proceso se describe en el trabajo de Nottingham y Schmertmann (1975).

Para un pilote de sección transversal constante (pilote no ahusado), la Ecuación 1 se puede expresar como:

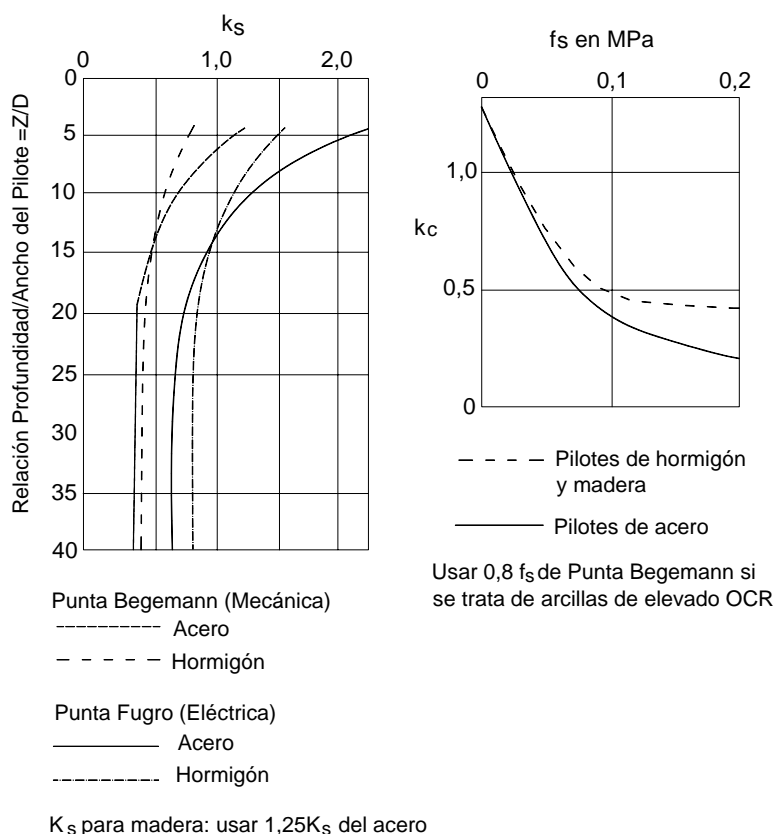
$$Q_s = K_{s,c} \left[ \frac{a_s}{8D} \sum_{i=1}^{N_1} L_i f_{si} h_i + a_s \sum_{i=1}^{N_2} f_{si} h_i \right] \quad (C10.7.3.4.3c-1)$$

Si, además de ser prismático el pilote,  $f_s$  es aproximadamente constante a profundidades por debajo de  $8D$ , la Ecuación 1 se puede simplificar de la siguiente manera:

$$Q_s = K_{s,c} \left[ a_s f_s (Z - 4D) \right] \quad (C10.7.3.4.3c-2)$$

donde:

$Z$  = longitud embebida total del pilote (mm)



**Figura 10.7.3.4.3c-1 - Factores de corrección para resistencia friccional,  $K_s$  y  $K_c$  (Nottingham y Schmertmann 1975)**

### 10.7.3.5 Pilotes que Apoyan sobre Roca

### C10.7.3.5

El factor de resistencia para la resistencia de punta de los pilotes que apoyan sobre roca se deberá tomar como se especifica en la Tabla 10.5.5-2.

Cuando tanto el ancho del pilote como la separación de las discontinuidades de la roca son mayores que 300 mm y cuando las discontinuidades no rellenas tienen un ancho menor que 6,4 mm o las discontinuidades rellenas con suelo o escombros de roca tienen un ancho menor que 25 mm, la resistencia de punta unitaria nominal,  $q_p$ , de los pilotes hincados en roca, en MPa, se puede tomar como:

$$q_p = 3q_u K_{sp} d \quad (10.7.3.5-1)$$

para lo cual:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_d}}} \quad (10.7.3.5-2)$$

La Ecuación 1 se tomó de la Canadian Geotechnical Society (1985).

Cuando este método es aplicable, las rocas generalmente son tan sanas que será la capacidad estructural la que determine el diseño (Fellenius et al. 1989).

$$d = 1 + 0,4 H_s / D_s \leq 3,4$$

donde:

$q_u$  = resistencia promedio a la compresión uniaxial del núcleo rocoso (MPa)

$d$  = factor de profundidad (adimensional)

$K_{sp}$  = coeficiente de capacidad de carga de la Figura 1 (adimensional)

$s_d$  = separación de las discontinuidades (mm)

$t_d$  = ancho de las discontinuidades (mm)

$D$  = ancho del pilote (mm)

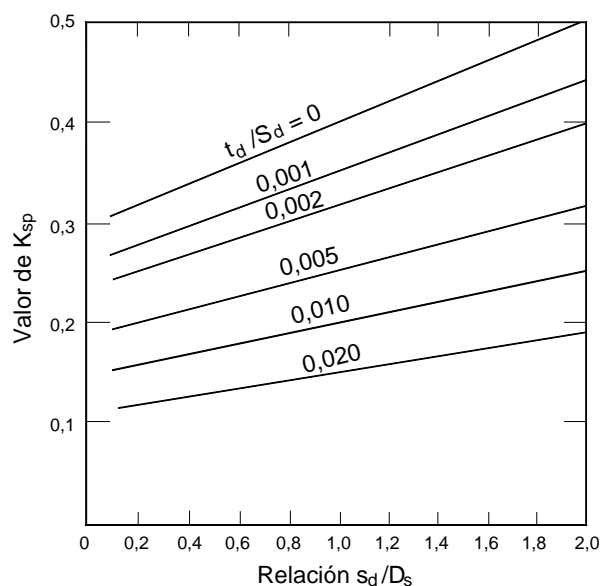
$H_s$  = profundidad embebida de un pilote empotrado en roca, considerada igual a 0,0 para pilotes que apoyan sobre la parte superior del lecho rocoso (mm)

$D_s$  = diámetro de la perforación para el pilote empotrado en roca (mm)

Este método no se podrá aplicar a rocas blandas estratificadas, como por ejemplo lutitas débiles o calizas débiles.

Los pilotes que apoyan sobre rocas débiles se deberán diseñar tratando la roca blanda como si fuera suelo, de acuerdo con el Artículo 10.7.3.3 para los pilotes que apoyan sobre material cohesivo y de acuerdo con el Artículo 10.7.3.4 para los pilotes que apoyan sobre material no cohesivo.

Las rocas débiles incluyen algunas lutitas y calizas de grano fino u otras rocas meteorizadas de baja calidad. No hay ninguna definición cuantitativa de aceptación generalizada para el término "débil;" por este motivo para determinar si una roca es débil será necesario aplicar el criterio y la experiencia profesional. Para estos materiales rocosos débiles se pueden aplicar los mismos métodos semiempíricos descriptos para suelos cohesivos y no cohesivos.



**Figura 10.7.3.5-1 - Coeficiente de capacidad de carga**  
(*Canadian Geotechnical Society* 1985)

#### 10.7.3.6 Ensayos de Carga y Monitoreo In Situ de los Pilotes

Los ensayos de compresión, tracción y carga lateral de los pilotes deberán realizarse de acuerdo con las siguientes normas:

- Método de Ensayo para Pilotes bajo Carga Estática de Compresión Axial - ASTM D 1143
- Método de Ensayo de Pilotes Individuales bajo Carga Estática de Tracción Axial - ASTM D 3689
- Método de Ensayo de Pilotes bajo Cargas Laterales - ASTM D 3966

El factor de resistencia para la resistencia a la compresión axial y la capacidad contra el levantamiento axial de los pilotes que se obtienen a partir de ensayos de carga deberá ser como se especifica en la Tabla 10.5.5-2.

Los ensayos realizados in situ utilizando un analizador del hincado deberán satisfacer la siguiente norma:

- Método de Ensayo para el Ensayo Dinámico de Alta Deformación de Pilotes - ASTM D 4945

El factor de resistencia para la resistencia axial que se obtiene en base al analizador del hincado de los pilotes deberá ser como se especifica en la Tabla 10.5.5-2.

#### C10.7.3.6

Un ensayo de carga se puede realizar ya sea como un ensayo de carga de rutina o bien como un ensayo de carga de alto nivel. Los ensayos de rutina generalmente se realizan con el propósito de aplicar una carga de prueba. Los ensayos de alto nivel generalmente se realizan antes de finalizar el diseño e implican datos de ensayo más confiables y un análisis detallado de los resultados.

La carga de ensayo normalmente se aplica por medio de un gato hidráulico, que también puede actuar como una celda de carga. Sin embargo, es preferible utilizar una celda de carga independiente.

En los ensayos de alto nivel y siempre que sea posible en los ensayos de rutina de los pilotes de gran longitud se debería considerar realizar mediciones de la compresión del pilote y por lo tanto del movimiento del extremo del pilote (utilizando un testigo o indicador de movimiento).

Cuando el objetivo es determinar la capacidad de carga mayorada del pilote para un diseño en estado límite, los métodos de ensayo rápidos, ASTM D 1143, aprobados nuevamente en 1994, son preferibles desde el punto de vista técnico a los métodos lentos.

Además de los ensayos con carga de prueba se deberían realizar ensayos hasta llegar a la falla. La carga de falla designada se debería basar en la geometría del diagrama carga-movimiento.

Para estimar un valor límite inferior para la capacidad vertical de los pilotes se puede utilizar el método de

Davisson (*U.S. Department of the Navy* 1982).

Durante la fase de diseño los niveles de tensión de hincado anticipados se pueden estimar mediante análisis por ecuación de ondas. Durante la instalación de los pilotes, para medir los niveles de tensión de hincado se pueden utilizar mediciones dinámicas de la fuerza y aceleración en la cabeza del pilote.

La ecuación de ondas modela la masa, el casquete de hincado y la sección del pilote utilizando una serie de masas conectadas mediante resortes que se consideran sin peso. La simulación mediante ecuación de ondas permite que el Diseñador confirme que la sección propuesta para el pilote se puede hincar hasta lograr la capacidad y la penetración requeridas sin aplicar niveles de tensión de hincado que provoquen daños. Para ello se requieren programas de computación, tales como el de Hirsch et al. (1976) o Goble y Rausche (1987).

El monitoreo dinámico consiste en medir y registrar la fuerza y aceleración en la cabeza del pilote durante la instalación inicial del pilote o durante la posterior aplicación de golpes.

Las mediciones dinámicas de la fuerza y la aceleración también se pueden utilizar para determinar la capacidad del pilote, la distribución de la resistencia y los parámetros de vibración y amortiguación del suelo (*Rausche et al.* 1972).

### 10.7.3.7 Levantamiento

#### 10.7.3.7.1 Requisitos Generales

Se deberá considerar el levantamiento cuando las solicitaciones, calculadas en base a la combinación de cargas para el estado límite correspondiente, sean de tracción.

Cuando los pilotes están sujetos a levantamiento se deberían investigar tanto la resistencia al arrancamiento de los pilotes como la capacidad estructural de los pilotes para resistir tracción y transmitirla a la fundación.

#### 10.7.3.7.2 Resistencia contra el Levantamiento de Pilotes Individuales

La resistencia contra el levantamiento de un pilote individual se deberá estimar de manera similar a la utilizada para estimar la resistencia por fricción superficial de los pilotes en compresión especificada en los Artículos 10.7.3.3 y 10.7.3.4.

La resistencia mayorada contra el levantamiento, en N, se puede tomar como:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_u Q_s \quad (10.7.3.7.2-1)$$

#### C10.7.3.7.2

La sollicitación mayorada que actúa en cualquier pilote que forma parte de un grupo se puede estimar utilizando el procedimiento tradicional en base a la resistencia elástica de los materiales para una sección transversal solicitada por empuje y momento. Las propiedades de la sección transversal se deberían basar en el pilote considerado como un área unitaria.

Los factores de resistencia para tracción axial son menores que los correspondientes a compresión. Uno de los motivos es que los pilotes traccionados descargan el

donde:

$Q_s$  = capacidad nominal contra el levantamiento debida a la resistencia del fuste (N)

suelo; esto reduce la tensión efectiva debida a la sobrecarga de suelo y por lo tanto también reduce la resistencia por fricción superficial contra el levantamiento del pilote.

$\phi_u$  = factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento especificado en la Tabla 10.5.5-2

### 10.7.3.7.3 Resistencia contra el Levantamiento de Grupos de Pilotes

La resistencia mayorada contra el levantamiento de un grupo de pilotes, en N, se puede tomar como:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{ug} Q_{ug} \quad (10.7.3.7.3-1)$$

donde:

$\phi_{ug}$  = factor de resistencia especificado en la Tabla 10.5.5-2

$Q_{ug}$  = resistencia nominal contra el levantamiento del grupo de pilotes (N)

La resistencia contra el levantamiento de un grupo de pilotes,  $Q_{ug}$ , se deberá tomar como el menor de los siguientes valores:

- La sumatoria de las resistencias contra el levantamiento de los pilotes individuales; o
- La capacidad contra el levantamiento del grupo de pilotes considerado como un bloque único.

Para los grupos de pilotes en suelo no cohesivo, el peso del bloque que será levantado se deberá determinar utilizando para la carga una distribución con una pendiente de 1 en 4 desde la base del grupo de pilotes, tal como se ilustra en la Figura 1. Para los suelos ubicados debajo del nivel freático se deberán utilizar los pesos unitarios sumergidos.

Para los suelos cohesivos el bloque utilizado para resistir el levantamiento en corte no drenado se deberá tomar de la Figura 2. La resistencia nominal contra el levantamiento del grupo se puede tomar como:

$$Q_n = Q_{ug} = (2XZ + 2YZ) \bar{S}_u + W_g \quad (10.7.3.7.3-2)$$

donde:

$X$  = ancho del grupo de pilotes, como se ilustra en la

Figura 2 (mm)

$Y$  = longitud del grupo de pilotes, como se ilustra en la Figura 2 (mm)

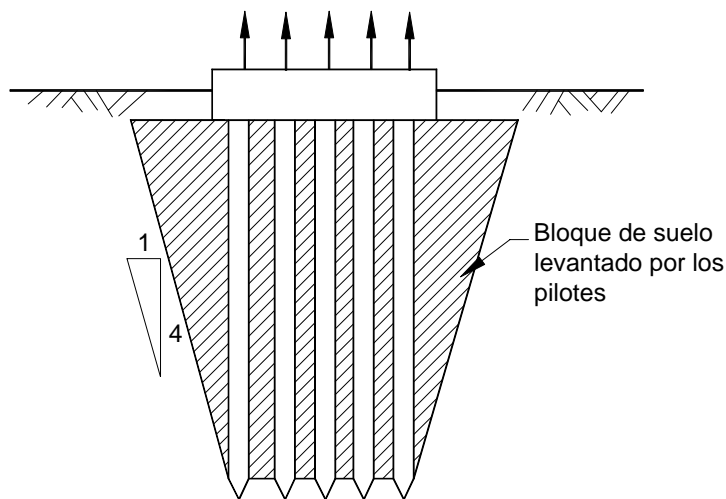
$Z$  = profundidad del bloque de suelo debajo del cabezal de los pilotes considerada como se ilustra en la Figura 2 (mm)

$\bar{S}_u$  = resistencia al corte no drenada promedio a lo largo del fuste de los pilotes (MPa)

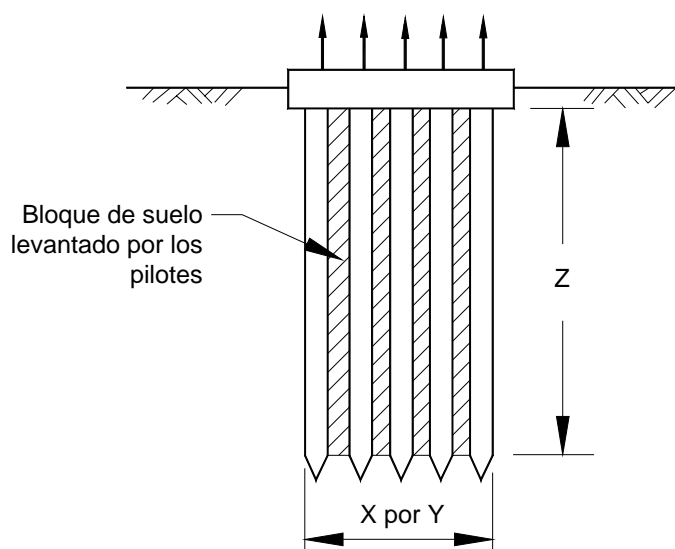
$W_g$  = peso del bloque formado por el suelo, los pilotes y el cabezal (N)

El factor de resistencia para la capacidad nominal contra el levantamiento de un grupo de pilotes,  $Q_{ug}$ , determinada como la sumatoria de las resistencias de los pilotes individuales se deberá tomar igual que para la capacidad contra el levantamiento de pilotes individuales tal como se especifica en la Tabla 10.5.5-2.

El factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento de un grupo de pilotes considerado como un bloque único se deberá tomar como se especifica en la Tabla 10.5.5-2 para grupos de pilotes en arcilla y arena.



**Figura 10.7.3.7.3-1 - Levantamiento de un grupo de pilotes poco separados en suelos no cohesivos (Tomlinson 1987)**



**Figura 10.7.3.7.3-2 - Levantamiento de un grupo de pilotes en suelos cohesivos (Tomlinson 1987)**

#### 10.7.3.8 Cargas Laterales

Los pilotes sujetos a cargas laterales deberán tener sus cabezas fijadas al cabezal. El suelo alterado o los vacíos creados durante el hincado de los pilotes se deberán reemplazar por material granular compactado.

En el diseño de los pilotes cargados lateralmente se deberán considerar los efectos de la interacción suelo-estructura o roca-estructura entre los pilotes y el terreno, incluyendo el número y la separación de los pilotes de cada grupo.

#### C10.7.3.8

El Departamento de Transporte de Florida recientemente llevó a cabo un estudio (*Shahawy e Issa 1992*) de los requisitos de empotramiento de los pilotes en sus cabezales necesarios para lograr la plena capacidad de momento. La resistencia de los pilotes a las cargas laterales generalmente está determinada por los criterios de desplazamiento lateral en el estado límite de servicio, tal como se especifica en el Artículo 10.7.2, o bien por la falla estructural de los pilotes en el estado límite de resistencia.

La respuesta de los pilotes frente a las cargas laterales se puede estimar mediante análisis P-Y (*Barker et al. 1991*). Cuando un grupo de pilotes está sujeto a cargas laterales los pilotes interactúan a través del suelo que los separa. Como resultado de esta interacción, los grupos de pilotes experimentan flechas mayores que los pilotes individuales solicitados por la misma carga lateral por pilote, y también son mayores los momentos flectores en los pilotes del grupo. Estos factores se deberían considerar en el diseño. *Barker et al. (1991)* y *Reese (1984)* presentan procedimientos aplicables al diseño práctico.

El método de análisis P-Y, con curvas de respuesta suelo/roca representativas, se puede emplear para numerosas situaciones de diseño que involucran comportamiento de pilotes individuales o como grupo. Hasta 1996 aún no se habían desarrollado factores de resistencia para el estado límite de resistencia. Si una jurisdicción cuenta con factores de resistencia adecuados, éstos se pueden utilizar para ampliar la aplicación del método P-Y a otras situaciones.

### 10.7.3.9 Capacidad de Carga de los Pilotes Inclınados

La capacidad de carga de un grupo de pilotes que contiene pilotes inclinados se puede determinar tratando los pilotes inclinados como si fueran pilotes verticales.

