



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

ANÁLISIS COMPARATIVO DE MÉTODOS DE CÁLCULO DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS

TESIS,
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ALEIDA LÓPEZ BAUTISTA

TUTOR PRINCIPAL
M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F., ABRIL 2016

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. RIVERA CONSTANTINO RIGOBERTO

Secretario: M. I. LÓPEZ RINCÓN GERMÁN

Vocal: M. I. DEMÉNEGHI COLINA AGUSTÍN

1er Suplente: M. I. MAGAÑA DEL TORO ROBERTO

2do. Suplente: M. I. SANGINES GARCÍA HÉCTOR

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: FACULTA DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

FIRMA

RESUMEN

El sismo ocurrido en la Ciudad de México el 19 de septiembre de 1985, en donde muchos de los edificios colapsaron, una de las causas principales fue que las cimentaciones no cumplían con ciertos requisitos, por lo que en este trabajo se decide estudiar las cimentaciones profundas con diversos métodos, que ayudarán a formar un criterio propio y hacer la mejor elección para obtener capacidades de carga, en la práctica profesional.

Actualmente existen diversas teorías para obtener la capacidad de carga de los pilotes, sin embargo al ser empleados, arrojan resultados variables, por lo que se considera importante conocer las ecuaciones que cada teoría emplea, así como los parámetros que se consideran.

En el presente trabajo se estudian los criterios de Tamez, Zeevaert y Meyerhof, donde se exponen los parámetros y las ecuaciones con las que se obtiene la capacidad de carga en pilotes que trabajan por punta y por fricción, además se muestran las gráficas de los factores de capacidad de carga que cada uno de ellos emplea

Por otra parte, se describen las ecuaciones a emplearse para calcular los asentamientos, cuando el desplante de la cimentación es apoyada en un suelo resistente o cuando la deformación de los suelos se da por la consolidación primaria y secundaria.

Finalmente, tomando una prueba de carga de pilotes, se hace una comparación de las capacidades de carga obtenido en las ecuaciones que se muestran en el capítulo 2 y se establece la teoría más cercana a lo que se obtiene en una prueba experimental, en pilotes de fricción y pilotes de punta.

DEDICATORIAS y AGRADECIMIENTOS

A DIOS:

Gracias, por concederme la vida y permitirme llegar a este momento, por tus bendiciones que día a día me brindas y por tu protección en todo tiempo.

Mis padres:

Les dedicó este trabajo con mucho cariño, porque en momentos difíciles, desde un principio y a lo largo de mi vida profesional siempre supieron apoyarme sin condición alguna, por el amor que me han demostrado y por estar conmigo en los momentos buenos y difíciles, que a pesar de la distancia que nos separa sé que cuento ustedes, los amo!.

A mis hermanos:

Simplemente porque son los mejores hermanos que Dios me ha dado, por los ánimos que me dan para seguir luchando, por el apoyo incondicional que he recibido de ustedes en todo momento y por esa sonrisa que veo en ustedes cada vez que nos volvemos a encontrar. A Iker y Alondra, por la alegría que me dieron cuando nacieron y por los momentos compartidos con ustedes 😊, los amo bebés.

Arturo, Nata e hijos:

Gracias, por abrirme las puertas de su casa en momentos difíciles, por la confianza que me han brindado y porque fueron parte de esta etapa de mi vida, infinitas gracias.

A Emiliano:

Gracias por el gran ser humano que eres, por el gran amor que me has demostrado y porque siempre me animaste a seguir adelante, has sido parte importante en esta formación y seguirás siendo muy especial en mi vida.

A mis amigos y compañeros:

A mis compañeros de generación con los que emprendí este viaje, por los momentos y desvelos compartidos y por su amistad brindada.

A una gran amiga y compañera que me transmitió el gusto por la geotecnia y que en todo momento me ha apoyado, muchas gracias.

M.I. Agustín Demeneghi C.

Por su paciencia y dedicación para la elaboración de este trabajo, por sus conocimientos transmitidos y por su calidad de ser humano.

A mis sinodales:

Por su tiempo y colaboración para la revisión y corrección de este trabajo y por sus conocimientos transmitidos.

CONTENIDO

PÁGINAS

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos	10
1.2 Justificación	11
1.3 Planteamiento del problema	11
1.4 Alcances	11
1.5 Tipos de pilotes	12
1.5.1 Pilotes Según el material	12
1.5.2 Pilotes según el diseño	14

CAPÍTULO 2. CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

2.1 Fricción negativa	17
2.2 Teorías de capacidad de carga	22
2.2.1 Método de Zeevaert	24
2.2.2 Fricción negativa y fricción positiva	33
2.2.3 Método de Tamez	39
2.2.4 método de Meyerhof.	42
2.3 Capacidad de carga en grupo de pilotes	47
2.3.1 Capacidad de carga del grupo de pilotes, criterio de Zeevaert	47

2.3.2 Capacidad de carga del grupo de pilotes, criterio de Tamez	50
CAPÍTULO 3. CÁLCULO DE DEFORMACIONES	
3.1 Asentamiento de pilotes	54
3.2 Asentamiento bajo carga estática	56
3.3 Asentamiento por consolidación	57
3.4 Teoría de la elasticidad	65
CAPÍTULO 4. CAPACIDADES DE CARGA COMPARADAS CON PILOTES DE PRUEBA	TEÓRICAS
4.1 capacidad de carga de pilotes de punta	69
4.1.1 Cálculo de capacidades de carga teóricas	74
4.1.2 Método de Zeevaert	74
4.1.3 Método de Tamez	75
4.1.4 Método de Meyerhof	75
4.2 Capacidad de carga de pilote de fricción	77
4.2.1 Capacidades de cargas teóricas	81
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	82
REFERENCIAS	84

LISTA DE FIGURAS

- 1.1. Pilotes con puntas adaptadas.
- 1.2. Pilotes de punta.
- 1.3. Pilotes de fricción.
- 2.1. Movimiento relativos pilote-suelo.
- 2.2. Áreas tributarias en un grupo de pilotes.
- 2.3. Reducción de la presión efectiva vertical del subsuelo en presencia de fricción negativa en un grupo de pilotes.
- 2.4. Pilas de punta sobre un estrato duro y debajo de estos estratos de compresibilidad media.
- 2.5. Pilotes de punta soportados sobre un estrato duro de gran profundidad.
- 2.6. Desarrollo de la superficie de falla en un cimiento profundo continuo.
- 2.7. Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas.
- 2.8. Incremento en el esfuerzo vertical debido a fricción positiva.
- 2.9. Obtención de resistencia al corte bajo esfuerzos efectivos. 2.10: Estado de esfuerzos en el fuste del pilote.
- 2.11. Fricción negativa desarrollada en pilotes de punta empotrados en un estrato duro.
- 2.12. Esquema de bases teóricas para determinar fricción negativa.
- 2.13. Fricción negativa desarrollada desde la cabeza del pilote.
- 2.14. Fricción negativa desarrollada desde la cabeza del pilote.
- 2.12. Factores de capacidad de carga según

- 2.13: Obtención de Z_c y $k_s \tan \Phi$.
- 2.14. Factor de capacidad de carga de Meyerhof.
- 2.15. Resistencia unitaria de fricción para pilotes de arena.
- 2.16. Campo de pilotes.
- 2.17. Pilotes apoyados en estrato duro, sobre estratos de arcilla.
- 2.18. Falla de un grupo de pilotes.
- 2.19. Influencia del número de pilotes en la separación mínima.
- 3.1. Esquema de un suelo. (Sólidos y vacíos).
- 3.2. Curva de consolidación.
- 3.3. Curva de compresibilidad
- 3.4. Correlación entre resistencia de cono q_c y módulo de compresibilidad volumétrica m_v .
- 3.5. Criterio simplificado para el cálculo de asentamientos.
- 3.6. curva esfuerzo-deformación
- 3.7. Factores de Influencia de Boussinesq y Westergaard.
- 4.1. Estratigrafía y propiedades del sitio en estudio.
- 4.2. Gráfica carga- asentamiento medidos en la cabeza del pilote.
- 4.4. Gráfica carga-desplazamiento vertical del pilote de prueba.
- 4.5. interpretación de los resultados de prueba de carga.

LISTA DE TABLAS

1. valores promedios de k .
- 2: Valores típicos de C_p .
- 3: Comparación de los resultados de capacidad de punta de un pilote.
- 4: Asentamientos de pilote de punta.
5. Comparación de los resultados de capacidad por fricción de una pila.

1.1 Objetivos

Objetivo general

- Estudiar algunos métodos de obtención de capacidad de carga en cimentaciones profundas y comparar los resultados teóricos obtenidos con la capacidad de carga obtenida en un pilote de prueba de carga.

Objetivos específicos

- Definir parámetros que se toman en cuenta para obtener capacidad de carga en pilotes de punta y pilotes de fricción.
- Analizar la capacidad de carga en cimentaciones profundas con pilotes individuales de punta y de fricción mediante las teorías de Zeevaert, Tamez y Meyerhof.
- A partir de un pilote de prueba de carga, obtener la capacidad de carga mediante las teorías que se describen y compararlo con la capacidad obtenida en la prueba de carga.
- Definir las diferencias que existen en cada uno de los métodos estudiados.

1.2 Justificación

En las diversas teorías para obtener la capacidad de carga en cimentaciones profundas existen diferencias que dependen de los parámetros que se consideran, obteniéndose distintos resultados, por lo que es importante hacer un análisis de las ecuaciones que se usan y tener criterios propios.

1.3 Planteamiento del problema

Las cimentaciones profundas tienen estrecha relación con el suelo donde se desplantan, donde las propiedades y características son afectadas por diversos factores que pueden variar a través del tiempo, además de existir varios métodos para la obtención de capacidad de carga, por lo que se vuelve un tema complicado el cual debe ser analizado minuciosamente.

Debido a lo mencionado, es importante hacer análisis y comparaciones entre las diversas teorías, ante lo cual surge la pregunta **¿Cuáles son las diferencias significativas entre los métodos que se analizan para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones profundas y cuál es el método con el que se obtiene una capacidad de carga más cercano al obtenido de pilotes de prueba de carga en campo?**

1.4 Alcances

El propósito de este trabajo es conocer los conceptos básicos de cimentaciones profundas con pilotes de punta y de fricción. Se presentan tres métodos de obtención de capacidad de carga de cimentaciones profundas.

Posteriormente a partir de la capacidad de carga obtenida en pilotes de prueba de carga en campo, se comparan los resultados de capacidad de carga que se obtiene al aplicar las tres teorías y se define el método con el que se obtiene una capacidad de carga cercana al obtenido en un pilote o pila de prueba en campo.

1.5 Tipos de pilotes

Las dos clasificaciones que se consideran son según el material del que están elaborados ya sea de madera, acero y concreto y por el diseño, pilotes de punta y pilotes de fricción.

1.5.1 Pilotes según el material

a) Pilotes de acero

Son elementos hechos a base de tubos o perfiles **H** laminados, vigas de acero de patín ancho y de sección **I**, los cuales se hincan en el suelo con sus extremos abiertos o cerrados, en ocasiones, el tubo se llena de concreto para tener una mejor resistencia. En caso de ser necesario se empalman por medio de soldadura remaches o tornillos.

La capacidad de carga admisible estructural del acero es:

$$Q_{adm} = A_s f_s \quad (1.1)$$

Donde:

A_s : área de la sección transversal del acero

f_s : esfuerzo admisible del acero

En casos de difícil hincado como lo es en gravas, arenas densas o rocas, a estos pilotes se le adaptan puntas o zapatas de hincado como se muestra en la figura 1.1.

b) Pilotes de concreto

Estos pueden ser prefabricados, o fabricados in situ, los primeros suelen ser de sección transversal cuadrada u octagonal, se emplea refuerzo con la finalidad de resistir el momento flexionante que se genera durante su maniobra y trabajo en su vida útil.

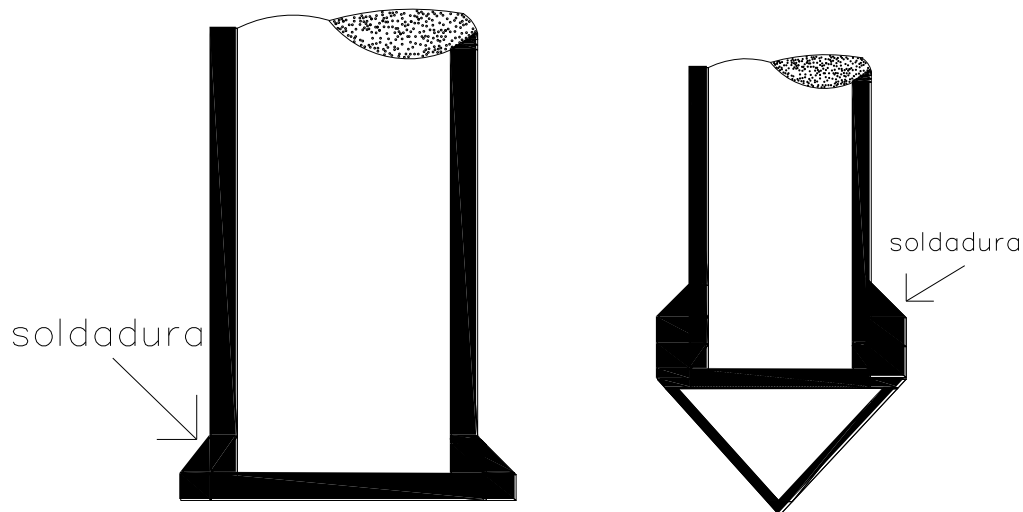


Figura 1.1: Pilotes con puntas adaptadas. Braja M. (2001).

Para los pilotes colados in situ, se hace una perforación en el terreno y se llena con concreto; pueden ser ademados o no. En el caso de los pilotes ademados se hacen utilizando un tubo de acero con la ayuda de un mandril y se llena el tubo de concreto, se usa cuando la perforación es inestable, una vez vaciado el concreto se procede a retirar el ademe uniformemente, también se puede usar lodo bentónico para estabilizar la perforación.

c) Pilotes de madera

Son elementos que se obtienen de los troncos de los árboles, con una longitud entre 10 y 20 m, debe ser recta y sin defectos, éstos no resisten altos esfuerzos al hincarse, su capacidad de carga es de 25 a 30 toneladas; se usan zapatas de acero para evitar daños en la punta del pilote, al igual que en la parte superior debe usarse un capuchón o cabezal. Debe evitarse el empalme en este tipo de pilotes cuando se espera que tomen cargas laterales o de tensión, en caso de ser necesario se deben usar manguitos de tubo con longitud mayor de cinco veces el diámetro del pilote o se pueden usar soleras metálicas con tornillos.

Los pilotes de madera se dividen en tres tipos:

Clase A: Soportan cargas pesadas con diámetro mínimo del pilote de 0.35 m

Clase B: Soportan cargas medias con diámetro mínimo del fuste de 0.30 m

Clase C: Se usan en trabajos provisionales de construcción o para estructuras cuando todo el pilote está debajo del nivel freático, el diámetro mínimo del fuste debe ser de 0.30 m.

La capacidad de carga admisible de carga es de:

$$Q_{adm} = A_b f_w \quad (1.4)$$

A_b : área promedio de la sección transversal del pilote

f_w : esfuerzo admisible de la madera.

El uso de estos pilotes en la actualidad ya no es muy común debido a la magnitud de las edificaciones y los nuevos materiales descubiertos.

1.5.2 Pilotes según el diseño

a) Pilotes de punta

Los pilotes de punta son aquellos que se desplantan sobre un estrato de alta resistencia o material rocoso, en este caso la capacidad de carga última depende directamente del material sobre el cual se desplanta.

Cuando se trata de un material rocoso la longitud necesaria del pilote se determina con facilidad y en caso de que sea un estrato de suelos resistente para determinar la longitud, se debe empotrar en el estrato resistente 3 veces el diámetro de la pila.

Estos dos casos se observan en la siguiente figura 1.2.

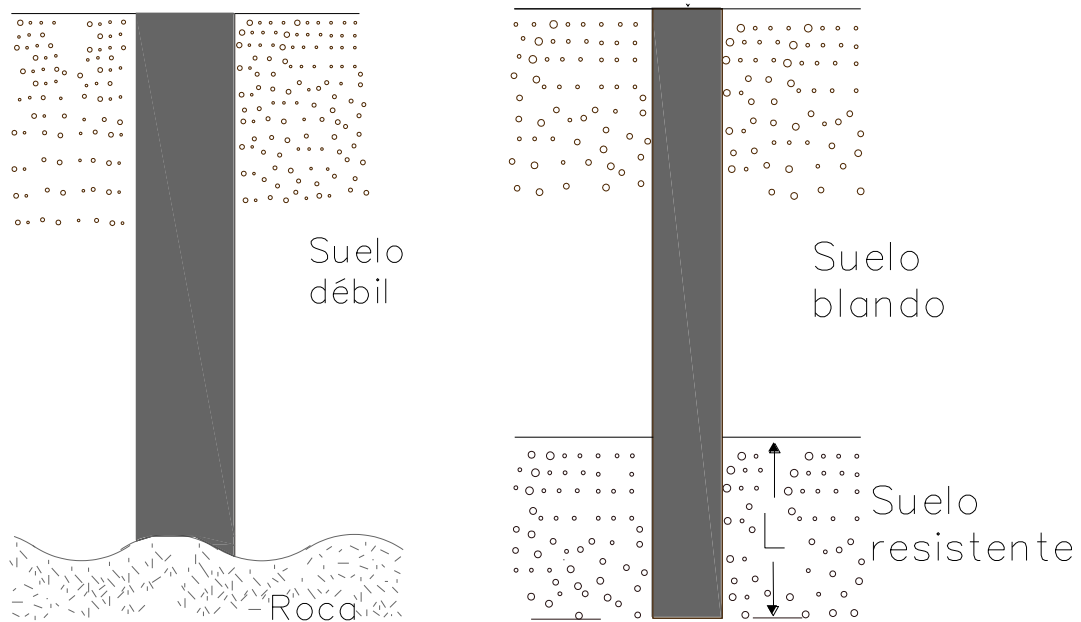


Figura 1.2: Pilotes de punta. Braja M. (2001).

Es importante mencionar que para suelos en proceso de consolidación, este tipo de pilotes con el paso de los años presenta el problema de emersión, un claro ejemplo son los edificios desplantados sobre pilotes empotrados en estrato resistentes (profundos) que se ubican en la zona de lago de la zonificación geotécnica de la ciudad de México.

b) Pilotes de fricción

Es un caso contrario al anterior, este tipo de pilotes se desplantan sobre un suelo de baja resistencia, trabajan por la fricción que se genera en el fuste.

Son prácticos para ser usados en suelos en proceso de consolidación pues éstos pueden estar penetrando en el suelo, su longitud depende de: la resistencia cortante del suelo, la carga aplicada y del tamaño del pilote. El tipo de instalación es un factor que se debe considerar en el diseño ya que de esto depende su comportamiento pues produce cambios en el estado de esfuerzos y deformaciones alrededor de los mismos, por lo cual tiene influencia en la movilización de la resistencia por fricción.



Figura 1.3: Pilotes de fricción. Braja M. (2001).

Se conocen dos tipos principales de pilotes según la instalación:

Pilotes hincados o desplazantes: Al ser hincados producen un desplazamiento lateral del suelo que tienden a comprimir el suelo circundante y originan compresión bajo su punta, lo cual provoca que el coeficiente K será superior al empuje de tierras en reposo K_0 .

Pilotes colados in situ: En este caso se hacen realizando una excavación previa del diámetro y longitud especificada en el diseño para posteriormente introducir la armadura de acero y finalmente se vacía el concreto, éstos al ser excavados provocan una relajación de esfuerzos por lo que el coeficiente K_0 será inferior al empuje de tierras en reposo K_0 .

Cuando existe hundimiento regional se produce una fuerza de arrastre, conocida como fricción negativa, lo cual se explica en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO 2

CAPACIDADES DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

En las cimentaciones profundas existen fenómenos o factores que alteran la capacidad de carga de los pilotes o pilas, a continuación, se presenta uno de éstos que es muy común en las arcillas donde existe alta compresibilidad y de resistencia muy blanda como las que se encuentran en el valle de México.

2.1 Fricción negativa

La consolidación del suelo trae como consecuencia el desarrollo de la fricción negativa en los pilotes, las causas que generan la consolidación:

- Debido a una sobrecarga en la superficie del suelo.
- En un relleno reciente, el peso propio del suelo.
- Reducción de los niveles piezométricos, debido a bombeo de agua en los acuíferos del suelo.
- Abatimiento del nivel freático por evaporación o recarga insuficiente.
- Remoldeo ocasionado en el hincado de los pilotes.

La fricción negativa surge efecto de diferente forma en pilotes aislados y grupos de pilotes.

a) Fricción negativa en un pilote aislado.

Cuando un pilote se localiza sobre un estrato compresible el cual se encuentra en proceso de consolidación, los asentamientos varían dependiendo de las condiciones del estrato del suelo.

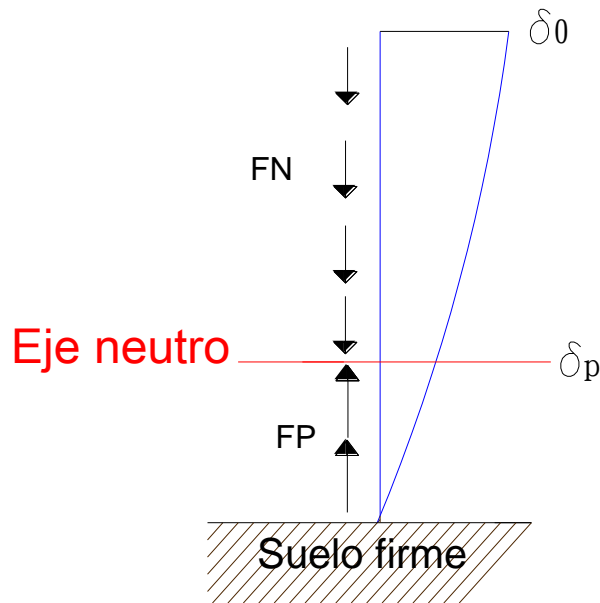


Figura 2.1: Movimiento relativos pilote-suelo.

Si la penetración del pilote, es menor que el asentamiento δ_0 , en el fuste se observa una elevación llamada por Terzaghi punto neutro. En la parte inferior de este punto, el suelo se asienta menos que el pilote y se genera fricción positiva mientras que en la parte superior el suelo se asienta más que el pilote y se desarrolla la fricción negativa, (Fig. 2.1).

La posición del eje neutro depende del movimiento entre el pilote y el suelo; en el caso de los pilotes que se encuentran apoyados en estratos resistentes, este se localiza cerca de la punta del pilote y se desarrolla fricción negativa en todo el fuste.

