



2. CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL SUELO SOMETIDO A CARGA AXIAL

Se ha mencionado anteriormente que en el proceso de diseño de cimentaciones profundas (pilas y pilotes) se requiere de la selección de un método para determinar la capacidad de carga de la misma, tanto axial como lateral. Por lo tanto, en el presente capítulo se describe la evaluación de la capacidad de carga axial de pilas coladas in situ, mediante diversos métodos propuestos por diferentes autores (O' Neill y Reese, 1999; Reese y Wright, 1977 tomado de McGregor y Duncan, 1998; Poulos y Davis, 1980; Wysocky, 1999, Decourt, 1989).

La aplicación de los diversos métodos se realiza para tres pilas aisladas, las cuales corresponden a los sitios en donde se realizaron las pruebas de capacidad de carga en pilas coladas en sitio. Los resultados obtenidos de dichas pruebas, así como la metodología de su ejecución, son presentados en el capítulo 4. De tal forma que la evaluación teórica y semiempírica que se realiza aquí pueda ser verificada con los resultados obtenidos mediante la realización de las pruebas de carga.

2.1 Descripción de la cimentación

La cimentación que se consideró es una pila aislada en los dos casos de estudio. Cada uno de los casos a analizar se identificará con los nombres, Sitio San Antonio, Sitio Periférico y Sitio Bicentenario, respectivamente. Para el sitio San Antonio se tiene un pila aislada cuyo diámetro medio es de 0.68 m, dicha pila tiene una longitud efectiva de 26.3 m. La pila localizada en el Sitio Periférico tiene una longitud efectiva de 22.5 m; el diámetro medio de dicha pila es de 0.63 m. La resistencia a la compresión del concreto de la pila se determinó con base en resultados de pruebas de compresión en cilindros de concreto de las pilas en estudio, los cuales fueron reportados por Mendoza *et al.*, 2003; tanto para la pila del Sitio San Antonio como del sitio Periférico.



2.2 Modelos geotécnicos

En las figuras 2.1 y 2.2 se muestran los perfiles estratigráficos de los depósitos de suelo para los tres apoyos y las condiciones geotécnicas de cada uno de los sitios de análisis.