### 10.7.3.10 Resistencia a la Carga Axial de los Grupos de Pilotes

#### 10.7.3.10.1 Requisitos Generales

La resistencia mayorada de un grupo de pilotes, en  $N$ , se deberá tomar como:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_g Q_g \quad (10.7.3.10.1-1)$$

donde:

$Q_g$  = resistencia nominal del grupo ( $N$ )

$\phi_g$  = factor de resistencia para el grupo especificado en el presente documento

#### 10.7.3.10.2 Suelo Cohesivo

Si el cabezal se encuentra en contacto firme con el terreno no se requerirá ninguna reducción de la eficiencia.

Si el cabezal no se encuentra en contacto firme con el terreno y si el suelo es rígido, tampoco se requerirá ninguna reducción de la eficiencia.

Si el cabezal no se encuentra en contacto firme con el terreno y si el suelo en la superficie es blando, la resistencia individual de cada pilote se deberá multiplicar por un factor de eficiencia  $\eta$ , el cual se deberá tomar como:

- $\eta = 0,65$  cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 2,5 diámetros
- $\eta = 1,0$  cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 6,0 diámetros
- Para separaciones intermedias el valor de  $\eta$  se puede determinar por interpolación lineal.

La resistencia del grupo deberá ser igual al menor de los siguientes valores:

- La sumatoria de las resistencias individuales modificadas de cada pilote del grupo, o

#### C10.7.3.10.2

La eficiencia de un grupo de pilotes en suelos cohesivos puede ser menor que la eficiencia de los pilotes individuales, debido a las zonas en las cuales se superponen las deformaciones por corte en el suelo que rodea los pilotes.

En los suelos cohesivos la resistencia de un grupo de pilotes depende de si el cabezal está en contacto firme con el terreno por debajo del mismo. Si el cabezal está en contacto firme con el terreno, el grupo de pilotes y el suelo entre los pilotes se comportan como una unidad.

Cuando las separaciones entre los pilotes son pequeñas puede prevalecer un mecanismo de falla en forma de bloque, mientras que cuando las separaciones son mayores los pilotes pueden fallar en forma individual. Es necesario verificar los mecanismos de falla y diseñar para el caso con el cual se obtenga la menor capacidad.

Para un grupo de pilotes de ancho  $X$ , longitud  $Y$  y profundidad  $Z$  como el que se ilustra en la Figura C1, la capacidad de carga para la falla en bloque está dada por la siguiente expresión:

$$Q_g = (2X + 2Y)Z \bar{S}_u + X Y N_c S_u \quad (C10.7.3.10.2-1)$$

para la cual:

- La resistencia de un pilar equivalente formado por los pilotes y el bloque de suelo dentro del área limitada por los pilotes.

Al determinar el pilar equivalente:

- Para determinar la resistencia friccional se deberá utilizar la totalidad de la resistencia al corte de suelo,
- Para determinar la resistencia de punta se deberá utilizar la totalidad del área de la base del pilar equivalente, y
- Se deberá ignorar la resistencia adicional del cabezal.

El factor de resistencia para un pilar o bloque de falla equivalente deberá ser como se indica en la Tabla 10.5.5-2 y se deberá aplicar ya sea que el cabezal esté o no en contacto con el terreno. Los factores de resistencia para la resistencia del grupo de pilotes calculada usando la sumatoria de las resistencias individuales son iguales a los utilizados para la resistencia de pilotes aislados, tal como se indica en la Tabla 10.5.5-2.

para  $\frac{Z}{X} \leq 2,5$ :

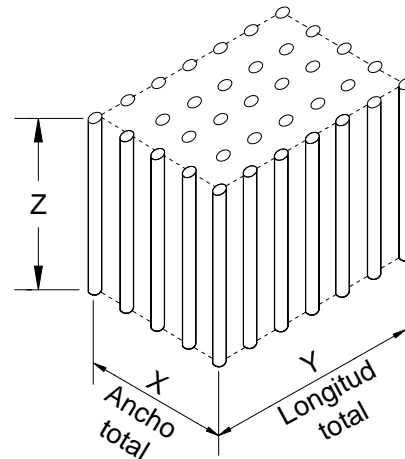
$$N_c = 5 \left( 1 + \frac{0,2X}{Y} \right) \left( 1 + \frac{0,2Z}{X} \right) \quad (\text{C10.7.3.10.2-2})$$

para  $\frac{Z}{X} > 2,5$ :

$$N_c = 7,5 \left( 1 + \frac{0,2X}{Y} \right) \quad (\text{C10.7.3.10.2-3})$$

$\bar{S}_u$  = resistencia al corte no drenada promedio a lo largo de la profundidad de penetración de los pilotes (MPa)

$S_u$  = resistencia al corte no drenada en la base del grupo (MPa)



**Figura C10.7.3.10.2-1 – Grupo de pilotes actuando como una fundación en bloque**

#### 10.7.3.10.3 Suelo No Cohesivo

La capacidad de carga de los grupos de pilotes en suelo no cohesivo será la sumatoria de las capacidades de todos los pilotes que componen el grupo. Ya sea que el cabezal de los pilotes esté o no en contacto con el terreno, el factor de eficiencia,  $\eta$ , deberá ser igual a 1,0.

El factor de resistencia es igual que para los pilotes individuales, tal como se especifica en la Tabla 10.5.5-2.

#### C10.7.3.10.3

En el caso de los pilotes hincados en arena, debido al aumento de densidad que provoca el hincado, la resistencia del grupo nunca es menor que la sumatoria de las capacidades de los pilotes individuales. Por este motivo para los grupos de pilotes en arena el factor de eficiencia siempre se considera igual a 1,0.

#### 10.7.3.10.4 Grupos de Pilotes en Suelo Resistente sobre Suelo Débil o Compresible

#### C10.7.3.10.4

Si un grupo de pilotes está embebido en un depósito de suelo resistente que yace sobre un depósito más débil se deberá considerar el potencial de falla por punzonamiento de las puntas de los pilotes en el estrato de suelo más débil. Si el estrato de suelo subyacente consiste en un suelo compresible más débil se deberá considerar la posible ocurrencia de grandes asentamientos en dicho estrato más débil.

En ausencia de referencias locales, la investigación de la capacidad de los suelos blandos subyacentes se puede basar en el cálculo de la carga sobrepuesta, asumiendo que la distribución de la presión se ensancha por debajo de las puntas de los pilotes proyectando el área limitada por las puntas de los pilotes con una pendiente de 2 vertical en 1 horizontal. La resistencia a cualquier profundidad por debajo de las puntas de los pilotes se deberá determinar en base al tamaño proyectado de una zapata idealizada. La capacidad de carga se deberá basar en los criterios especificados en el presente documento para zapatas.

#### 10.7.3.11 Resistencia de los Grupos de Pilotes a las Cargas Laterales

La resistencia mayorada de un grupo de pilotes a las cargas laterales, en  $N$ , se deberá tomar como:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi Q_{Lg} = \eta \phi_L Q_L \quad (10.7.3.11-1)$$

donde:

$Q_L$  = resistencia lateral nominal de un pilote individual (N)

$Q_{Lg}$  = resistencia lateral nominal del grupo de pilotes (N)

$\phi_L$  = factor de resistencia para el grupo de pilotes especificado en la Tabla 10.5.5-2

$\eta$  = factor de eficiencia del grupo de acuerdo con lo definido en el presente documento

La resistencia individual de cada pilote se deberá multiplicar por un factor de eficiencia,  $\eta$ , el cual se deberá tomar como:

- $\eta = 0,75$  para suelo no cohesivo
- $\eta = 0,85$  para suelo cohesivo

La resistencia lateral del grupo se deberá tomar como la sumatoria de la resistencias individuales modificadas de

El método se puede visualizar utilizando la Figura 10.7.2.1-1 considerando la zapata equivalente (o idealizada) al mismo nivel que las puntas de los pilotes. La opción de considerar la zapata a la altura de la punta de los pilotes es algo conservadora si una parte significativa de la resistencia de los pilotes es aportada por la resistencia friccional, pero se especifica de este modo por motivos de simplicidad.

#### C10.7.3.11

La capacidad lateral de un grupo de pilotes es menor que la sumatoria de las capacidades individuales de los pilotes que componen el grupo. Este efecto de grupo, conocido como interacción pilote-suelo-pilote, hace que un grupo de pilotes experimente flechas mayores que los pilotes individuales solicitados por la misma carga lateral por pilote y hace que los momentos flectores en los pilotes del grupo sean mayores.

Los factores de eficiencia se basan en el Procedimiento de Amplificación para Grupos de Pilotes de Ooi y Duncan (1994). Estos factores se toman como la inversa del factor de amplificación de momentos. Los valores se desarrollaron a partir del estudio de grupos con diferentes cantidades de pilotes, y las eficiencias resultan más exactas en el caso de los grupos formados por nueve pilotes. Estos factores no son afectados significativamente por la relación separación/diámetro de los pilotes.

Los factores de eficiencia dependen de la carga lateral sobre un único pilote del grupo. Las cargas laterales usadas para calcular los factores se estimaron a partir de las relaciones carga-momento para pilotes hincados de Barker et al. (1991) correspondientes al momento último del pilote. El ángulo de fricción interna de la arena se supuso igual a  $35^\circ$ ; la resistencia al corte no drenada promedio de la arcilla se supuso igual a 0,072 MPa.

cada uno de los pilotes que componen el grupo.

### 10.7.4 Diseño Estructural

#### 10.7.4.1 Requisitos Generales

El diseño estructural de los pilotes hincados de hormigón, acero y madera se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de las Secciones 5, 6 y 8, respectivamente.

#### C10.7.4.1

Los Artículos 5.7.4, 5.13.4, 6.15, 8.4.1.3 y 8.5.2.2 contienen requisitos específicos para pilotes de hormigón, acero y madera.

El diseño de pilotes que soportan exclusivamente carga axial requiere una tolerancia para las excentricidades no intencionales. Estas excentricidades se consideran a través de:

- Los factores de resistencia del Artículo 6.5.4.2 para pilotes de acero,
- El uso de las ecuaciones del Artículo 5.7.4.4 para columnas de hormigón que ya tienen una tolerancia para la excentricidad, y
- El factor de resistencia del Artículo 8.5.2.2 que se incrementa en el Artículo C8.5.2.2 para el caso de pilotes de madera.

#### 10.7.4.2 Pandeo de los Pilotes

Los pilotes que atraviesan agua o aire se deberán suponer empotrados a una cierta profundidad debajo del nivel del terreno. La estabilidad se deberá determinar de acuerdo con los requisitos para elementos comprimidos establecidos en las Secciones 5, 6 y 8 usando una longitud de pilote equivalente igual a la longitud sin apoyo lateral, más una longitud embebida hasta el punto donde se asume que el pilote está empotrado.

La profundidad hasta el punto donde se asume que el pilote está empotrado se puede tomar como:

- Para las arcillas:

$$1,4 \left| \frac{E_p I_p}{E_s} \right|^{(0,25)} \quad (\text{mm}) \quad (10.7.4.2-1)$$

- Para las arenas:

$$1,8 \left| \frac{E_p I_p}{n_h} \right|^{0,2} \quad (\text{mm}) \quad (10.7.4.2-2)$$

donde:

#### C10.7.4.2

Este procedimiento se tomó de Davisson y Robinson (1965).

En las Ecuaciones 1 y 2 se asume que la condición de carga es exclusivamente de carga axial y también se asume que los pilotes están empotrados en sus extremos. Debido a que las ecuaciones calculan la profundidad hasta el empotramiento a partir de la superficie del terreno, el Ingeniero deberá determinar las condiciones de borde en la parte superior del pilote a fin de determinar la longitud sin apoyo lateral del pilote. Si las condiciones de carga o las condiciones de fijación de la son diferentes, ver Davisson y Robinson (1965).

Prakash y Sharma (1990) estudiaron el efecto de la separación de los pilotes sobre el módulo del suelo y hallaron que cuando las separaciones entre pilotes son mayores que 8 veces el ancho del pilote los pilotes vecinos no afectan el módulo del suelo o la capacidad de pandeo. Sin embargo, para separaciones iguales a 3 veces el ancho

- $E_p$  = módulo de elasticidad del pilote (MPa)
- $I_p$  = momento de inercia del pilote (mm<sup>4</sup>)
- $E_s$  = módulo del suelo para las arcillas = 67  $S_u$  (MPa)
- $S_u$  = resistencia al corte no drenada de las arcillas (MPa)
- $n_h$  = tasa de incremento del módulo del suelo en función de la profundidad para las arenas como se especifica en la Tabla 1 (MPa/mm)

**Tabla 10.7.4.2-1 - Tasa de incremento del módulo del suelo en función de la profundidad,  $n_h$ , (MPa/mm) para la arena**

CONSISTENCIA	SECA O HÚMEDA	SUMERGIDA
Suelta	$9,4 \times 10^{-3}$	$4,7 \times 10^{-3}$
Media	0,025	0,013
Densa	0,063	0,031

10.8 PILOTES PERFORADOS

10.8.1 Requisitos Generales

10.8.1.1 Campo de Validez

Los requisitos de la presente sección se deberán aplicar al diseño de todos los pilotes perforados, excepto a los pilotes perforados que se construyen con barrenas continuas y se hormigonan a medida que se extrae la barrena.

del pilote el módulo efectivo del suelo se reduce al 25 por ciento del valor aplicable a un pilote individual. Para separaciones intermedias los valores del módulo se pueden estimar por interpolación.

C10.8.1.1

Los pilotes perforados pueden ser una alternativa económica frente a las fundaciones con zapatas o pilotes hincados, particularmente cuando no es posible construir zapatas sobre un estrato de suelo o roca adecuado a una profundidad razonable o cuando no es viable utilizar pilotes hincados. Los pilotes perforados pueden ser una alternativa económica frente a las zapatas si la profundidad de socavación es importante. También se puede considerar el uso de pilotes perforados para resistir elevadas cargas laterales o de levantamiento si las tolerancias para la deformación son pequeñas. Los puentes levadizos o basculantes son un ejemplo de un tipo de puente para el cual sería deseable que las deformaciones fueran pequeñas.

De acuerdo con el mecanismo principal del cual derivan su resistencia a las cargas, los pilotes perforados se clasifican ya sea como pilotes perforados flotantes (friccionales), es decir pilotes que transfieren la carga fundamentalmente por resistencia lateral, o bien como pilotes perforados de punta, es decir pilotes que transfieren la carga fundamentalmente por resistencia de punta.

### 10.8.1.2 Profundidad Embebida

La profundidad embebida de los pilotes perforados deberá ser suficiente para proporcionar capacidades de carga vertical y lateral adecuadas y desplazamientos aceptables.

### 10.8.1.3 Diámetro de los Fustes y Bases Ensanchadas

Cuando un pilote perforado empotrado en roca requiere encamisado a través de los suelos que yacen sobre la roca, la documentación técnica deberá especificar que el diámetro de la perforación para empotramiento en roca debe ser como mínimo 150 mm menor que el diámetro interior del encamisado. Para los pilotes empotrados en roca que no requieren encamisado a través de los suelos que yacen sobre la roca, el diámetro de la perforación para empotramiento en roca puede ser igual al diámetro del pilote en la zona que atraviesa el suelo.

En los suelos cohesivos rígidos, se puede utilizar una base ensanchada o campana en la punta del pilote para aumentar la superficie de contacto de la punta y así reducir la presión unitaria o proveer resistencia adicional contra las cargas de levantamiento.

Si antes de colocar el hormigón se limpia e inspecciona el fondo del pilote, se podrá considerar que la totalidad de la superficie de la base es efectiva para transferir carga.

### 10.8.1.4 Resistencia

Serán aplicables los requisitos del Artículo 10.7.1.3 y la Tabla 10.5.5-3, sustituyendo el término "Pilote" por el término "Pilote perforado" cuando corresponda.

El método constructivo puede afectar la resistencia del pilote perforado y deberá ser considerado como parte del proceso de diseño. Los pilotes perforados se deberán construir utilizando el método seco, con camisa o húmedo, o bien una combinación de estos métodos. En todos los casos la excavación del pozo, la colocación del hormigón y todos los demás aspectos de la construcción de los pilotes se deberán realizar de acuerdo con los requisitos de las presentes Especificaciones y el documento *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

### C10.8.1.2

La parte superior de un pilote perforado generalmente debe estar a una distancia no mayor que aproximadamente 100 mm de la superficie del terreno en el caso de las estructuras sobre suelo seco y no más de 150 mm por encima de la cota normal del agua en el caso de las estructuras en agua. Esto mejorará su construibilidad.

### C10.8.1.3

Al realizar perforaciones para empotrar pilotes en roca es habitual utilizar un encamisado que atraviesa la zona de suelo y soporta temporalmente el suelo. Este encamisado permite la inspección de la perforación y materializa un sello a lo largo de la zona de contacto suelo-roca, minimizando así la infiltración de agua subterránea hacia la perforación. En consecuencia, es necesario que el diámetro de la perforación en roca sea menor que el tamaño nominal del encamisado, ya que esto permitirá asentar la camisa e insertar los equipos para perforar la roca.

Si fuera viable, se debería considerar extender el pilote hasta una mayor profundidad a fin de evitar las dificultades y costos relacionados con la excavación del ensanchamiento de las bases.

### C10.8.1.4

El método constructivo utilizado puede afectar considerablemente el comportamiento de las fundaciones con pilotes perforados, particularmente en lo que respecta a la resistencia lateral. El Diseñador debería considerar los efectos de las condiciones del suelo y el agua freática sobre las operaciones de construcción de los pilotes y delinear, si fuera necesario, el método constructivo general que se deberá seguir a fin de asegurar el comportamiento anticipado. Debido a que los pilotes perforados derivan su capacidad de la resistencia lateral y de punta, las cuales dependen de la condición de los materiales en contacto directo con los pilotes, es importante que los procedimientos constructivos sean consistentes con las condiciones de los materiales supuestas en el diseño. El ablandamiento, aflojamiento u otros cambios en las condiciones del suelo y la roca atribuibles al método constructivo utilizado podrían provocar una reducción de la capacidad de los pilotes y un aumento de su desplazamiento. Por lo tanto, la evaluación de los efectos

del procedimiento constructivo sobre la resistencia de los pilotes perforados se debería considerar un aspecto significativo del diseño. El uso de lechadas, los pilotes de diámetro variable y los métodos de inyección también son factores que pueden afectar la resistencia de los pilotes perforados.

Los parámetros del suelo se deberían variar sistemáticamente de manera de modelar el rango de condiciones anticipado. Tanto la resistencia vertical como la resistencia lateral se deberían evaluar de este modo.

#### **10.8.1.5 Fricción Negativa**

Se deberán evaluar las cargas de fricción negativa, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 10.7.1.4.

Para los pilotes de punta en los cuales la fricción negativa es una consideración relacionada con el estado límite de resistencia, los factores de carga para la carga de fricción negativa deberán ser la inversa del factor de resistencia utilizado para el método para estimar la resistencia friccional, según lo especificado en la Tabla 10.5.5-3.

#### **10.8.1.6 Separación de los Pilotes de un Grupo**

La separación entre los centros de los pilotes perforados debería ser el mayor valor entre 3,0 diámetros o la separación requerida para evitar la interacción entre pilotes adyacentes.

Si se requieren separaciones menores, la documentación técnica deberá especificar la secuencia constructiva y se deberán evaluar los efectos de interacción entre pilotes adyacentes.

#### **10.8.1.7 Pilotes Perforados Inclinados**

Se debería evitar el uso de pilotes perforados inclinados. Si se requiere mayor resistencia lateral se debería considerar aumentar el diámetro de los pilotes o bien aumentar el número de pilotes perforados.

#### **10.8.1.8 Nivel Freático y Flotabilidad**

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.7.1.7 según corresponda.