Para obtener el eje neutro, se hace un equilibrio de fuerzas, con la cara axial sobre el pilote, la capacidad de carga por punta y la fricción desarrollada entre el pilote y el suelo.

b) Fricción negativa en un grupo de pilotes

Para un grupo de pilotes, deben tomarse en consideración las áreas tributarias de cada pilote, el Dr. Zeevaert presenta un esquema de la influencia de las áreas como se observa en la siguiente figura.

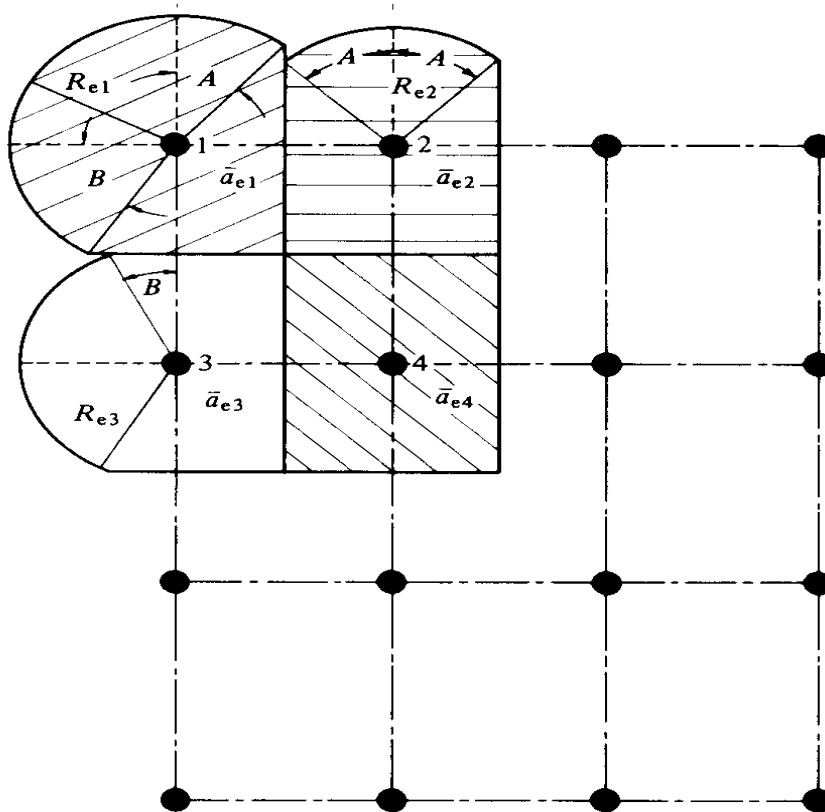


Figura 2.2: Áreas tributarias en un grupo de pilotes. Zeevaert (1973).

La carga que se transmite por fricción negativa a un pilote interior, debe ser inferior a la carga correspondiente al área tributaria, mientras que para los pilotes de la esquina o del borde, no existe esta restricción. Cuando la cimentación es rígida, se genera un puenteo de la carga de la estructura que incrementa la carga en los bordes y esquinas. Por otra parte, la fricción negativa resulta mayor en las esquinas y bordes estos dos fenómenos se compensan entre sí.

La fricción negativa en un grupo de pilotes, provoca la reducción del esfuerzo efectivo vertical en el suelo, (Fig. 2.3) lo cual afecta a su vez la fricción desarrollada entre el pilote y el suelo si se considera que depende del esfuerzo efectivo.

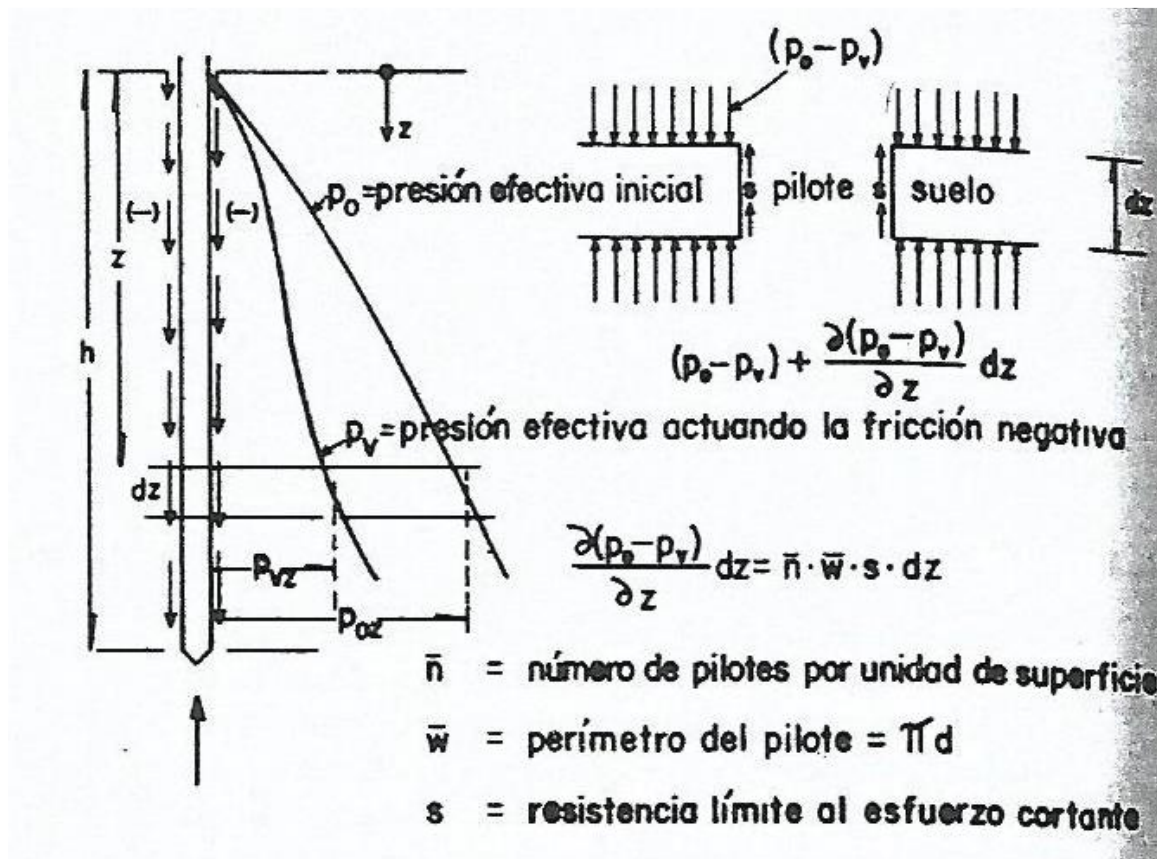


Figura 2.3: Reducción de la presión efectiva vertical del subsuelo en presencia de fricción negativa en un grupo de pilotes. Auvinet.

Reducción de fricción negativa

Algunas condiciones para reducir la fricción negativa en los pilotes son:

- Alojarse los pilotes en perforaciones previas ademadas o estabilizadas con lodo bentónico, ensanchando su punta para proteger el recubrimiento durante su instalación.
- Disminuir el diámetro del pilote en la parte superior, sin afectar la capacidad por punta.

Pilotes apoyados en un estrato resistente

El pilote se desplanta en suelo resistente y se desarrolla fricción negativa a lo largo del fuste del pilote, se describen algunas causas por las que se genera este efecto: por relleno superficial, por hundimiento regional y por consolidación.

- **Por relleno superficial**

Terzaghi y Peck (1967) hacen la siguiente consideración, en un grupo de pilotes, la carga por fricción negativa que soporta un pilote interior por efecto de relleno superficial, no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente a su área tributaria. Por lo que la carga transmitida en la punta de los pilotes se obtiene mediante la siguiente ecuación.

$$Q_t = Q + Q' + Q'' \quad (2.1)$$

$$Q' = \frac{A \gamma H_r}{n} \quad (2.2)$$

$$Q'' = \sum \frac{\omega H}{n} \tau \quad (2.3)$$

Dónde:

Q: Carga transmitida por la estructura

Q': Peso del relleno por pilote

FN: Carga debida a la fricción negativa

A: Área del grupo de pilotes

H_R: Espesor del relleno superficial

γ: Peso volumétrico del suelo de relleno

n: Número de pilotes

ω: Perímetro del grupo de pilotes

H: espesor del estrato compresible

τ: Resistencia media al corte del material compresible

La reducción de distancia entre pilotes, disminuye la fricción negativa.

- **Por abatimiento del nivel freático**

Cuando se genera fricción negativa por el abatimiento de nivel freático, en un grupo de pilotes, la fuerza de arrastre no puede ser mayor que la correspondiente a la sobrecarga inducida por el abatimiento.

El criterio de la ecuación 2.3, puede generarse como sigue:

$$Q_t = Q + Q'' + Q''' \quad (2.4)$$

Donde

Q y Q'' : Representan lo indicado anteriormente

Q''' : Sobrecarga inducida por el abatimiento

$$Q''' = \frac{A \gamma H_a}{n} \quad (2.5)$$

H_a : Abatimiento de nivel freático, los demás parámetros se definieron en el inciso anterior.

Algunas consideraciones que se pueden tomar en cuenta para disminuir el efecto de la fricción negativa son:

- Disminuir el diámetro de los pilotes en la parte superior.
- En un grupo de pilotes, reducir la distancia de separación entre los pilotes.

2.2 Teorías de capacidad de carga

Existen muchas teorías de capacidad de carga, en donde la mayoría se basan en hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos, en desarrollos y deducciones matemáticas a partir de tales hipótesis.

Entre otras teorías la observación, la experimentación y el empirismo juegan un papel muy importante.

A continuación se exponen tres teorías para la obtención de capacidad de carga en pilotes de punta y de fricción.

2.2.1 Método de Zeevaert

a) Capacidad de carga por punta

Los pilotes de punta se recurren cuando los pilotes de fricción no son suficientes para soportar una estructura, en las cuales puede haber dos casos:

- a) Cuando el estrato resistente se encuentre entre estratos compresibles, (figura 2.4) en este caso se debe analizar la resistencia del estrato inferior para soportar las cargas transmitidas por las pilas, así como los asentamientos diferenciales y totales.

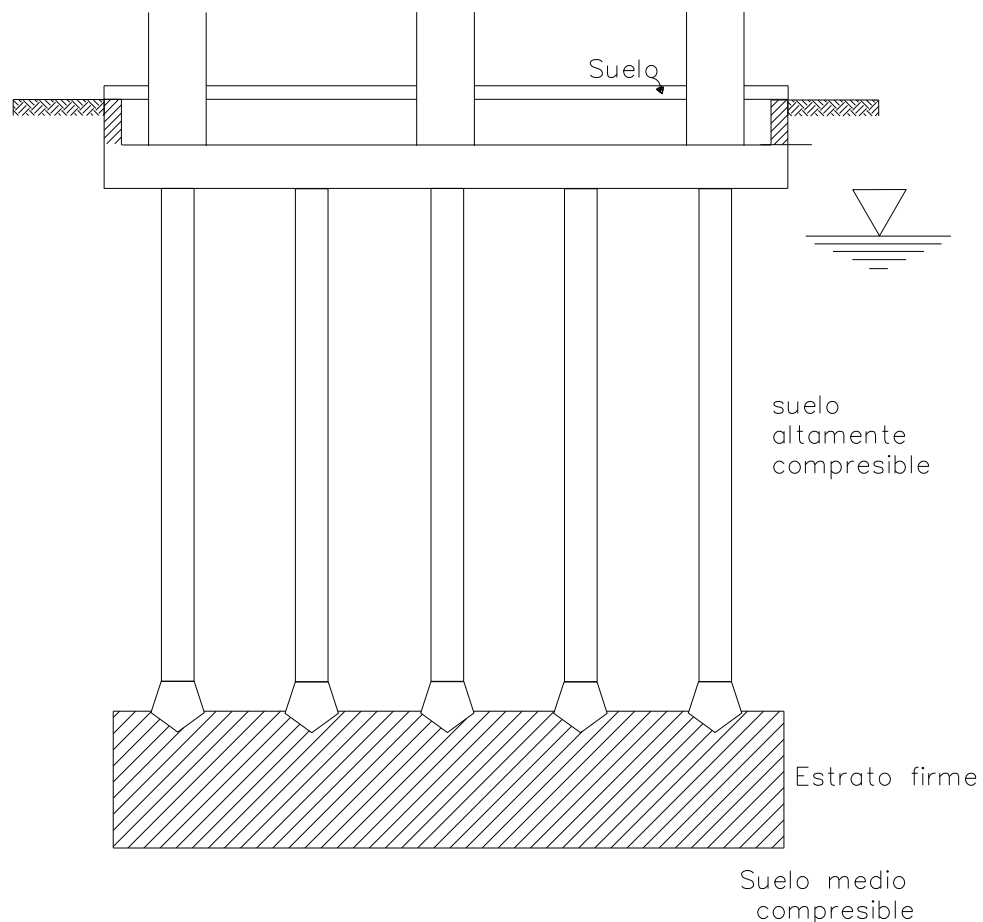


Figura 2.4: Pilas de punta sobre un estrato duro y debajo de estos estratos de compresibilidad media. Zeevaert (1973).

b) Los pilotes de punta descansan sobre un estrato firme que se extiende a grandes profundidades (figura 2.5). Para lo cual conviene utilizar grupos de pilas para la cimentación. Las pilas colocadas en el estrato resistente desarrollarán fricción lateral, la cual contribuye a la capacidad de carga de las pilotes.

Además la capacidad de carga de estas pilas dependerá de las propiedades mecánicas del suelo de desplante, la distribución de los pilotes, longitud de hincado en el estrato resistente y de la densidad y confinamiento del estrato.

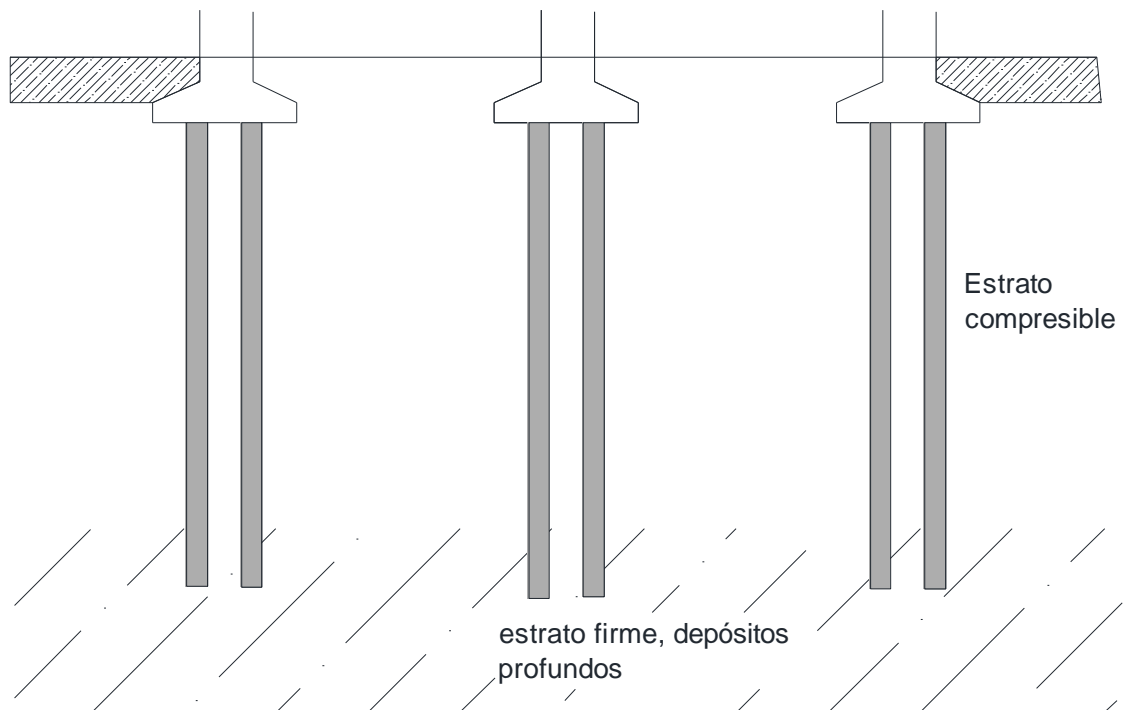


Figura 2.5: Pilotes de punta soportados sobre un estrato duro de gran profundidad. Zeevaert (1973).

Los pilotes de punta deben cumplir con dos funciones principales:

- Tomar la carga del edificio.
- Tomar los incrementos de carga vertical que se generan durante un sismo, además de las fuerzas de arrastre que se generan a largo plazo.

La teoría del Doctor Zeevaert está basada en la ecuación propuesta por Terzaghi para la capacidad de carga de los pilotes, la cual la modifica al agregarle la compacidad relativa, quedando de la siguiente manera:

$$Q_{pu} = A_b * 1.2 [cN_c + \sigma_d * N_q] (D_r + 0.1) \quad (2.6)$$

Donde

A_b : Área de la sección transversal del pilote de punta

c : Cohesión del estrato de apoyo

σ_d : Esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante

D_r : Factor de reducción debido a la compresibilidad del suelo debajo de la punta de la pilote. Cuando el suelo bajo la punta de la pila es muy denso el valor $(D_r + 0.1) = 1.0$, para un estrato semidenso puede llegar hasta 0.6 y para un material muy compresible puede alcanzar valores tan bajos como 0.30 (adimensional).

N_c, N_q : factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo de apoyo (adimensional). Se obtienen mediante las siguientes ecuaciones o mediante la gráfica de la figura 2.7.

$$N_c = \tan(\pi/4 + \Phi/2) + \frac{e^{2\theta \tan \Phi} - 1}{2 \cos^2(\pi/4 + \Phi/2) \tan \Phi} \quad (2.7)$$

$$N_q = \frac{(e^{2\theta \tan \Phi}) \cos^2 \beta}{2 \cos^2(\pi/4 + \Phi/2)} \quad (2.8)$$

Donde

$$\theta = (3\pi/4 - \Phi/2 + \beta) \quad (2.9)$$

Φ : Ángulo de fricción interna

Los ángulos θ, Φ, β se expresan en radianes.

En la siguiente figura se observa de donde se obtienen los ángulos θ y β .

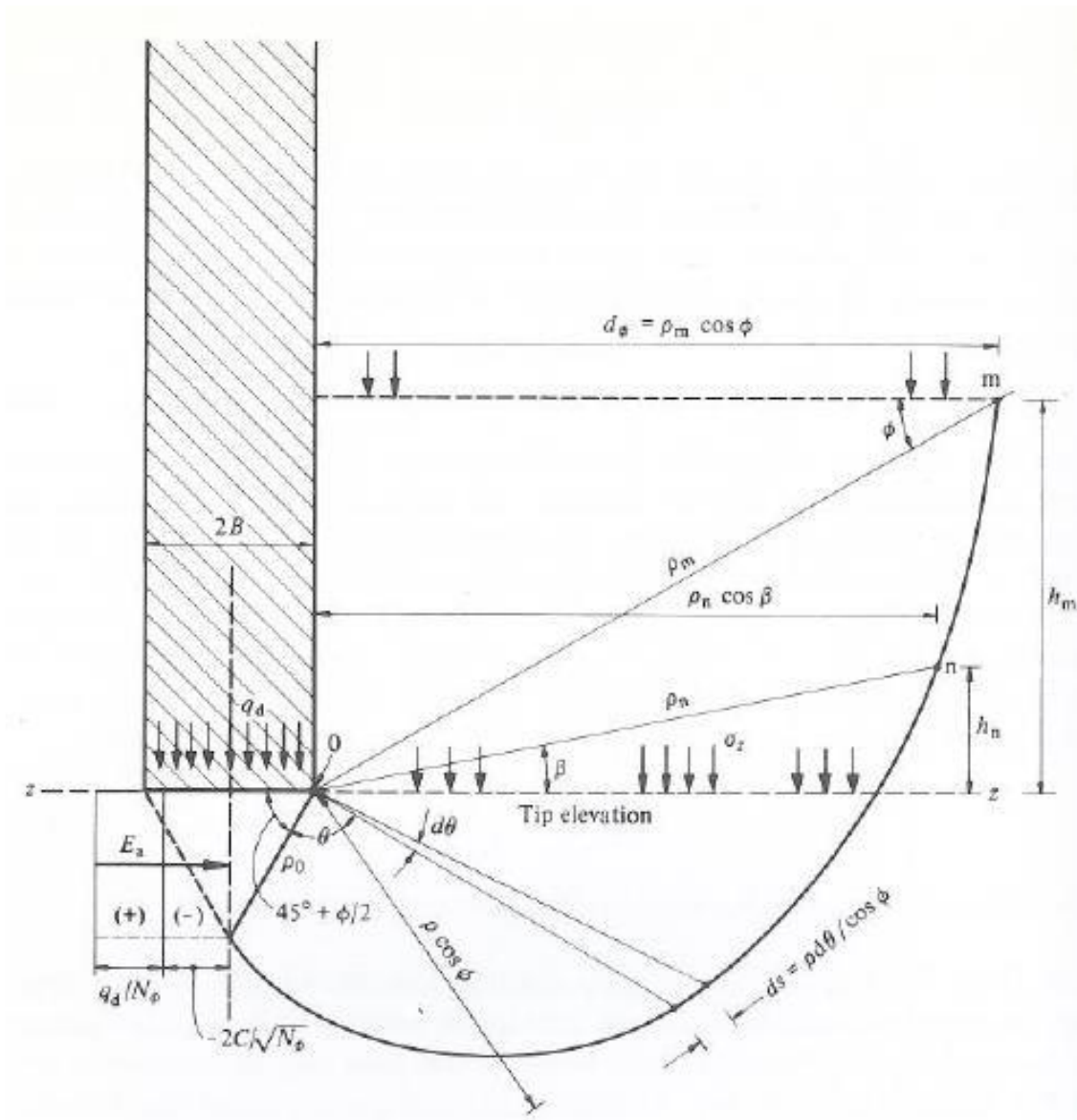


Figura 2.6. Desarrollo de la superficie de falla en un cimientto profundo continuo. Zeevaert (1973).