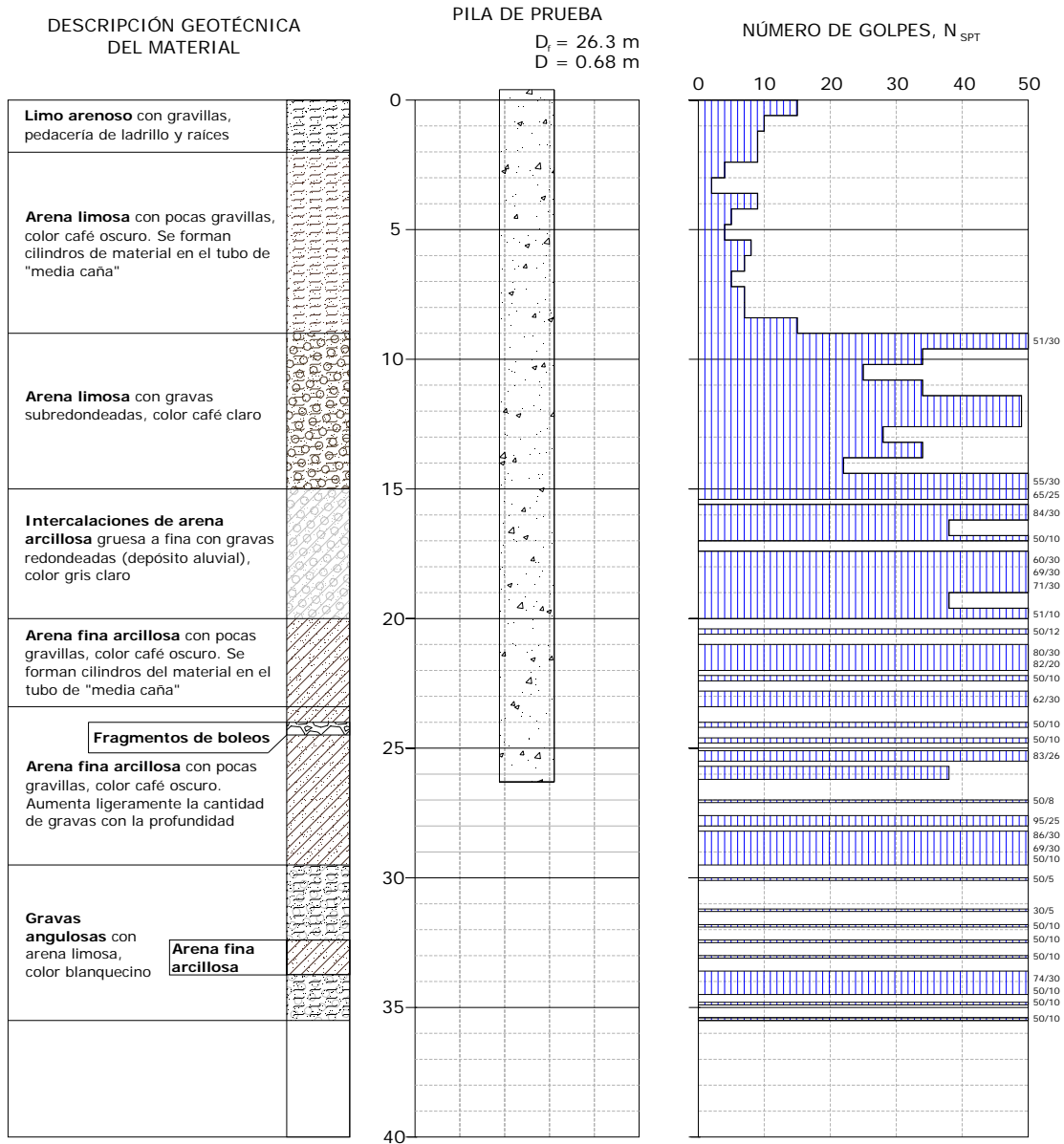


Figura 2.1. Perfil de suelo y esquema de cimentación para el Sitio San Antonio

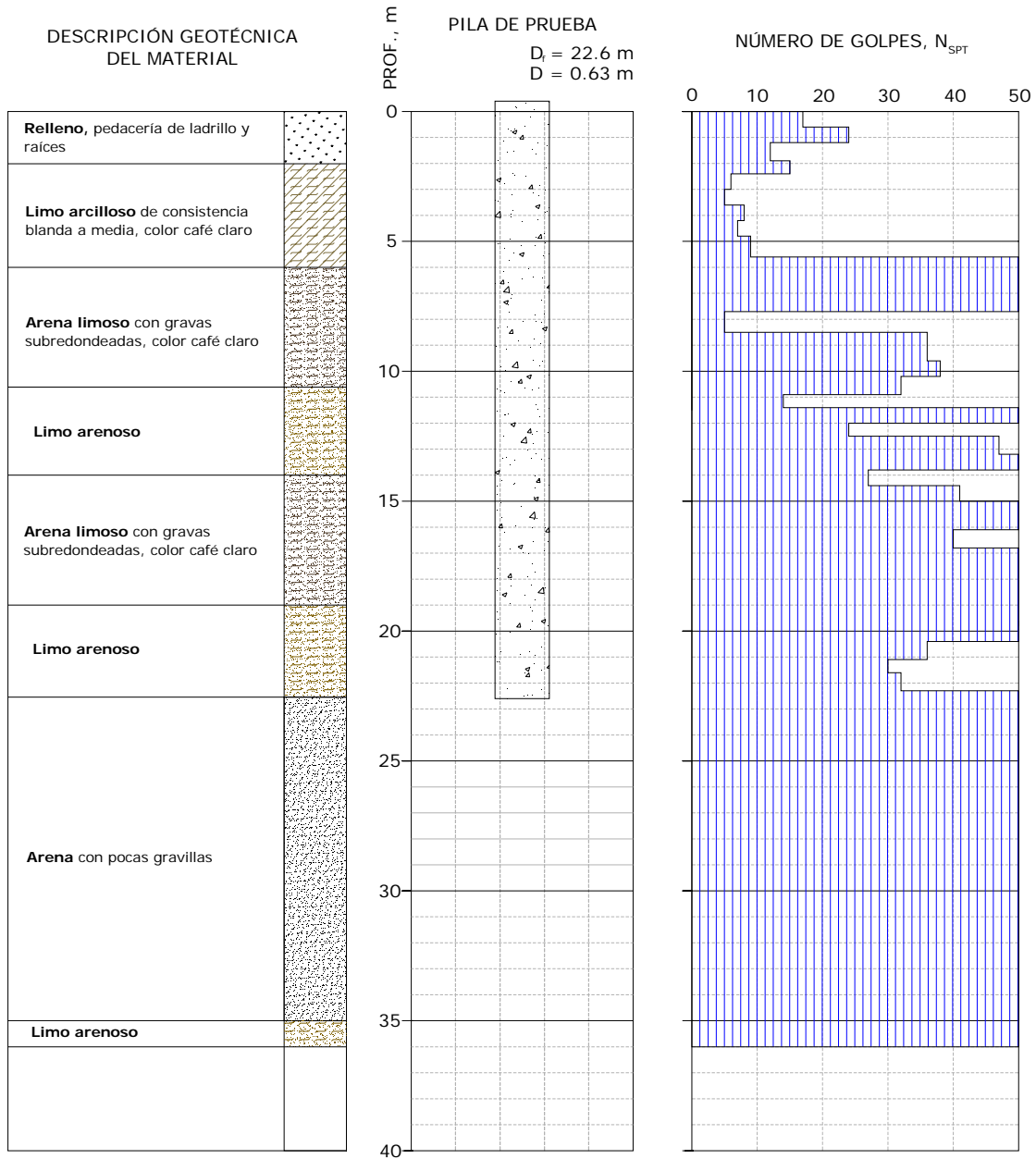


Figura 2.2. Perfil de suelo y esquema de cimentación para el Sitio Periférico



2.3 Combinaciones de carga axial

Para fines de diseño, la capacidad de carga última para las condiciones de compresión, $Q_{u,c}$, sismo-extracción, $Q_{u,s,e}$ y sismo-compresión, $Q_{u,s,c}$, se calcula mediante las expresiones 2.1, 2.2 y 2.3.