#### **C10.8.1.5**

Ver comentario adicional en el Artículo C10.7.1.4.

Un movimiento descendente relativo del suelo de alrededor de 2,5 a 12,0 mm es suficiente para movilizar plenamente la carga de fricción negativa en un pilote perforado.

Las cargas de fricción negativa se pueden estimar utilizando el método  $\alpha$ , como se describe en el Artículo 10.8.3.3.1, para calcular la resistencia friccional positiva. Al igual que en el caso de la resistencia friccional positiva, los 1500 mm superiores y una longitud inferior supuesta igual a un diámetro del fuste no contribuyen a las cargas de fricción negativa. Si se utiliza el método  $\alpha$  se debería considerar una tolerancia para un posible aumento de la resistencia al corte no drenada a medida que ocurre la consolidación.

#### **C10.8.1.6**

Puede ser necesario utilizar separaciones mayores si se anticipa que las operaciones de perforación serán dificultosas.

#### **C10.8.1.7**

Debido a los problemas asociados con la estabilidad de los pilotes durante la excavación, instalación y retiro del encamisado, la instalación de la jaula de armadura y la colocación del hormigón, los pilotes perforados inclinados son mucho más difíciles de construir que los pilotes perforados verticales.

#### **C10.8.1.8**

Ver el Artículo C10.7.1.7.

### 10.8.1.9 Levantamiento

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.7.1.9 según corresponda.

Los pilotes perforados diseñados para suelos expansivos se deberán prolongar hacia el interior de suelos estables frente a la humedad hasta una profundidad suficiente para proporcionar un anclaje adecuado para resistir el levantamiento. También se debería proveer una luz suficiente entre la superficie del terreno y el fondo de los cabezales o vigas que conectan los pilotes a fin de evitar la aplicación de cargas de levantamiento en la conexión pilote/cabezal provocadas por el hinchamiento del suelo.

### C10.8.1.9

Para evaluar las potenciales cargas de levantamiento en pilotes perforados que atraviesan suelos expansivos es necesario evaluar el potencial de hinchamiento del suelo y la extensión de los estratos de suelo que pueden afectar al pilote. En la Tabla C1 se presenta un método razonablemente confiable para identificar el potencial de hinchamiento. Este método clasifica el potencial de hinchamiento en función de los límites de Atterberg, la succión del suelo y el hinchamiento porcentual obtenido de ensayos con odómetro (*Reese y O'Neill 1988*). El espesor del estrato potencialmente expansivo se debe identificar mediante:

- Estudio de muestras de suelo tomadas de perforaciones para determinar la presencia de agrietamiento, superficies de deslizamiento o estructuras en bloque, y las variaciones de color, y
- Ensayos en laboratorio para determinar los perfiles de contenido de humedad del suelo.

**Tabla C10.8.1.9-1 - Método para identificar suelos potencialmente expansivos (*Reese y O'Neill 1988*)**

Límite Líquido, <i>LL</i> (%)	Límite Plástico, <i>PL</i> (%)	Succión del Suelo (MPa)	Potencial de Hinchamiento (%)	Clasificación del Potencial de Hinchamiento
> 60	> 35	> 0,38	> 1,5	Elevado
50 – 60	25 – 35	0,14 – 0,38	0,5 – 1,5	Marginal
< 50	< 25	< 0,14	< 0,5	Bajo

## 10.8.2 Movimiento en el Estado Límite de Servicio

### 10.8.2.1 Requisitos Generales

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.7.2.1 según corresponda. Se deberá utilizar la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I de la Tabla 3.4.1-1 según corresponda.

Para estimar los asentamientos en estado límite de servicio de los pilotes perforados en arcilla solamente se deberán considerar las cargas permanentes. Para estimar los asentamientos de los pilotes perforados en suelo granular las cargas temporarias se deberán sumar a las cargas permanentes.

### C10.8.2.1

Generalmente el asentamiento de los pilotes perforados instalados en arena y roca es pequeño o bien ocurre de forma bastante rápida. Sin embargo, el asentamiento de los pilotes en arcilla puede ocurrir durante un período de tiempo más prolongado, a medida que las arcillas se consolidan.

**10.8.2.2 Criterios para el Movimiento Lateral**

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.7.2.2 según corresponda.

**10.8.2.3 Asentamiento***10.8.2.3.1 Requisitos Generales*

El asentamiento de una fundación con pilotes perforados individuales o grupos de pilotes perforados no deberá superar los criterios de movimiento seleccionados de acuerdo con el Artículo 10.6.2.2.

*10.8.2.3.2 Asentamiento de Pilotes perforados Individuales*

El asentamiento de un pilote perforado individual se deberá estimar considerando:

- El asentamiento inmediato,
- El asentamiento por consolidación si el pilote está construido en suelos cohesivos, y
- La compresión axial del pilote perforado.

**C10.8.2.2**

Ver el Artículo C10.7.2.2.

*C10.8.2.3.2*

Reese y O'Neill (1988) resumieron datos adimensionales sobre la relación carga-asentamiento de pilotes perforados, como se ilustra en las Figuras C1 a C4. Las Figuras C1 y C2 muestran curvas carga-asentamiento para el caso de carga transferida por fricción lateral y carga transferida de punta por pilotes perforados en suelos cohesivos. Las Figuras C3 y C4 muestran curvas similares para pilotes en suelos no cohesivos. Estas curvas constituyen una guía útil para estimar los asentamientos inmediatos de los pilotes perforados.

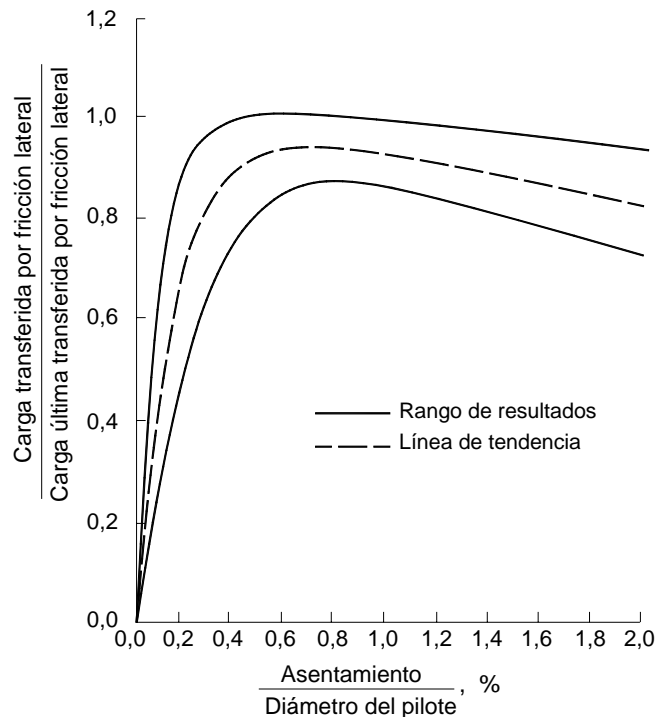
Los valores de las curvas carga-asentamiento para carga resistida por fricción lateral se obtuvieron a diferentes profundidades, tomando en cuenta el acortamiento elástico del pilote. Aunque en los pilotes relativamente cortos el acortamiento elástico puede ser pequeño, este acortamiento puede ser bastante importante en pilotes de mayor longitud. La magnitud del acortamiento elástico de los pilotes perforados varía dependiendo de su profundidad. Reese y O'Neill (1988) describieron un procedimiento aproximado para estimar el acortamiento elástico de los pilotes perforados de gran longitud.

Las Figuras C1 y C2 no reflejan los asentamientos a largo plazo de los pilotes perforados en arcilla. Los asentamientos por consolidación se deberían sumar a los asentamientos inmediatos. Sin embargo, debido a que generalmente los pilotes perforados se instalan en suelos fuertemente sobreconsolidados, por lo general los asentamientos por consolidación son pequeños.

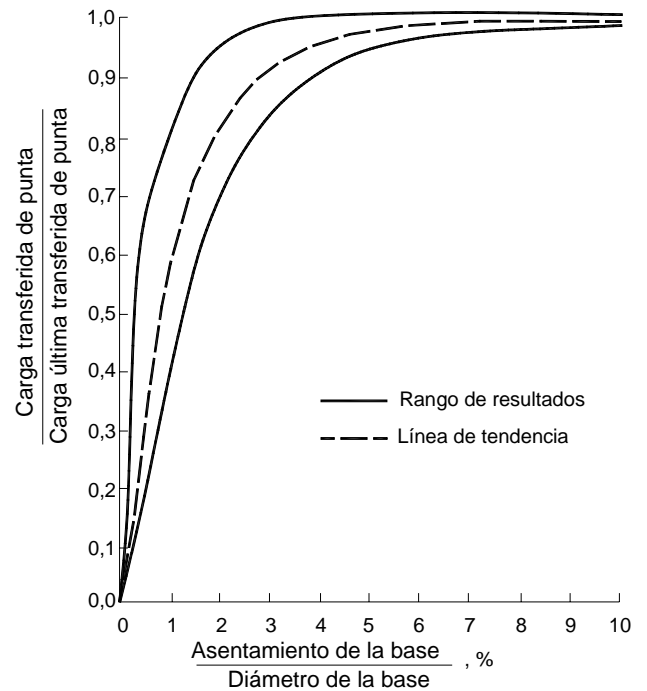
Los asentamientos inducidos por las cargas soportadas por resistencia de punta son diferentes para los pilotes en suelos no cohesivos y en suelos cohesivos. Aunque la curva carga-desplazamiento de los pilotes perforados en suelos cohesivos típicamente presenta un quiebre bien definido, con frecuencia los pilotes en suelos no cohesivos no evidencian una falla bien definida para ningún desplazamiento determinado. La carga de los pilotes

perforados en suelos no cohesivos continúa aumentando a medida que el asentamiento aumenta más allá del 5 por ciento del diámetro de la base. En el caso de los pilotes perforados en suelos cohesivos,  $Q_p$  típicamente se moviliza completamente con desplazamientos de entre 2 y 5 por ciento del diámetro de la base. La resistencia de punta unitaria se define arbitrariamente como la presión de contacto requerida para provocar un asentamiento igual al 5 por ciento del diámetro del pilote, aún cuando este valor no corresponda a la falla total del suelo debajo de la base del pilote perforado.

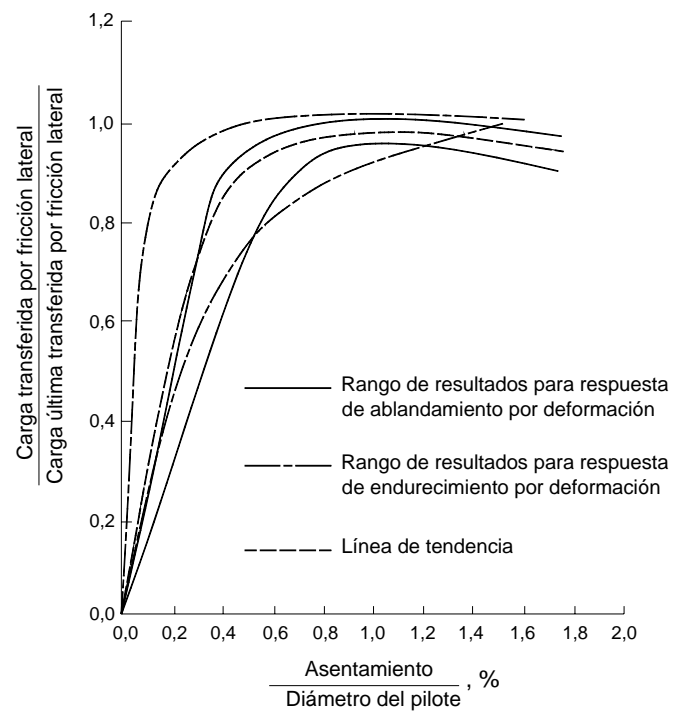
Las curvas de las Figuras C1 y C3 también muestran los asentamientos para los cuales se moviliza la resistencia lateral. En el caso de los pilotes perforados en suelos cohesivos,  $Q_s$  típicamente se moviliza completamente con desplazamientos de entre 0,2 y 0,8 por ciento del diámetro del pilote. En el caso de pilotes perforados en suelos no cohesivos este valor es de entre 0,1 y 1,0 por ciento.



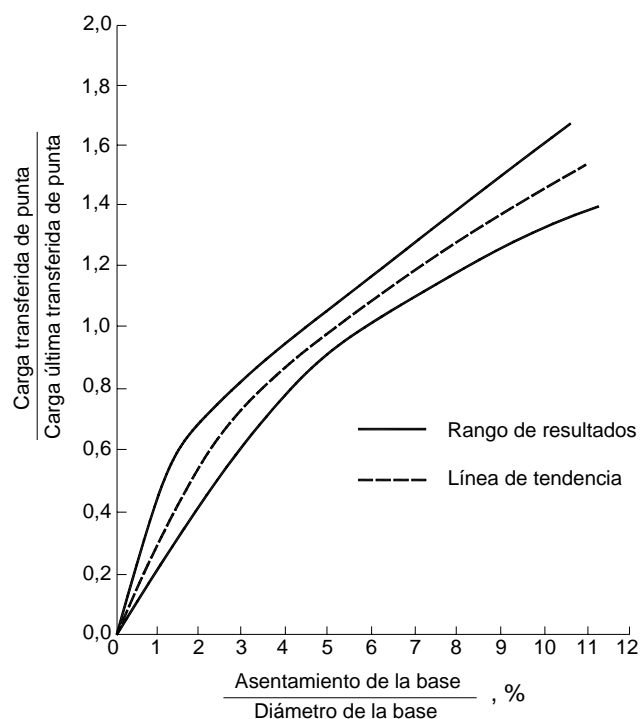
**Figura C10.8.2.3.2-1 - Transferencia de carga por fricción lateral (normalizada) en función del asentamiento - Suelos cohesivos (Reese y O'Neill 1988)**



**Figura C10.8.2.3.2-2 - Transferencia de carga de punta (normalizada) en función del asentamiento - Suelos cohesivos (Reese y O'Neill 1988)**



**Figura C10.8.2.3.2-3 - Transferencia de carga por fricción lateral (normalizada) en función del asentamiento - Suelo no cohesivo (Reese y O'Neill 1988)**



**Figura C10.8.2.3.2-4 - Transferencia de carga de punta (normalizada) en función del asentamiento - Suelo no cohesivo (Reese y O'Neill 1988)**

#### 10.8.2.3.3 Asentamiento de un Grupo de Pilotes Perforados

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.7.2.3 según corresponda.

#### 10.8.2.4 Desplazamiento Lateral

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.7.2.4 según corresponda.

#### C10.8.2.4

El desplazamiento lateral de los pilotes perforados individuales y de los grupos de pilotes perforados se puede estimar utilizando los procedimientos descritos en la publicación *Engineering Manual for Drilled Shafts* (Barker et al. 1991), o bien utilizando otros análisis P-Y. Las condiciones prevalentes en obra algunas veces determinan que la parte superior de los pilotes sea mayor que las dimensiones indicadas en los planos. Si el diseño estructural es sensible a la rigidez de los pilotes, los planos deberían indicar tanto el diámetro de diseño como el máximo diámetro aceptable para los pilotes perforados.

### 10.8.3 Resistencia en el Estado Límite de Resistencia

#### 10.8.3.1 Requisitos Generales

Se deberá aplicar el estado límite de resistencia del Artículo 10.7.3.1.

#### C10.8.3.1

Ver el Artículo C10.7.3.1.

**10.8.3.2 Pilotes Perforados Cargados Axialmente**

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.7.3.2 y la Tabla 10.5.5-3 según corresponda.

**10.8.3.3 Estimaciones Semiempíricas de la Resistencia de los Pilotes Perforados en Suelos Cohesivos**

Se pueden utilizar métodos semiempíricos para estimar la resistencia de los pilotes perforados en suelos cohesivos. Los pilotes perforados en suelos cohesivos se deberían diseñar mediante métodos basados en tensiones totales y efectivas para condiciones de carga no drenada y drenada, respectivamente.

Los pilotes perforados en suelos no cohesivos se deberían diseñar mediante métodos basados en tensiones efectivas para condiciones de carga drenada o mediante métodos empíricos en base a resultados de ensayos realizados in situ.

Los factores de resistencia para la resistencia lateral y de punta se deberán tomar como se especifica en la Tabla 10.5.5-3.

**10.8.3.3.1 Determinación de la Resistencia Friccional Utilizando el Método  $\alpha$** 

La resistencia friccional unitaria nominal, en MPa, de los pilotes perforados en suelo cohesivo cargados bajo condiciones de carga no drenadas se puede tomar como:

$$q_s = \alpha S_u \quad (10.8.3.3.1-1)$$

donde:

$S_u$  = resistencia al corte media en condición no drenada (MPa)

$\alpha$  = factor de adherencia (adimensional)

Se deberá considerar que la siguiente porción de los pilotes perforados, ilustrada en la Figura 1, no contribuye al desarrollo de resistencia por fricción superficial:

- Como mínimo los 1500 mm superiores de cualquier pilote perforado;
- En el caso de los pilotes rectos, una longitud inferior del pilote que se toma igual al diámetro del fuste;
- La periferia de los extremos acampanados, si corresponde; y

**C10.8.3.2**

Ver el Artículo C10.7.3.2.

**C10.8.3.3.1**

El método  $\alpha$  se basa en tensiones totales.

El factor de adherencia es un factor empírico que se usa para correlacionar los resultados de ensayos de carga a escala real con una propiedad material o característica de un suelo cohesivo. Generalmente el factor de adherencia se relaciona con  $S_u$  y se obtiene a partir de los resultados de ensayos de carga a escala real realizados en pilotes hincados y pilotes perforados. El uso de este enfoque asume que el valor de  $S_u$  medido es correcto y que todo el comportamiento del pilote relacionado con la construcción y la carga se puede agrupar en un único parámetro. Ninguna de estas hipótesis es correcta en sentido estricto, pero aún así el enfoque se utiliza en vista de su simplicidad.

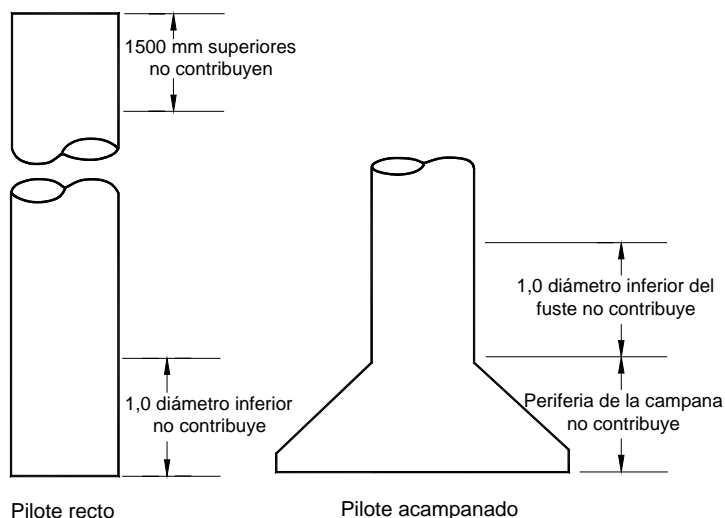
Al estimar  $Q_s$  se ignoran los 1500 mm superiores del pilote con el objetivo de tomar en cuenta los efectos de los cambios de humedad estacionales, las perturbaciones que se producen durante la etapa constructiva, las cargas laterales cíclicas y las bajas tensiones laterales del hormigón recién colocado. También se ignora una longitud igual a 1,0 diámetros a partir de la punta del pilote o la parte superior de la base ensanchada, ya que en el suelo próximo a estas regiones del pilote se desarrollan fisuras por tracción, con la consecuente reducción de la tensión y resistencia laterales.