Las distancias x y y

$$X = \rho \cos \beta$$

y : empotramiento del pilote en el estrato resistente

$Y_{\text{máx}}$: empotramiento para $\beta=0$; valor máximo de g

$$\rho = \frac{B}{2 \cos(\pi/4 + \phi/2)} e^{(3\pi/4 - \phi/2 + \beta) \tan \phi} \quad (2.10)$$

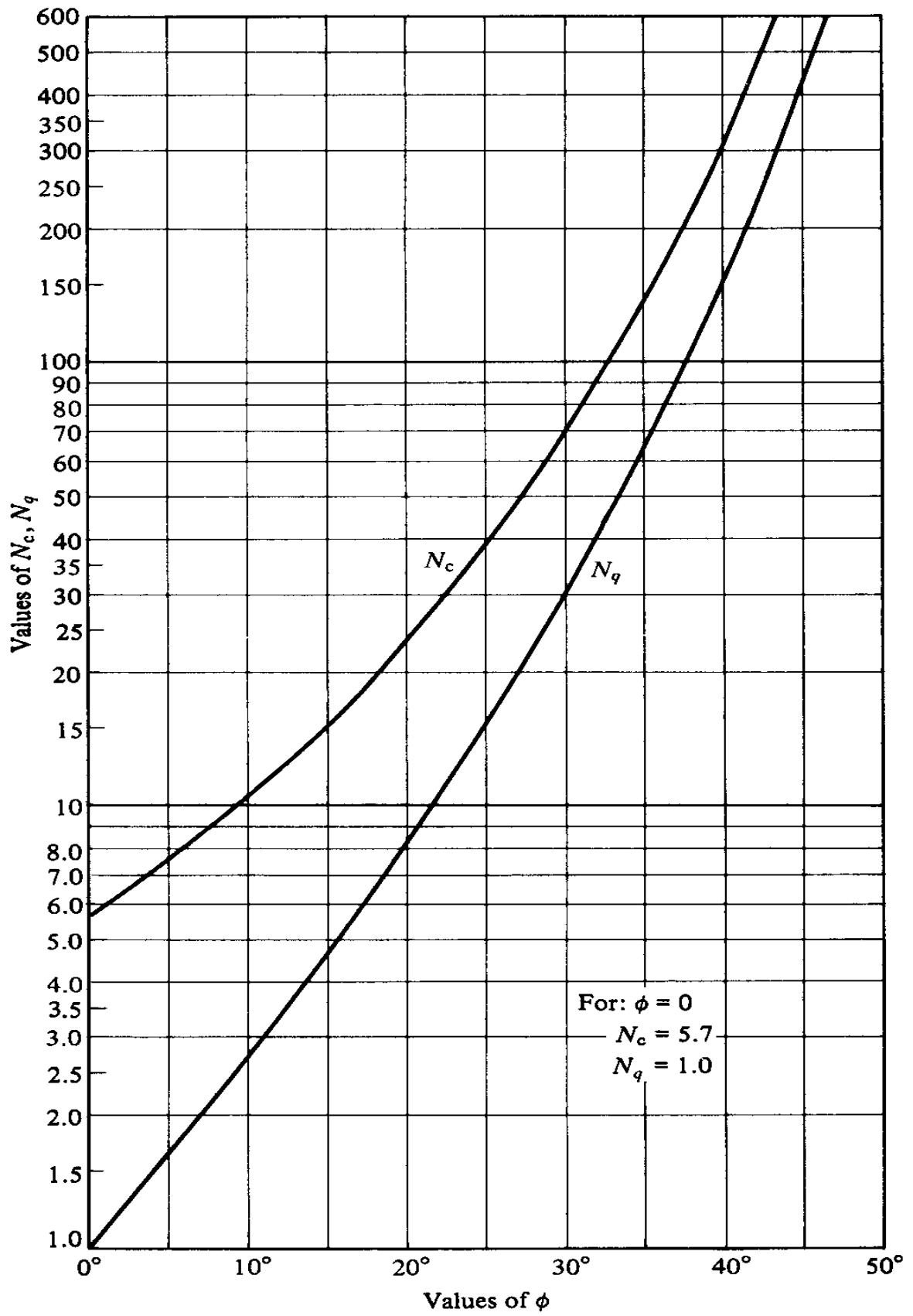


Figura 2.7: Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas, Zeevaert (1973).

b). Capacidad de carga por fricción

Uno de los principales objetivos que se desea alcanzar al utilizar pilotes de fricción es reducir el asentamiento, controlar las excentricidades y tensiones de una estructura. Este tipo de cimentación se emplea en suelos donde se generan grandes hundimientos, o sea en suelos blandos.

El Dr Zeevaert (1973) considera que los pilotes de fricción deben penetrar continuamente en la masa del suelo por lo que al momento de ser diseñados se debe considerar un factor de seguridad igual a 1; es decir que se diseñen a la falla, dejando un colchón del suelo dependiendo del hundimiento regional de la zona para no llegar a la capa dura.

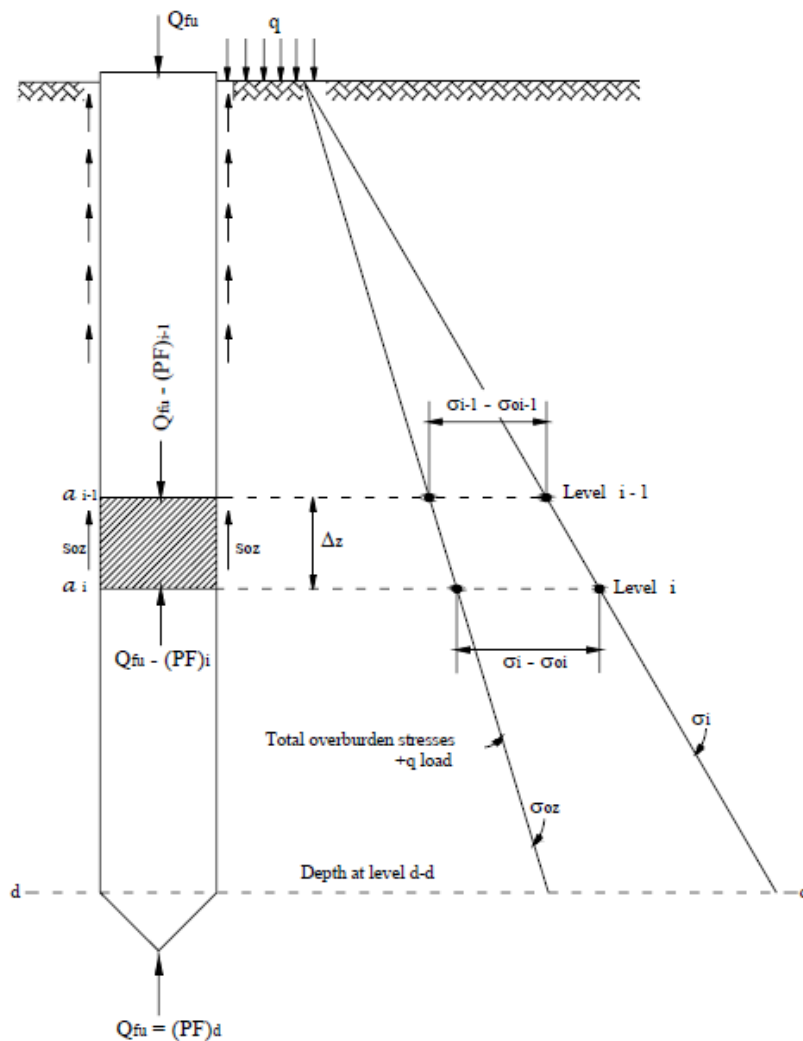


Figura 2.8: Incremento en el esfuerzo vertical debido a fricción positiva.

Por otra parte, la resistencia por fricción a lo largo del fuste del pilote depende de la pérdida en la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo provocada por el hincado del pilote, y la posterior recuperación debida a la consolidación del material contra el fuste, por otro lado, los pilotes se sostienen en el suelo por medio de la fricción que se desarrolla a lo largo de su fuste, generándose un incremento en el esfuerzo vertical en el suelo circundante.

Durante el proceso de hincado, el suelo pierde su resistencia natural y se desarrollan altos excesos de presión de poro, los cuales se disipan tan pronto el agua fluye al suelo circundante.

En el hincado de los pilotes, el suelo se remoldea, este proceso se considera que se produce a una distancia aproximada de $0.1r_0$ desde el fuste del pilote y dicho remoldeo continúa, en menor medida, hasta aproximadamente un diámetro; una pequeña capa de suelo circundante remoldeada alrededor del pilote se consolida el cual alcanza una resistencia al esfuerzo cortante que se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma_{hz} \tan \phi_r \quad (2.11)$$

Donde

c : La cohesión del material a la profundidad z

σ_{hz} : Esfuerzo efectivo horizontal a la misma profundidad, el cual produce la consolidación.

$\tan \phi_r$: Factor de proporcionalidad que mide la tasa con que el suelo gana resistencia al esfuerzo cortante a medida que el suelo se consolida.

ϕ_r : Ángulo de fricción remoldeado.

Usando el modelo de Mohr Coulomb (Fig. 2.9) se obtiene la siguiente relación de esfuerzos efectivos horizontales y verticales, en función de los esfuerzos principales.

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_z} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha}{(\sigma_1 + \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha} \quad (2.12)$$

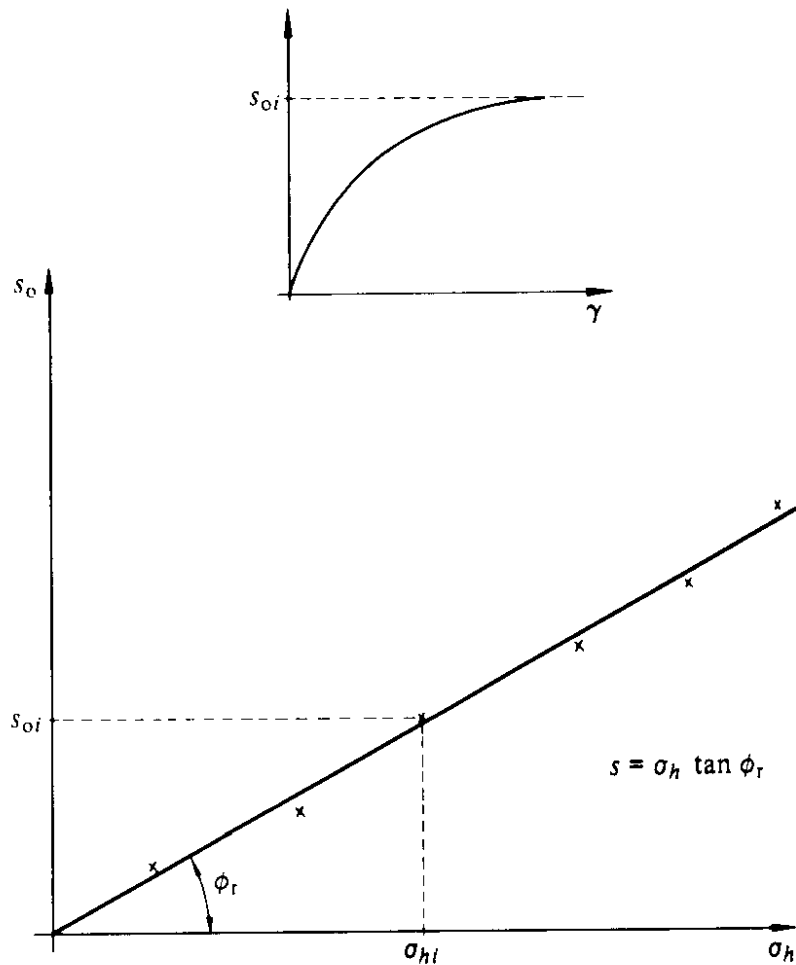


Figura 2.9: Obtención de resistencia al corte bajo esfuerzos efectivos. Zeevaert (1973).

Tomando en cuenta la figura 2.9 se hacen las debidas operaciones algebraicas y se obtiene:

$$2\alpha = \phi_r + \left(\frac{\pi}{2}\right) \quad (2.13)$$

$$\text{sen}\phi_r = \cos 2\alpha \quad (2.14)$$

$$\phi_r = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)} \quad (2.15)$$

Sustituyendo en las últimas tres ecuaciones en la ecuación 2.14 y realizando operaciones algebraicas se tiene:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_z} = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi_r}{1 + \text{sen}^2 \phi_r} = \frac{1}{N\phi} \quad (2.16)$$

Finalmente despejamos y obtenemos que el valor del esfuerzo horizontal queda de la siguiente forma:

$$\sigma_h = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi_r}{1 + \text{sen}^2 \phi_r} \sigma_z = \frac{1}{N\phi} \sigma_z \quad (2.17)$$

Sustituyendo en la ecuación 2.14 obtenemos el valor del esfuerzo cortante

$$\tau = \left[\frac{1 - \text{sen}^2 \phi_r}{1 + \text{sen}^2 \phi_r} \tan \phi_r \right] \sigma_z \quad (2.18)$$

En sus investigaciones el Dr Zeevaert obtuvo que para el caso de pilotes de fricción, cuando son desplazantes o hincados, ocurre la reconsolidación del suelo y el ajuste de los esfuerzos efectivos alrededor del pilote, esto obtenido a partir de pruebas de compresión no confinada en arcillas, por lo que señala que la resistencia al esfuerzo cortante natural de la arcilla que se ve afectada se reduce en un 60% aproximadamente de su valor inalterado original; postula que esa resistencia mínima ocurre a una distancia del 10% del radio del pilote a partir de su fuste.

Por otra parte, cerca del fuste del pilote, una capa pequeña de aproximadamente el 10% del radio del pilote se remoldea y reconsolidada, la cual incrementaba su resistencia de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\tau = K_\phi \sigma_{OZ} \quad (2.19)$$

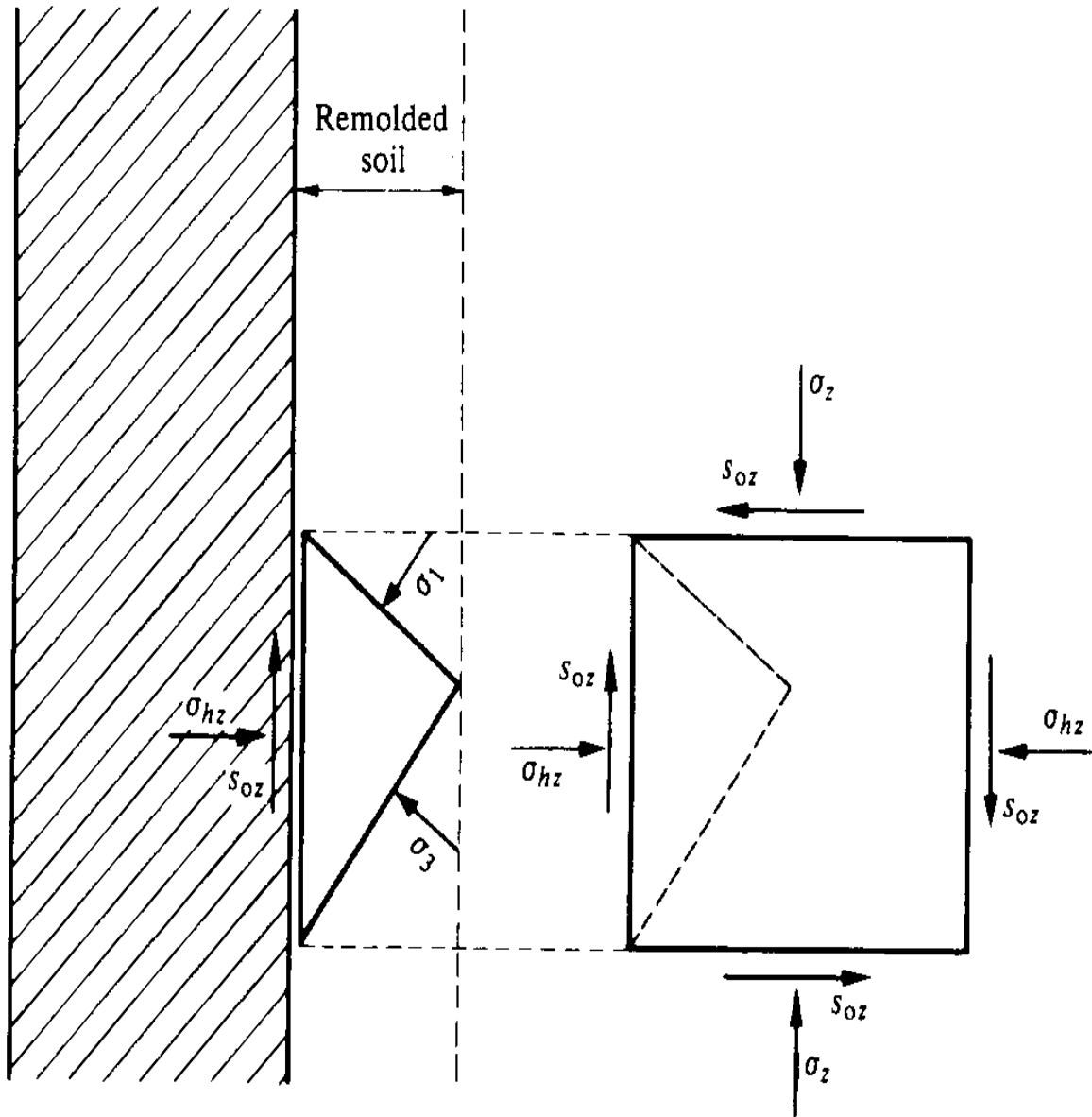


Figura 2.10: Estado de esfuerzos en el fuste del pilote. Zeevaert (1973).

La falla en el fuste depende de la ley de la resistencia de Coulomb en términos de esfuerzos verticales, como resultado del remodeo al instalar el pilote, el suelo pierde su cohesión por lo que se considera el esfuerzo cortante de esta forma:

- Esfuerzos totales:

$$\tau = 0.3qu \quad (2.20)$$

Donde:

q_u : Resistencia a la compresión no confinada en muestras inalteradas de arcilla en su condición original.

- basados en esfuerzos efectivos:

$$K = (1 - \text{sen}2 \varphi) / (1 + \text{sen}2 \varphi) \quad (2.21)$$

$$f(\delta) = \text{tan} \varphi \quad (2.22)$$

Donde:

Φ : Ángulo de fricción interna obtenido en ensayos drenados con material remoldeado y consolidado.

Para encontrar la capacidad friccionante del suelo se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{fu} = \int_0^z w \tau dz \quad (2.23)$$

Donde

ω : Perímetro de la pila, en caso de ser pilote circular se considera:

$$\omega = 1.2\pi \quad (2.24)$$

Al momento de calcular la capacidad de carga en pilotes de fricción, se considera que dichos pilotes se sostienen por el suelo por medio de la fricción que se desarrolla a lo largo de su fuste, la cual al mismo tiempo, generará un incremento en el esfuerzo vertical en el suelo circundante

2.2.3 Fricción negativa y fricción positiva

El esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante (punta de los pilotes) depende de la fricción negativa que se genere en el pilote a lo largo del fuste,

hasta el estrato de apoyo como se muestra en la (Figura 2.11) se observa que la fricción negativa disminuye los esfuerzos efectivos. Se debe tener en cuenta, también, que en el estrato de apoyo se genera fricción positiva.

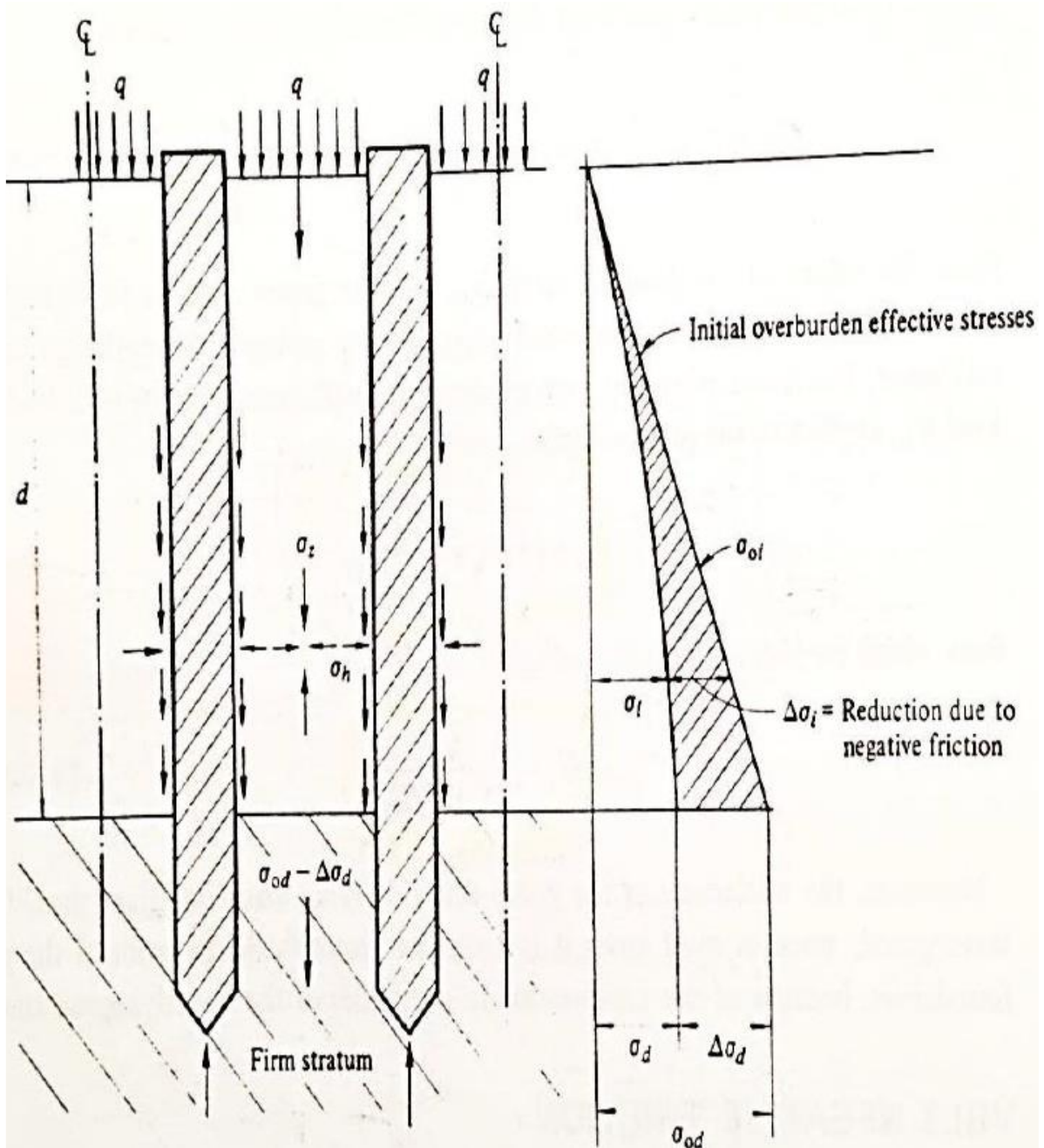


Figura 2.11: Fricción negativa desarrollada en pilotes de punta empotrados en un estrato duro. Zeevaert (1973).

Esta fricción puede estimarse con la expresión:

$$FN_d = \frac{\omega K_0}{1 + \frac{\omega K_0}{3a}d} * \sum_0^d \sigma_{0z} \Delta z \quad (2.25)$$

Donde

ω : 1.05 (πd_0)

$K\Phi$: coeficiente de fricción (arcillas y limos arcillosos equivalen a 0.33)

a: área tributaria del pilote

$\sum_0^d \Delta \sigma_{0z} \Delta z$: Área de esfuerzos.