$$Q_{u,c} = C_u - P_p \quad [\text{kN}] \quad \text{COMPRESIÓN} \quad (2.1)$$

$$Q_{u,s,e} = C_f + P_p \quad [\text{kN}] \quad \text{SISMO EXTRACCIÓN} \quad (2.2)$$

$$Q_{u,s,c} = C_u - P_p \quad [\text{kN}] \quad \text{SISMO COMPRESIÓN} \quad (2.3)$$

Donde:

C_u : Es la suma de la capacidad de carga por fuste y punta, $C_u = C_f + C_p$

C_f : Es la capacidad de carga por fuste

C_p : Es la capacidad de carga por punta

P_p : El peso propio de la pila.

Los valores correspondientes a la capacidad de carga última por fuste, C_f , se obtienen mediante el producto de la resistencia unitaria por fuste (f_s) y el área perimetral de la pila, y la capacidad de carga última por punta C_p , del producto de la resistencia unitaria por punta (f_p) y el área de la punta de la pila.

2.4 Análisis de capacidad de carga axial

En esta sección se presentan las expresiones y consideraciones para cada uno de los criterios utilizados en el análisis de capacidad de carga axial tanto para arenas y limos, como para arcillas.

Las metodologías empleadas para el análisis, corresponden a los procedimientos para pilas coladas *in-situ* de:

- Capacidad de carga axial en compresión para arenas y arcillas (O' Neill y Reese, 1999)
- Capacidad de carga en arenas (Reese y Wright, 1977)
- Capacidad de carga última neta en arenas y arcillas (Poulos y Davis, 1980)
- FHWA88 Modificado (Federal Highway Administration of the United States) para evaluar la capacidad de carga axial en cimentaciones profundas
- Capacidad de carga para pilas en arenas y arcillas (Decourt, 1995)

Para la aplicación de los métodos enunciados se consideró un número de golpes en pruebas de penetración estándar, N_{SPT} , igual a 50, en los casos en que el reporte de campo, indicaba un número mayor.



2.4.1 Métodos propuestos por O'Neill y Reese

2.4.1.1 Resistencia por fricción en arcillas

El cálculo de la resistencia por fricción en suelos cohesivos (O' Neill y Reese, 1999; Reese *et al.*, 2006) está basado en el método alfa (α) según la siguiente expresión:

$$f_{sz} = \alpha S_u \quad (2.4)$$

Donde:

f_{sz} : Resistencia unitaria por fuste en arcillas a una profundidad z

S_u : Resistencia al cortante no drenada a una profundidad z

α : Factor empírico que varía con la magnitud de la resistencia al cortante no drenada.

La variación del parámetro α obedece a las expresiones 2.5 y 2.6 propuestas por O'Neill y Reese (1999). Estas ecuaciones resultan de pruebas de carga en pilas instrumentadas coladas *in situ*.

$$\alpha = 0.55 \quad \text{para} \quad \frac{S_u}{P_a} < 1.5 \quad (2.5)$$

y

$$\alpha = 0.55 - 0.10 \left(\frac{S_u}{P_a} - 1.5 \right) \quad \text{para} \quad 1.5 \leq \frac{S_u}{P_a} \leq 2.5 \quad (2.6)$$

Donde:

P_a : Presión atmosférica = 101.3 kPa

Para todos los casos analizados la relación S_u/P_a no excedió el valor de 2.5.

2.4.1.2 Resistencia por punta en arcillas

La resistencia por punta en arcillas fue calculada según la expresión 2.7 de acuerdo a Skempton (1951), la misma que ha sido respaldada según los resultados de pruebas de carga en pilas instrumentadas.

$$f_p = N_c^* S_u \quad (2.7)$$

Donde:

N_c^* : Factor de capacidad de carga, (Skempton, 1951)



S_u : Resistencia al cortante no drenada promedio en un rango de profundidad desde la punta de la pila hasta dos veces el diámetro de la misma.

El factor de capacidad de carga N_c^* (Skempton, 1951), fue calculado según la expresión 2.8, asumiendo que la pila alcanza la falla (e.g., Vesic, 1972).

$$N_c^* = 1.33(\ln|I_r| + 1) \quad (2.8)$$

Donde:

I_r : Índice de rigidez

Para el caso de los estratos arcillosos se consideró el caso más crítico en donde éste se comporta únicamente como material cohesivo ($\phi=0$). De esta manera, el valor de I_r se calculó mediante la ecuación 2.9:

$$I_r = \frac{E_s}{3S_u} \quad (2.9)$$

Donde:

E_s : Módulo de Young del suelo en condiciones no drenadas = $741N_{spt}$ [kPa]

2.4.1.3 Resistencia por fricción en arenas

La resistencia por fricción en suelos arenosos y limosos está basada en el método beta (β) según la expresión 2.10 (O' Neill y Reese, 1999; Reese *et al.*, 2006).

$$f_{sz} = \beta \cdot \sigma'_z \leq 2.1 \text{ tsf} = 200 \text{ kPa} \quad (2.10)$$

Donde:

f_{sz} : Resistencia unitaria por fuste en arenas a una profundidad z

σ'_z : Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z

β : Factor que combina la influencia del coeficiente de presión lateral de tierras y la tangente del ángulo de fricción en la interfaz del concreto con el suelo.