- Una distancia por encima del extremo acampanado que se toma igual al diámetro del fuste.

Los valores de  $\alpha$  para las porciones de los pilotes perforados excavados en seco en pozos abiertos o encamisados deberán ser como se especifica en la Tabla 1.

**Tabla 10.8.3.3.1-1 – Valores de  $\alpha$  para determinar la resistencia lateral en suelo cohesivo (Reese y O'Neill 1988)**

$S_u$ (MPa)	$\alpha$
< 0,2	0,55
0,20 - 0,30	0,49
0,30 - 0,40	0,42
0,40 - 0,50	0,38
0,50 - 0,60	0,35
0,60 - 0,70	0,33
0,70 - 0,80	0,32
0,80 - 0,90	0,31
> 0,90	Tratar como roca



**Figura 10.8.3.3.1-1 - Explicación de las zonas de los pilotes perforados que no se consideran al calcular la resistencia friccional (Reese y O'Neill 1988)**

#### 10.8.3.3.2 Resistencia de Punta

Para los pilotes perforados cargados axialmente en suelo cohesivo, la resistencia de punta unitaria nominal, en MPa, se puede tomar como:

Las campanas o ensanchamientos contruidos en arcilla rígida fisurada con frecuencia sufren un asentamiento suficiente para provocar la formación de una luz sobre la campana que eventualmente se llenará de suelo desmoronado. El desmoronamiento tenderá a aflojar el suelo inmediatamente encima de la campana y disminuirá la resistencia lateral a lo largo de la parte inferior del fuste.

Muchas veces para los pilotes hincados se considera que el valor de  $\alpha$  varía en función de  $S_u$ . Para los pilotes perforados se recomienda utilizar valores de  $\alpha$  como se indica en la Tabla 1, determinados en base al análisis de resultados de ensayos de carga a escala real. Esta recomendación supone eliminar los 1500 mm superiores y la longitud igual a 1,0 diámetro de la longitud total del fuste al realizar el análisis de los resultados de los ensayos de carga. Los ensayos de carga se realizaron en suelos cohesivos no sensibles. Por lo tanto, si los pilotes se construyen en arcillas sensibles, los valores de  $\alpha$  pueden ser diferentes a los indicados en la Tabla 1. Se pueden utilizar otros valores de  $\alpha$ , siempre que dichos valores se basen en los resultados de ensayos de carga.

Puede ser necesario incrementar la profundidad de 1500 mm si el pilote se instala en arcilla expansiva, si se anticipa socavación a profundidades mayores que 1500 mm, si hay una deformación importante de la superficie del terreno provocada por las cargas laterales o si hay otras cargas a largo plazo o factores constructivos que así lo requieran.

Se ha detectado una reducción de la longitud efectiva del fuste que contribuye a la resistencia lateral, y esta reducción ha sido atribuida al alivio de la tensión horizontal en la región de la punta del pilote que se produce como consecuencia del desarrollo de tensiones radiales salientes en el talón durante la movilización de la resistencia de punta. La influencia de este efecto se puede extender entre 1,0 y 2,0 diámetros del fuste por encima de la punta. Debido a la falta de transferencia de carga en la punta del pilote, si  $L/D$  es mayor que 25,0 la efectividad de las bases ensanchadas será limitada.

#### C10.8.3.3.2

Estas ecuaciones fueron propuestas por Reese y O'Neill (1988).

El valor límite de 4,0 MPa para  $q_p$  y  $q_{pr}$  no es un límite

$$q_p = N_c S_u \leq 4,0 \quad (10.8.3.3.2-1)$$

para lo cual:

$$N_c = 6 \left[ 1 + 0,2 \left( Z / D \right) \right] \leq 9 \quad (10.8.3.3.2-2)$$

donde:

$D$  = diámetro del pilote perforado (mm)

$Z$  = penetración del pilote perforado (mm)

$S_u$  = resistencia al corte no drenada (MPa)

El valor de  $S_u$  se deberá determinar a partir de los resultados de ensayos in situ y/o en laboratorio de muestras no alteradas obtenidas en una profundidad de 2,0 diámetros por debajo de la punta del pilote. Si el suelo a 2,0 diámetros debajo de la punta tiene  $S_u < 0,024$  MPa, el valor de  $N_c$  se deberá reducir en un tercio.

Para los pilotes perforados en arcillas con  $S_u > 0,096$  MPa y  $D > 1900$  mm y para los cuales no se evaluarán los asentamientos, el valor de  $q_p$  se deberá reducir a  $q_{pr}$  de la siguiente manera:

$$q_{pr} = q_p F_r \quad (10.8.3.3.2-3)$$

para lo cual:

$$F_r = \frac{760}{12,0 a D_p + 760 b} \leq 1,0 \quad (10.8.3.3.2-4)$$

$$a = 0,0071 + 0,0021 \frac{Z}{D_p} \leq 0,015 \quad (10.8.3.3.2-5)$$

$$b = 1,45 \sqrt{2,0 S_u} \quad (10.8.3.3.2-6)$$

con  $0,5 \leq b \leq 1,5$

donde:

$D_p$  = diámetro de la punta (mm)

#### 10.8.3.4 Estimación de la Resistencia de los Pilotes Perforados en Suelos No Cohesivos

##### 10.8.3.4.1 Requisitos Generales

La capacidad de carga nominal de los pilotes

teórico sino un límite basado en valores máximos medidos. Se puede utilizar un valor límite mayor siempre que se base en los resultados de un ensayo de carga.

No se recomienda utilizar la Ecuación 1 para estimar la resistencia de punta de los pilotes perforados de diámetro mayor que 1900 mm, ya que las deformaciones requeridas para movilizar plenamente el valor de  $Q_p$  calculado por lo general serán mayores que las admisibles para estructuras viales. Por lo tanto, para el caso de pilotes de gran diámetro fundados sobre arcilla rígida a dura, el valor límite para la resistencia de punta se debería reducir de acuerdo con lo indicado en la Ecuación 3.

##### C10.8.3.4.1

Aunque se han realizado numerosos ensayos de carga

perforados en suelos no cohesivos se deberá estimar utilizando métodos aplicables identificados en el presente documento o bien otros métodos aceptados regionalmente que satisfagan el Artículo 10.1. La capacidad de carga mayorada se debería determinar considerando cualquier experiencia previa disponible bajo condiciones sean similares.

#### 10.8.3.4.2 Resistencia Friccional

La resistencia nominal de los pilotes perforados en arena se puede determinar utilizando cualquiera de los cinco métodos especificados en la Tabla 1. Solamente se podrán utilizar valores más elevados si estos valores son verificados mediante ensayos de carga.

La resistencia lateral de los pilotes perforados en arena se puede estimar utilizando:

- El ángulo de fricción,  $\phi_f$ , o
- El número de golpes del SPT,  $N$ .

En la Tabla 1 se utiliza la siguiente simbología:

$N$  = número de golpes del SPT no corregido (golpes/ 300 mm)

$\sigma'_v$  = tensión vertical efectiva (MPa)

$\phi_f$  = ángulo de fricción interna de la arena (°)

$K$  = factor de transferencia de carga (adimensional)

$D_b$  = profundidad embebida del pilote perforado en el estrato de arena portante (mm)

$\beta$  = coeficiente de transferencia de carga (adimensional)

$z$  = profundidad por debajo del terreno (mm)

El ángulo de fricción interna de las arenas se puede relacionar con el número de golpes del SPT o con la resistencia a la penetración del cono. Si no hay datos específicos del predio disponibles, para el diseño preliminar se podrán utilizar los valores de la Tabla 2.

in situ sobre pilotes perforados en arcilla, son muy pocos los ensayos que se han realizado sobre pilotes perforados en arena. La resistencia al corte de los suelos no cohesivos se puede caracterizar mediante un ángulo de fricción interna,  $\phi_f$ , o bien se puede relacionar empíricamente con el número de golpes del SPT,  $N$ . A continuación se presentan métodos para estimar la resistencia friccional y de punta. En todos los casos se deberá considerar la experiencia previa y aplicar el criterio profesional.

#### C10.8.3.4.2

Quiros y Reese (1977) y Reese y O'Neill (1988) limitaron la resistencia lateral unitaria a 0,19 MPa, valor correspondiente al máximo valor medido históricamente. Touma y Reese (1974) limitaron la resistencia lateral unitaria a 0,24 MPa.

Reese y O'Neill (1988) propusieron un método para suelos no cementados que utiliza un enfoque que se diferencia en que considera que la resistencia lateral es independiente del ángulo de fricción interna del suelo o del número de golpes del SPT. De acuerdo con sus conclusiones, el ángulo de fricción tiende a un valor común debido a las elevadas deformaciones por corte que provoca en la arena el alivio de las tensiones durante la excavación.

Para el diseño final se deberían utilizar datos del suelo específicos del predio en cuestión.

**Tabla 10.8.3.4.2-1 – Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia lateral en arena,  $q_s$ , MPa**

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Touma y Reese (1974)	$q_s = K \sigma'_v \tan \phi_f < 0,24 \text{ MPa}$ Para lo cual: $K = 0,7$ para $D_b \leq 7500 \text{ mm}$ $K = 0,6$ para $7500 \text{ mm} < D_b \leq 12.000 \text{ mm}$ $K = 0,5$ para $D_b > 12.000 \text{ mm}$
Meyerhof (1976)	$q_s = 0,00096 N$
Quiros y Reese (1977)	$q_s = 0,0025 N < 0,19 \text{ MPa}$
Reese y Wright (1977)	para $N \leq 53$ : $q_s = 0,0028 N$ para $53 < N \leq 100$ : $q_s = 0,00021 (N - 53) + 0,15$
Reese y O'Neill (1988)	$q_s = \beta \sigma'_v \leq 0,19 \text{ MPa}$ para $0,25 \leq \beta \leq 1,2$ Para lo cual: $\beta = 1,5 - 7,7 \times 10^{-3} \sqrt{z}$

**Tabla 10.8.3.4.2-2 – Ángulos de fricción interna de las arenas**

CONSISTENCIA	$\phi_f$	$N$ (SPT)	$q_c$ (MPa)
Muy suelta	$< 30^\circ$	0 - 4	$< 1,9$
Suelta	$30^\circ - 35^\circ$	4 - 10	1,9 - 3,8
Media	$35^\circ - 40^\circ$	10 - 30	3,8 - 11
Densa	$40^\circ - 45^\circ$	30 - 50	11 - 19
Muy densa	$> 45^\circ$	$> 50$	$> 19$

#### 10.8.3.4.3 Resistencia de Punta

La resistencia de punta nominal se puede calcular utilizando los procedimientos especificados en la Tabla 1, en la cual se aplica la siguiente simbología:

$N_{corr}$  = número de golpes del SPT corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga de suelo,  $\sigma'_v$  (golpes/ 300 mm)

$$= \left[ 0,77 \log_{10} \left( 1,92 / \sigma'_v \right) \right] N$$

$N$  = número de golpes del SPT no corregido (golpes/ 300

#### C10.8.3.4.3

Ensayos de carga realizados indican que se requieren grandes asentamientos para movilizar la máxima resistencia de punta de los pilotes perforados en arena. Debido a que la mayoría de las estructuras no admiten grandes asentamientos, los procedimientos para calcular la resistencia de punta unitaria,  $q_p$ , presentados en la Tabla 1 se basan en un movimiento descendente igual ya sea a 25 mm (Touma y Reese 1974; Quiros y Reese 1977) o 5 por ciento del diámetro de la base (Reese y Wright 1977; Reese y O'Neill 1988).

La expresión de Meyerhof (1976) para determinar la resistencia de punta se basa en suponer que la resistencia

mm)

 $D$  = diámetro del pilote perforado (mm) $D_p$  = diámetro de la punta del pilote perforado (mm) $D_b$  = profundidad embebida del pilote perforado en el estrato de arena portante (mm) $\sigma'_v$  = tensión vertical efectiva (MPa)

Para las bases que tienen un diámetro mayor que 1270 mm,  $q_p$  se debería reducir de la siguiente manera:

$$q_{pr} = \frac{1270}{D_p} q_p \quad (10.8.3.4.3-1)$$

de punta aumenta linealmente en función de la profundidad embebida hasta una profundidad límite igual a 10,0 diámetros del pilote; más allá de esta profundidad la resistencia de punta permanece constante.

Comparando los métodos de la Tabla 1 se observa que, dadas las mismas condiciones, con ellos se pueden obtener estimaciones muy variables de la capacidad. Desafortunadamente, la información disponible en la actualidad sobre ensayos de carga in situ no es suficiente para determinar cuál de los métodos es más confiable y de aplicación más generalizada.

Debido a la escasez de datos obtenidos in situ, de momento no es posible determinar con precisión cuáles valores se deben utilizar para los factores de resistencia aplicables a los pilotes perforados en arenas y gravas. En consecuencia, el mejor procedimiento aparentemente consiste en estimar la resistencia usando todos los métodos aplicables y seleccionar la capacidad mayorada aplicando el criterio profesional y cualquier experiencia previa disponible correspondiente a condiciones similares.

**Tabla 10.8.3.4.3-1 – Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia de punta,  $q_p$ , de los pilotes perforados en arena, MPa**

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Touma y Reese (1974)	<p>Suelta – <math>q_p</math> (MPa) = 0,0</p> <p>Medianamente densa – <math>q_p</math> (MPa) = <math>\frac{1,5}{k}</math></p> <p>Muy densa – <math>q_p</math> (MPa) = <math>\frac{3,8}{k}</math></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>k = 1</math> para <math>D_p &lt; 500</math> mm</li> <li>• <math>k = 0,6 D_p</math> para <math>D_p \geq 500</math> mm</li> <li>• Aplicable solamente si <math>D_p &gt; 10D</math></li> </ul>
Meyerhof (1976)	<p><math>q_p</math> (MPa) = <math>\frac{0,013 N_{corr} D_b}{D_p} &lt; 0,13 N_{corr}</math> para arena</p> <p><math>&lt; 0,096 N_{corr}</math> para limos no plásticos</p>
Reese y Wright (1977)	<p><math>q_p</math> (MPa) = 0,064 <math>N</math> para <math>N \leq 60</math></p> <p><math>q_p</math> (MPa) = 3,8 para <math>N &gt; 60</math></p>
Reese y O'Neill (1988)	<p><math>q_p</math> (MPa) = 0,057 <math>N</math> para <math>N \leq 75</math></p> <p><math>q_p</math> (MPa) = 4,3 para <math>N &gt; 75</math></p>

### 10.8.3.5 Resistencia Axial en Roca

Al determinar la resistencia axial de los pilotes perforados empotrados en roca se puede ignorar la resistencia lateral de los depósitos de suelo que yacen sobre la roca.

### C10.8.3.5

Típicamente, la carga de compresión axial sobre un pilote perforado empotrado en roca es tomada exclusivamente por la resistencia lateral hasta que el asentamiento total del pilote es del orden de los 10 mm. Al

Si la roca es degradable se deberá considerar el uso de procedimientos constructivos especiales, empotramientos de mayores dimensiones o empotramientos de menor resistencia.

Los factores de resistencia para los pilotes perforados empotrados en roca se deberán tomar como se especifica en la Tabla 10.5.5-3.

llegar a este desplazamiento se moviliza la resistencia lateral última,  $Q_{SR}$ , y se produce resbalamiento entre el hormigón y la roca. Como consecuencia de este resbalamiento, cualquier carga adicional es transferida a la punta, y se asume que la resistencia lateral se reduce a 0,0. Esta hipótesis es conservadora, ya que una porción de la resistencia lateral totalmente movilizada permanecerá aún después de la falla de la adherencia a lo largo de la interfaz pilote-empotramiento en roca (*Reese y O'Neill* 1988). Se pueden utilizar procedimientos alternativos para distribuir la carga sobre el empotramiento entre resistencia lateral y resistencia de punta, por ejemplo el método propuesto por *Carter y Kulhawy* (1988).

Cuando la capacidad de un empotramiento en roca se deriva de la resistencia lateral, los asentamientos dentro del empotramiento serán pequeños. Cuando la capacidad de un empotramiento en roca se deriva de la resistencia de punta, los asentamientos pueden llegar a ser importantes y se deberán verificar como parte integral del diseño.

El procedimiento de diseño presentado en el presente Artículo asume que:

- La roca está razonablemente sana,
- La resistencia de la roca medida durante la investigación del predio no se deteriorará durante la construcción aún cuando se utilice agua u otros fluidos de perforación,
- El fluido de perforación utilizado no formará una película lubricada en los laterales de la perforación para el empotramiento, y
- El fondo de la perforación para el empotramiento se ha limpiado adecuadamente. Esto es particularmente importante si la capacidad del pilote perforado se basa en la resistencia de punta.

Los pasos del procedimiento de diseño son los siguientes:

#### Paso 1

Estimar el asentamiento de la parte del pilote perforado que está empotrada en roca. Este asentamiento tiene dos componentes:

- (a) Acortamiento elástico del pilote perforado,  $p_e$  (mm), que se puede tomar como:

$$p_e = \frac{(\sum P_i) H_s}{A_{soc} E_c} \quad (C10.8.3.5-1)$$

donde:

$H_s$  = profundidad del empotramiento (mm)

$\Sigma P_i$  = carga de trabajo en la parte superior del empotramiento (N)

$A_{soc}$  = área de la sección transversal del empotramiento ( $\text{mm}^2$ )

$E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón en el empotramiento, considerando la rigidez de cualquier armadura que hubiera (MPa)

(b) Asentamiento de la base del pilote perforado,  $\rho_{base}$  (mm), que se puede tomar como:

$$\rho_{base} = \frac{(\Sigma P_i) I_p}{D_s E_r} \quad (\text{C10.8.3.5-2})$$

donde:

$I_p$  = coeficiente de influencia obtenido de la Figura C1 (adimensional)

$D_s$  = diámetro de la base del empotramiento en roca del pilote perforado (mm)

$E_r$  = módulo de elasticidad de la roca in situ, tomando en cuenta las fisuras y su separación (MPa)

El módulo de elasticidad de la roca in situ,  $E_r$ , se puede tomar como:

$$E_r = K_e E_i \quad (\text{C10.8.3.5-3})$$

donde:

$E_i$  = módulo de la roca intacta determinado ya sea mediante ensayos o utilizando la Figura C2 (MPa)

$K_e$  = relación de modificación del módulo, relacionado con el RQD, como se ilustra en la Figura C3 (adimensional)

## Paso 2

Calcular  $\rho_e + \rho_{base}$ . Si la sumatoria es menor que 10 mm, calcular la capacidad de carga exclusivamente en base a la resistencia lateral (pasar al Paso 3). Si la sumatoria es mayor que 10 mm, calcular la capacidad de carga exclusivamente en base a la resistencia de la base (pasar al paso 4).

