

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA  
CA 43

TEMA

CAPACIDAD DE CARGA

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
ING. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA  
DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007  
PALACIO DE MINERÍA**

## APUNTES DE CIMENTACIONES CAPACIDAD DE CARGA

Agustín Deméneghi Colina\*  
Margarita Puebla Cadena\*  
Héctor Sanginés García\*

En el análisis de una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformaciones del mismo. Esto se logra verificando que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación.

En este capítulo trataremos el estado límite de falla, el cual se entiende por cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga (RCDF, 1993).

Los siguientes son ejemplos de estado límite de falla de una cimentación (RCDF, artículo 224):

- a) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación,
- b) Flotación;
- c) Falla de los elementos de la estructura de cimentación.

### 1. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE UN SUELO

En relación con el desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, generado por la presión vertical conocida como capacidad de carga última por resistencia al corte del suelo, de los estudios de la teoría de la plasticidad respecto a dicha capacidad de carga, se pueden extraer las siguientes conclusiones (Terzaghi y Peck, 1967)

Si la base de una zapata continua descansa sobre la superficie de un suelo sin peso que

posee cohesión y fricción, el terreno falla como se indica en la fig 1, a través de 5 zonas. Debido a la fricción y adhesión entre el suelo y la base de la zapata, la zona I permanece en estado elástico; actúa como si fuera parte de la zapata y penetra en el suelo como una cuña; sus fronteras forman un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$  con la horizontal.

En las zonas II y III se genera un patrón de esfuerzos cortantes, los cuales en la zona III son iguales al estado pasivo de Rankine; las fronteras de la zona pasiva forman un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$  con la horizontal.

Las zonas II se conocen como zonas de esfuerzos radiales, porque las rectas de esta región plástica parten de las aristas de la zapata. La otra familia de curvas son espirales logarítmicas, cuyos centros se localizan en las aristas de la zapata.

La capacidad de carga última está dada por

$$q_d = c N_c + p_v N_q + (1/2) \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

donde

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (2)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (3)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi \quad (4)$$

Si el suelo no tiene cohesión, pero sí fricción y peso propio, el patrón de falla se muestra en la fig 1b. Las fronteras de la zona elástica I son curvas; las dos ramas se intersecan en el punto d, formando un ángulo de  $90^\circ - \phi$ . En las zonas

---

\* Profesores del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

II las líneas radiales son curvas. En la zona III se presenta el estado pasivo de Rankine.

La ecuación de una espiral logarítmica es (fig 2)

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (5)$$

[( $\theta \tan \phi$ ) en radianes]

La espiral logarítmica tiene la propiedad de que el ángulo entre el radio vector y la normal a la curva vale  $\phi$  (fig 2). En cimientos profundos, Zeevaert (1973) hace la hipótesis de que la superficie de falla se extiende hasta que ésta se vuelve vertical (fig 3); por lo tanto, el ángulo entre el radio vector y la horizontal vale  $\phi$ .

Cabe aclarar que para la obtención de la ecuación de capacidad de carga  $q_d$  (ec 1), se hicieron las siguientes hipótesis: el material es incompresible, su comportamiento es rígido-plástico, y se trata de un estado de deformación plana.

Por lo demás, las limitaciones de las teorías sobre capacidad de carga no tienen una importancia práctica seria, porque la precisión de las soluciones aún aproximadas depende en mayor medida de nuestra habilidad para valuar las propiedades mecánicas de los suelos que entran en las ecuaciones, que de los defectos de las propias teorías (Terzaghi y Peck, 1967).

## 2. EFECTO DE LA FORMA DE LA CIMENTACIÓN

La expresión de capacidad de carga que proporciona la teoría de la plasticidad (ec 1) es válida para una zapata de longitud infinita. Para cimientos circulares, cuadrados y rectangulares se emplean factores de forma obtenidos experimentalmente. Así, la capacidad de carga última está dada por

$$q_d = c N_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma \quad (6)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 (B/L) \quad (7)$$

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi \quad (8)$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) \quad (9)$$

En un cimiento de planta circular se toma  $B = L = D$ , siendo  $D$  el diámetro del cimiento.

En todos los casos  $B/L \leq 1$ .

## 3. CAPACIDAD DE CARGA RESISTENTE. FACTORES DE RESISTENCIA

Definamos ahora la capacidad de carga resistente de un suelo con la siguiente expresión

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (10)$$

donde  $F_{Ri}$  son factores de resistencia (o factores de reducción de resistencia), los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo. En general  $F_{Ri} \leq 1$ .