El valor límite de f_{sz} indicado en la ecuación 2.10 no es un límite teórico, sin embargo es el máximo valor medido en pruebas experimentales (Owens y Reese, 1982). El uso de valores más altos, puede justificarse según los resultados de pruebas de carga para cada proyecto en particular.

Así, el valor del parámetro β , fue calculado mediante la expresión 2.11.



$$\beta = 1.5 - 0.245\sqrt{Z(m)}; \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.20 \quad (2.11)$$

Sin embargo, para un número de golpes N_{60} menor o igual a 15, β fue calculado según la relación 2.12.

$$\beta = \frac{N_{60}}{15}(1.5 - 0.245\sqrt{Z(m)}); \quad N_{60} \leq 15 \quad (2.12)$$

Donde:

Z : Profundidad en metros, y

N_{60} : Número de golpes SPT, corregido por la energía del martillo.

2.4.1.4 Resistencia por puntas en arenas

La capacidad de carga unitaria por punta fue calculada según la expresión 2.13 para un número de golpes N_{60} promedio desde la punta de la pila hasta una profundidad igual a 2 veces el diámetro.

$$f_p = 0.0575N_{60} \leq 2.90 \text{ [MPa]} \quad \text{Para } L \geq 10 \text{ m} \quad (2.13)$$

Donde:

L : Longitud de la pila

La ecuación 2.13, fue formulada para el diseño de pilas coladas *in situ* en suelos granulares, donde se espera, alcancen un desplazamiento del 5% del diámetro de su base, según datos experimentales (O' Neill y Reese, 1999).

2.4.2 Método propuesto por Reese y Wright

El cálculo de la capacidad de carga propuesto por Reese y Wright está basado en resultados de pruebas de carga (Reese y Wright, 1977; McGregor y Duncan 1998) y es únicamente aplicable para suelos arenosos.

2.4.2.1 Resistencia por fricción en arenas

La resistencia unitaria por fuste f_s es igual a:

$$f_s = \frac{N_{60}}{34} \quad [\text{tsf}] \quad \text{para } N_{60} \leq 53 \quad (2.14)$$

y



$$f_s = \left(\frac{N_{60} - 53}{450} + 1.6 \right) \quad [\text{tsf}] \quad \text{para } 53 < N_{60} \leq 100 \quad (2.15)$$

Donde:

N_{60} : Número de golpes, corregido por energía a lo largo de la pila

2.4.2.2 Resistencia por punta en arenas

La resistencia unitaria por punta f_p está dada por las expresiones 2.16 y 2.17.

$$f_p = \frac{2}{3} N_{60p} \quad [\text{tsf}] \quad \text{para } N_{60p} \leq 60 \quad (2.16)$$

$$f_p = 40 \quad [\text{tsf}] \quad \text{para } N_{60p} > 60 \quad (2.17)$$

Donde:

N_{60p} : Número de golpes corregido por energía promedio desde la punta de la pila hasta una profundidad igual a dos veces el diámetro de la pila .

2.4.3 Métodos propuestos por Poulos y Davis

2.4.3.1 Resistencia por fricción en arcillas

Para calcular la resistencia unitaria por fuste f_s en pilas coladas en estratos arcillosos, se utilizó la expresión 2.18.

$$f_s = C_a \quad (2.18)$$

Donde:

C_a : Adherencia no drenada entre el suelo y la pila a la profundidad Z .

El valor de C_a varía considerablemente debido a varios factores, incluyendo el tipo de suelo, tipo de pila y su método de instalación. Diferentes investigadores han realizado varios intentos para correlacionar el valor de C_a con la resistencia al cortante no drenada S_u en pilas de desplazamiento, Tomlinson (1957,1970), Peck (1958), Woodward *et al.* (1961), Coyle y Reese (1966), Vesic (1967), Morgan y Poulos (1968), McClelland (1972) y McClelland (1974). Sin embargo, para pilas coladas *in situ*, el valor de C_a/S_u no ha sido tan ampliamente reportado. Los datos que existen están relacionados con los resultados de la arcilla de Londres.



El factor C_a/S_u medido en la arcilla de Londres indica valores entre 0.25 y 0.70 según Golder y Leonard (1954), Tomlinson (1957) y Skempton (1959). El valor adoptado conservadoramente para el análisis fue de 0.45.

2.4.3.2 Resistencia por punta en arcillas

La resistencia unitaria por punta para arenas recomendada por Poulos y Davis (1980) fue estimada según la ecuación 2.19.

$$f_p = (S_u N_c + \sigma_{vb}) \quad (2.19)$$

Donde:

S_u : Resistencia al cortante no drenada

N_c : Factor de capacidad de carga

σ_{vb} : Esfuerzo vertical efectivo en la punta de la pila (Vesic, 1967).