**Paso 3**

Determinar la resistencia lateral de los pilotes perforados empotrados en roca de la siguiente manera:

- Si la resistencia a la compresión uniaxial de la roca es  $\leq 1,9$  MPa la resistencia lateral unitaria ( $q_s$ ) se puede tomar de acuerdo con Carter y Kulhawy (1988):

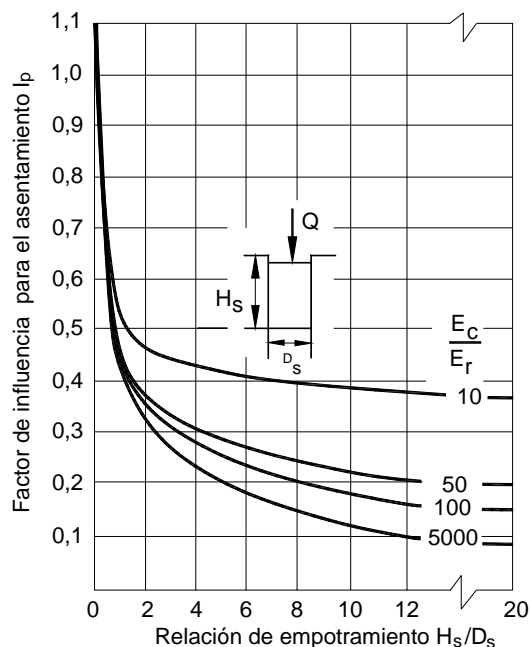
$$\begin{aligned} Q_R &= \phi Q_n = \phi_s Q_{SR} \\ q_s &= 0,15 q_u \end{aligned} \quad (\text{C10.8.3.5-4})$$

donde  $q_u$  es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca.

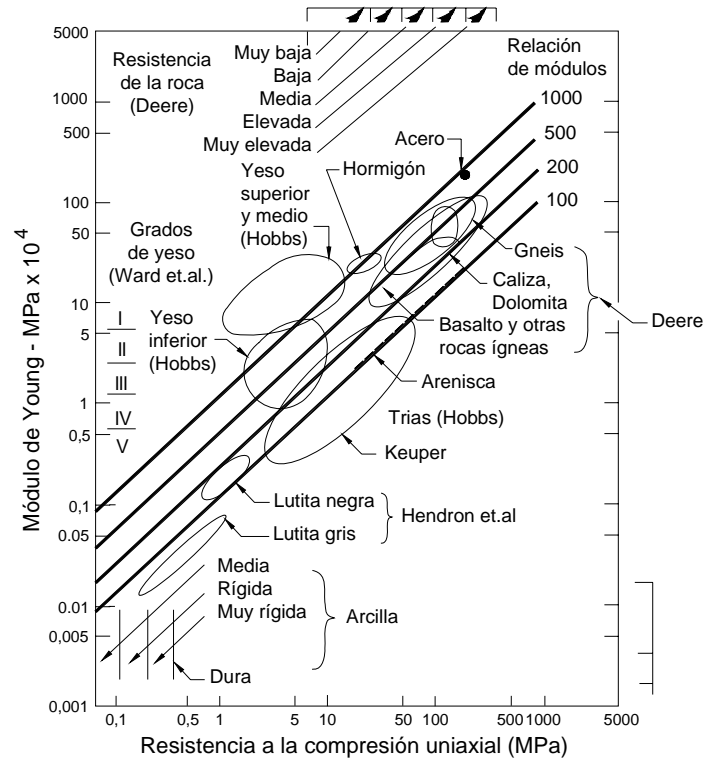
- Si la resistencia a la compresión uniaxial de la roca o del hormigón del pilote perforado es mayor que 1,9 MPa,  $q_s$  se puede tomar de acuerdo con Horvath y Kenney (1979):

$$q_s = 0,21 \sqrt{q_u} \quad (\text{C10.8.3.5-5})$$

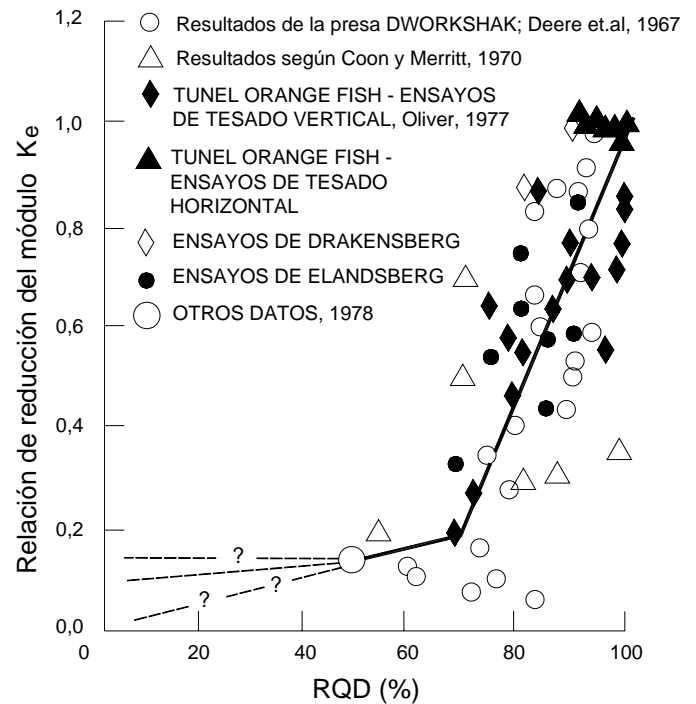
donde  $q_s$  y  $q_u$  se expresan en MPa.



**Figura C10.8.3.5-1 – Factor de influencia para el asentamiento elástico en función de la relación de empotramiento y la relación de módulos (de acuerdo con Donald et al. 1980, según la presentación de Reese y O'Neill 1988)**



**Figura C10.8.3.5-2 - Clasificación de las rocas intactas (de acuerdo con *Deer* 1968, y *Peck* 1976, según la presentación de *Reese* y *O'Neill* 1988)**



**Figura C10.8.3.5-3 - Relación de reducción del módulo en función del RQD (de acuerdo con *Bienawski* 1984, según la presentación de *Reese* y *O'Neill* 1988)**

**Paso 4**

La resistencia mayorada de la base del empotramiento en roca de un pilote perforado se puede determinar a partir de la resistencia a la compresión uniaxial utilizando cualquier conjunto de unidades consistente (*Canadian Geotechnical Society* 1985) de la siguiente manera:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_p Q_p \quad (\text{C10.8.3.5-6})$$

$q_p$ , la resistencia unitaria de la base, se puede tomar como se especifica en el Artículo 10.7.3.5.

Alternativamente, la resistencia unitaria nominal de la base de los pilotes perforados empotrados en roca se puede determinar usando resultados de ensayos presiométricos (*Canadian Geotechnical Society*, 1985) de la siguiente manera:

$$q_p = K_b (p_1 - p_o) + \sigma_v \quad (\text{C10.8.3.5-7})$$

donde:

$p_1$  = presión límite determinada a partir de ensayos presiométricos promediados en una distancia igual a 2,0 diámetros por encima y por debajo de la base (MPa)

$p_o$  = tensión horizontal total en reposo medida al nivel de la base (MPa)

$\sigma_v$  = tensión vertical total al nivel de la base (MPa)

$K_b$  = coeficiente que depende de la relación entre el diámetro y la profundidad del empotramiento en roca como se indica en la Tabla C1

$\phi$  = factor de resistencia especificado en la Tabla 10.5.5-3.

**Tabla C10.8.3.5-1 Valores para  $K_b$**

$H_s/D_s$	0	1	2	3	5	7
$K_b$	0,8	2,8	3,6	4,2	4,9	5,2

### 10.8.3.6 Ensayos de Carga

Si se utilizan ensayos de carga, estos ensayos se deberán realizar utilizando pilotes perforados contruidos del mismo modo y de dimensiones y materiales idénticos a los programados para los pilotes perforados a construir.

La resistencia mayorada para la capacidad de

### C10.8.3.6

Para un proyecto de importancia en el cual se han de utilizar muchos pilotes perforados, puede resultar efectivo desde el punto de vista de los costos realizar un ensayo de carga a escala real para confirmar la respuesta del pilote ante las cargas.

compresión axial, la capacidad contra el levantamiento axial o la capacidad lateral se deberá tomar como se especifica en la Tabla 10.5.5-3.

Los ensayos de carga se deberían realizar siguiendo procedimientos establecidos por escrito y que hayan sido desarrollados a partir de normas aceptadas y modificados, según corresponda, para tomar en cuenta las condiciones particulares del predio.

Los ensayos de carga sobre pilotes perforados a escala real se realizan para obtener información referente a la capacidad de carga, la respuesta carga-desplazamiento y el comportamiento de los pilotes bajo cargas de diseño, y además permiten evaluar la validez de las hipótesis de diseño para un predio determinado.

Para ensayar los pilotes perforados se pueden modificar los procedimientos de ensayo de carga estándares para pilotes desarrollados por ASTM, especificados en el Artículo 10.7.3.6.

Se pueden llevar a cabo ensayos para compresión, levantamiento o carga lateral, o bien para cargas combinadas. Los ensayos de carga a escala real realizados in situ permiten obtener datos que incluyen los efectos de las condiciones particulares del suelo, la roca y el agua freática en el predio; las dimensiones del pilote perforado; y los procedimientos utilizados para construir el pilote.

Los resultados de los ensayos de carga a escala real pueden diferir aún cuando aparentemente las condiciones del predio sean similares. En consecuencia, es necesario ser muy cuidadoso al generalizar y extrapolar los resultados de los ensayos a otras ubicaciones.

### **10.8.3.7 Resistencia contra el Levantamiento**

#### *10.8.3.7.1 Requisitos Generales*

Se deberá considerar la resistencia contra el levantamiento cuando sobre los pilotes perforados actúen cargas ascendentes. Si los pilotes perforados están sujetos a fuerzas de levantamiento, se deberían investigar tanto su resistencia al arrancamiento como su capacidad estructural y la resistencia de su conexión a los elementos que soporta.

#### *10.8.3.7.2 Resistencia contra el Levantamiento de un Pilote Perforado Individual*

La resistencia contra el levantamiento de un pilote perforado individual de lados verticales se puede estimar de manera similar a la utilizada para determinar la resistencia lateral de los pilotes perforados en compresión, tal como se especifica en los Artículos 10.8.3.3 y 10.8.3.4.

Al determinar la resistencia contra el levantamiento de un pilote con base acampanada se puede despreciar la resistencia lateral por encima de la campana, y se puede asumir que la campana se comporta como un anclaje.

El factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento de los pilotes perforados se deberá tomar

#### *C10.8.3.7.2*

Los factores de resistencia para el levantamiento son menores que los correspondientes a compresión axial. Esto se debe en parte a que los pilotes perforados traccionados descargan el suelo, reduciendo la tensión efectiva debida a la sobrecarga de suelo y por tanto la resistencia lateral contra el levantamiento del pilote, tal como se discutió en el Artículo 10.7.3.7.

como se especifica en la Tabla 10.5.5-3.

La capacidad mayorada contra el levantamiento de un pilote perforado con base acampanada en suelo cohesivo,  $Q_R$ , se puede determinar de la siguiente manera:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi Q_{sbell} \quad (10.8.3.7.2-1)$$

para lo cual:

$$Q_{sbell} = q_{sbell} A_u \quad (10.8.3.7.2-2)$$

donde:

$$q_{sbell} = N_u S_u \text{ (MPa)}$$

$$A_u = \pi(D_p^2 - D^2)/4 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$N_u$  = factor de adherencia contra el levantamiento (adimensional)

$D_p$  = diámetro de la campana (mm)

$D_b$  = profundidad embebida en el estrato de fundación (mm)

$D$  = diámetro del fuste (mm)

$S_u$  = resistencia al corte no drenada promediada en una distancia igual a 2,0 diámetros de la campana ( $2D_p$ ) por encima de la base (MPa)

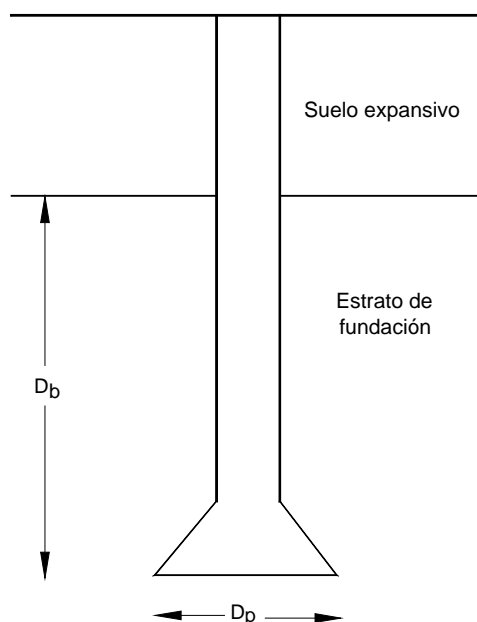
$\phi$  = factor de resistencia especificado en la Tabla 10.5.5-3

Si el suelo ubicado sobre el estrato de fundación es expansivo,  $S_u$  se deberá promediar sobre la menor profundidad entre  $2,0D_p$  sobre el fondo de la base o la profundidad de penetración del pilote en el estrato de fundación.

Se puede asumir que el valor de  $N_u$  varía linealmente entre 0,0 para  $D_b/D_p = 0,75$  y 0,8 para  $D_b/D_p = 0,25$  (siendo  $D_b$  la profundidad debajo del estrato de fundación). La parte superior del estrato de fundación se debería tomar en la base de la zona en la cual se producen cambios de humedad estacionales.

### 10.8.3.7.3 Resistencia contra el Levantamiento de un Grupo de Pilotes Perforados

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.7.3.7.3. Los factores de resistencia para la resistencia contra el levantamiento de los grupos de pilotes perforados se



**Figura C10.8.3.7.2-1 – Levantamiento de un pilote perforado con base acampanada**

La variación supuesta para  $N_u$  se basa en el trabajo de Yazdanbod et al. (1987).

Este método no incluye la contribución a la resistencia contra el levantamiento debida a la succión del suelo y el peso del pilote.

deberán tomar como se especifica en la Tabla 10.5.5-3.

### 10.8.3.8 Cargas Laterales

El diseño de los pilotes perforados cargados lateralmente deberá tomar en cuenta los efectos de la interacción entre el pilote y el terreno, incluyendo el número de pilotes en el grupo.

Las cabezas de los pilotes perforados deberán estar fijadas al cabezal.

### 10.8.3.9 Capacidad de un Grupo de Pilotes Perforados

#### 10.8.3.9.1 Requisitos Generales

Se deberá considerar la posible reducción de la resistencia debida al efecto de grupo.

#### 10.8.3.9.2 Suelo Cohesivo

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.7.3.10.2.

El factor de resistencia para la capacidad de un grupo de pilotes que se determina en base a un pilar o bloque de falla equivalente se deberá tomar como se especifica en la Tabla 10.5.5-3 y se deberá aplicar ya sea que el cabezal esté o no en contacto con el terreno.

Los factores de resistencia para la capacidad de un grupo de pilotes que se calcula como la sumatoria de las resistencias de los pilotes perforados individuales son iguales a los que se aplican para la capacidad de pilotes perforados aislados.

#### 10.8.3.9.3 Suelo No Cohesivo

Independientemente del contacto del cabezal de los pilotes con el terreno, la capacidad individual de cada pilote se deberá reducir aplicando un factor  $\eta$  para pilotes aislados, el cual se deberá tomar como:

- $\eta = 0,65$  cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 2,5 diámetros
- $\eta = 1,0$  cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 6,0 diámetros

### C10.8.3.8

El diseño de los pilotes perforados cargados lateralmente en general es determinado por el criterio de movimiento lateral del Artículo 10.8.2 o por la falla estructural del pilote perforado, Artículo 10.8.4.

Ver el Artículo C10.7.3.8.

#### C10.8.3.9.1

Cuando se perfora un orificio para un pilote a una distancia menor que tres diámetros de un pilote existente se reducen las tensiones efectivas tanto contra los lados como contra la base del pilote existente. En consecuencia, las capacidades individuales de los pilotes perforados de un grupo tienden a ser menores o iguales que las correspondientes capacidades de los pilotes aislados.

#### C10.8.3.9.2

La eficiencia de los grupos de pilotes perforados en suelo cohesivo puede ser menor que la de los pilotes individuales debido a las zonas en las cuales se superponen las deformaciones por corte en el suelo que rodea a los pilotes.

#### C10.8.3.9.3

Debido a la superposición de las zonas de corte en el suelo entre pilotes adyacentes y el aflojamiento del suelo durante la construcción, la capacidad de carga de un grupo de pilotes perforados en arena es menor que la sumatoria de las capacidades de los pilotes individuales. Los factores de reducción recomendados se basan en parte en consideraciones teóricas y en parte en resultados de ensayos de carga.

- Para separaciones intermedias el valor de  $\eta$  se puede determinar por interpolación lineal.

#### 10.8.3.9.4 Grupos de Pilotes en Suelo Resistente sobre Suelo Compresible más Débil

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.7.3.10.4.

### 10.8.4 Diseño Estructural

#### 10.8.4.1 Requisitos Generales

El diseño estructural de los pilotes perforados se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de la Sección 5 correspondientes al diseño de hormigón armado.

#### 10.8.4.2 Pandeo de los Pilotes Perforados

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 10.7.4.2

#### C10.8.4.2

Ver el Artículo C10.7.4.2.

### 10.8.5 Detalles Específicos para Pilotes Perforados

#### 10.8.5.1 Requisitos Generales

Todos los pilotes perforados se deberán dimensionar en incrementos de profundidad de 150 mm y con un diámetro de fuste mínimo de 450 mm. Si el pilote ha de ser inspeccionado manualmente, el diámetro del pilote no debería ser menor que 750 mm. El diámetro de las columnas soportadas por los pilotes debería ser menor que el diámetro del pilote perforado.

#### C10.8.5.1

La mayoría de las herramientas de perforación y entubados utilizados en los Estados Unidos se consiguen con diámetros en incrementos de 150 mm. Por lo tanto, a menos que algún requisito especial del proyecto obligue a utilizar pilotes de dimensiones no convencionales, resulta más económico dimensionar los diámetros de los pilotes perforados en incrementos de 150 mm.

Si el pilote y la columna tienen el mismo diámetro, es necesario reconocer que la tolerancia en la colocación de los pilotes es tal que probablemente resulte afectada la ubicación de la columna. El diámetro del pilote y la columna se deberían determinar en base a la tolerancia para la colocación del pilote, las secciones libres para la armadura de la columna y el pilote, y la factibilidad de colocar la armadura de la columna en el pilote. Una junta constructiva horizontal en el pilote a la altura donde termina la armadura de la columna hará que sea más sencillo colocar la armadura de la columna en el pilote. Esta tolerancia en la construcción de pilotes también se puede trasladar al lugar donde la columna se conecta con la superestructura, lo cual podría afectar la alineación de las columnas.

Se recomienda revisar el diseño de los pilotes junto con los profesionales de la industria de la perforación a fin de asegurar la factibilidad de la construcción antes de publicar el proyecto para su licitación.

### 10.8.5.2 Armadura

Si el potencial de carga lateral es despreciable los pilotes perforados se pueden armar exclusivamente para cargas axiales. Aquellas partes de los pilotes perforados que no tengan apoyo lateral se deberán diseñar como columnas de hormigón armado de acuerdo con el Artículo 5.7.4. El acero de las armaduras se deberá prolongar como mínimo 3000 mm por debajo del plano donde el suelo provee empotramiento.

Si se utiliza un entubado permanente de acero consistente en un tubo liso de más de 3,0 mm de espesor, este entubado se puede considerar portante. Se debe tomar en cuenta una tolerancia para la corrosión.

### C10.8.5.2

Los pilotes construidos utilizando los procedimientos de aceptación generalizada habitualmente no están sometidos a tensiones tales que se supere la tensión admisible del hormigón. Sin embargo, las excepciones incluyen:

- Los pilotes empotrados en roca dura,
- Los pilotes solicitados por cargas laterales,
- Los pilotes sujetos a cargas de levantamiento debidas a suelos expansivos o a la aplicación directa de cargas de levantamiento, y
- Los pilotes con campanas de hormigón simple.