## 4. PRESIÓN ÚLTIMA SOBRE EL TERRENO. FACTORES DE CARGA

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale

$$q = \Sigma Q / A \quad (11)$$

donde

$\Sigma Q$  = sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento

$A$  = área del cimiento

Además

$$q = (1/A) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Definamos la presión última sobre el terreno de la siguiente forma

$$q_{ult} = (1/A) (Q_1 F_{c1} + Q_2 F_{c2} + \dots + Q_n F_{cn}) \quad (12)$$

donde  $F_{ci}$  son factores de carga, que miden la incertidumbre que se tiene respecto a la intensidad de las cargas. En general  $F_{ci} \geq 1$ , aun cuando en algunos casos particulares  $F_{ci}$  puede ser menor que uno.

La ec 12 se puede poner en forma simplificada

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A \quad (13)$$

## 5. CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO

La determinación de la capacidad de carga por resistencia al corte del suelo, de un cimiento sujeto a carga vertical y momento (fig 4a) se puede llevar a cabo mediante un artificio teórico que consiste en considerar esta condición equivalente a la de un cimiento de ancho reducido sometido únicamente a carga vertical. Esta condición se obtiene de la siguiente forma: considérese un cimiento sometido a las acciones  $\Sigma Q$  y  $M$  (fig 4a); desde el punto de vista de fuerzas externas, esta condición es equivalente a la de la fig 4b, donde se ha colocado la fuerza  $\Sigma Q$  de tal forma que ocasiona el mismo momento con respecto al centro de línea. La excentricidad  $e$  vale

$$e = M / \Sigma Q \quad (14)$$

Se observa en la fig 4 que se puede considerar un cimiento de ancho  $B'$  sometido únicamente a la carga vertical  $\Sigma Q$ . De la fig 4b

$$B'/2 = B/2 - e \quad \therefore \quad B' = B - 2e \quad (15)$$

En consecuencia, la determinación de la capacidad de carga de un cimiento sujeto a carga vertical  $\Sigma Q$  y momento  $M$  se lleva a cabo considerando un cimiento equivalente de ancho virtual  $B'$ , dado por la ec 15, en que la excentricidad  $e$  está dada por la ec 14.

La capacidad del suelo se obtiene sustituyendo en las expresiones correspondientes a capacidad de carga por resistencia al corte el ancho reducido virtual  $B'$  determinado con la ec 15. Asimismo, la presión de contacto en el cimiento virtual equivalente se halla considerando el ancho reducido  $B'$ .

## 6. REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE UNA CIMENTACIÓN

Para que se cumpla con la seguridad de una cimentación, basta que se satisfaga la siguiente desigualdad

$$q_{ult} \leq q_R \quad (16)$$

Sustituyendo las ecs 13 y 10 en la expresión 16

$$\Sigma Q F_c / A \leq c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (17)$$

La desigualdad 17 se emplea para revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga.

## 7. SUELOS FRICCIONANTES

En un suelo puramente friccionante

$$c = 0 \quad \text{y} \quad s = \sigma \tan \phi$$

La capacidad de carga resistente vale, de acuerdo con la ec 10:

$$q_R = p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (18)$$

Usualmente  $F_{R2} = F_{R3} = F_R$ , por lo tanto

$$q_R = [p_v N_q f_q + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (19)$$

### 7.1 Falla general y falla local

Como mencionamos antes, la ec 1 se obtuvo considerando un material incompresible, hipótesis que se cumple sólo en suelos de compactos a muy compactos. Para tomar en cuenta la compresibilidad del material, Terzaghi y Peck (1967) recomiendan que se emplee la siguiente expresión para suelos en estado suelto

$$\tan \phi = (2/3) \tan \phi^* \quad (20)$$

donde  $\phi^*$  es el ángulo de fricción interna del suelo, determinado mediante pruebas de laboratorio o de campo.

Por su parte, Sowers (1962) indica que para suelos friccionantes con  $D_r$  mayor que 70% se debe emplear el criterio de Terzaghi para falla general, y que para  $D_r$  menor que 20% se debe usar dicho criterio para falla local, y que para valores intermedios de  $D_r$ , se debe interpolar. En consecuencia, podemos en forma conservadora usar la ec 20 de la siguiente manera

$$\tan \phi = \alpha \tan \phi^* \quad (21)$$

$$\phi = \text{ang tan} (\alpha \tan \phi^*) \quad (22)$$

donde

$$\alpha = 0.67 \quad \text{para } D_r \leq 0.5$$

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) \text{ para } 0.5 < D_r < 0.7 \quad (23)$$

$$\alpha = 1.0 \text{ para } D_r \geq 0.7$$

### 7.2 Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF)

Cuando el nivel de agua freática (NAF) queda por arriba del nivel de desplante de la subestructura, en el momento de la falla del terreno de cimentación, debido a alta permeabilidad de los suelos friccionantes, la fracción sólida se mueve hacia cierta dirección, mientras que el agua permanece en condición prácticamente hidrostática. Por lo tanto, se tienen que separar las contribuciones de las fases sólida y líquida del terreno. La contribución de la fase sólida está dada por la ec 18 con  $p_v = p_v'$  y  $\gamma = \gamma'$ , es decir

$$q_R' = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (24)$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