El factor de capacidad de carga N_c ha sido estimado por varios investigadores como Skempton (1951, 1959), Sowers (1961), Mohan (1961a, 1961b) y Ladanyi (1963). Este último propone la expresión 2.20 para una pila de sección de base circular.

$$N_c = 1 + \frac{4}{3} \left[1 + \ln \left(\frac{E_s}{3S_u} \right) \right] \quad (2.20)$$

Donde:

N_c : Factor de capacidad de carga (Ladanyi, 1963)

S_u : Resistencia al cortante no drenada promedio en un rango de profundidad desde la punta de la pila hasta dos veces el diámetro de la misma.

2.4.3.3 Resistencia por fricción en arenas

La resistencia por fricción de una pila en arenas está dada por la expresión 2.21 (Poulos y Davis, 1980).

$$f_s = \sigma'_v K_s \tan \phi'_a \quad (2.21)$$

Donde:

σ'_v : Esfuerzo vertical efectivo a lo largo de la pila

K_s : Coeficiente de presión lateral de tierras (Meyerhof, 1956)

$\tan \phi'_a$: Tangente del ángulo de fricción en la interfaz suelo-pila (Meyerhof, 1956).

Para la aplicación de este método se consideró que la resistencia por fuste de una pila no necesariamente incrementa linealmente con la profundidad (Vesic, 1967 y Kerisel, 1961), dado que el valor del esfuerzo efectivo σ'_v alcanza un valor constante a una profundidad crítica, z_c . El uso de esta distribución de esfuerzos, permite observar dos características en el suelo: una resistencia última de fuste promedio y una resistencia última de punta constante a cierta profundidad de penetración. En la Figura 2.3 se observa la relación entre z_c/d y el ángulo de fricción interna, ϕ , donde d corresponde al diámetro de la pila.

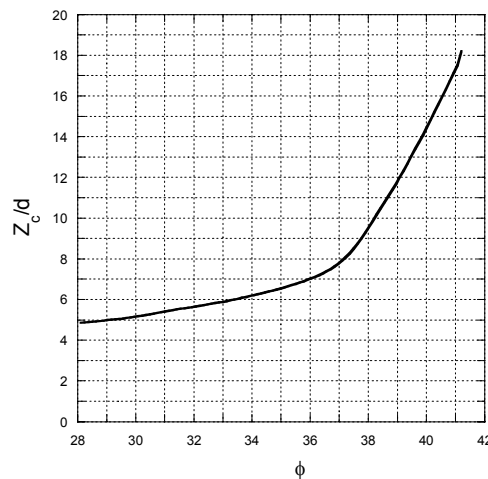


Figura 2.3 Variación de z_c/d y ϕ

Para conocer los parámetros K_s y $\tan \phi'_a$ se usaron las gráficas propuestas por Meyerhof (1976), las mismas que se encuentran relacionadas con ϕ'_1 , el ángulo de fricción de la pila en la interfaz suelo-pila. El valor de ϕ'_1 se estimó según la expresión 2.22 sugerida por Kishida (1967), considerando un valor mínimo y máximo de ϕ'_1 igual a 32° y 38° respectivamente.

$$\phi'_1 = \sqrt{20N_{\text{spt}}} + 15^\circ \quad (2.22)$$

Donde:

N_{spt} : Número de golpes obtenido de la prueba de penetración estándar

De tal forma, que el ángulo de fricción interna para pilas coladas *in situ* recomendado por Meyerhof (1976), quedó definido por:

$$\phi = \phi'_1 - 3^\circ \quad (2.23)$$

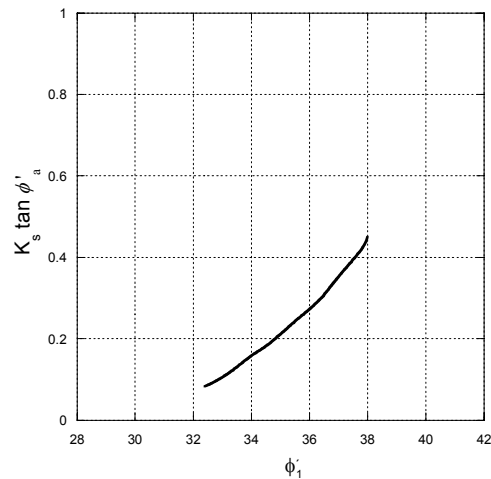


Figura 2.4 Variación de ϕ'_1 con $K_s \tan \phi'_a$, donde $\phi'_1 = \phi$ (Meyerhof, 1976)

Los valores mostrados en la Figura 2.4 asumen que $\phi'_a = 0.75\phi'$, donde ϕ' es el ángulo de fricción interna sugerido por Meyerhof (1956) y son consistentes para pilas coladas *in situ*, aunque son más conservadores que los recomendados por Reese, *et al.* (1976).