El Doctor Zeevaert (1973) muestra un algoritmo para determinar la fricción negativa y positiva, basándose en la figura 2.13 y presenta dos casos en las que se puede dar la fricción negativa y la fricción positiva.

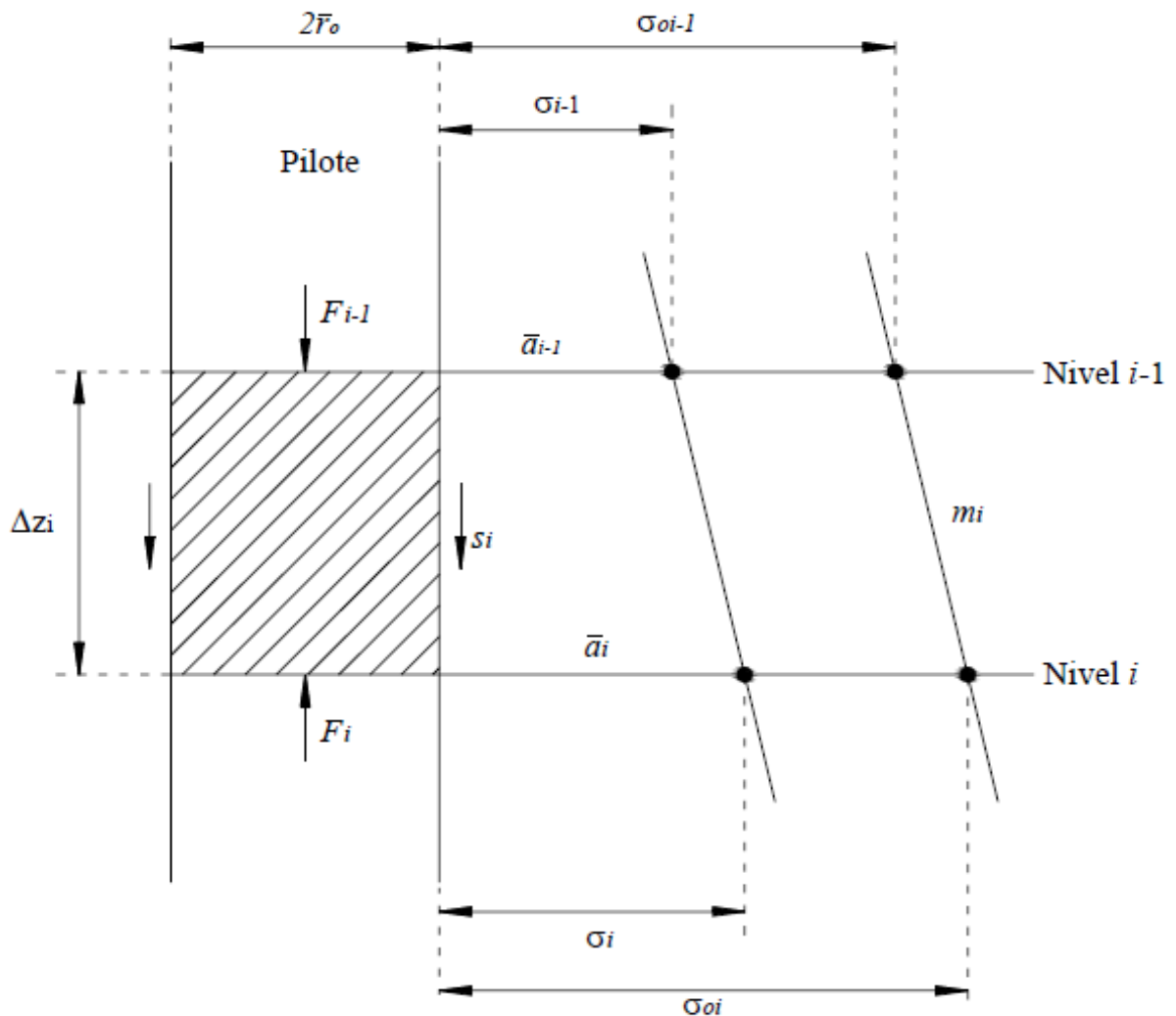


Figura 2.12 Esquema de bases teóricas para determinar fricción negativa, López R. 2005, tomada de Zeevaert (1973)..

$$F_{i-1} = (\sigma_{i-1} - \sigma_{0i}) * a_{i-1} \quad (\text{nivel } i-1) \quad (2.26)$$

$$F_i = (\sigma_i - \sigma_{0i}) * a_i \quad (\text{nivel } i) \quad (2.27)$$

a) cuando el fenómeno de fricción negativa se da desde la parte superior del pilote (figura 2.13)

Teniendo como condición:

- La fricción negativa en el nivel i-1 es igual a cero
- El esfuerzo σ_{0i} es igual a σ_{i-1}

La fricción negativa se calcula como sigue:

$$(FN)_i = (\sigma_{0i} - \sigma_i) \bar{a}_i \quad (2.28)$$

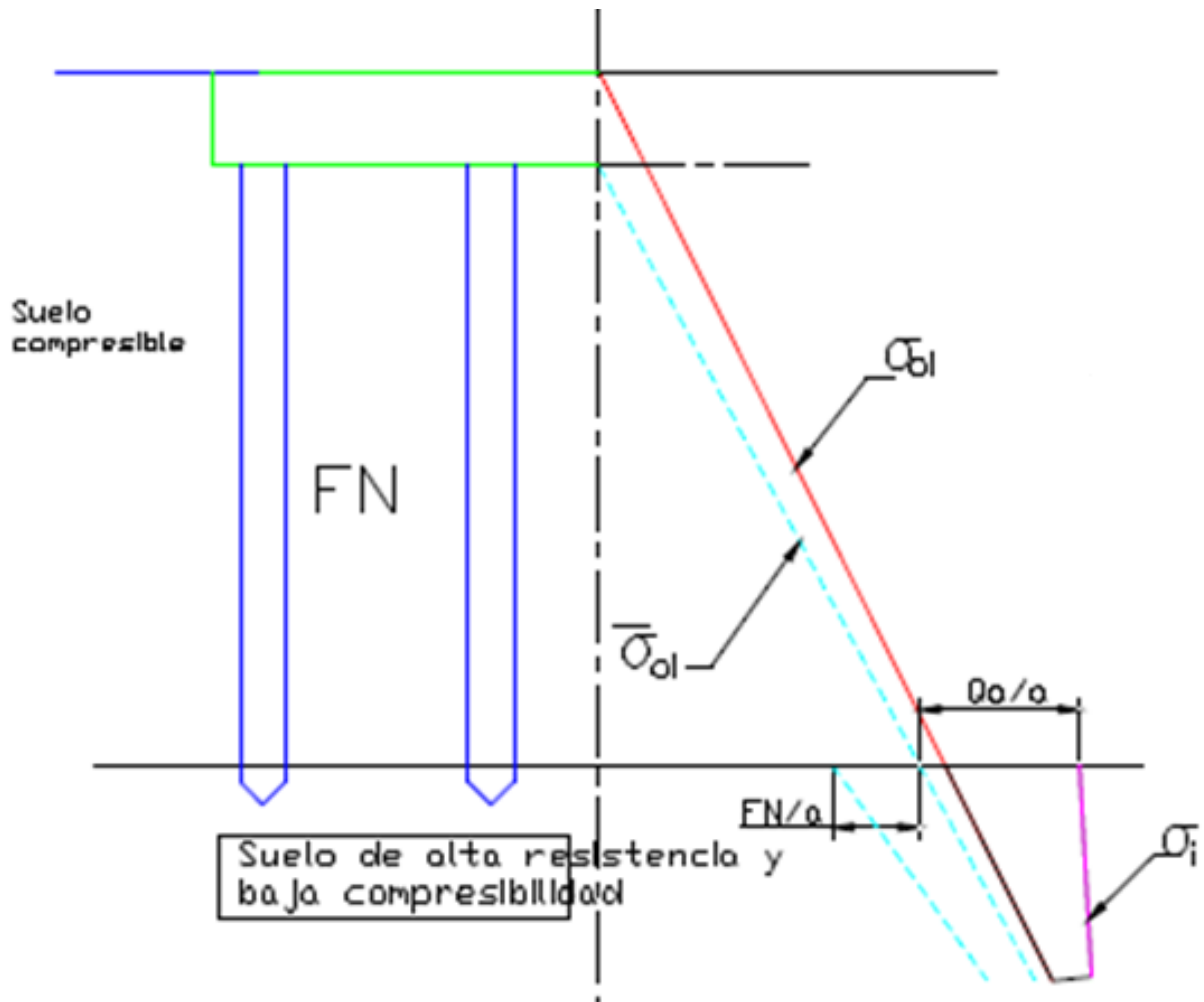


Figura 2.13: Fricción negativa desarrollada desde la cabeza del pilote (López R. 2005).

b). cuando el fenómeno de fricción negativa inicia en la punta del pilote (figura 2.14)

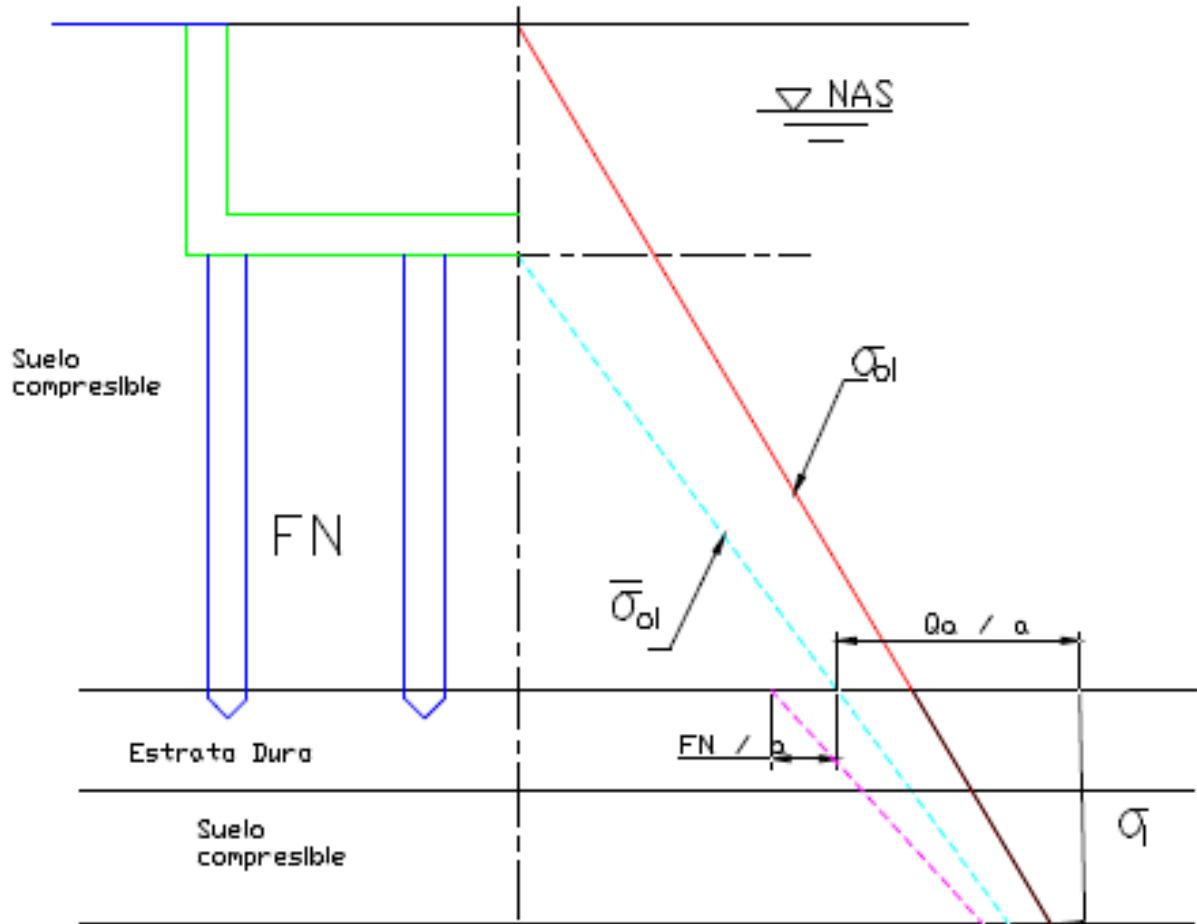


Figura 2.14: Fricción negativa desarrollada desde la cabeza del pilote (López R. 2005).

En este caso se conoce la fricción negativa en el nivel i , el esfuerzo σ_i y el esfuerzo σ_{0i} :

La fricción negativa se calcula como sigue:

$$(FN)_{i-1} = (\sigma_{0i} - \sigma_i) \bar{a}_{i-1} \quad (2.29)$$

Donde:

FN : Fricción negativa

σ_{0i} : Esfuerzo efectivo inicial

σ_i : Esfuerzo efectivo final debido a la fricción negativa.

\bar{a}_i : Área tributaria del pilote o pila

c) cuando el fenómeno de fricción positiva se da desde la parte superior del pilote (figura 2.13).

Conociendo la fricción positiva en el nivel $i-1$, el esfuerzo σ_{0i-1} y el esfuerzo σ_{i-1} :

La fricción positiva se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$(FP)_i = (\sigma_{0i} - \sigma_i) \bar{a}_i \quad (2.30)$$

d) Cuando el fenómeno de fricción positiva se da desde a partir de la punta del pilote (figura 2.14).

La fricción positiva se evalúa.

$$(FP)_{i-1} = (\sigma_{i-1} - \sigma_{0i-1}) * a_{i-1} \quad (2.31)$$

$(PF)_i$: Fricción positiva

σ_i : Esfuerzo efectivo final debido a la fricción positiva

σ_{0i} : Esfuerzo efectivo inicial debido a la fricción positiva

\bar{a}_i : Área tributaria del pilote o pila

De forma general, para revisar esta condición la carga que se transmite al suelo por medio de la cimentación (P) más la fricción negativa (FN) debe ser menor a la capacidad de carga en la punta (Q_p) más la fricción positiva (FP).

$$P + FN \leq Q_u + FP \quad (2.32)$$

2.2.3 Método de Tamez

a) Capacidad de carga por punta

En los pilotes apoyados en estratos de alta resistencia, la capacidad friccionante que se genera es pequeña comparada con la alta capacidad de carga de la punta, por lo que esta se desprecia.

La capacidad de carga por punta se obtiene mediante la ecuación:

$$Q_{pu} = \sigma_d N_q A_b \quad (2.33)$$

Donde

σ_d : Presión vertical efectiva al nivel de desplante del pilote.

N_q : Factor de capacidad de carga, función de Φ'_b , según Berezantzev.

Φ_b : Ángulo de fricción de la arena bajo la punta del pilote, después de compactada por el hincado, obtenida por la expresión empírica $\Phi_b = 0.5\Phi'_1 + 20^\circ$.

A_b : Área de la sección transversal en la base del pilote.

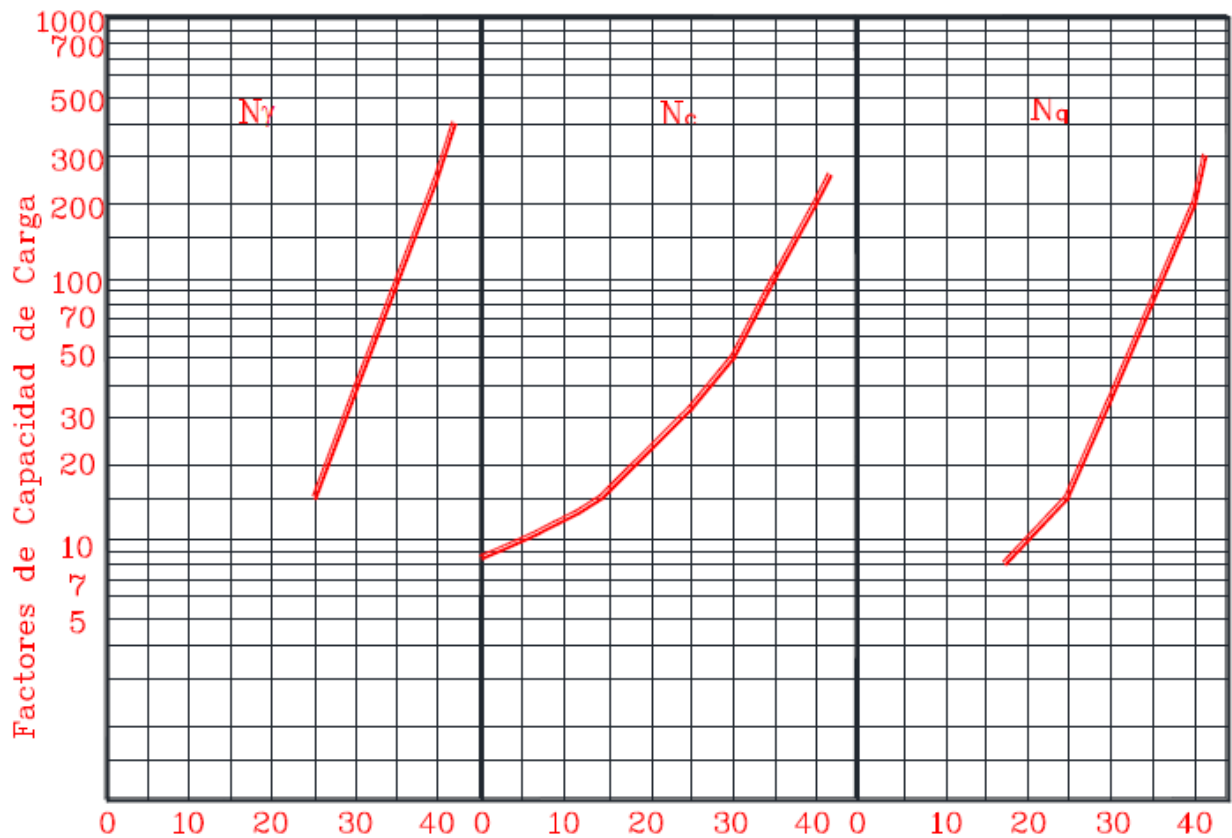
Para los pilotes que se desplantan en arenas, la capacidad de carga se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$q_{pu} = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma + \sigma_d N_q \quad (2.34)$$

Sin embargo se desprecia el factor $\frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$ debido a que suele ser muy pequeño; quedando la capacidad de carga última por punta de la siguiente forma:

$$Q_{pu} = A_b * \sigma_d * N_q \quad (2.35)$$

Las literales ya fueron definidas con anterioridad.



Gráfica 2.12: Factores de capacidad de carga según Berezantzev. Chávez y Col. (2003)

b) Capacidad de carga de pilotes de fricción

“Cuando la punta del pilote se apoya en un estrato de suelo de baja resistencia, la capacidad de carga del suelo subyacente la punta es muy pequeña, la mayor parte de la carga aplicada sobre la cabeza del pilote se transfiere por fricción al suelo subyacente, su capacidad de carga última se expresa mediante la siguiente expresión”.

$$Q_{pu} = Q_{fu} \quad (2.36)$$

Capacidad friccionante última

Esta capacidad de expresa d la siguiente manera:

$$Q_{fu} = w \left(L - \frac{z_c}{2} \right) k_{\theta p} \tan \phi' \gamma' Z_c \quad (2.37)$$

Donde

ω : Perímetro del pilote

L: Longitud efectiva en contacto con el suelo

Z_c y $k_{\Phi p} \tan \Phi'$: Se obtienen de la figura 2.13

$\gamma' z_c$: Presión vertical efectiva a la profundidad z_c .

Capacidad de carga de un pilote individual

La capacidad de carga de un pilote individual se expresa por la ecuación

$$Q_i = Q_{fu} + Q_{pu} \quad (2.38)$$

En la cual

$$Q_{fu} = \omega L c_f \quad (2.39)$$

y

$$Q_{pu} = c_b N_c A_b \quad (2.40)$$

Por lo tanto

$$Q_i = \omega L c_f + c_b N_c A_b \quad (2.41)$$

Dónde:

ω : Perímetro de la sección transversal del pilote

L: Longitud del pilote en contacto con el suelo

c_f : Valor medio de la resistencia al corte no drenado de la arcilla que rodea el fuste

c_b : Valor de la resistencia no drenada de la arcilla en la zona del mecanismo de la falla de punta.

N_c : Factor de capacidad de carga de Skempton; para una zapata circular o cuadrada, desplantada a la profundidad D: va desde $6(1+0.2D/B)$, hasta los valores de $D/B \leq 2.5$.

A_b : Área de la sección transversal máxima en la base del pilote.

- For driven piles $\phi = \frac{3}{4} \phi'_1 + 10$ (Fig. 3.10a, Fig. 3.10b)
 - For bored piles, $\phi = \phi'_1 - 3$ (Fig. 3.10a); $\phi = \phi'_1$ (Fig. 3.10c)
- where ϕ'_1 = angle of internal friction prior to installation of pile

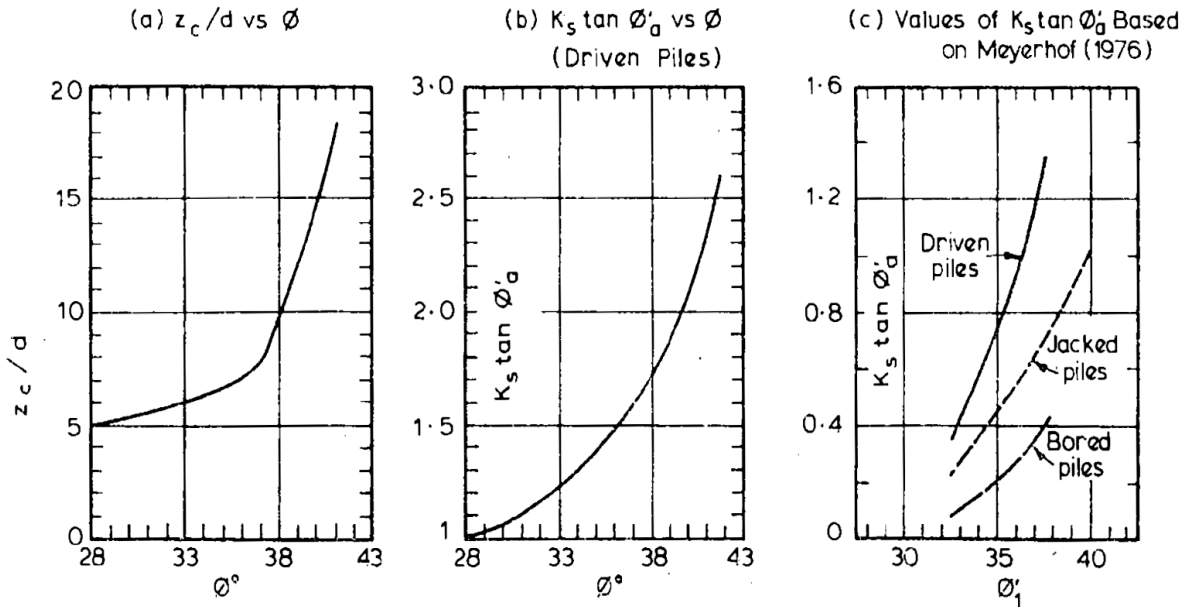


Figura 2.13: Obtencion de Z_c y $k_s \tan \Phi$. Tamez (2001).