Es importante respetar los requisitos sobre separación de las armaduras y tamaño máximo de los agregados para asegurar que las mezclas de hormigón de alto asentamiento habitualmente utilizadas para pilotes perforados puedan fluir fácilmente entre las barras de acero durante las operaciones de colocación del hormigón. La separación libre entre las barras de la jaula de armadura debería ser como mínimo cinco veces el tamaño máximo de los agregados del hormigón del pilote.

La jaula de armadura se debería centrar en la perforación utilizando dispositivos de centrado. Todos los dispositivos de centrado para la armadura deberían tener un recubrimiento epoxi o ser no metálicos.

Se puede considerar que un pilote tiene apoyo lateral:

- Debajo de la zona de licuefacción o cargas sísmicas,
- Cuando está en roca, o
- 1500 mm por debajo de la superficie del terreno o la menor cota de socavación anticipada.

Apoyo lateral no significa empotramiento. El empotramiento ocurrirá algo por debajo de esta ubicación y depende de la rigidez del suelo portante.

La jaula de armadura ensamblada debería ser menor que el diámetro del orificio perforado para asegurar que el hormigón pueda fluir libremente alrededor de la armadura a medida que se coloca el hormigón. Ver el Artículo 5.4.13 de la publicación *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

### **10.8.5.3 Armadura Transversal**

Se deberá diseñar armadura transversal para resistir las cargas debidas al flujo del hormigón fresco desde el interior de la jaula hacia las paredes del orificio excavado. La armadura transversal puede consistir en estribos transversales o armadura helicoidal.

Los requisitos sismorresistentes serán de acuerdo con el Artículo 5.13.4.6.

### **10.8.5.4 Hormigón**

Al especificar el hormigón para los pilotes se deberá considerar el tamaño máximo de los agregados, el asentamiento del hormigón, la colocación en seco o húmedo y la resistencia de diseño necesaria. El hormigón seleccionado debe ser capaz de ser colocado y compactado adecuadamente bajo las condiciones de construcción anticipadas. Se deberán especificar los detalles de armado de los pilotes. El tamaño máximo de los agregados deberá ser menor o igual que un quinto de la separación libre de la armadura del pilote.

### **10.8.5.5 Armadura hacia la Superestructura**

En la unión del pilote con la superestructura se deberá proveer armadura suficiente para constituir una conexión adecuada. La longitud embebida de la armadura en el cabezal deberá satisfacer los requisitos para pilotes hormigonados in situ de la Sección 5.

### **10.8.5.6 Bases Ensanchadas**

Las bases ensanchadas se deberán diseñar asegurando que el hormigón simple no esté solicitado por tensiones excesivas. La pendiente de los lados de la base ensanchada respecto de la vertical deberá ser menor o igual que  $30^\circ$ , y el diámetro inferior deberá ser menor o igual que tres veces el diámetro del fuste. El espesor del escalón inferior de la base ensanchada deberá ser mayor o igual que 150 mm.

## REFERENCIAS

- AASHTO. 1988. *Manual on Subsurface Investigations*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, DC, p. 391.
- Baguelin, F., J. F. Jezequel, y D. H. Shields. 1987. *The Pressuremeter and Foundation Engineering*. Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Alemania, p. 617.
- Barker, R. M., J. M. Duncan, K. B. Rojiani, P. S. K. Ooi, C. K. Tan, y S. G. Kim. 1991. "Manuals for the Design of Bridge Foundations." *NCHRP Report 343*. TRB, National Research Council, Washington, DC.
- Barton, N. R., R. Lien, y J. Linde. 1974. "Engineering Classification of Rock Masses and Its Application in Tunnelling." *Rock Mechanics*, Vol. 6, No. 4, pp. 189-236.
- Bieniawski, Z. T. 1984. *Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling*. A. A. Balkema, Rotterdam/Boston, p. 272.
- Bowles, J. E. 1988. *Foundation Analysis and Design*. 4th ed. McGraw-Hill, New York, NY, p. 1004.
- Canadian Geotechnical Society. 1985. *Canadian Foundation Engineering Manual*. 2° ed. Bitech Publishers, Ltd., Vancouver, British Columbia, Canada, p. 460.
- Carter, J. P., y F. H. Kulhawy. 1988. "Analysis and Design of Foundations Socketed into Rock." *Report No. EL-5918*. Empire State Electric Engineering Research Corporation and Electric Power Research Institute, New York, NY, p. 158.
- Davisson, M. T., F. S. Manuel, y R. M. Armstrong. 1983. "Allowable Stress in Piles." *FHWA/RD-83/059*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 177.
- Davisson, M. T., y K. E. Robinson. 1965. "Bending and Buckling of Partially Embedded Piles." En *Proc. Sixth International Conference S. M. and F. E.* University of Toronto Press, Montreal, Canada, pp. 243-246.
- Deere, D. V. 1968. "Geological Considerations." Capítulo 1, *Rock Mechanics in Engineering Practice*. K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz, eds. John Wiley and Sons, Inc., NY, pp. 1-20.
- Donald, I. B., S. W. Sloan, y H. K. Chiu. 1980. "Theoretical Analysis of Rock Socketed Piles." En *Proc., International Conference on Structural Foundations on Rock*. Balkema, Rotterdam, Holanda.
- Duncan, J. M., y A. L. Buchignani. 1976. "An Engineering Manual for Settlement Studies." *Geotechnical Engineering Report*. Department of Civil Engineering, University of California at Berkley, Berkley, CA, p. 94.
- Elias, V. 1990. "Durability/Corrosion of Soil Reinforced Structures." *FHWA/R-89/186*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 173.
- EPRI. 1983. "Transmission Line Structure Foundations for Uplift-Compression Loading." *Report No. EL-2870*. Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
- Esrig, M. E., y R. C. Kirby. 1979. "Advances in General Effective Stress Method for the Prediction of Axial Capacity for Driven Piles in Clay." En *Proc., 11th Annual Offshore Technology Conference*. pp. 437-449.
- Evans, Jr., L. T. y J. M. Duncan. 1982. "Simplified Analysis of Laterally Loaded Piles." *Report No. UCB/GT/82-04*. Univ. of California at Berkley, Berkley, CA, p. 245.
- Fang, H. Y. 1991. *Foundation Engineering Handbook*. 2° ed. Van Nostrand Reinhold, New York, NY.

- Fellenius, B. H., L. Samson, y F. Tavenas. 1989. *Geotechnical Guidelines: Pile Design*. Marine Works Sector, Public Works Canada, Ottawa, Ontario, Canada.
- Focht, J. A., y K. J. Koch. 1973. "Rational Analysis of the Lateral Performance of Offshore Pile Groups." En Vol. 2, *Proc. of the Fifth Offshore Technology Conference*. pp. 701-708.
- Gardner, W. S. 1987. "Design of Drilled Piers in the Atlantic Piedmont." En *Foundations and Excavations in Decomposed Rock of the Piedmont Province*. R. E. Smith, ed. Geotechnical Special Publication No. 9. American Society of Civil Engineers, New York, NY, pp. 62-86.
- Gifford, D. G., J. R. Kraemer, J. R. Wheeler, y A. F. McKown. 1987. "Spread Footings for Highway Bridges." *FHWA/RD-86/185*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 229.
- Goble, G. G., y F. Rausche. 1987. "Wave Equation Analysis of Pile Foundations. WEAP 87 User's Manual." *FHWA/IP-86/23*, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Goodman, R. E. 1989. "Introduction." *Rock Mechanics*. 2º ed. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 562.
- Hirsch, T. J., L. Carr, y L. L. Lowery. 1976. "Pile Driving Analysis: Wave Equation User's Manual." 4 Vols. TTI Program. *FHWA/IP-76/13*, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Hock, E. 1983. "Strength of Jointed Rock Masses." *Geotechnique*, Thomas Telford Ltd, London, England, Vol. 33, No. 3, pp. 187-223.
- Holtz, R. D., y W. D. Kovacs. 1981. *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Horvath, R. G., y T. C. Kenney. 1979. "Shaft Resistance of Rock Socketed Drilled Piers." En *Proc., Symposium on Deep Foundations*. American Society of Civil Engineers, Atlanta, GA, pp. 182-214.
- Hrennikoff, A. 1950. "Analysis of Pile Foundations with Batter Piles." *Transactions of the ASCE*, Vol. 115, American Society of Civil Engineers, New York, NY, pp. 351-376.
- Ismael, N. F., y A. S. Vesic. 1981. "Compressibility and Bearing Capacity." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 107, No. 12, Dic. 1981, pp. 1677-1691.
- Janbu, N. 1963. "Soil Compressibility as Determined By Oedometer and Triaxial Tests." En Vol. 1, *Proc. 3rd European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Wiesbaden, Alemania.
- \_\_\_\_\_. 1967. "Settlement Calculations Based on Tangent Modulus Concept." *Bulletin No. 2, Soil Mechanics and Foundation Engineering Series*. The Technical University of Norway, Trondheim, Noruega, p. 57.
- Kulhawy, F. H. 1978. "Geomechanical Model for Rock Foundation Settlement." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 104, No. GT2, pp. 211-227.
- Kulhawy, F. H., y R. E. Goodman. 1987. "Foundations in Rock." Capítulo 55, *Ground Engineering Reference Manual*. F. G. Bell, ed. Butterworths Publishing Co., Londres, Inglaterra.
- Kulhawy, F. H., C. H. Trautmann, J. F. Beech, T. D. O'Rourke, y W. McGuire. 1983. "Transmission Line Structure Foundations for Uplift-Compression Loading." *Report EL-2870*. Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, p. 23.
- Lam, I. P., y G. R. Martin. 1986. "Seismic Design of Highway Bridge Foundations." Vol. 2, *Design Procedures and Guidelines*. FHWA/RD-86/102, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 18.

Meyerhof, G. G. 1956. "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 82, No. SM1, pp. 866-1 – 866-19.

\_\_\_\_\_. 1957. "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes." En *Proc. of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Londres, Inglaterra.

\_\_\_\_\_. 1976. "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 102, No. GT3, pp. 196-228.

Moulton, L. K., H. V. S. GangaRao, y G. T. Halverson. 1985. "Tolerable Movement Criteria for Highway Bridges." *FHWA/RD-85/107*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 118.

Nottingham, L., y J. Schmertmann. 1975. "An Investigation of Pile Capacity Design Procedures." *Final Report D629 to Florida Department of Transportation from Department of Civil Engineering*, Univ. of Florida, Gainesville, FL, p. 159.

O'Neill, M. W., O. I. Ghazzaly, y H. B. Ha. 1977. "Analysis of Three-Dimensional Pile Groups with Non-Linear Soil Response and Pile-Soil-Pile Interaction." En *Proc., Ninth Annual Onshore Technology Conference*. pp. 245-256.

O'Neill, M. W., y C. N. Tsai. 1984. "An Investigation of Soil Nonlinearity and Pile-Soil-Pile Interaction in Pile Group Analysis." *Research Report No. UHUC 84-9*. Department of Civil Engineering, Univ. of Houston. Preparado para la U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Ooi, P. S. K., y J. M. Duncan. 1994. "Lateral Load Analysis of Groups of Piles and Drilled Shafts." *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 120, No. 6, pp. 1034-1050.

Peck, R. B. 1976. "Rock Foundations for Structures." Vol. 2, *Proc. ASCE Speciality Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes*. American Society of Civil Engineers, Boulder, CO, pp. 1 – 21.

Peck, R. B., W. E. Hanson, y T. H. Thornburn. 1974. *Foundation Engineering*. 2º ed. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 514.

Poulos, H. G., y E. H. Davis. 1974. *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 411.

Prakash, S., y H. D. Sharma. 1990. *Pile Foundations in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 734.

Quiros, G. W., y L. C. Reese. 1977. "Design Procedures for Axially Loaded Drilled Shafts." *Research Report 176-5F. Project 3-5-72-176*, Center for Highway Research, Univ. of Texas, Austin, TX, p. 156.

Rausche, F., F. Moses, y G. G. Goble. 1972. "Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 98, No. SM9, pp. 917-937.

Reese, L. C. 1984. "Handbook on Design of Piles and Drilled Shafts Under Lateral Load." *FHWA-IP-84/11*, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Reese, L. C., and M. W. O'Neill. 1988. "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods." *FHWA-HI-88-042 o ADSC-TL-4*, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 564.

- Reese, L. C., y S. J. Wright. 1977. "Construction Procedures and Design for Axial Loading." Vol. 1, *Drilled Shaft Manual*. HDV-22, Implementation Package 77-21. Implementation Division, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 140.
- Saul, W. E. 1968. "Static and Dynamic Analysis of Pile Foundations." *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 94, No. ST5, pp. 1077-1100.
- Selig, E. T., y R. S. Ladd. 1973. "Evaluation of Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils." American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.
- Shahawy, M. A., y M. Issa. 1992. "Effect of Pile Embedment on the Development Length of Prestressing Strands." *PCI Journal*, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 37, No. 6, Nov.-Dic. 1992, pp. 44-59.
- Skempton, A. W. 1951. "The Bearing Capacity of Clays." En Vol 1, *Proc. of the Building Research Congress*, pp. 180-189.
- Sowers, G. F. 1979. *Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering*. MacMillan Publishing Co., New York, NY, p. 621.
- Tan, C. K., y J. M. Duncan. 1991. "Settlements of Footings on Sand: Accuracy and Reliability." En *Proc., Geotechnical Engineering Congress*. Boulder, CO.
- Terzaghi, K. 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York, NY.
- Terzaghi, K., y R. B. Peck. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2° ed. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 729.
- Tomlinson, M. J. 1986. *Foundation Design and Construction*. 5° ed. Longman Scientific and Technical, Londres, Inglaterra, p. 842.
- \_\_\_\_\_. 1987. *Pile Design and Construction Practice*. Viewpoint Publication, p. 415.
- Touma, F. T., y L. C. Reese. 1974. "Behavior of Bored Piles in Sand." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 100, No. GT 7, pp. 749-761.
- U.S. Department of the Navy. 1982. "Soil Mechanics." *Design Manual 7.1. NAVFAC DM-7.1*. Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA, p. 348.
- Vesic, A. S. 1963. "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand." National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record 39, pp. 112-153.
- \_\_\_\_\_. 1969. "Effects of Scale and Compressibility on Bearing Capacity of Surface Foundations." En Vol. 3, *Proc. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Ciudad de Mexico, Mexico, pp. 270-272.
- \_\_\_\_\_. 1970. *Research on Bearing Capacity of Soils*.
- \_\_\_\_\_. 1975. "Bearing Capacity of Shallow Foundations." Capítulo 3, *Foundation Engineering Handbook*. H. Winterkorn, and H. Y. Fang, eds. Van Nostrand Reinhold Co., New York, NY, pp. 121-147.
- Vesic, A. S., y S. K. Saxena. 1970. "Analysis and Structural Behavior of AASHO Road Test Rigid Pavements." *NCHRP Report 97*. TRB, National Research Council, Washington, DC, p. 35.

Vijayvergiya, V. N., y J. A. Focht, Jr. 1972. "A New Way to Predict the Capacity of Piles in Clay." En Vol. 2, *Proc. Fourth Annual Offshore Technology Conference*, pp. 865- 874.

Winterkorn, H. F., y H. Y. Fang. 1975. *Foundation Engineering Handbook*. Van Nostrand Reinhold Company, New York, NY, p. 751.

Yazdanbod, A., S. A. Sheikh, y M. W. O'Neill. 1987. "Uplift of Shallow Underream in Jointed Clay." En *Proc. Foundations for Transmission Line Towers*. J. L. Briaud, ed. American Society of Civil Engineers, Atlantic City, NJ, pp. 110- 127.

## APÉNDICE

### A10.1 INVESTIGACIÓN

La inestabilidad de taludes, la licuefacción, el asentamiento de los rellenos y la reducción del empuje lateral del suelo son factores que muchas veces han contribuido significativamente a los daños sufridos por diferentes puentes durante un sismo. Estos factores de riesgo sísmico pueden representar consideraciones de diseño significativas si los picos de aceleración sísmica son mayores que  $0,1g$  y deberían formar parte de una investigación específica del predio considerado si las condiciones del predio y los niveles de aceleración y conceptos de diseño asociados sugieren que estos riesgos pueden ser importantes. Debido a que la licuefacción ha contribuido a la falla de numerosos puentes, a continuación se describen más detalladamente métodos para evaluar el potencial de licuefacción de un predio.

*Potencial de licuefacción* – Históricamente la licuefacción de los suelos de fundación granulares saturados ha representado una importante causa de falla de los puentes. Por ejemplo, durante el terremoto de 1964 ocurrido en Alaska, 9 puentes colapsaron completamente y 26 sufrieron deformaciones severas o colapso parcial. Investigaciones realizadas indican que la licuefacción de los suelos de fundación jugó un papel importante en los daños sufridos por estos puentes, en los cuales la pérdida de apoyo de las fundaciones provocó grandes desplazamientos de las pilas y estribos. Ferritto y Forest (1977) compilaron un estudio de la licuefacción inducida por los movimientos sísmicos y su influencia sobre puentes y lo presentaron en un informe a la FHA (*Federal Highway Administration*). Martin (1979) presenta un breve resumen de las consideraciones sobre diseño sismorresistente para las fundaciones de puentes relacionadas con el potencial de licuefacción del sitio de emplazamiento. En base a las fallas documentadas en estos informes y a la literatura en general, resulta evidente que el diseño de las fundaciones de puentes en suelos con potencial de licuefacción plantea problemas de difícil resolución. Siempre que sea posible, el mejor enfoque para el diseño consiste en evitar las arenas profundas sueltas a medianamente densas para las cuales los riesgos de licuefacción son elevados. Cuando a escasa profundidad se encuentren suelos densos o más competentes, puede resultar conveniente desde el punto de vista económico implementar medidas de estabilización, por ejemplo una densificación. También se podría considerar el uso de pilotes verticales de acero dúctil para soportar las pilas de los puentes. Para los cálculos de la resistencia lateral se supondría que la zona superior con potencial de licuefacción proporciona apoyo nulo y sería necesario considerar el pandeo bajo carga axial. También sería necesario evaluar cuidadosamente la estabilidad global de los estribos, y podría ser preferible utilizar luces más largas y anclar los estribos lejos del relleno utilizado para los accesos de aproximación al puente.

Una filosofía de diseño adicional para los puentes ubicados en zonas con potencial de licuefacción sería la denominada de "riesgo calculado," al menos para los puentes que se consideran menos esenciales para las comunicaciones en los momentos inmediatamente posteriores a un sismo. Puede que desde el punto de vista económico no se justifique diseñar algunos puentes para que sobrevivan a un gran movimiento sísmico en un ambiente de licuefacción sin sufrir daños significativos. Sin embargo, es posible optimizar el diseño de estos puentes de manera que el costo de reparar los potenciales daños sísmicos no supere el costo de las soluciones y construcciones adicionales necesarias para evitar estos daños. A continuación esbozamos los enfoques para determinar el potencial de licuefacción en un predio.

Una revisión reciente de las metodologías existentes (Seed 1979) identifica dos enfoques básicos para evaluar el potencial de licuefacción de un depósito de arena saturada sujeta a movimientos sísmicos:

1. Métodos empíricos basados en observaciones in situ del comportamiento de depósitos de arena durante movimientos sísmicos anteriores y correlaciones entre predios que no se han licuado y la Densidad Relativa obtenida mediante el número de golpes de ensayos SPT.
2. Métodos analíticos basados en la determinación en laboratorio de las características de resistencia a la licuefacción de muestras no alteradas y el uso de análisis de respuesta dinámica del predio para determinar la magnitud de las tensiones de corte inducidas por los movimientos sísmicos.

Tanto los métodos empíricos como los métodos analíticos requieren definir el nivel de aceleración del terreno como prerequisite para evaluar el potencial de licuefacción. A menudo este nivel se establece a partir de relaciones entre la magnitud del sismo, la distancia al epicentro y la aceleración pico.