2.4.3.4 Resistencia por punta en arenas

Para obtener la resistencia unitaria por punta en arenas, se utilizó la expresión 2.24:

$$f_p = \sigma'_{vb} N_q \quad (2.24)$$

Donde:

σ'_{vb} : Esfuerzo vertical efectivo en la base de la pila (Vesic, 1967)

N_q : Factor de capacidad carga recomendado por Berezantzev *et al.*, (1961), evaluado según el valor de ϕ , de acuerdo a la expresión 2.23 y la Figura 2.5.

Los valores de N_q están relacionados indirectamente a un número de golpes N_{60p} promedio, para profundidades de la punta de la pila a dos veces el diámetro de ésta.

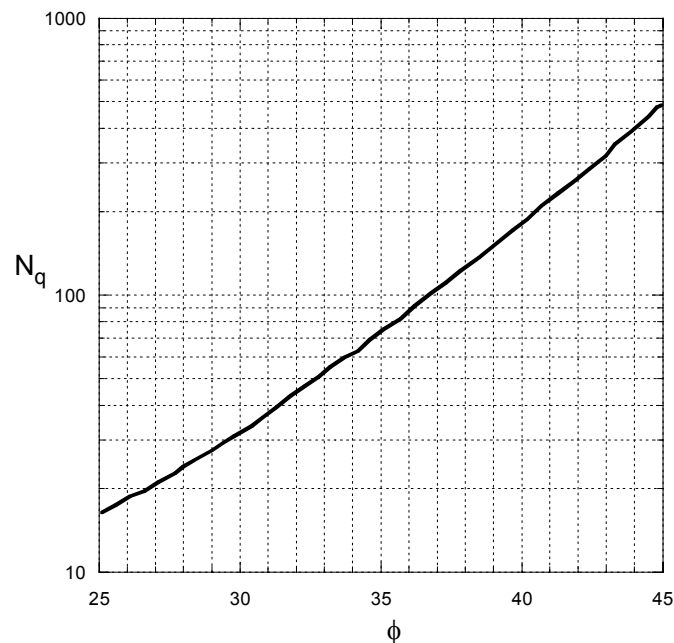


Figura 2.5 Relación entre N_q y ϕ (Berezantzev et al., 1961)

2.4.4 Método de la FHWA88 Modificado

El criterio propuesto por Wysockey es una adaptación del presentado en el manual de la Federal Highway Administration FHWA88 (1999) el cual considera el criterio propuesto por Reese y O'Neill, 1988. El resultado de la actualización de este método es el FHWA88 modificado.

Para la aplicación de este criterio se deben satisfacer las siguientes condiciones:

- Longitud de pila mayor a 4.5 m
- Diámetro de la pila mayor a 0.3 m
- Las pruebas de capacidad de carga por punta de la pila deben alcanzar un desplazamiento de al menos 4% de su diámetro o la curva-desplazamiento debe mostrar un “pico”
- Las pruebas de capacidad por fricción deben alcanzar un desplazamiento de al menos 13 mm
- La pila falla al exceder la capacidad portante del suelo (no la capacidad estructural)



- Los valores de N_{60} no deben exceder los 75 golpes.

2.4.4.1 Resistencia por fricción en arcillas

El método FHWA88 modificado permite evaluar la resistencia unitaria a la fricción de arcillas usando la variable α propuesta por Chen y Kulhawy (1994), la misma que se enuncia en la expresión 2.25.

$$\alpha = 0.31 + 0.17 \left(\frac{P_a}{S_u} \right) \leq 1 \quad (2.25)$$

De tal forma que la resistencia f_s queda expresada como:

$$f_s = \alpha S_u < 260 \text{ kPa} \quad (2.26)$$

2.4.4.2 Resistencia por punta en arcillas

La resistencia unitaria por punta no sufrió cambios, con respecto al método original de la FHWA 88. Sin embargo, no se basa en una variación del factor de capacidad de carga, N_c , como lo plantea O'Neill y Reese (1999), sino que considera un valor de $N_c = 9$, de tal forma que la resistencia queda expresada como:

$$f_p = 9 S_u \quad (2.27)$$

2.4.4.3 Resistencia por fricción en arenas

La resistencia unitaria por fuste se calculó según la expresión 2.28.

$$f_s = 4N_{60} \quad [\text{kPa}] \quad (2.28)$$

Donde:

L : Longitud de la pila

N_{60} : Número de golpes corregido por energía a lo largo de L .

2.4.4.4 Resistencia por punta en arenas

La resistencia unitaria por punta se evaluó con los valores de N_{60} promedio, obtenido del estrato bajo la punta de la pila hasta dos veces el diámetro de la misma, según la expresión 2.29.



$$f_p = 67 N_{60} \quad [\text{kPa}] \quad (2.29)$$

2.4.5 Métodos propuestos por Decourt

Basados en el método propuesto por Decourt (1995), se evaluó la capacidad de carga de las pilas según el número de golpes obtenidos en la prueba de penetración estándar y coeficientes aplicados de acuerdo al tipo de suelo.