2.2.4 Método de Meyerhof.

a) Capacidad de carga por punta

Este método hace la diferencia en los pilotes que se desplantan en suelos friccionantes, es decir en arenas y en suelos cohesivos como lo son las arcillas.

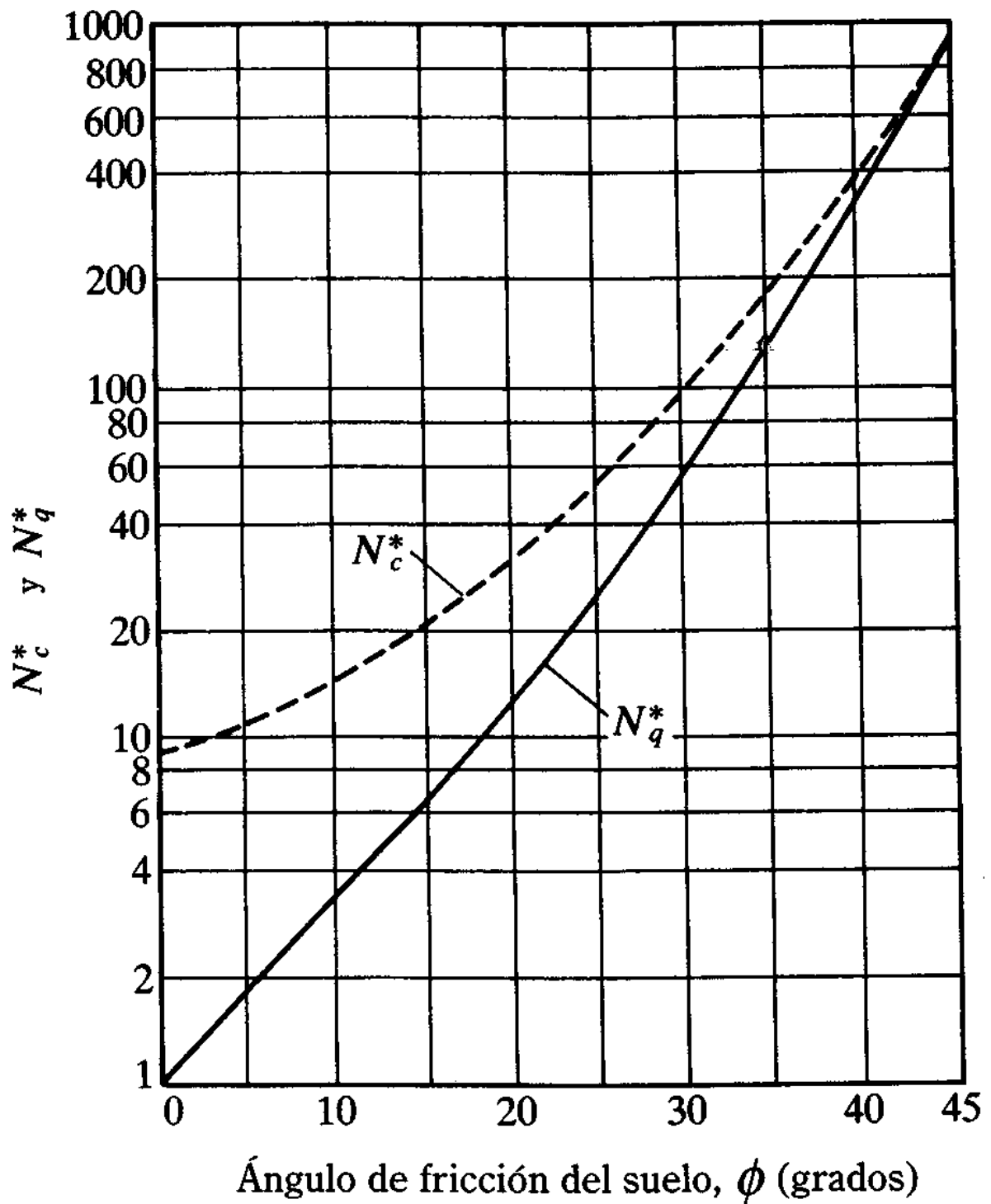


Figura 2.14: Factor de capacidad de carga de Meyerhof, Das B. (1999).

- a) La capacidad de carga en arenas, donde la cohesión es igual a 0, la ecuación que se emplea es la siguiente:

$$Q_{pu} = A_b(\sigma_d' N_q^{**} + p_v) \quad (2.42)$$

Donde

A_b : Área transversal de la base del pilote.

σ_d : Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante de los pilotes.

p_v : Presión vertical total a la profundidad de desplante de los pilotes.

N_q^* : Depende del ángulo de fricción interna como se muestra en la gráfica 2.14.

Meyerhof establece que la capacidad de carga por punta Q_{pu} aumenta con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo hasta alcanzar un valor máximo para una razón de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr.}$; por lo que en suelos homogéneos se debe tener un cuidado especial ya que $L_b=L$ por lo que C_p no debe exceder el valor límite, es decir:

$$Q_{pulim} = A_b \sigma_d N_q^* \leq A_b \sigma_d \quad (2.43)$$

La Resistencia límite de punta

$$Q_{pulim.} = 50 N_q^* \tan \phi \quad (2.44)$$

Donde

Φ : Angulo de fricción interna

Para un suelo homogéneo granular, con base a observaciones de campo, Meyerhof establece la siguiente ecuación tomando en cuenta el número de golpes obtenidos en la prueba de penetración estándar para estimar la resistencia última de punta C_p

$$Q_{pu} = 40 N_{cor} \frac{L}{D} \leq 400 N_{cor} \quad (2.45)$$

Considerando que el número de golpes se toma en cuenta en el estrato de poyo del pilote.

b) En suelos cohesivos donde el ángulo de fricción interna ϕ es igual a cero, para pilotes en arcillas saturadas en condiciones no drenadas.

$$Q_{pu} = (c * N_c + p_v) * A_b \quad (2.46)$$

b) Capacidad de carga por fricción

Es la capacidad de carga que se considerará igual a la capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual, se calcula mediante la ecuación.

$$Q_{fu} = \omega * \Delta L f \quad (2.47)$$

Donde

ΔL : Longitud incremental del pilote, ω y f se consideran constantes. (Figura 2.15).

f : Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad la cual se obtiene con la ecuación 2.48

La resistencia unitaria de fricción en una arena se obtiene empleando la ecuación 2.45

$$f = K \sigma'_0 \text{ Tan } \delta \quad (2.48)$$

Donde

K : Coeficiente de presión de tierra

σ'_0 : Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad deseada

δ : Ángulo de fricción suelo-pilote

El coeficiente k depende de las características del suelo así como de la instalación de los pilotes, en la siguiente tabla se muestran los valores promedio de K recomendados para usarse en la ecuación anterior.

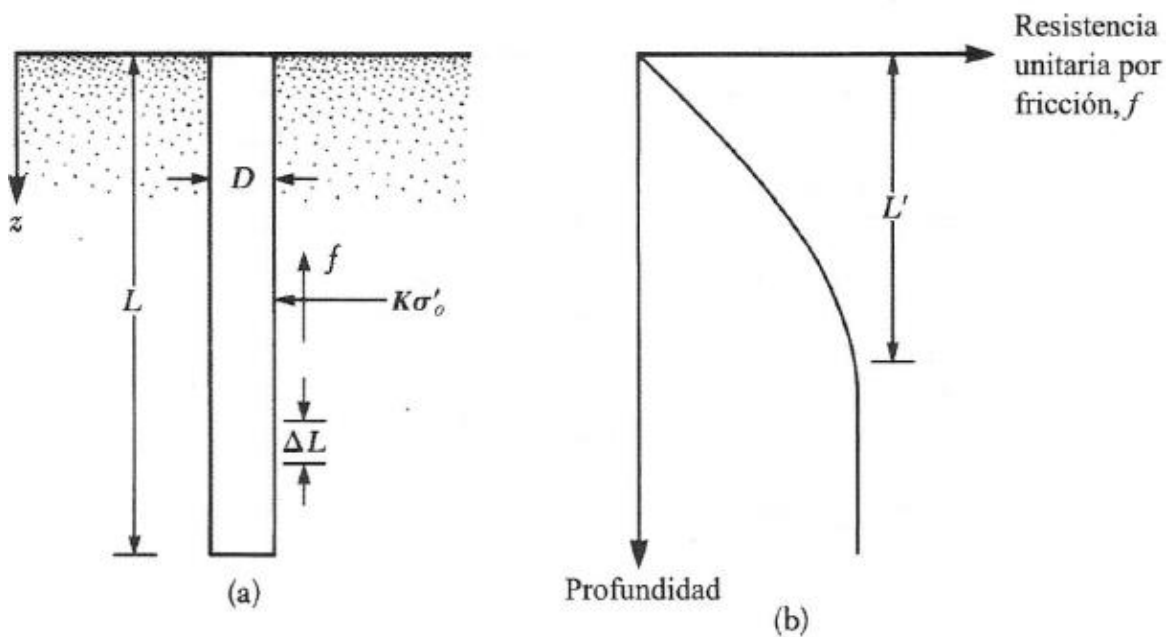


Figura 2.15: Resistencia unitaria de fricción para pilotes de arena. Braja M. (2001).

Tabla 1. valores promedios de k

Tipo de pilote	K
Barrenado o perforado a chorro	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \Phi$
Hincado de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \Phi$ a $1.4 k_0 = 1.4(1 - \text{sen } \Phi)$
Hincado de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \Phi$ a $1.8 k_0 = 1.8(1 - \text{sen } \Phi)$

Donde

k_0 : Coeficiente de tierra en reposo

δ : Se elige en un rango de 0.5Φ a 0.8Φ ; es importante tener buen juicio para su elección, es decir tener experiencia en el tema y conocimiento en el comportamientos de esto.

Por otro lado se establece que la resistencia por fricción promedio para pilotes que se hincan con alto desplazamiento se calcula tomando en cuenta el número de golpes promedio obtenidos en la prueba de penetración estándar.

$$f_{prom} = 2N_{cor} \quad (2.49)$$

Donde

N_{cor} : Valor promedio de la resistencia a la penetración estándar.

Para pilotes hincados de bajo desplazamiento la resistencia por fricción unitaria promedio

$$f_{prom} = N_{cor} \quad (2.50)$$

Por lo que la ecuación para obtener la capacidad de carga por fricción queda de la siguiente forma:

$$Q_{fu} = \omega L f_{prom} \quad (2.51)$$

2.3 Capacidad de carga en grupo de pilotes

2.3.1 Capacidad de carga del grupo de pilotes, criterio de Zeevaert.

Un grupo de pilotes se comporta de manera distinta a un pilote individual, el proceso para obtener la capacidad de carga es la misma que se ocupa para un pilote individual, la suposición puede ser aproximada a $\alpha_1(2r_0)$ de ancho al situado dentro del grupo de pilotes, como el que se observa en la figura 2.16.

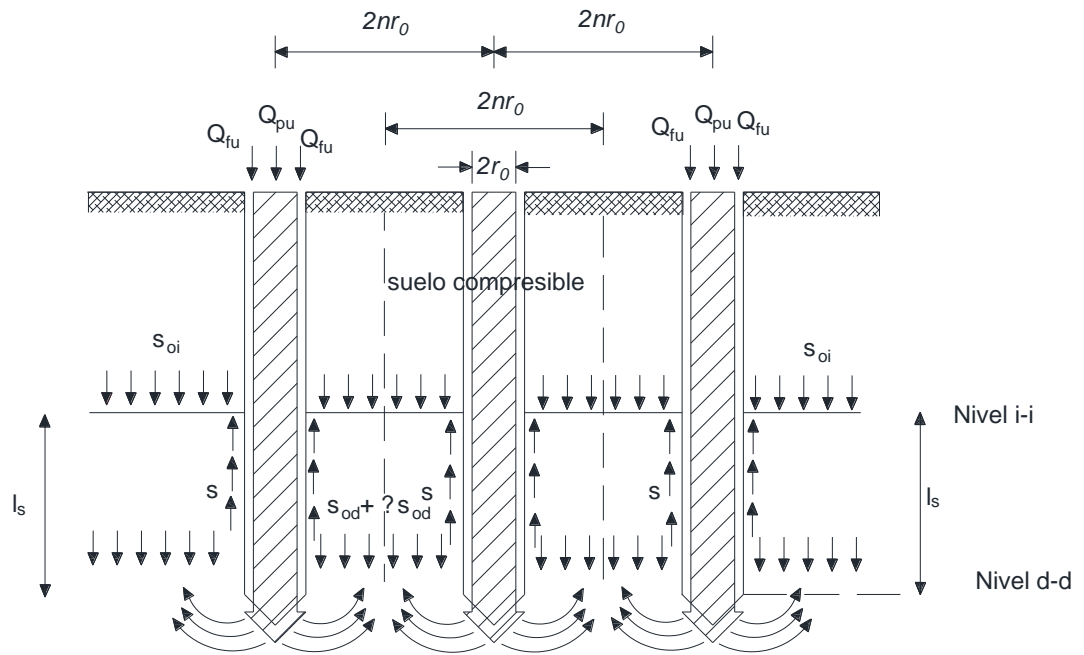


Figura 2.16: Campo de pilotes. Zeevaert (1973).

La capacidad de carga última en un grupo de pilotes cuando el estrato resistente se extiende a gran profundidad, se considera el envolvente de suelo y se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{gp} = 4BL\alpha_1 [c_a N_c + (\sigma_d - \Delta\sigma_d) N_q] (D_r + 0.1) \quad (2.53)$$

Donde:

c_a , N_c y N_q : Valores promedios de determinadas por las propiedades de esfuerzo cortante del suelo.

σ_d : Esfuerzo de confinamiento y $\Delta\sigma_d$ es la reducción del esfuerzo de confinamiento vertical debido a la fricción negativa, causado por la consolidación.

El caso que se muestra en la figura 2.17 en donde el comportamiento se debe al espesor del estrato superior e inferior, constituido por arcilla blanda, las pilas de forma individual, no penetran en el estrato duro, la penetración del grupo de pilotes puede suceder si se supera la resistencia al esfuerzo cortante del suelo subyacente. En esta condición la capacidad de carga de los estratos subyacentes (arcilla blanda) se determina mediante la siguiente ecuación.

$$Q_{gu} = (2B + D)(2L + D)[\alpha_1 5.7 c_a] \quad (2.54)$$

En la siguiente figura se observa un grupo de pilotes apoyados en un estrato duro sobre estratos de arcilla.

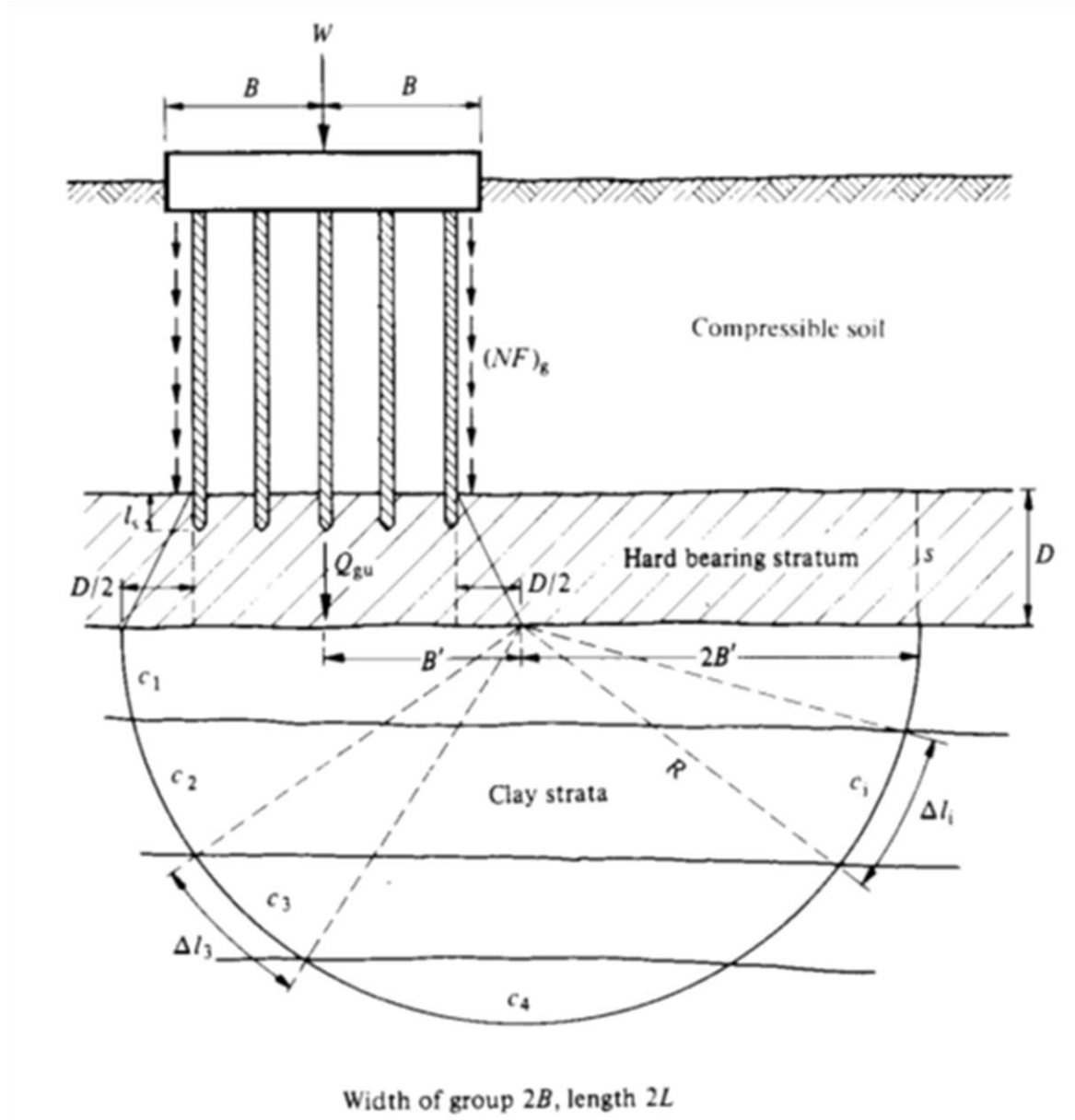


Figura 2.17: Pilotes apoyados en estrato duro, sobre estratos de arcilla. Zeevaert (1973).

Donde:

c_a : Es la cohesión promedio, obtenido a partir de la mitad de la resistencia a la compresión no confinada representativa de cada estrato cortado por la superficie potencial de deslizamiento.

Asumiendo el caso de un arco de un círculo, el valor promedio del esfuerzo cortante se calcula por la siguiente expresión:

$$c_a = \frac{\sum c_i \Delta l_i}{\pi(2B')} \quad (2.55)$$

Sabiendo que $B' = 2B + D$

Por otro lado, la capacidad de corte del estrato duro puede estimarse conociendo su resistencia al corte unitario de ahí:

$$Q_{gu} = 4(B + L) * \sum_0^D SD * \Delta Z \quad (2.56)$$

Por lo tanto, la capacidad de carga por grupo en estas condiciones se obtiene aplicando la ecuación siguiente:

$$Q_{gu} = 1.82\alpha_1(2L + D) \sum_1^n c_i l + 4(B + L) \sum_0^D SD * \Delta Z \quad (2.57)$$

2.3.2 Capacidad de carga del grupo de pilotes, criterio de Tamez

En la cimentación, en la mayoría de los casos se emplean más de un pilote o pila dependiendo del proyecto, ya que en el caso del pilote, debido a la poca capacidad de carga que soporta por su tamaño, considerando de esta manera la importancia de comprender el comportamiento e interacción de un grupo de pilotes o pilas, se analiza a continuación.

Capacidad de carga en un grupo de pilotes de fricción

Tamez recomienda que para obtener la capacidad de carga de un grupo de pilotes, se analicen los siguientes dos casos y se escoge el más desfavorable para ser considerado en el diseño.

- a) La suma de capacidades de carga individuales que integran el grupo de pilotes, el cual se determina por la siguiente ecuación:

$$\sum_{i=1}^N Q_i = N_p Q_i = N_p (\omega L c_f + c_b N_c A_b) \quad (2.58)$$

Donde:

N_p , es el número de pilotes

Este primer caso también se puede realizar para las otras teorías descritas.

- b) La capacidad del prisma de suelo envolvente, ver figura 2.18.

La ecuación que se ocupa fue propuesta por Terzaghi y Peck y se enuncia como sigue:

$$Q_{ps} = 2(B + A)L c_f + c_b N_c AB \quad (2.59)$$

Donde

A : Longitud de la base del prisma rectangular envolvente

B: ancho de la base del prisma rectangular envolvente

L: Altura efectiva del prisma

c_f : resistencia media no drenada de la arcilla adyacente del fuste

N_c : Factor de capacidad de Skempton para zapata rectangular en arcilla a profundidad $D=L$

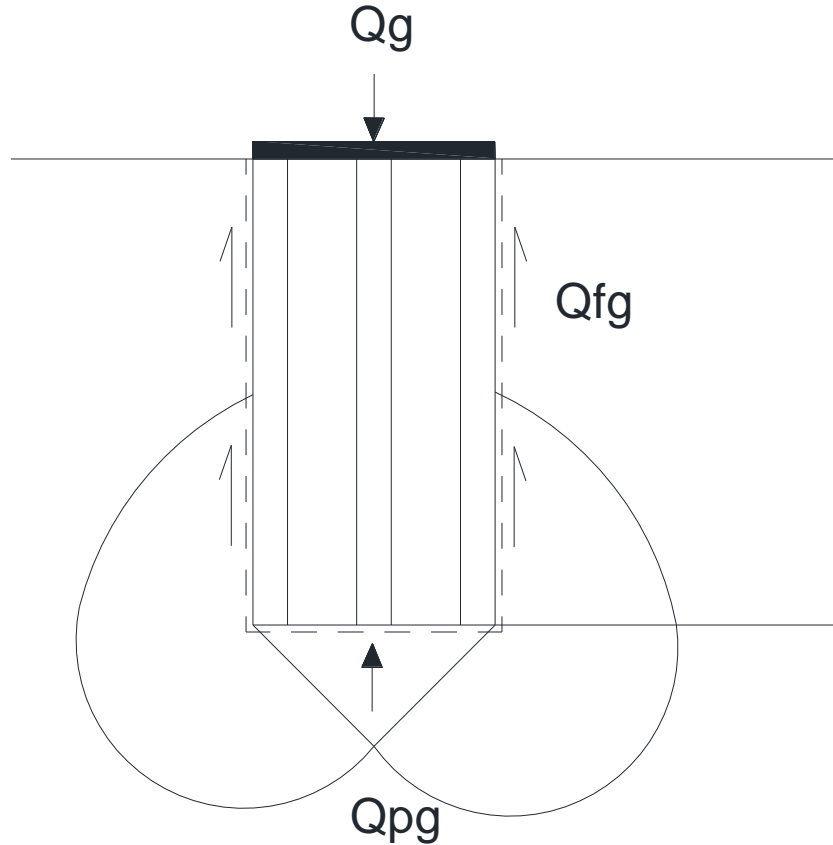


Figura 2.18: Falla de un grupo de pilotes, Tamez (2001).