Para las evaluaciones convencionales que utilizan un enfoque basado en "tensiones totales" los dos métodos son similares y difieren sólo en la manera en que se determina la resistencia a la licuefacción. En el enfoque basado en "tensiones totales" las resistencias a la licuefacción generalmente se expresan como la relación entre una tensión de corte cíclica uniforme o promedio,  $(\tau_h)_{av}$ , que actúa sobre las superficies horizontales de la arena y la tensión vertical efectiva inicial,  $\sigma'_o$ . Como primera aproximación, la relación de tensión cíclica que se desarrolla in situ debido a los movimientos sísmicos del terreno se pueden calcular mediante la siguiente ecuación (*Seed e Idriss 1971*):

$$\frac{(\tau_h)_{av}}{\sigma'_o} = 0,65 r_d \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \right) \quad (A10.1-1)$$

donde:

$a_{max}$  = aceleración máxima o pico efectivo de la aceleración del terreno en la superficie (m/sec<sup>2</sup>)

$\sigma_o$  = presión total debida a la sobrecarga de suelo sobre el estrato de arena considerado (MPa)

$\sigma'_o$  = presión efectiva inicial debida a la sobrecarga de suelo sobre el estrato de arena considerado (MPa)

$r_d$  = factor de reducción de la tensión que varía entre un valor igual a 1 en la superficie del terreno y 0,9 a una profundidad de 9 m

*Métodos Empíricos* – Los valores de la relación de tensión cíclica definida por la Ecuación 1 de predios que se han licuado y otros que no se han licuado se han correlacionado con parámetros tales como la densidad relativa en base a datos obtenidos de ensayos SPT (*Seed et al. 1975; Castro 1975*). En las Figuras 1 y 2 se ilustra la forma más reciente de este tipo de correlación (*Seed*).  $N_1$  es la resistencia a la penetración estándar medida de la arena corregida para una presión efectiva debida a la sobrecarga de suelo de 0,096 MPa usando la siguiente relación:

$$N_1 = N C_N \quad (A10.1-2)$$

donde:

$N$  = resistencia a la penetración medida (golpes / 300 mm)

$C_N$  = factor de corrección, de la Figura 2

Por lo tanto, para un determinado predio y una determinada aceleración máxima en la superficie del terreno, la relación de tensión media que se desarrolla durante el sismo,  $(\tau_h)_{av}/\sigma'_o$ , para la cual se puede anticipar que habrá licuefacción se expresa mediante las correlaciones empíricas ilustradas en la Figura 1. Las correlaciones para diferentes magnitudes reflejan la influencia de la duración del sismo sobre el potencial de licuefacción. El factor de seguridad contra la licuefacción se puede determinar comparando la relación de tensión requerida para provocar licuefacción con la relación inducida por el sismo de diseño. En el caso de puentes importantes, se sugiere utilizar un factor de seguridad de 1,5 para establecer un margen razonable de seguridad contra la licuefacción.

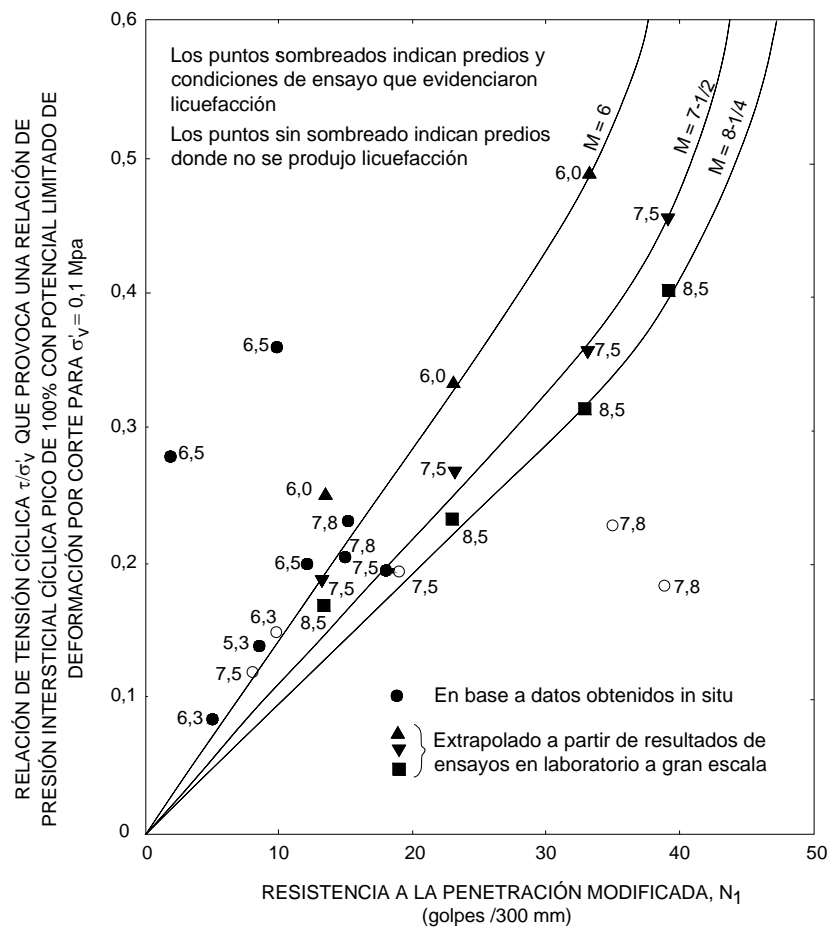


Figura A10.1-1 - Correlación entre el comportamiento de licuefacción in situ y la resistencia a la penetración

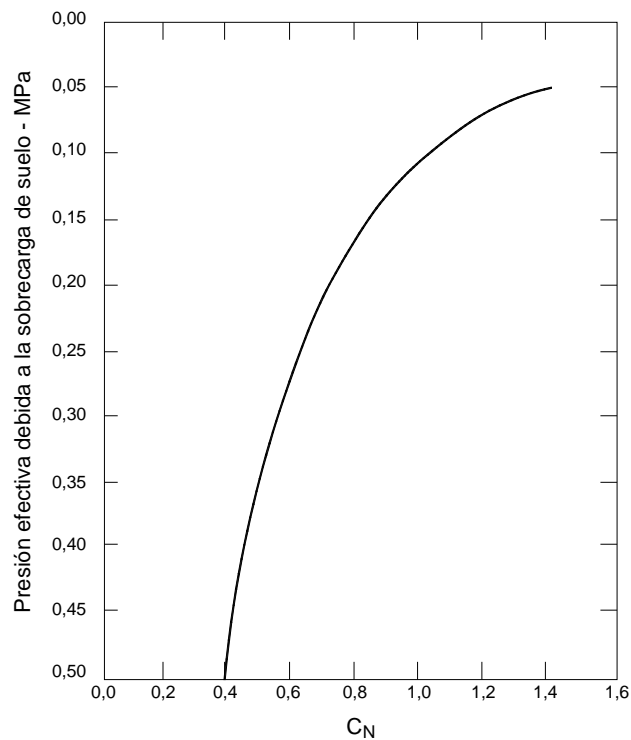


Figura A10.1-2 - Relación entre  $C_N$  y la presión efectiva debida a la sobrecarga de suelo

Recientemente Dezfulian y Prager (1978) describieron otra aplicación del enfoque empírico que incluye una correlación entre los ensayos CPT y los ensayos SPT, la cual permite utilizar las mediciones de ensayos CPT en arenas (expresadas como resistencia de punta  $q_c$ ) como una medida del potencial de licuefacción. Los ensayos CPT tienen la ventaja de ser más económicos que los SPT y, debido a que permiten obtener un registro continuo de la resistencia a la penetración en función de la profundidad, permiten identificar más fácilmente las vetas de arena potencialmente licuables de poco espesor.

Aunque los ensayos de penetración tienen la clara ventaja de ser un procedimiento de evaluación de la licuefacción orientado a su uso in situ, siempre hay que recordar que la correlación empírica de la cual se dispone fue establecida a partir de una base de datos muy limitada, restringida a ubicaciones en las cuales predominan los depósitos de arena fina limosa. La correlación puede desaparecer para el caso de limos arenosos y suelos gravosos (en los cuales los datos obtenidos del número de golpes son difíciles de interpretar) y para el caso de las arenas más gruesas en las cuales durante un sismo puede haber un drenaje parcial de las presiones intersticiales en exceso. Además, en las situaciones en las cuales las operaciones constructivas imponen tensiones adicionales, hay que tener gran cuidado al interpretar la correlación.

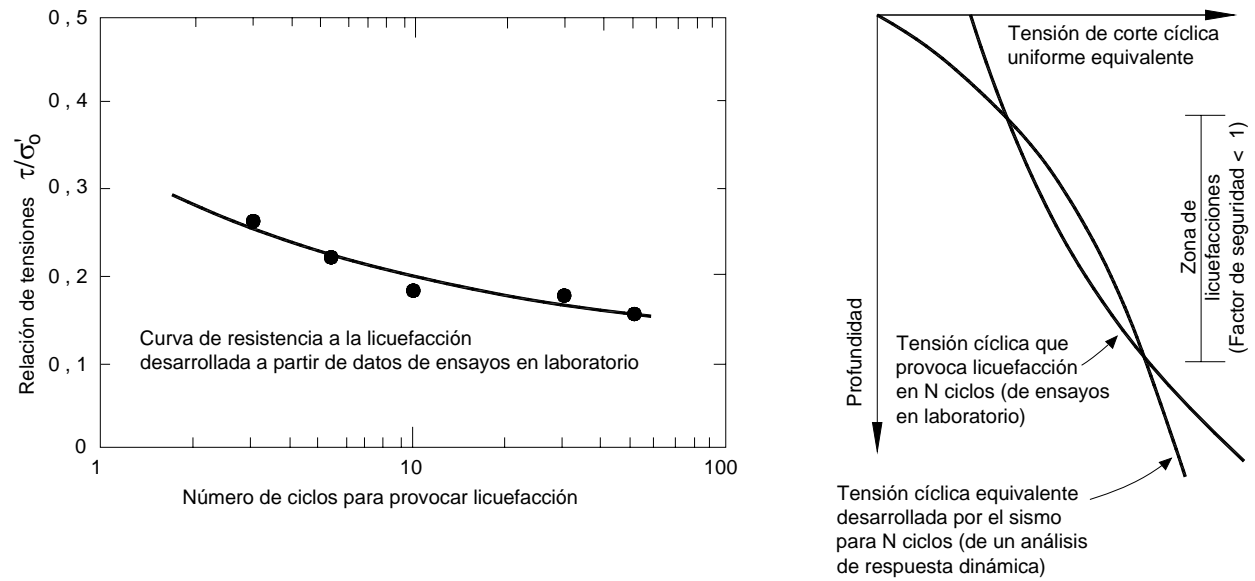
*Métodos Analíticos* – El enfoque analítico para evaluar el potencial de licuefacción se basa en una comparación entre las resistencias a la licuefacción establecidas a partir de ensayos cíclicos en laboratorio realizados sobre muestras no alteradas y las tensiones de corte inducidas por los movimientos sísmicos. En este enfoque hay que recordar que para desarrollar una curva de resistencia a la licuefacción a partir de resultados de ensayos en laboratorio es necesario ajustar los datos para tomar en cuenta factores tales como la correcta simulación de las tensiones cíclicas, la alteración de las muestras, los efectos del envejecimiento, el historial de tensiones cíclicas in situ y la magnitud de las tensiones laterales in situ. Estos ajustes requieren un considerable grado de criterio profesional. Además, en muchos casos es imposible obtener muestras de arena no alteradas.

Una vez establecida una curva de resistencia a la licuefacción, si se utiliza un análisis en base a tensiones totales, el potencial de licuefacción se evalúa por comparación con estimaciones de las tensiones de corte inducidas por los movimientos sísmicos como se ilustra en la Figura 3.

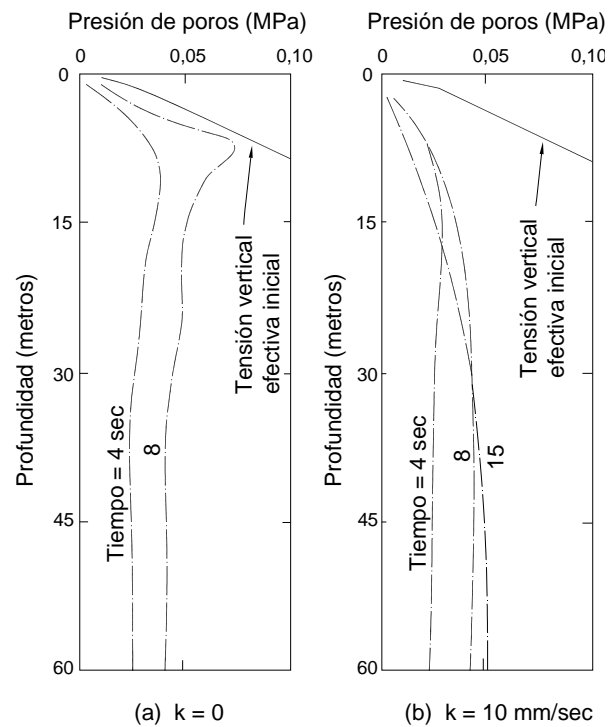
Los niveles de tensión de corte inducidos por los movimientos sísmicos se pueden establecer a partir de un procedimiento simplificado (*Seed e Idriss* 1971) o mediante evaluaciones más sofisticadas usando software de respuesta dinámica "lineal equivalente" unidimensional tales como el programa SHAKE. Los niveles medios de tensión se establecen usando el concepto de número de ciclos equivalente (aproximadamente 10 para sismos M7 y 30 para sismos M8,5). Más recientemente se han desarrollado programas no lineales para el cálculo de las respuestas.

Se obtiene una mejor representación del desarrollo progresivo de la licuefacción si se utiliza un enfoque basado en tensiones efectivas (*Finn et al.* 1978, 1977; *Martin y Seed* 1979), en el cual se acoplan los aumentos de la presión del agua intersticial con soluciones de respuesta dinámica no lineal y se considera la influencia de la potencial disipación de la presión del agua intersticial durante un sismo. Este enfoque permite obtener datos sobre el historial de los aumentos de la presión del agua de los poros durante un sismo, tal como se ilustra en la Figura 4.

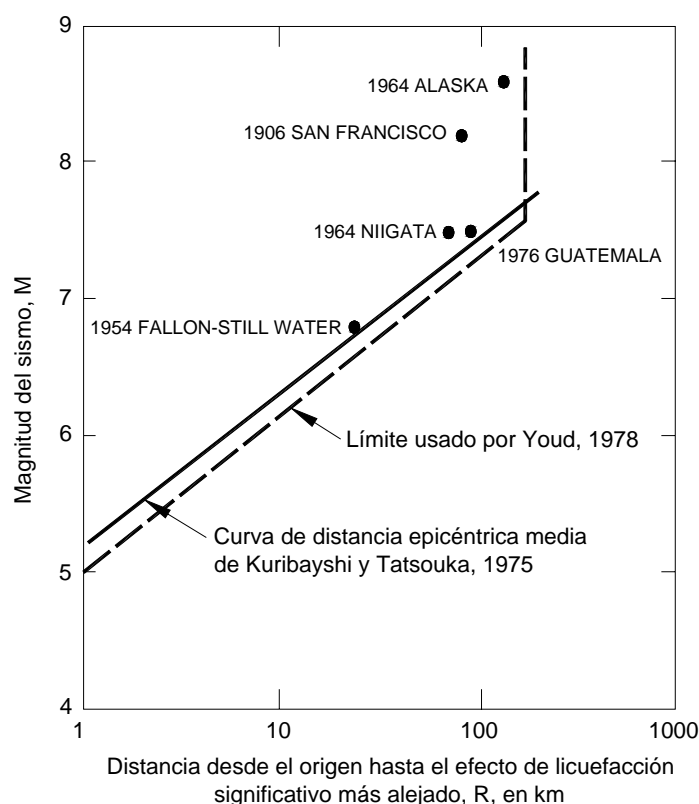
Es interesante observar que se puede obtener una estimación gruesa del potencial de licuefacción utilizando las correlaciones empíricas establecidas entre la magnitud del sismo y la distancia epicéntrica a las manifestaciones de licuefacción más alejadas. Esta relación fue descrita por Youd y Perkins (1977) (Figura 5) y se ha utilizado como base para la preparación de mapas de susceptibilidad a las fallas del terreno inducidas por licuefacción.



**Figura A10.1-3 - Principios del enfoque analítico (tensiones totales) para evaluar el potencial de licuefacción**



**Figura A10.1-4 - Enfoque de las tensiones efectivas para evaluar la licuefacción, incluyendo el efecto de la permeabilidad (Finn et al. 1977)**



**Figura A10.1-5 - Máxima distancia hasta una ubicación donde se produce licuefacción significativa, en función de la magnitud del sismo**

## A10.2 DISEÑO DE LAS FUNDACIONES

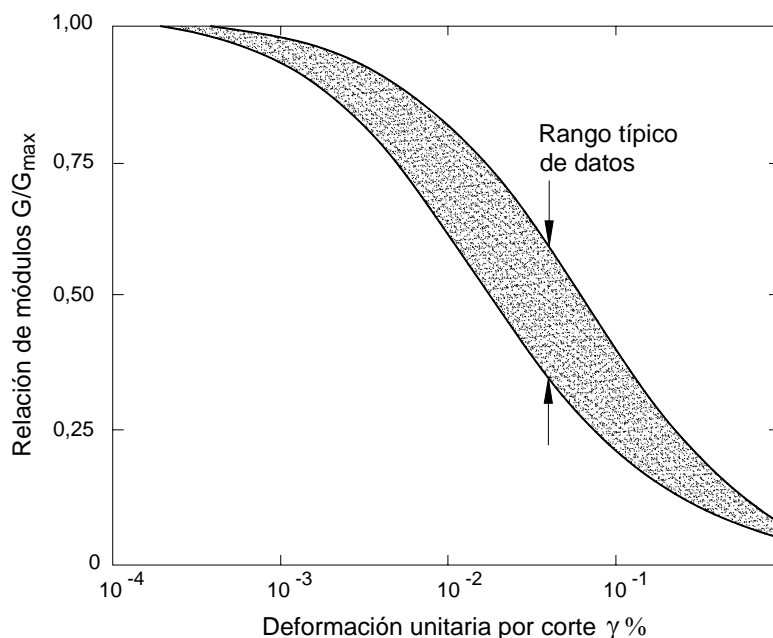
La práctica generalmente aceptada para el diseño sismorresistente de las fundaciones consiste en utilizar un enfoque pseudoestático, en el cual las cargas inducidas por los movimientos sísmicos en las fundaciones se determinan en base a las reacciones y momentos necesarios para el equilibrio estructural. Aunque también se aplican los enfoques de diseño tradicionales basados en la capacidad de carga (con factores de reducción de la capacidad adecuados si se desea contar con un margen de seguridad contra la "falla"), siempre se deben tener en cuenta ciertos factores asociados con la naturaleza dinámica de las cargas sísmicas.

Bajo cargas sísmicas muchos suelos pueden movilizar una resistencia mayor que la resistencia estática. Para los suelos no cohesivos insaturados este aumento puede ser de alrededor de 10 por ciento, mientras que para los suelos cohesivos puede llegar a ser de hasta 50 por ciento. Sin embargo, para las arcillas saturadas más blandas y las arenas saturadas también se debe tener en cuenta el potencial de degradación de la resistencia y la rigidez bajo ciclos de carga repetitivos. Para los puentes ubicados en Zona Sísmica 2, el uso de las resistencias estáticas de los suelos para evaluar la capacidad última de la fundación lleva implícito una pequeña medida de seguridad y, en la mayoría de los casos, la degradación de la resistencia y la rigidez bajo cargas repetitivas no representará un problema debido a que las magnitudes de los eventos sísmicos no son tan significativas. Sin embargo, para los puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4, al evaluar la capacidad última de las fundaciones para el diseño sismorresistente se debe prestar atención al potencial de degradación de la resistencia y la rigidez de los suelos.