La contribución de la fase líquida es igual a la presión del agua  $u$  al nivel de desplante de la subestructura. La capacidad resistente total será la suma de la debida a la fase sólida y de la debida al agua, es decir

$$q_R = q_R' + u_R$$

$$q_R = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + u_R$$

Pero

$$p_v = p_v' + u, \quad u = p_v - p_v', \quad u_R = p_v F_{R4} - p_v' F_{R5}$$

$$q_R = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p_v F_{R4} - p_v' F_{R5}$$

$$q_R = p_v' (N_q f_q F_{R2} - F_{R5}) + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p_v F_{R4} \quad (25)$$

Las Normas de Cimentaciones hacen las siguientes consideraciones:  $F_{R2} = F_{R3} = F_{R5} = F_R$ , y  $F_{R4} = 1$ , por lo que la ec 25 queda

$$q_R = [p_v' (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (26)$$

### 7.3 Revisión de la seguridad del terreno de cimentación

Se recomienda en la práctica que en general el factor  $F_R \leq 0.45$ . Por ejemplo, las Normas de Cimentaciones recomiendan  $F_R = 0.35$  para

zapatas en la zona de lomas (zona I) de la ciudad de México

La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimiento vale (fig 5)

$$h = \frac{B \cos \phi \exp [(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi]}{2 \cos (\pi/4 + \phi/2)} \quad (27)$$

(Por ejemplo, para  $\phi = 36^\circ$ ,  $h = 1.98 B$ )

De acuerdo con lo tratado en los párrafos anteriores, la capacidad de carga resistente de un suelo puramente friccionante se puede obtener con la siguiente ecuación

$$q_R = [p_v' (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (28)$$

Se distinguen las siguientes condiciones:

a) Cuando el NAF se encuentre a una profundidad mayor que el valor de  $h$  dado por la ec 27, se emplea la ec 28 con  $\gamma = \gamma_m$ , siendo  $\gamma_m$  = peso volumétrico natural del suelo arriba del NAF.

b) Cuando el NAF se encuentre por arriba del nivel de desplante, se emplea la ec 28 con  $\gamma = \gamma'$

c) Cuando el NAF se encuentra en una posición intermedia  $z$  (fig 5), se emplea la ec 28 con

$$\gamma = \gamma' + (z/h) (\gamma_m - \gamma') \quad (29)$$

Siempre se debe cumplir que

$$q_{ult} \leq q_R \quad (30)$$

donde

$$q_{ult} = \sum Q F_c / A \quad (31)$$

[Por su parte, las Normas de Cimentaciones establecen que "en caso de que el ancho  $B$  sea mayor que la profundidad  $z$  del manto freático bajo el nivel de desplante de la cimentación, el peso volumétrico a considerar será

$$\gamma = \gamma' + (z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (\text{ec 4 de las NC})$$

"donde

$\gamma'$  = peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades  $z$  y  $(B/2) \tan (45^\circ + \phi/2)$

$\gamma_m$  = peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático".]

### Ejemplo

(Zapata sometida a carga vertical)

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata rectangular de concreto reforzado de la fig E-1.

Columna de 25 por 30 cm. Zapata de 1.7 m de ancho por 2 m de largo en planta; espesor losa zapata = 30 cm. Profundidad de desplante = 60 cm

$$\Sigma Q' = 26 \text{ t}, F_c = 1.4$$

Terreno de cimentación:  $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$ ,  $\phi^* = 37^\circ$ ,  $D_r = 58\%$ ,  $s_s = 2.6$ ,  $F_c = 1.1$ ,  $F_R = 0.45$

Considerar las siguientes condiciones:

- Nivel de agua freática (NAF) a 20 m de profundidad
- NAF al nivel de la superficie del terreno
- NAF a 2 m de profundidad bajo la superficie del terreno (1.4 m bajo el desplante del cimientto)

### Solución

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la ec 28:

$$q_R = [p_v(N_q f_q - 1) + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (28)$$

Aplicando la ec 23

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.67 + 1.65(0.58 - 0.5) = 0.802$$

Aplicando la ec 22

$$\phi = \text{ang tan}(\alpha \tan \phi^*) = 31.15^\circ$$

Usando las ecs 2 y 3

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 20.983$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 26.571$$

Usando las ecs 8 y 9

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi$$

$$= 1 + (1.7/2) \tan(31.15^\circ) = 1.514$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B/L) = 1 - 0.4(1.7/2)$$

$$= 0.66$$

- Nivel de agua freática (NAF) a 20 m de profundidad

Presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\Sigma Q = 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4)$$

$$+ ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.6)$$

$$= 26 + 2.448 + 0.054 + 1.596 = 30.098 \text{ t}$$

$$\Sigma Q F_c = 26(1.4) + 2.448(1.4) + 0.054(1.4) + 1.596(1.1)$$

$$= 41.658 \text{ t}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 41.658 / 1.7(2) = 12.252 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga resistente