Se obtiene con la siguiente ecuación:

$$N_c = 5.14 \left(1 + \frac{0.2B}{A}\right) \left(1 + \frac{0.2D}{B}\right) \quad \text{hasta } D \leq 2.5 \quad (2.60)$$

c_b : Resistencia media no drenada de la arcilla subyacente a la base del prisma envolvente:

Los valores de A y B, se obtienen:

$$B = (n - 1)s + D \quad (2.61)$$

$$A = (m - 1)s + D \quad (2.62)$$

Siendo n y m número de columnas y filas, respectivamente.

En donde la s, es la separación mínima que se debe tomar en cuenta, el procedimiento para conocer esta separación, se aplica la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{L}{R_c N_c} \quad (2.63)$$

Siendo R_c la relación entre resistencia media no drenada de la arcilla adyacente del fuste y el valor de la resistencia no drenada de la arcilla en la zona del mecanismo de falla de la punta.

Teniendo el valor del β , se hace uso de las siguientes gráficas y mediante la raíz cuadrada del número de pilotes y el diámetro, se lee la separación mínima.

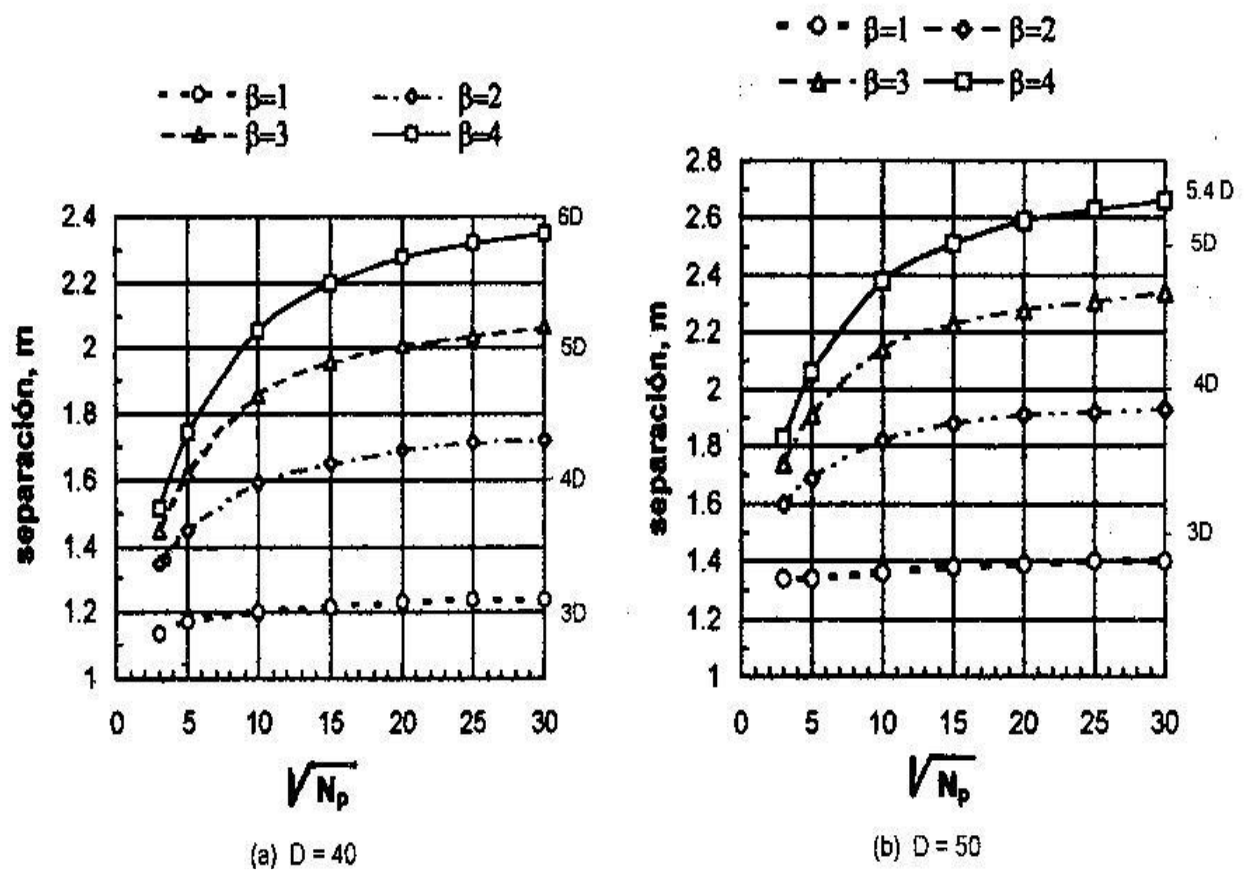


Figura 2.19: Influencia del número de pilotes en la separación mínima. Tamez (2001).

3.1 Asentamiento de pilotes

Las deformaciones en las cimentaciones se producen de forma inmediata o a largo plazo, las principales causas por las que se producen asentamientos en los pilotes son:

- La distorsión del suelo
- La consolidación

Ambas están relacionadas directamente con la carga que se transmite al pilote.

En un pilote bajo una carga vertical, los asentamientos pueden ser causados por causados los siguientes factores:

- El peso propio del pilote
- Asentamiento elástico
- Asentamiento generado por la carga en la punta del pilote
- Asentamiento causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote.

Para obtener el asentamiento en la punta del pilote provocado por la carga, se obtiene a través de la siguiente formula.

$$\delta_{pu} = \frac{q_{pu}D}{E_s} (1 - \nu^2) I_{wp} \quad (3.1)$$

Dónde:

δ_{pu} : Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta.

D: Ancho o diámetro del pilote

q_{pu} : Carga puntual por área unitaria en la punta del pilote = Q_{fu}/A_b

E_s : Módulo de elasticidad del suelo bajo la punta del pilote

ν : Relación de Poisson

I_{wp} : Factor de influencia ≈ 0.85

Por otro lado, Vesic propuso la siguiente ecuación semi-empírica para obtener el asentamiento del pilote

$$\delta = \frac{Q_{pu} c_p}{D q_{pu}} \quad (3.2)$$

Donde:

q_{pu} : Resistencia última en la punta de los pilotes

C_p : Coeficiente empírico (se obtiene mediante la tabla 3.1).

Tabla 2: Valores típicos de C_p

Tipo de suelo	Pilote hincado	Pilote perforado
Arena (densa a suelta)	0.02-0.04	0.09-0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02-0.03	0.03-0.06
Limo (denso a suelto)	0.03-0.05	0.09-0.12

El pilote presenta asentamientos originados por la carga transmitida por el fuste, el cual se obtiene mediante la siguiente expresión.

$$\delta_f = \frac{Q_{fu} D}{\omega L E_s} (1 - \nu^2) I_{ws} \quad (3.3)$$

Dónde:

δ_f : Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste

ω : perímetro del pilote

L: longitud empotrada libre

I_{ws} : Factor de influencia.

El factor I_{ws} se obtiene con la expresión que se presenta a continuación:

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (3.4)$$

Se presenta una ecuación semiempírica propuesta por Vesic para obtener el asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste.

$$\delta_f = \frac{Q_{ws}c_s}{Lq_p} \quad (3.5)$$

Donde:

c_s : Constante empírica (se obtiene mediante la siguiente ecuación)

$$c_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{L/D})c_p \quad (3.6)$$

3.2 Asentamiento bajo carga estática

Los pilotes que trabajan por punta presentan asentamiento bajo carga estática, el cual se evalúa sumando el acortamiento elástico del elemento trabajando como columna corta δ_c más el asentamiento que se genera en el material de apoyo, es decir:

$$\delta = \delta_c + \delta_e \quad (3.7)$$

Donde δ_c y δ_e se calculan con las ecuaciones siguientes

$$\delta_c = \frac{QLf}{A_bE} \quad (3.8)$$

y

$$\delta_e = \frac{(3-4\nu)(1+\nu)}{2\pi} \frac{Q}{E_sD} \quad (3.9)$$

Donde:

Q: Carga media de trabajo de los pilotes

Le: Longitud efectiva del pilote

E: Módulo de elasticidad representativo del pilote

E_s : Módulo de elasticidad representativo de los suelos de apoyo de los pilotes

ν : Relación de Poisson (para suelos limo-arenosos tiende a 0.25)

A_b : Área transversal de la punta del pilote

D: Diámetro del pilote

3.3 Asentamiento por consolidación

La consolidación es consiste en la reducción del volumen total del suelo provocado por la colocación de una carga o abatimiento del nivel freático.

Para obtener los parámetros requeridos para el cálculo de las deformaciones por consolidación, en el laboratorio se lleva a cabo la consolidación unidimensional, durante este proceso la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma, mientras que el movimiento de las partículas de suelo ocurre solo en dirección vertical. En la figura 3.1 se muestra un diagrama de fases de un suelo con volumen de solidos igual a uno y un volumen de vacíos igual a e_0 , suponiendo que el vacío esté lleno de agua, o sea que se trata de un suelo totalmente saturado, al colocar una carga se experimenta un asentamiento por consolidación debido a que el agua se expulsa provocando la disminución del volumen del suelo.

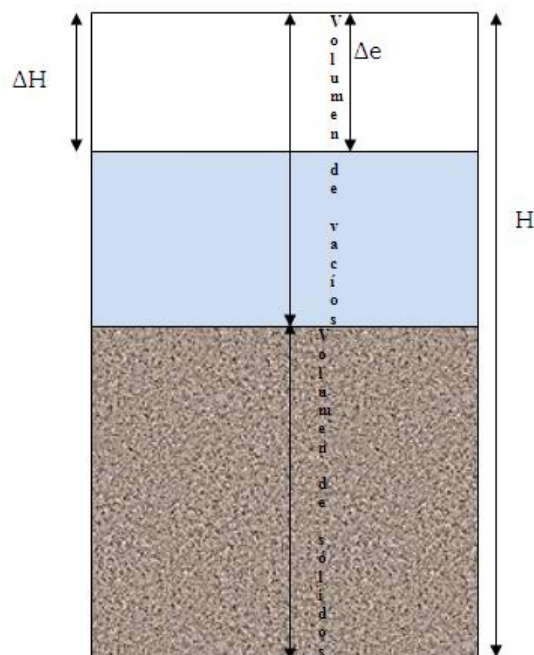


Figura 3.1: Esquema de un suelo. (Sólidos y vacíos).

Existen dos fases de consolidación:

1. Consolidación Primaria: Es la deformación que presenta el suelo durante la transferencia de carga entre el agua y el suelo.

2. Consolidación Secundaria: Es la deformación que presenta el suelo por un comportamiento visco-plástico.

El proceso de consolidación se puede reproducir en el laboratorio, el cual consiste en lo siguiente: se toma una muestra representativa de tipo inalterada, se labra una pastilla de suelo la cual debe ocupar completamente el interior de un anillo rígido y estar completamente saturada, después se colocan una o dos piedras porosas dependiendo de las condiciones naturales que se deseen representar, posteriormente se le aplican incrementos de esfuerzo en determinado tiempo (Etapa de Carga) para finalmente ser retirados hasta que el suelo llegue a su estado de esfuerzo inicial (Etapa de Descarga). Cuando el anillo drena por ambas caras se llama anillo flotante y cuando drena por una cara se llama anillo fijo.

Durante la prueba se registran las lecturas del micrómetro para cada cierto tiempo, con las cuales se determina la deformación que está presentando la muestra, los datos anteriores quedan representados en una gráfica deformación - tiempo que sigue un comportamiento similar a la curva teórica de Terzaghi, con la curva de consolidación se pueden determinar las fronteras de 0% y 100% de la consolidación primaria, así como la zona donde se desarrolla la consolidación secundaria. (figura 3.2)

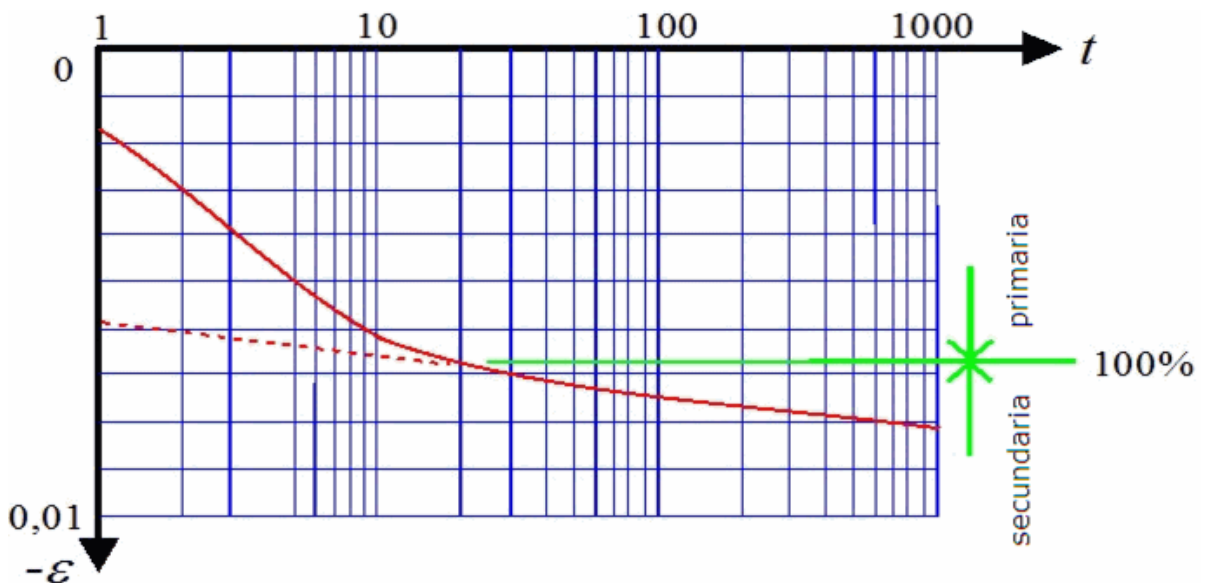


Figura 3.2: Curva de consolidación.

De esta prueba se obtiene la gráfica de compresibilidad, la cual permite determinar la relación de vacíos inicial y final durante el periodo de consolidación, las cuales permiten el cálculo de los asentamientos, ver figura 3.3.

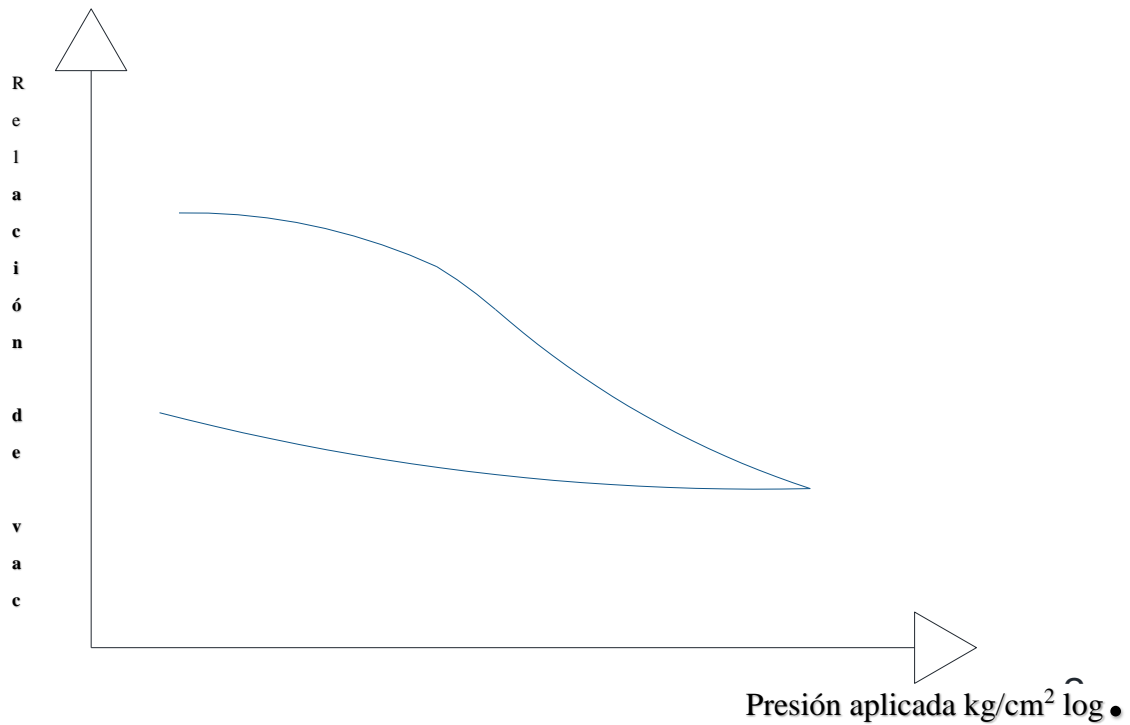


Figura 3.3: Curva de compresibilidad

Terzaghi fue el primero en presentar la teoría de la consolidación primaria, suponiendo las siguientes hipótesis:

- El suelo es homogéneo, isótropo y saturado.
- Las partículas del suelo y el agua son incompresibles
- Compresión unidimensional
- Drenaje del agua vertical
- Vale la Ley de Darcy
- Las propiedades mecánicas esfuerzo-deformación se relacionan sólo con los efectos elásticos y plásticos.

A partir de estas hipótesis Terzaghi estableció la siguiente ecuación para obtener el porcentaje de consolidación para un estrato de suelo:

$$U\% = 100 \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e_N^{-\left[\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4}\right] T_v} \right\} \quad (3.11)$$

Donde:

e_N : La base de los logaritmos neperianos.

T_v : Factor tiempo, es adimensional que se obtiene con la siguiente fórmula.

$$T_v = \frac{k(1+e)t}{a_v \gamma_w H^2} \quad (3.12)$$

Ó

$$T_v = c_v \frac{t}{H^2} \quad (3.13)$$

Donde:

H: Espesor del estrato.

t: Tiempo estudiado.

c_v : Coeficiente de consolidación, indica la rapidez con la que se disipa la presión de poro, una vez se aplica un incremento de carga, se obtiene a través de la siguiente ecuación:

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (3.14)$$

Donde

k: Coeficiente de permeabilidad

m_v : Coeficiente de variación volumétrica o módulo de compresibilidad

El coeficiente de permeabilidad: Es una constante de proporcionalidad que depende de la facilidad de movimiento de un flujo a través de un medio poroso.

$$k(cm/seg) = \frac{a_v H^2}{5(1+e)t_{50}} \quad (3.15)$$

a_v : Es el coeficiente de compresibilidad: expresa la razón de variación de la relación de vacíos con la presión.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (3.16)$$

Coeficiente de variación volumétrica o módulo de compresibilidad volumétrica: Se define como la relación esfuerzo-deformación y expresa la compresibilidad del suelo, referida a su volumen inicial.

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (3.17)$$

Para obtener el asentamiento por consolidación de un estrato se usa la siguiente expresión:

$$\delta H = \frac{\Delta e}{1+e} H \quad (3.18)$$

y

$$\delta H = \frac{a_v}{1+e} \Delta \sigma H \quad (3.19)$$

Por lo tanto

$$\delta H = m_v \Delta \sigma H \quad (3.20)$$

Para obtener el asentamiento que se obtiene por la consolidación de varios estratos del suelo se hace con la ecuación:

$$\delta = \sum m_{vi} \Delta \sigma_i H_i \quad (3.21)$$

Y para obtener el asentamiento por consolidación en un tiempo t , se emplea la ecuación:

$$\delta_t = m_v \Delta\sigma H \left[\frac{U\%}{100} \right] \quad (3.22)$$

Dónde:

γ_w : Peso volumétrico del agua

e : Relación de vacíos

ΔH : espesor de suelo

δ : Asentamiento por consolidación del suelo

m_{vi} : Modulo de deformación representativo por el estrato i , obtenido en ensayos de consolidación. (Se puede estimar mediante la figura 3.5)

$\Delta\sigma_i$: Incremento de esfuerzo medio en el estrato i , obtenido según la teoría de Mindlin (se estima de forma aproximada basándose en la figura 3.5)

H_i : Espesor del estrato i .

Los demás símbolos ya fueron explicados en las ecuaciones anteriores.

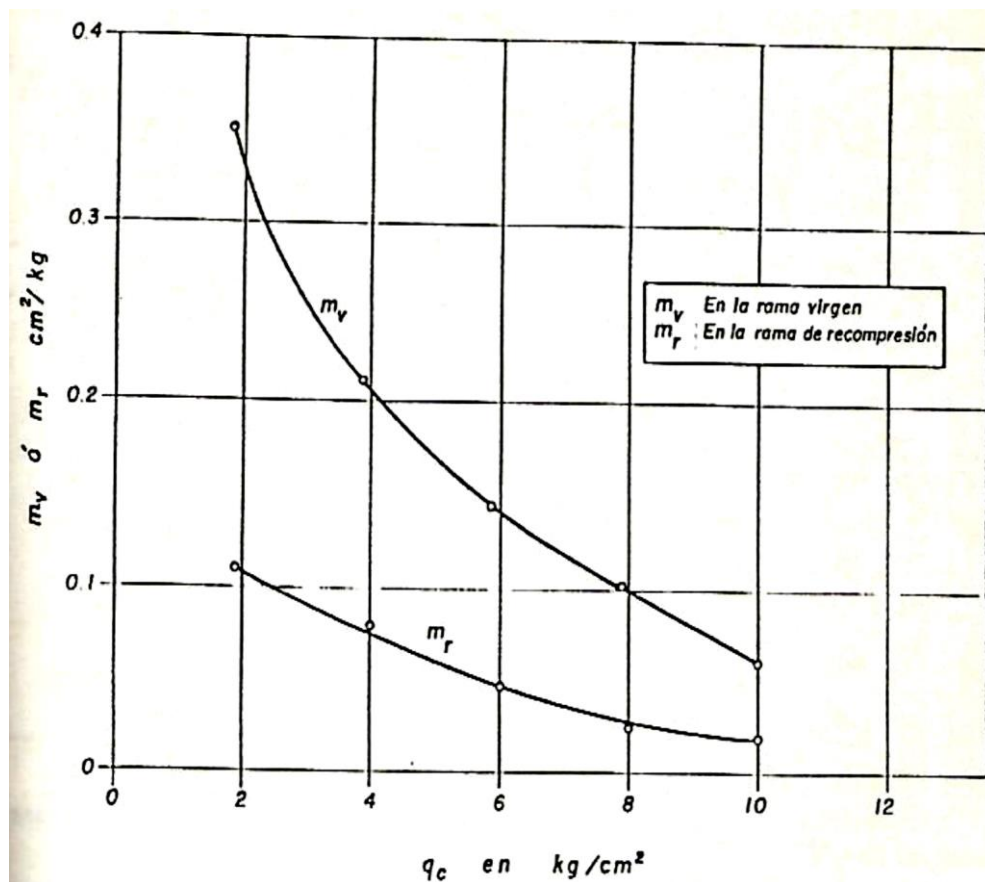


Figura 3.4: Correlación entre resistencia de cono q_c y módulo de compresibilidad volumétrica m_v .