2.4.5.1 Resistencia por fricción en arcillas

La resistencia unitaria por fuste f_s está dada por la expresión 2.30.

$$f_s = (2.8N_{60} + 10) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.30)$$

Donde:

N_{60} : Número de golpes corregido por energía a lo largo de la longitud de la pila

2.4.5.2 Resistencia por punta en arcillas

La resistencia unitaria por punta f_p está dada por la expresión 2.31

$$f_p = K_2 N_{60p} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.31)$$

Donde:

K_2 se tomó igual a 80

N_{60p} : Promedio de N_{60} de los estratos en donde se desarrolla el mecanismo de falla de la pila (desde la punta hasta dos veces el diámetro de la pila)

2.4.5.3 Resistencia por fricción en arenas

La resistencia unitaria por fuste f_s está dada por la expresión 2.32.

$$f_s = 0.6(2.8N_{60} + 10) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.32)$$

Donde:

N_{60} : Número de golpes corregido por energía a lo largo de la longitud de la pila



2.4.5.4 Resistencia por punta en arenas

La resistencia unitaria por punta f_p está dada por la expresión 2.33

$$f_p = K_2 N_{60p} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.33)$$

Donde :

K_2 : 165 (arenas), 115 (limos arenosos) y 100 (limos arcillosos)

N_{60p} : Promedio de N_{60} de los estratos en donde se desarrolla el mecanismo de falla de la pila (desde la punta hasta dos veces el diámetro de la pila).



2.4.6 Resumen de los criterios utilizados para el cálculo de la capacidad de carga axial

En la tabla 2.1 y 2.2 se muestra un resumen de los criterios descritos anteriormente para llevar a cabo el cálculo de la capacidad de carga axial última en arcillas y en arenas respectivamente.

Tabla 2.1 Resumen de los criterios utilizados (Capacidad de carga axial en arcillas)

CRITERIO	f_s	f_p	% Def (punta)	Consideraciones
O' Neill y Reese (1999)	αS_u	$N_c^* S_u$	Asumiendo que alcanza la falla (Vesic, 1972)	$\alpha = 0.55 \text{ para } \frac{S_u}{P_a} \leq 1.50 \quad ;$ $\alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{S_u}{P_a} - 1.5 \right) \text{ para } 1.5 \leq \frac{S_u}{P_a} \leq 2.5$ <p>Los primeros 1.5 m no contribuyen a la capacidad de la pila.</p> $N_c^* = 1.33(\ln I_r + 1) \quad ; \quad I_r = \frac{E_s}{3S_u} \quad ; \quad E_s = 741N_{spt}$ <p>Pa: Presión atmosférica = 101.3 kPa</p>
Reese y Wright (1977)				<ul style="list-style-type: none"> Únicamente es aplicable para arenas
Poulos y Davis (1980)	C_a	$(S_u N_c + \sigma_{vb})$	No se indican datos	<ul style="list-style-type: none"> σ'_v constante a partir de profundidad crítica z_c (Vesic, 1967). $C_a/S_u = 0.45$ Golder y Leonard (1954) Tomlinson (1957) Skempton (1959) $N_c = 1 + \frac{4}{3} \left[1 + \ln \left(\frac{E_s}{3S_u} \right) \right]$
FHWA 88 Modificado, Wysockey (1999)	$\alpha S_u < 260 \text{ kPa}$	$9S_u$	No se indican datos	<ul style="list-style-type: none"> $\alpha = 0.31 + 0.17 \left(\frac{P_a}{S_u} \right) \leq 1$
Decourt (1989, 1995)	$(2.8N_{60} + 10)$ [kN/m ²]	$K_2 N_{60p}$ [kN/m ²]	No se indican datos	<ul style="list-style-type: none"> $K_2 = 80$

**Tabla 2.2 Resumen de los criterios utilizados (Capacidad de carga axial en arenas y limos)**

CRITERIO	f_s	f_p	% Def (punta)	Consideraciones
O' Neill y Reese (1999)	$\beta \sigma'_z \leq 2.1 \text{ tsf}$ (200kPa)	$0.0575N_{60p} \leq 2.90 \text{ MPa};$ $L \geq 10 \text{ m}$	5% Diámetro de la pila	<ul style="list-style-type: none"> El valor de f_s es el máximo medido en pruebas experimentales (Owens y Reese, 1982) $\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245 \sqrt{Z})$ para $N_{60} \leq 15$ $\beta = 1.5 - 0.245 \sqrt{Z(m)}$ $0.25 \leq \beta \leq 1.20$ para $N > 15$
Reese y Wright (1977)	Para $N_{60} \leq 53$: $\frac{N_{60}}{34}$ [tsf] Para $53 < N_{60} \leq 100$: $\left(\frac{N_{60} - 53}{450}\right) + 1.6$	Para $N_{60} \leq 60$, $\frac{2}{3} N_{60}$ [tsf]; Para $N_{60} > 60$, 40 [tsf];	5% Diámetro de la pila	<ul style="list-style-type: none"> N_{60}, número de golpes corregido por energía
Poulos y Davis (1980)	$\sigma'_v K_s \tan \phi'_a$	$\sigma'_{vb} N_q$	No se indican datos	<ul style="list-style-type: none"> σ'_v constante a partir de profundidad crítica z_c. (Vesic 1967). $\phi'_1 = \sqrt{20 N_{spt}} + 15^\circ$; $32^\circ \leq \phi'_1 \leq 38^\circ$ $\phi = \phi'_1 - 3^\circ$, Meyerhof (1976) $K_s \tan \phi'_a = f(\phi'_1)$ $N_q = f(\phi)$. Berezantzev <i>et. al.</i>, 1961
FHWA 88 Modificado, Wysockey, (1999)	$4N_{60}$ [kPa]	$67N_{60}$ [kPa]	4% Diámetro de la pila	<ul style="list-style-type: none"> Longitud de pila mayor a 4.5 m. Diámetro > 0.30 m Las pruebas de capacidad de carga por punta de la pila deben alcanzar un desplazamiento de al menos 4% de su diámetro o la curva-desplazamiento debe mostrar un "pico" Las pruebas de capacidad por fricción