Debido a que las cargas sísmicas son transitorias por naturaleza, una "falla" del suelo por un período de tiempo breve durante un ciclo de carga puede no ser significativa. Las rotaciones o desplazamientos cíclicos asociados con la fluencia

del suelo pueden representar un problema potencialmente mayor, ya que podrían afectar los desplazamientos de la estructura o la distribución de los momentos flectores y esfuerzos de corte en las columnas y otros elementos.

Como las fundaciones afectan la distribución de los esfuerzos o momentos en una estructura y el cálculo del período de vibración natural, frecuentemente para los sistemas de fundación se requieren factores de rigidez equivalente. En muchos casos se utilizan algunas de las diferentes soluciones analíticas disponibles para zapatas o pilotes en las cuales se asume que el suelo se comporta como un medio elástico. Para utilizar estas fórmulas se debe tener en cuenta que los módulos elásticos equivalentes de los suelos dependen de la amplitud de la deformación específica, y para cargas sísmicas elevadas los valores del módulo pueden ser significativamente menores que los aplicables para niveles de carga sísmica poco elevados. En la Figura 1 se ilustra la variación del módulo de corte en función de la amplitud de la deformación unitaria por corte para el caso de arenas.

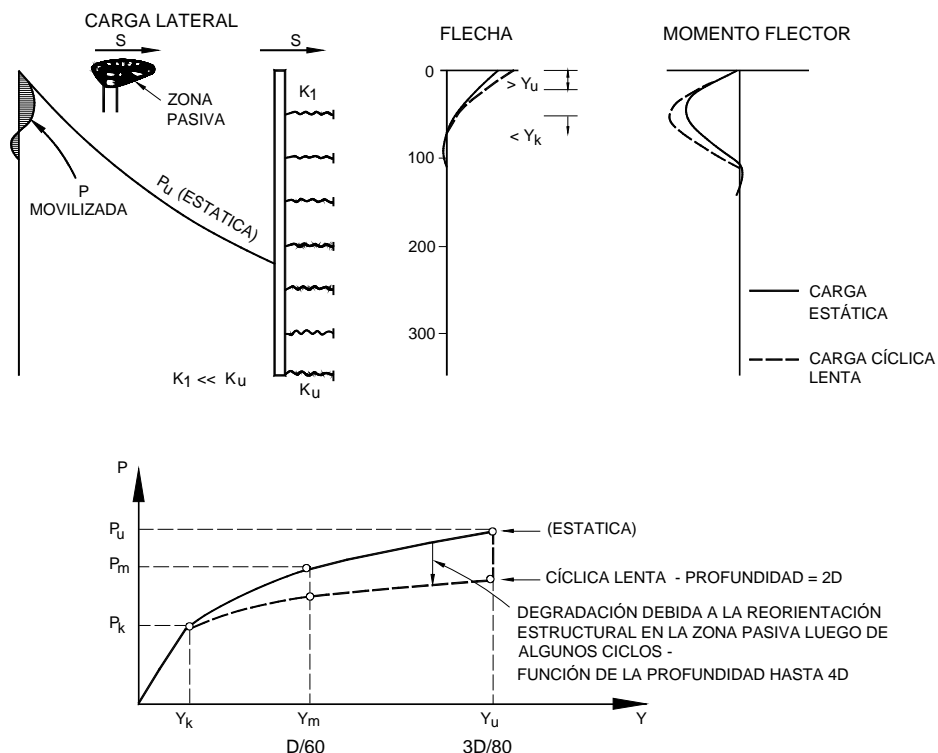


**Figura A10.2-1 - Variación del módulo de corte en función de la deformación unitaria por corte para arenas**

En base observaciones in situ y experimentales, cada vez está más difundida la idea de que los levantamientos o balanceos de las fundaciones bajo cargas sísmicas que provocan que la fundación se separe del subsuelo son aceptables siempre que se adopten precauciones de diseño adecuadas (*Taylor y Williams 1979*). Estudios experimentales realizados sugieren que la fluencia rotacional debajo de una fundación que se balancea puede constituir una forma útil de disipación de energía. Sin embargo, hay que tener cuidado de evitar las deformaciones verticales significativas que acompañan la posible fluencia del suelo durante los movimientos sísmicos y los movimientos excesivos de las pilas. Estas deformaciones podrían dificultar el diseño en relación con los desplazamientos relativos.

**Pilotes Cargados Lateralmente** – La mayoría de las soluciones más populares para el cálculo de la rigidez lateral de los pilotes verticales se basan en la hipótesis de comportamiento elástico y utilizan el concepto de viga en voladizo equivalente (*Davissón y Gill 1960*), el método de la viga sobre fundación elástica de Winkler (*Matlock y Reese 1960*) o soluciones de continuo elástico (*Poulos 1971*). Sin embargo, el uso de métodos que incorporan el comportamiento no lineal de la reacción de la subrasante que consideran la falla del suelo puede ser importante en el caso de pilotes en arcilla blanda y arena bajo cargas laterales significativas. Uno de estos procedimientos ha sido incluido en las recomendaciones del API (*American Petroleum Institute*) para el diseño de plataformas offshore. Para las arenas y arcillas el método utiliza reacciones no lineales de la subrasante o curvas P-Y desarrolladas experimentalmente a partir de ensayos de carga realizados in situ.

En la Figura 2 se ilustran las características generales del análisis del API para el caso de arenas. Bajo grandes cargas, cerca de la cabeza del pilote se desarrolla una zona de falla pasiva. Datos obtenidos de ensayos indican que la resistencia última,  $p_u$ , para carga lateral se alcanza cuando las flechas del pilote,  $y_u$ , son de aproximadamente  $3d/80$ , siendo  $d$  el diámetro del pilote. Observar que la mayor parte de la resistencia lateral se moviliza en una profundidad de alrededor de  $5d$ . El método del API también reconoce la degradación de la resistencia lateral con las cargas cíclicas, aunque en el caso de las arenas saturadas la degradación postulada no refleja aumentos de la presión del agua en los poros. Finn y Martin (1979) describieron la degradación de la resistencia lateral provocada por incrementos de la presión del agua intersticial inducidos por los movimientos sísmicos en el caso de arenas saturadas. El programa BMCOL 76 descrito por Bogard y Matlock (1977) se basa en un método numérico que permite utilizar las curvas P-Y del API para calcular las características de rigidez de los pilotes.



**Figura A10.2-2 - Pilotes en arena cargados lateralmente, criterios del API**

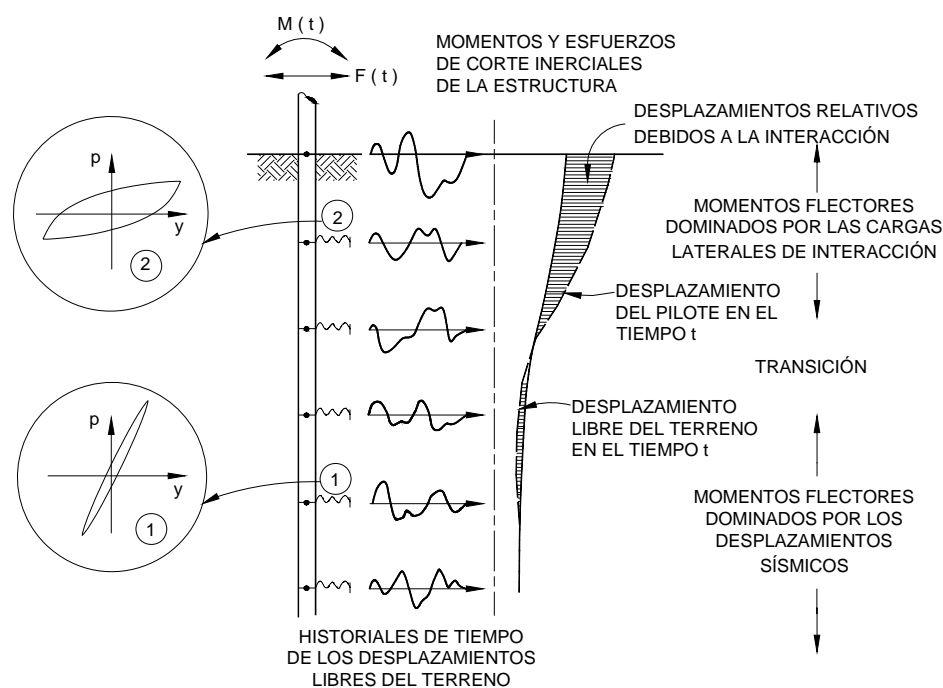
La influencia del efecto de grupo sobre la rigidez de los pilotes es un tema bastante controversial. Las soluciones que se basan en la teoría de la elasticidad pueden llevar a resultados equivocados cuando ocurre fluencia cerca de la cabeza del pilotes. La evidencia experimental tiende a sugerir que el efecto de grupo no es significativo si las separaciones son mayores que  $4d$  a  $6d$ .

En el caso de los sistemas con pilotes inclinados, el cálculo de la rigidez lateral de los pilotes se complica por la rigidez de los pilotes en compresión y tracción axial. También es importante reconocer que las deformaciones por flexión en los grupos de pilotes inclinados pueden generar fuerzas de reacción importantes sobre el cabezal.

Se debe observar que aunque desde el punto de vista económico los pilotes inclinados son una solución atractiva para resistir las cargas horizontales, estos pilotes son muy rígidos en la dirección lateral si están dispuestos de modo que sólo se induzcan cargas axiales. En consecuencia, durante la respuesta sísmica real pueden ocurrir grandes desplazamientos laterales relativos del suelo más flexible que rodea a los pilotes (particularmente si a lo largo de la longitud de los pilotes la rigidez del suelo varía significativamente) y estos desplazamientos relativos pueden a su vez inducir grandes momentos

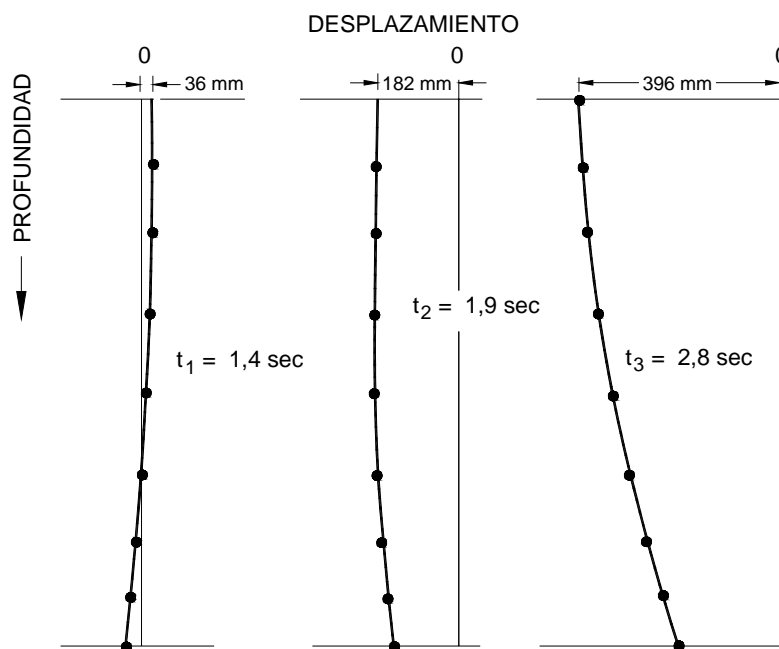
flectores en los pilotes. Por este motivo, se recomienda utilizar sistemas de pilotes verticales más flexibles, en los cuales la carga lateral es resistida por flexión cerca de las cabezas de los pilotes. Sin embargo, este tipo de sistema de pilotes se debe diseñar de manera que sea dúctil, ya que es posible que se requieran grandes desplazamientos laterales para resistir la carga lateral. Con un diseño que llegue a un compromiso entre el uso de pilotes inclinados con una separación más grande se puede obtener un sistema que tenga los beneficios de una flexibilidad limitada y la economía que representa soportar las cargas laterales como carga axial.

*Interacción Suelo-Pilote* - El uso de las características de rigidez para determinar los momentos flectores que las cargas sísmicas inducen en los pilotes en base a un enfoque pseudoestático asume que los momentos son inducidos exclusivamente por las cargas laterales que surgen de los efectos inerciales que actúan sobre la estructura del puente. Sin embargo, hay que recordar que se generan cargas inerciales por la interacción los pilotes y el terreno que se mueve libremente durante un sismo, y que los propios desplazamientos del terreno pueden afectar los momentos flectores. Esto se ilustra de manera idealizada en la Figura 3. Cerca de las cabezas de los pilotes los momentos flectores serán dominados por las cargas laterales debidas a la interacción que generan los efectos inerciales sobre la estructura del puente. A mayor profundidad (por ejemplo, a profundidades mayores que  $10d$ ), donde la rigidez del suelo aumenta progresivamente con respecto a la rigidez de los pilotes, el pilote estará obligado a deformarse de manera similar al terreno, y los momentos flectores del pilote se vuelven una función de las curvaturas inducidas por los desplazamientos libres del terreno.



**Figura A10.2-3 - Mecanismo de interacción suelo-pilote durante la aplicación de carga sísmicas**

Para ilustrar la naturaleza de los desplazamientos libres del terreno consideremos la Figura 4, la cual representa un perfil de suelo no cohesivo de 61 m de profundidad sometido al terremoto de El Centro. La respuesta libre del terreno se determinó usando un análisis de respuesta no lineal unidimensional. A partir de los perfiles de desplazamiento indicados para tiempos específicos es posible calcular las curvaturas y los momentos flectores del pilote si se asume que el pilote está obligado a desplazarse en fase con la respuesta libre del terreno.



**Figura A10.2-4 - Perfiles de desplazamiento sísmico típicos**

Es posible que se desarrollen grandes curvaturas en las interfaces entre suelos blandos y rígidos y, obviamente, en estos casos se debe enfatizar el uso de pilotes dúctiles flexibles. Margason (1979) sugiere que un sismo importante podría inducir curvaturas de hasta  $2,36 \times 10^{-5} \text{ mm}^{-1}$ , pero estas curvaturas no deberían representar un problema en el caso de pilotes de acero u hormigón pretensado bien diseñados.

Penzien (1970) describió estudios que incorporan el sistema de interacción suelo-estructura representado en la Figura 3 para un sistema de pilotaje para un puente en una arcilla blanda profunda. Matlock (1978) describió un sistema de interacción suelo-pilote-estructura similar (SPASM), aunque algo más simple que el utilizado por Penzien. De hecho, el modelo utilizado es una versión dinámica del programa BMCOL mencionado anteriormente.

### A10.3 REQUISITOS ESPECIALES PARA LOS PILOTES

Las incertidumbres relacionadas con las características de respuesta tanto del terreno como del puente hacen que sea deseable lograr sistemas de fundación con pilotes tolerantes. Se requiere tenacidad bajo curvaturas y cortes inducidos, y por lo tanto en las zonas de elevada peligrosidad sísmica se favorece el uso de pilotes tales como las secciones de acero en H y los pilotes hormigonados in situ con camisa de acero. El acero de las armaduras se debería prolongar hacia la zapata para vincular los elementos entre sí y facilitar la transferencia de carga de los pilotes a los cabezales.

La experiencia indica que en los pilotes de hormigón armado tienden a aparecer rótulas o fallas inmediatamente debajo de la cabeza. Por lo tanto en esta área se debe reducir la separación de las armaduras para que el hormigón esté mejor confinado. Los pilotes prefabricados hincados se deberían construir con una considerable cuantía de acero de confinamiento en forma de zunchos para asegurar una buena resistencia al corte y garantizar que las curvaturas de fluencia impartidas por el suelo o la respuesta estructural sean toleradas. Obviamente es deseable asegurar que los pilotes no fallen por debajo del nivel del terreno y que se obligue a que la fluencia flexional de las columnas ocurra por encima del nivel del terreno. Los requisitos de diseño adicionales establecidos para los pilotes de puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4, para los cuales las cargas sísmicas son más severas, reflejan una filosofía de diseño que apunta a minimizar los daños debajo del nivel del terreno, ya que no es fácil realizar inspecciones debajo del nivel del terreno luego de un sismo importante.

## REFERENCIAS

- American Petroleum Institute. 1979. *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*. RP2A.
- Bogard, D., y H. Matlock. 1977. "A Computer Program for the Analysis of Beam Columns Under Static Axial and Lateral Loads." En *Proc., 1977 Offshore Technology Conference*.
- Castro, G. 1975. "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 101, No. GT6.
- Davisson, M. T., y H. L. Gill. 1960. "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 89, No. SM5.
- Dezfulian, H., y S. R. Prager. 1978. "Use of Penetration Data for Evaluation of Liquefaction Potential." En *Proc. of the 2nd International Conference on Microzonation*.
- Ferritto, J. M., y J. B. Forest. 1977. *Determination of Seismically Induced Soil Liquefaction Potential at Proposed Bridge Sites*. Offices of Research and Development, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Finn, W. D. L., K. W. Lee, y G. R. Martin. 1977. "An Effective Stress Model for Liquefaction." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 102, No. GT6.
- Finn, W. D. L., y G. R. Martin. 1979. "Seismic Design of Pile Supported Platforms in Sand." Trabajo presentado en el *Symposium on Soil Dynamics in the Marine Environment*, American Society of Civil Engineering Spring Convention, Boston, MA.
- Finn, W. D. L., G. R. Martin, y M. K. W. Lee. 1978. "Comparison of Dynamic Analyses for Saturated Sands." En *Proc., ASCE Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference* American Society of Civil Engineers, New York, NY.
- Margason, E. 1979. "Earthquake Effects on Embedded Pile Foundations." Seminar on Current Practices in Pile Design and Installation, Associated Pile and Fitting Corporation, San Francisco, CA.
- Martin, G. R. 1979. "Seismic Design Considerations for Bridge Foundations and Site Liquefaction Potential." En *Proc. Workshop on Seismic Problems Related to Bridges*. Applied Technology Council, Berkeley, CA.
- Martin, P. P., y H. B. Seed. 1979. "Simplified Procedure for Effective Stress Analysis of Ground Response." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 105, No. GT6, pp. 739-958.
- Matlock, H., S. H. C. Fook, y L. Cheang. 1978. "Simulation of Lateral Pile Behavior Under Earthquake Loading." En *Proc. ASCE Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference*, American Society of Civil Engineers, New York, NY.
- Matlock, H., y L. C. Reese. 1960. "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 89, No. SM5.
- Penzien, J. 1970. "Soil-Pile Foundation Interaction." En *Earthquake Engineering*. R. L. Wiegell, ed. Prentice Hall, Inc.
- Poulos, H. G. 1971. "Behavior of Laterally Loaded Piles I – Single Piles." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 97, No. SM5.

Seed, H. B. 1979. "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 105, No. GT2.

Seed, H. B., I. Arango, y C. K. Chan. 1975. *Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes*. Report No. EERC 75-28. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

Seed, H. B., e I. M. Idriss. 1971. "A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 97, No. SM9.

Taylor, P. W., y R. L. Williams. 1979. "Foundations for Capacity Designed Structures." *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 12, No. 2.

Youd, T. L., y D. M. Perkins. 1977. "Mapping Liquefaction-Induced Ground Failure Potential." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 102, No. GT6.