Es importante mencionar que la teoría de Terzaghi considera únicamente la consolidación primaria, sin embargo existen casos especiales en el que la cimentación se hace sobre suelos de alta compresibilidad donde el comportamiento de estos suelos presenta viscosidad intergranular, mejor conocida como consolidación secundaria.

La consolidación secundaria se observa después de que una parte importante de la deformación elástica y plástica ocurre durante el proceso hidrodinámico de consolidación a medida que la estructura del suelo toma gradualmente los esfuerzos efectivos, la compresión alcanza un nivel avanzado, el cambio de volumen continúa siendo un fenómeno de viscosidad intergranular, donde la tasa de deformación volumétrica disminuye con el tiempo, y al final, provoca la solidificación del material bajo el incremento de esfuerzos aplicado.

El Dr Zeevaert consideró una teoría mediante la formulación de dos hipótesis para explicar la consolidación secundaria.

- 1) El suelo está constituido por dos estructuras básicas: por granos microscópicos carentes de cohesión, y por flóculos de granos sub-microscópicos que forman aglomeraciones de minerales de arcilla.
- 2) Las dos estructuras mencionadas se encuentran saturadas con agua. La primera tiene un comportamiento elasto-plástico y la segunda un comportamiento altamente viscoso intergranular.

Haciendo uso de estas dos hipótesis se tiene que el asentamiento total generado se igual a la suma de la deformación volumétrica de la estructura primaria más la deformación volumétrica de la estructura secundaria; tomando en cuenta esto, Zeevaert propuso una ecuación general para la deformación volumétrica total.

$$\Delta \varepsilon_t = \{m_v F(T_v) + m_t \log[1 + \xi T_v]\} \Delta \sigma \quad (3.23)$$

Donde

m_t : coeficiente de compresibilidad volumétrica, que representa la viscosidad intergranular.

ξ : factor adimensional que modifica el valor de T_v en el fenómeno viscoso intergranular.

La primera parte de esta ecuación considera la consolidación primaria, mientras que el segundo término toma en cuenta la consolidación secundaria. Los demás parámetros ya fueron explicados con anterioridad.

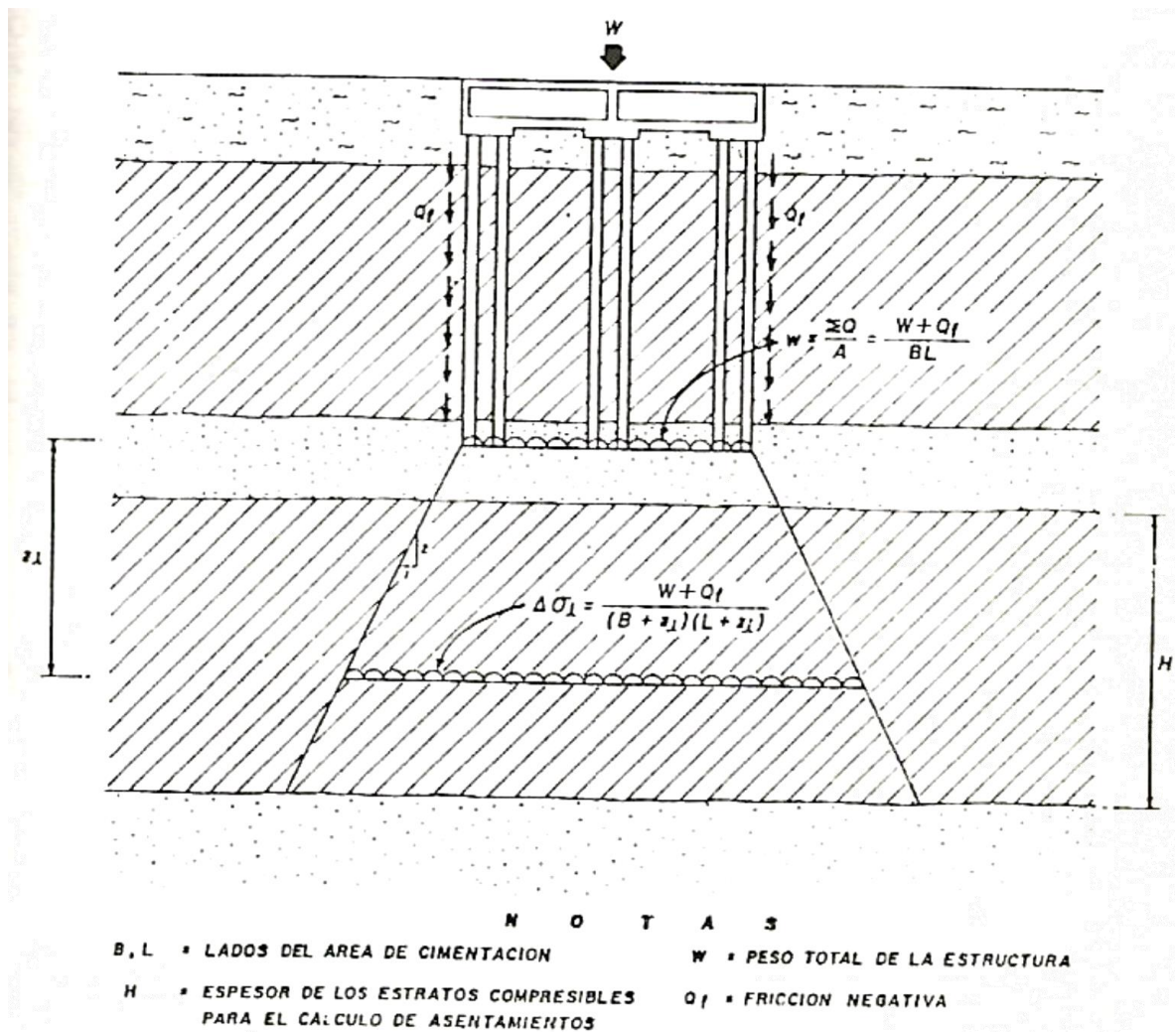


Figura 3.5: Criterio simplificado para el cálculo de asentamientos.

3.4 Teoría de la elasticidad

Cuando los esfuerzos y desplazamientos dependen de las características de esfuerzo - deformación del suelo y el resultado de las pruebas conserva un comportamiento lineal, se pueden utilizar los datos obtenidos por medio de la teoría de la elasticidad, la cual permite resolver problemas de deformación bajo diversas condiciones del medio elástico siempre y cuando se hagan respecto a ese medio, siendo esta una hipótesis de comportamiento de tipo simplificadorio.

Los resultados que se obtienen con esta teoría se deben manejar con cuidado y no perder de vista las siguientes hipótesis en las que se basa:

- Espacio semi-infinito
- Isotrópico
- Homogéneo
- Cumplir con la ley de Hooke (parte lineal) figura 3.7

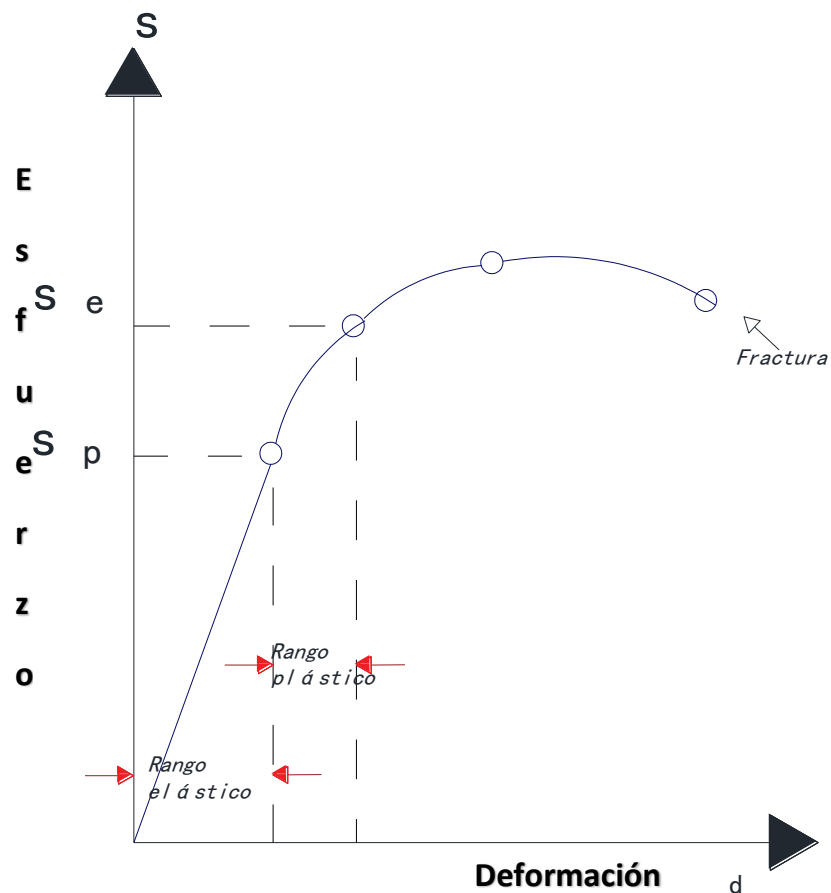


Figura 3.6: curva esfuerzo-deformación

Se muestran las ecuaciones que se obtienen para calcular el incremento de presión aplicando la ley de Hooke en una cimentación flexible.

Esquina de cimentación

$$\sigma_z = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I_w \quad (3.24)$$

Centro de cimentación

$$\sigma_z = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) \frac{I_w}{2} \quad (3.25)$$

Donde I_w equivale a:

$$I_w = \frac{I}{\pi} \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+m}{\sqrt{1+m^2}-m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+m}{\sqrt{1+m^2}-m} \right) \quad (3.26)$$

$$\text{Siendo; } m = \frac{L}{B}$$

Donde:

σ_z : Incremento de esfuerzos a una determinada profundidad

q: Presión de contacto

ν : Relación de Poisson

E: Módulo de elasticidad del suelo

I_w : Factor de influencia de Westergaard, que es función de L/B

B: Ancho de la cimentación

L: longitud de la cimentación.

El valor de E puede obtenerse empleando los esfuerzos y las deformaciones que se presentan en la prueba de compresión axial no confinada.

Por otra parte, por medio de la gráfica que se muestra, se pueden obtener los esfuerzos en el suelo a cierta profundidad

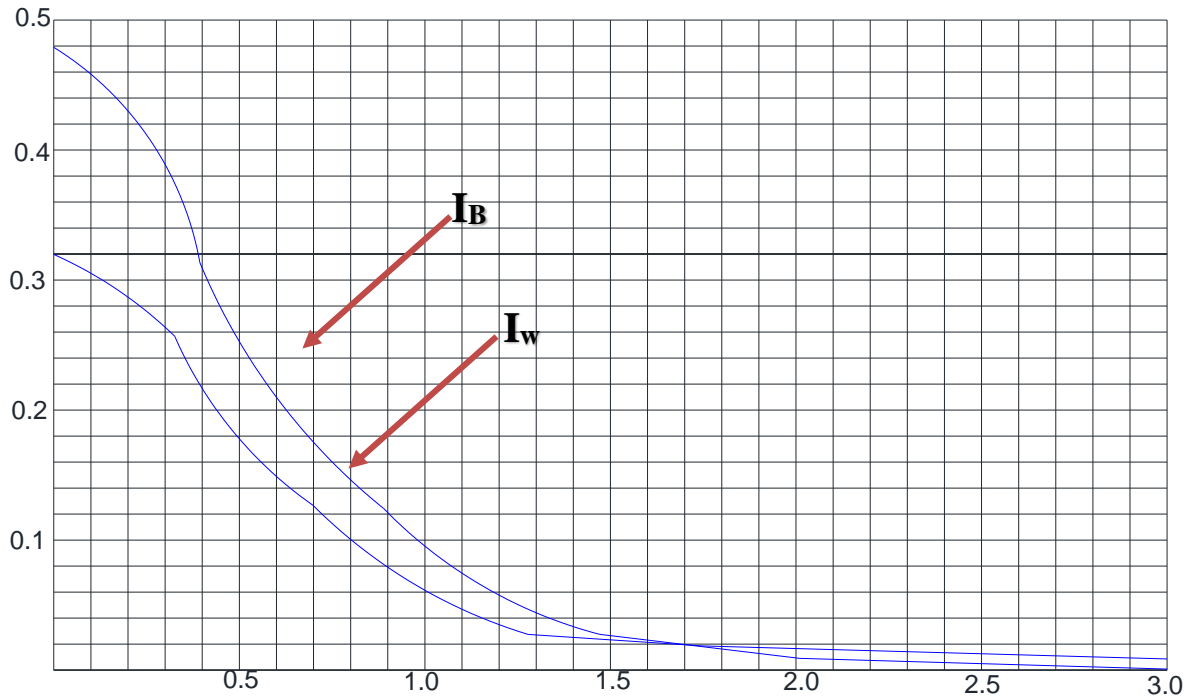


Figura 3.7: Factores de Influencia de Boussinesq y Westergaard.

Timoshenko y Goodier, basándose en la teoría de la elasticidad, presenta la siguiente ecuación para obtener el asentamiento generado en la punta de la pila.

$$\delta_p = \frac{D\left(\frac{Q_p}{A_b}\right)(1-\nu^2)}{E_p} (I_s)(I_F)(F_1) \quad (3.27)$$

Donde

E_p : Módulo de elasticidad del material por debajo de la punta del pilote

ν : Relación de Poisson

A_b : Área de la sección transversal de la pila

I_s : Factor de forma (igual a 1)

I_F : Factor de empotramiento (igual a 0.5)

F_1 : Factor de reducción (igual a 1)

Las constantes elásticas se describen a continuación:

G =Módulo de rigidez:

λ =Constante de Lamé

K= módulo volumétrico

E= módulo de Young

N=Relación de Poisson

La relación que existe entre las constantes elásticas se muestran a continuación

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.28)$$

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (3.29)$$

$$E = \frac{9kG}{3k+G} \quad (3.30)$$

$$\nu = \frac{3k-2G}{2(3k+G)} \quad (3.31)$$

CAPACIDADES DE CARGA TEÓRICAS COMPARADAS CON RESULTADOS DE PRUEBAS DE CARGA

En este capítulo se obtiene capacidades de carga de pilotes de punta y de fricción con las teorías de Zeevaert, Tamez y Meyerhof a partir de un pilote de prueba de carga y se comparan los resultados obtenidas de ecuaciones con el que se obtuvo en la prueba de carga en campo.

El pilote de prueba de carga se toma a partir de presentadas en el libro de Ingeniería de Cimentaciones Tamez (2001).

4.1 Cálculo de capacidad de carga de pilotes de punta

a) Características del pilote

el sitio en estudio se localiza en la zona lacustre del Valle de México, la estratigrafía se observa en la figura 4.1. se trata de un pilote de punta dado que se apoya en depósitos profundos donde el suelo tiene resistencia.

El pilote al que se le realizó la prueba de carga tiene una longitud de 42 m, de sección cuadrada de 45 cm de lado.

b) Descripción del perfil del suelo

- **Costra superficial:** de 0.0 a 3.0 m de profundidad, estrato formado por limos arenosos de consistencia blanda a media y arenas limosas de baja a mediana compacidad, la resistencia al cono eléctrico fue de 5 a 21 kg/cm².

- **Serie arcillosa superior:** De 3.0 a 30.0 m de profundidad, se encuentra la serie arcillosa de alta plasticidad y de consistencia blanda, la resistencia al cono eléctrico fue de 2 a 5 kg/cm².
- **Capa dura:** De 30.0 a 32.40 m de profundidad, se encuentra la capa dura conformada por un limo arenoso semicompacto. La resistencia al cono eléctrico fue de 45 a 106 kg/cm².
- **Serie arcillosa inferior:** De 32.40 a 40.0 m de profundidad, se encuentra una arcilla lacustre de alta plasticidad de consistencia blanda. La resistencia al cono eléctrico fue de 5 a 9 kg/cm².
- **Depósitos profundos:** De 40.0 a 50.0 m de profundidad, se encuentran los depósitos profundos constituidos por arenas limosas y limos arenosos de compactación variable de semicompacta a muy compacta. La resistencia al cono eléctrico fue superior a 90 a 270 kg/cm².

c) Instalación del pilote

Se realizó una perforación previa para facilitar el hincado del pilote, la perforación fue de 60 cm de diámetro, hasta una longitud de 40 m. el cual se llevó a cabo mediante una broca Heloidal de 1.20 m de longitud con aspas en la parte superior, posteriormente de 40 m a 42 m de longitud la perforación se realizó mediante una broca de 45 cm de diámetro. Finalmente se colocó el pilote prefabricado por su propio peso y haciendo uso del martillo cuando era necesario.

c) Aplicación de la carga al pilote.

Con la ayuda de gatos hidráulicos apoyados contra una estructura de reacción anclada en seis pilotes de fricción colocados en dos líneas paralelas, separadas entre sí por una distancia de 4 m. el pilote de prueba se colocó al centro entre las dos líneas de anclaje, de manera que la mínima separación

entre los pilotes del grupo fuera de cuatro veces el ancho de su sección transversal.

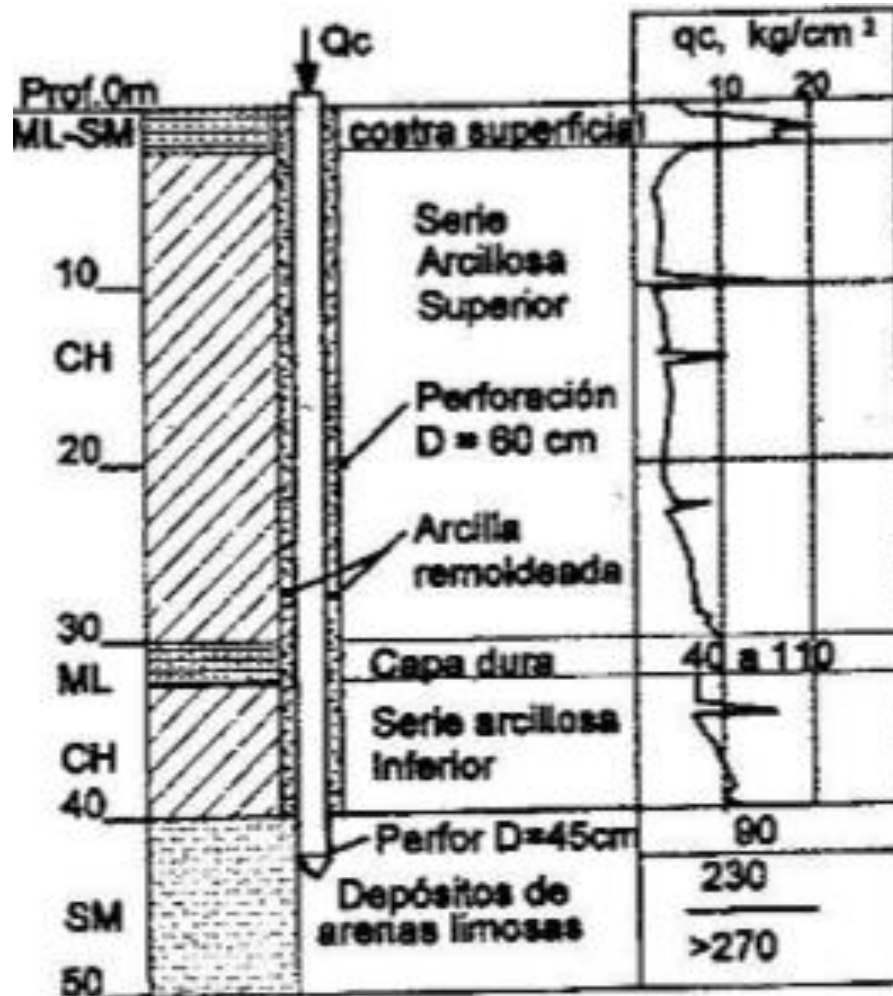


Figura 4.1. Estratigrafía y propiedades del sitio en estudio. Tamez (2001).

La carga se aplicó en la cabeza del pilote con incrementos de 50 toneladas cada 24 horas hasta alcanzar la falla del suelo por punta por penetración de ésta en los depósitos compactos profundos. Los asentamientos se registraron mediante micrómetros instalados en la cabeza del pilote.

d) Gráfica de carga-asentamientos

La gráfica que se muestra en la figura 4.2 se observa la relación de carga total aplicado al pilote y el asentamiento generado, lo cual fue medido por lapsos de 24 horas.

En la gráfica se puede observar la carga total con una línea casi lineal, en seguida se observa otra línea casi lineal de menor pendiente. La gráfica termina con un tramo curvo casi tangente a la horizontal que indica el inicio de la penetración de la punta del pilote en el suelo compacto que se apoya y marca la máxima carga, que el suelo en la punta junto con el suelo circundante en el fuste del pilote puede soportar. Esta máxima es la capacidad de carga ultima que el pilote puede transferir al suelo.

La primera rama ascendente de la gráfica representa el proceso del desarrollo de la máxima fuerza friccionante Q_{fu} , durante este proceso solo una pequeña parte de la carga total aplicada a la cabeza del pilote es transferida al suelo en que se apoya la punta.

En la segunda rama de la curva carga-asentamiento después del cambio de pendiente, todos los incrementos de carga aplicados a la cabeza se transfieren íntegramente al suelo que se apoya la punta, pues el suelo circundante en el pilote ha desarrollado toda su capacidad friccionante. Basándose en estos hechos experimentales, es posible determinar la capacidad friccionante ultima, así como la capacidad de carga ultima bajo la punta del pilote.