				<p>deben alcanzar un desplazamiento de al menos 13 mm.</p> <ul style="list-style-type: none">• La pila falla al exceder la capacidad portante del suelo (no la capacidad estructural)• Los valores de N_{60} no deben exceder los 75 golpes
Decourt, (1995)	$0.6 (2.8 N_{60} + 10)$ [kN/m ²]	$K_2 N_{60p}$ [kN/m ²]	No se indican datos	$K_2 = 165$ (arenas), 115 (limos arenosos) y 100 (limos arcillosos)

2.4.7 Método de Mandolini. Aportación de la zapata a la capacidad de carga

En la Figura 2.6 se observan 22 datos recopilados por Mandolini *et al.* (2005), en donde la carga que toma la losa Q_R , es un porcentaje de la carga total aplicada a la cimentación Q_T . Q_R/Q_T está graficada con respecto a una cantidad adimensional denominada factor de área de la zapata $(A_G/A)/(s/d)$, donde A_G es el área ocupada entre las pilas, A es el área total de la zapata, s la distancia centro a centro de pilas contiguas y d es el diámetro de la pila.

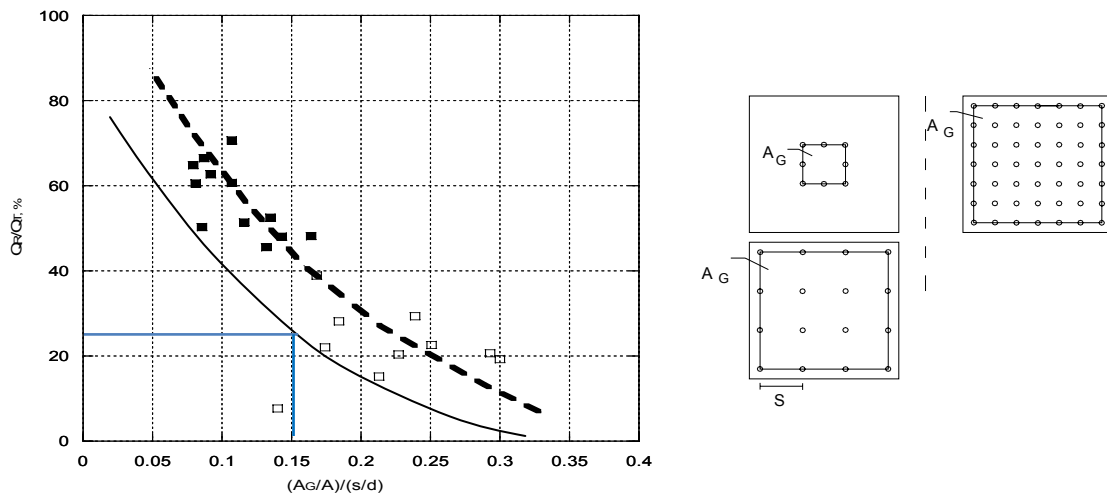


Figura 2.6. Carga compartida versus el factor de área $(A_G/A)/(s/d)$ (Mandolini *et al.* 2005)

2.5 Análisis de capacidad de carga axial para las pilas de prueba

A continuación se presentan los resultados del análisis de capacidad de carga obtenido aplicando las metodologías descritas en el apartado 2.4. En la tabla 2.3 y 2.4 se resumen los valores de la capacidad de carga última para las pilas del sitio San Antonio y Periférico, lo cuales se definen con toda precisión en el apartado 4 del presente trabajo.

Tabla 2.3 Capacidad de carga última estimada para el sitio San Antonio

Criterio	Capacidad de carga última (kN)	Deformación (m)
Reese and Wright (1977)	6094	
Decourt (1995)	6184	0.0340 (0.05 D)
O'Neill and Reese (1999)	6887	
Wysockey (1999)	8150	0.0272 (0.04 D)

Nota: D es el diámetro de la pila

**Tabla 2.4 Capacidad de carga última estimada para el sitio Periférico**

Criterio	Capacidad de carga última (kN)	Deformación (m)
Reese and Wright (1977)	5669	
Decourt (1995)	5895	0.0340 (0.05 D)
O'Neill and Reese (1999)	6288	
Wysockey (1999)	7551	0.0272 (0.04 D)

Nota: D es el diámetro de la pila