Para obtener estas líneas, se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

- 1) Se traza una recta secante que marca la pendiente media, de la segunda rama ascendente de la curva carga total- asentamiento, (Fig. 4.2); prolongando esta recta hasta cortar el eje vertical se obtiene un punto cuya ordenada es sensiblemente igual a la capacidad de carga friccionante Q_{fu} .
- 2) Se traza una línea paralela al segmento recto de la gráfica Q_{fu} - Q_u , que pasa por el origen, se obtiene la gráfica de carga asentamiento para la punta

del pilote O-Qpu, cuya ordenada máxima corresponde a la capacidad ultima de la punta Qpu.

3) Disminuyendo de la curva total las ordenadas de la punta, se podrá trazar la gráfica simplificada representativa de la carga friccionante Qfu.

e) Resultados obtenidos en campo

Una vez realizada la prueba y analizada la gráfica obtenida, se obtiene la siguiente gráfica, donde se observan los siguientes resultados:

- Capacidad de carga por fricción = 180 t.
- Capacidad de carga por punta = 410 t.
- Capacidad de carga última= 590 t.

Estos resultados serán comparados con los resultados que se obtiene al emplear las ecuaciones de capacidad de carga por punta que se describen en el capítulo 2.

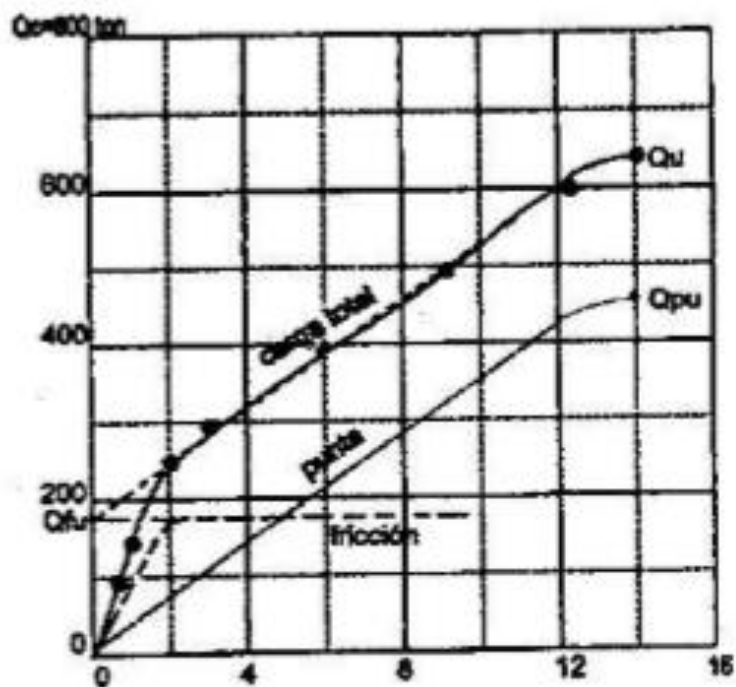


Figura 4.2: Gráfica carga- asentamiento medidos en la cabeza del pilote, Tamez (2001).

f) Capacidad de carga admisible

En el diseño y análisis de pilotes, se debe tener cuidado con la capacidad de carga admisible para no poner en riesgo la estructura, por lo que se sugiere revisar que con este no excedan los límites de su resistencia al corte y las deformaciones que se presenten no deben producir asentamientos estructurales que pongan en riesgo la propia estructura así como las estructuras vecinas.

Para obtener la carga admisible, se toma en cuenta la capacidad de carga última, afectada por un factor de seguridad y se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad (4.1)$$

Se considera aceptable tomar un factor de seguridad FS= 3 y 2, para condiciones estáticas y sísmicas respectivamente, de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004.

4.1.1 Cálculo de capacidades de carga teóricas

A continuación, mediante el método analítico se obtiene la capacidad de carga por punta, considerando las características del elemento y la estratigrafía del sitio donde se realiza la prueba de carga, empleando las teorías ya descritas.

Con las propiedades descritas en el inciso a, se realizan los cálculos previos a la aplicación de las teorías, obteniéndose la siguiente tabla:

A continuación, se presentan los cálculos a través de las teorías descritas.

4.1.2 Método de Zeevaert

Tomando la ecuación 2.6

$$Q_{pu} = A_b * 1.2 [cN_c + \sigma'_d * N_q] * (D_r + 0.1)$$

Considerando los siguientes datos:

$$A_b = 0.20,$$

$$\sigma'_d = 58.80 \text{ ton/m}^2$$

$$N_q = 30 \text{ (Figura 2.7)}$$

$$c = 2.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_r = 0.80 \text{ (Terzaghi y Peck).}$$

$$N_c = 70$$

$$\Phi = 30^\circ$$

La capacidad de carga según Zeervaert es:

$$Q_{pu} = 0.20 \text{ m}^2 * 1.2 \left[2.4 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * 70 + 58.80 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * 30 \right] * (0.75 + 0.1) = 417.31 \text{ t}$$

4.1.3 Método de Tamez

Aplicando la ecuación 2.17

$$Q_{pu} = \sigma'_d N_q A_b$$

Considerando los valores anteriores, se aplica la ecuación 2.35, se tiene que la capacidad de punta por el método analítico es:

$$Q_{pu} = 58.80 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * 35 * 0.20 \text{ m}^2 = 411.60 \text{ ton}$$

4.1.4 Método de Meyerhof

Aplicando la ecuación 2.38

$$Q_{pu} = A_b \sigma'_v N_q^*$$

Según la figura 2.13 $N_q^* = 61$

Por lo tanto

$$Q_{pu} = 0.20 \text{ m}^2 * 58.80 \text{ t/m}^2 * 61 = 719.76 \text{ t}$$

Finalmente, en la siguiente tabla se hace una comparación de los resultados obtenidos aplicando cuatro diferentes teorías para la obtención de capacidad de carga por punta.

Tabla 3: Comparación de los resultados de capacidad de punta de un pilote

Método	$Q_{pu}(t)$	$Q_{admisible}$ FS= 3
Zeevaert	417.31	139.1
Tamez	411.60	137.2
Meyerhof	682.08	227.3
Prueba de carga	410.00	136.6

Es importante mencionar que en el caso de la teoría de Meyerhof resulta una capacidad de carga muy superior en comparación con Tamez y Zeevaert, siendo estos dos últimos los que más se acercan al resultado obtenido en el pilote de prueba.

Asentamientos

Aplicando la fórmula 3.1, calculamos los asentamientos elásticos del pilote y posteriormente, se compara con el obtenido en campo.

$$\delta = \delta_c + \delta_e$$

Sustituyendo en la ecuación 3.7, 3.8 y 3.9, obtenemos el asentamiento elástico del concreto.

$$\delta = \delta_c + \delta_e \quad (3.7)$$

Donde δ_c y δ_e se calculan con las ecuaciones siguientes

$$\delta_c = \frac{QDf}{A_b E} \quad (3.8)$$

y

$$\delta_e = \frac{(3-4\nu)(1+\nu)}{2\pi} \frac{Q}{E_S D} \quad (3.9)$$

Calculamos los asentamientos obtenidos para las diferentes capacidades de carga con las tres teorías descritas anteriormente.

Tabla 4: Asentamientos de pilote de punta.

Método	$Q_{pu}(t)$	δ_c (cm)	δ_e (cm)	δ_{total} (cm)
Zeevaert	417.31	2.0	10.8	12.8
Tamez	411.60	2.0	10.7	12.7
Meyerhof	682.08	2.9	15.5	18.5

Los asentamientos elásticos obtenidos al ser calculados con las tres capacidades de carga teóricas, las teorías de Zeevaert y Tamez, se obtienen asentamientos muy parecidos al obtenido en campo (Fig. 4.2).

4.2 Capacidad de carga de pilote de fricción

La carga de prueba del pilote, se tomó de un artículo publicado en la XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica Noviembre 2012. Cancún, Quintana Roo, por W. Paniagua y E. Ibarra.

a) localización

La ubicación donde se realizó la prueba de carga de un pilotes fue un distribuidor vial, en la confluencia de las calles Francisco del Paso y Troncoso y Calzada Ignacio Zaragoza que se localiza geotécnicamente en la llamada Zona del Lago que está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas.

b) Datos del pilote

Son precolados de sección cuadrada, de concreto reforzado de 0.40 m de lado y 28.3 m de longitud.

Fueron construidos en dos tramos de 14.1 m cada uno; unidos con una soldadura a dos placas coladas en los extremos de cada tramo. Se instalaron en una perforación previa de 0.40 m de diámetro y 5 m de longitud.

En la figura, se presenta la gráfica de carga asentamiento vertical de la cabeza del pilote.

El pilote falló antes de alcanzar la carga máxima prevista (150 toneladas).

c) Estratigrafía del sitio en estudio

- **Costra superficial:** De 0.0 a 3 m de profundidad, se encuentra una costra superficial constituida por depósitos areno arcillosos o limosos, o bien rellenos artificiales.
- **Serie arcillosa inferior:** De 3.0 m a 34.5 m de profundidad se detectó la formación arcillosa superficial que corresponde a una secuencia de arcillas intercaladas con estratos delgados de arena, vidrio volcánico y fósiles, y se caracteriza por su alta compresibilidad.
- **Capa dura:** De 34.5 a 39.0 m, se localiza la primera capa dura, que se conforma de un suelo limo arenoso, cementado con carbonato de calcio, de compacidad muy densa.
- **Serie arcillosa inferior:** De 39.0 m a 47.0 m se encontró la formación arcillosa superior pero con un mayor grado de consolidación y por lo tanto con una mayor resistencia.
- **Depósitos profundos:** De 47.0 m a 50 m profundidad máxima de exploración, se encontraron depósitos profundos, que se conforman de limo con arcilla y arena fina de consistencia muy dura.

El nivel de aguas freáticas se encontró a 1.8 m de profundidad; se conoce que en la zona existe un hundimiento regional de alrededor de 9 cm/año.

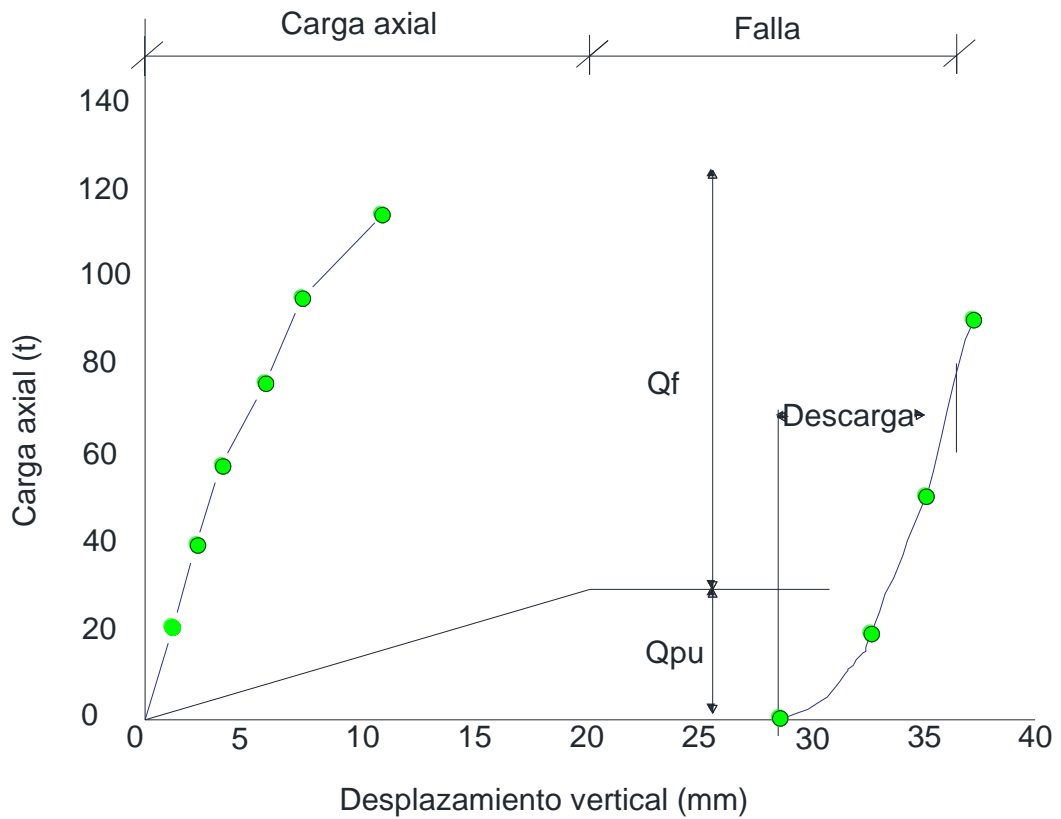


Figura 4.4: Gráfica carga-desplazamiento vertical del pilote de prueba. Paniagua-Ibarra (2012).

En la figura siguiente se analiza el comportamiento de la gráfica, la inicial donde el comportamiento es de naturaleza elástica hasta 90 t, posteriormente un tramo elastoplástico $90 \text{ t} < \text{carga} < 125 \text{ t}$.

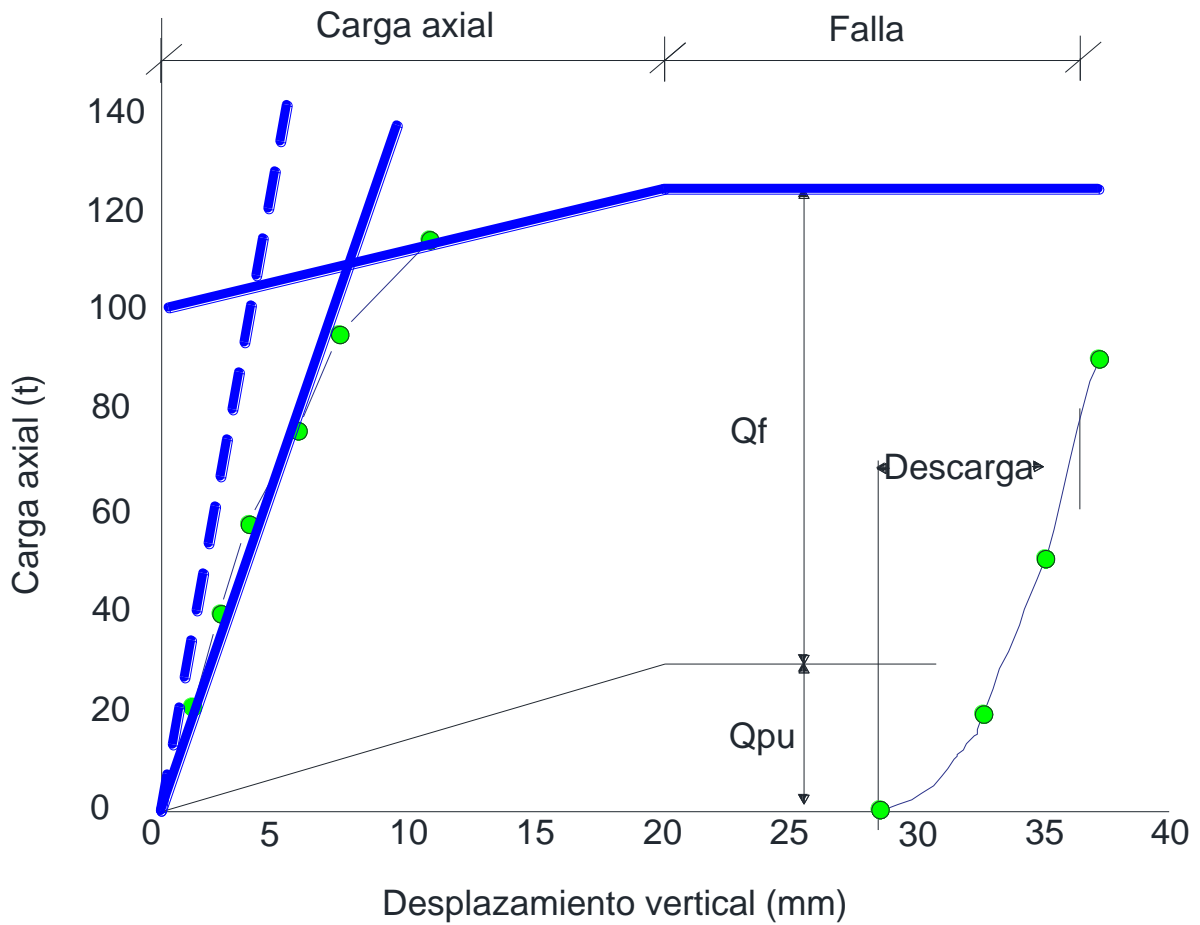


Figura4.5: interpretación de los resultados de prueba de carga. Paniagua-Ibarra (2012).

De acuerdo a la interpretación de la gráfica de pruebas de carga descrita, el pilote en el tramo elástico trabaja por fricción mientras que el tramo elastoplástico trabaja por punta.

A continuación se presentan la resistencia del pilote y los desplazamientos correspondientes:

Componente	Carga (t)	Desplazamiento máximo (mm)
Fricción	97.0	8.0
Punta	28.0	13.0
total	125.0	21.0

4.2.1 Capacidades de cargas teóricas.

Empleando las ecuaciones descritas en el capítulo dos se obtiene:

Tabla 5. Comparación de los resultados de capacidad por fricción de una pila

Estratigrafía	Profundidad (m)		Q _{fu} (t)		
			Teorías		
	De	A	Zeevaert	Tamez	Meyerhof
Formación arcillosa superficial que corresponde a una secuencia de arcillas intercaladas con estratos delgados de arena, vidrio volcánico y fósiles, y se caracteriza por su alta compresibilidad.	3	34.5	113.4	113.4	85.06
Interpolando para l=28.4			93	93	68

Como se puede observar la capacidad de carga por fricción obtenida es menor a los que se obtuvieron en el experimental, probablemente se debe a que no se tenían con exactitud algunos parámetros del suelo por lo que se acudió a correlaciones, sin embargo es notorio que al emplear las ecuaciones de Zeevaert y Tamez, los valores son más cercanos a la realidad, en cuanto que la aplicación de la ecuación de Meyerhof es un poco más conservador.

Es muy importante tener buen juicio y experiencia en el manejo de los pilotes de fricción como bien se ha mencionado un cálculo exacto nos lleva a seguir el hundimiento regional, para esto el Dr Zeevaert recomienda que este tipo de pilotes se diseñen a la falla, es decir que su factor de seguridad sea igual a uno.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las cimentaciones profundas son alternativas que permiten construir obras en suelos difíciles y/o en construcciones de gran magnitud, siendo sus funciones principales, en pilotes de punta, transmitir cargas a suelos resistentes localizados a una cierta profundidad y los pilotes de fricción, para control de asentamientos, tensiones y excentricidades.

Dos tipos de cimentaciones profundas usuales son los pilotes de punta y los pilotes de fricción. Los pilotes de punta son aquellos que transmiten carga por capacidad de punta, como su nombre lo indica, usados en suelos de alta resistencia; este tipo de cimentación, en zonas donde el suelo se encuentre en proceso de consolidación, como sucede actualmente con las arcillas de la Ciudad de México, tiene el inconveniente de que con el paso del tiempo los edificios emergen y afectan a construcciones vecinas.

Los pilotes de fricción, aquellos que transmiten carga fundamentalmente a través del fuste, pueden estar diseñados para seguir el hundimiento regional, para lo cual deben estar empotrados dentro del estrato del suelo blando. El colchón de suelo que debe quedar antes de llegar al estrato duro puede ser de varios metros, el cual depende directamente del hundimiento regional de la zona.

Existen varias teorías para obtener la capacidad de carga de cimentaciones profundas que al ser aplicados se obtienen resultados variables.

Se seleccionaron tres métodos para hacer una comparación de resultados; al hacer los cálculos, se tiene que el factor principal que cambia de forma significativa los resultados es el factor de carga N_q , cuando se trata de pilotes de punta.

Considerando la capacidad de carga obtenida a partir de una prueba de carga de pilote de punta y comparando los resultados obtenidos con los criterios de Zeevaert, Tamez y Meyerhof, se puede notar que al aplicar las ecuaciones de los dos primeros, se obtienen resultados muy cercanos a lo

obtenido con una prueba de carga de un pilote, mientras que la teoría de Meyerhof arroja una capacidad de carga mayor, siendo el factor N_q que éste último maneja lo que altera el resultado en comparación de los dos primeros autores mencionados.

La ecuación para obtener su capacidad de carga en pilotes de fricción se deduce para fines prácticos considerando la cohesión del suelo, el perímetro y la longitud del pilote en cuestión. La capacidad de carga encontrada no varía de forma significativa, sin embargo Meyerhof además considera una reducción aplicando un factor donde toma la resistencia unitaria, en consecuencia, la capacidad de carga por fricción disminuye. Con los procedimientos propuestos por Zeevaert y Tamez se obtienen valores iguales y a la vez menores a lo medido en un pilote de prueba.

Por otra parte, se recomienda que en los pilotes de fricción se debe considerar un ancho de cimentación suficientemente grande, para tener un amplio brazo de palanca.

Es importante hacer el estudio del suelo de desplante y pruebas necesarias en el laboratorio para obtener datos acertados y menor incertidumbre en los análisis a realizarse.

REFERENCIAS

Berezantzev, V G, Khristoforov, V y Golubkov, V, “Load Bearing Capacity And Deformation Of Piled Foundations”, Proc 5th IntConf Soil Mech Found Eng, vol 2: 11-15, 1961.

Crespo Villalaz, C., Mecánica de suelos y cimentaciones. Ed. Limusa. México D.F., México, 2008.

Das, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta Edición. International Thomson Editores, 1999.

Deméneghi Colina, Agustín, Puebla Cadena, Margarita. Análisis y Diseño Geotécnico de Pilas y Pilotes. Facultad de Ingeniería, 2006.

GDF. Normas técnicas complementarias parte 2 – Diseño y construcción de estructuras de cimentaciones, Gobierno del Distrito Federal, México D.F., 2004.

H G Poulos, y Davis, E H, Pile Foundations. Analysis and Design, Wiley, 1980.

Holguín GL Ernesto, Carlos E. Gutiérrez S., Alberto Cuevas R y José A Segovia P. Diseño Geotécnico de Cimentaciones. TGC Geotecnia.

Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., Mecánica de suelos, Tomo 2 – Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. Ed. Limusa. México D.F., México, 2011.

López, G. Diseño de cimentaciones profundas, Facultad de Ingeniería, 2005.

Mendoza López M. J., tesis, Comportamiento de una Cimentación con Pilotes de Fricción en la Ciudad de México, Bajo Carga Estática y Sísmica, 2010.

PaniaguaPoulos, Ibarra Enrique. Evolución de la capacidad de carga de pilotes hincados. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancún, Quintana Roo, noviembre 2012.

Peck, Ralph B. Ingeniería de cimentaciones. Ed. Limusa., México D.F., 2009.
Tamez González Enrique, Ingeniería de Cimentaciones. TGC Geotecnia. 2001.

Zeevaert, L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973.