Sustituyendo en la ec 27

$$h = 2.805 \text{ m} < 20 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ec 28

$$q_R = [1.6(0.6)((20.983)(1.514) - 1)$$

$$+ (1/2)(1.6)(1.7)(26.571)(0.66)](0.45)$$

$$+ 1.6(0.6) = 24.984 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{ult} = 12.252 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 24.984 \text{ t/m}^2 \therefore \text{Cumple}$$

- NAF al nivel de la superficie del terreno

Presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\Sigma Q = 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4)$$

$$+ ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.985)$$

$$= 26 + 2.448 + 0.054 + 1.98 = 30.482 \text{ t}$$

$$\Sigma Q F_c = 26(1.4) + 2.448(1.4) + 0.054(1.4) + 1.98(1.1) = 42.081 \text{ t}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 42.081 / 1.7(2) = 12.377 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga resistente

$$\gamma_{sat} = 1.985 \text{ t/m}^3, \gamma' = 0.985 \text{ t/m}^3$$

$$p_v = 1.985(0.6) = 1.191 \text{ t/m}^2$$

$$p_v' = 1.191 - 0.6 = 0.591 \text{ t/m}^2$$

Reemplazando en la ec 28

$$q_R = [0.591((20.983)(1.514) - 1)$$

$$+ (1/2)(0.985)(1.7)(26.571)(0.66)](0.45)$$

$$+ 1.191 = 15.981 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{ult} = 12.377 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 15.981 \text{ t/m}^2 \therefore \text{Cumple}$$

- NAF a 2 m de profundidad bajo la superficie del terreno (1.4 m bajo el desplante del cimientto)

Presión última sobre el terreno

$$\Sigma Q = 30.098 \text{ t}$$

$$\Sigma Q F_c = 41.658 \text{ t}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 41.658 / 1.7(2) = 12.252 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga resistente

Sustituyendo en la ec 27

$$h = 2.805 \text{ m}$$

$$\gamma_{sat} = 1.985 \text{ t/m}^3, \gamma' = 0.985 \text{ t/m}^3$$

Reemplazando en la ec 29

$$\gamma = 0.985 + (1.4)(1.6 - 0.985) / 2.805 = 1.292 \text{ t/m}^3$$

$$p_v = 1.6(0.6) = 0.96 \text{ t/m}^2$$

$$p_v' = p_v = 0.96 \text{ t/m}^2$$

Reemplazando en la ec 28

$$q_R = [0.96((20.983)(1.514) - 1)$$

$$+ (1/2)(1.292)(1.7)(26.571)(0.66)](0.45)$$

$$+ 0.96 = 22.914 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{ult} = 12.252 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 22.914 \text{ t/m}^2 \therefore \text{Cumple}$$

### Ejemplo

(Zapata sometida a carga vertical y dos momentos)

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata rectangular de concreto reforzado de la fig E-2.

Columna de 25 por 30 cm. Zapata de 1.7 por 2 m; espesor losa zapata = 30 cm. Profundidad de desplante = 60 cm

$$\Sigma Q' = 26 \text{ t}, M_y = 4.2 \text{ t}\cdot\text{m}, M_x = 6.8 \text{ t}\cdot\text{m}, F_c = 1.4$$

Terreno de cimentación:  $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$ ,  $\phi^* = 37^\circ$ ,  $D_r = 58\%$ ,  $s_s = 2.6$ ,  $F_c = 1.1$ ,  $F_R = 0.45$

*Solución*

Cálculo de la presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4) \\ &+ ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.6) \\ &= 26 + 2.448 + 0.054 + 1.596 = 30.098 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Q F_c &= 26(1.4) + 2.448(1.4) + 0.054(1.4) \\ &+ 1.596(1.1) = 41.658 \text{ t} \end{aligned}$$

$$e_x = M_y / \Sigma Q = 4.2 / 30.098 = 0.1395 \text{ m}$$

$$e_y = M_x / \Sigma Q = 6.8 / 30.098 = 0.2259 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e_x = 1.421 \text{ m}, L' = L - 2e_y = 1.5482 \text{ m}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A' = \Sigma Q F_c / B' L'$$

$$= 41.658 / 1.421(1.5482) = 18.936 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la ec 28:

$$q_R = [p_v'(N_q f_q - 1) + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (28)$$

Aplicando la ec 23

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.67 + 1.65(0.58 - 0.5) = 0.802$$

Aplicando la ec 22

$$\phi = \text{ang tan}(\alpha \tan \phi^*) = 31.15^\circ$$

Usando las ecs 2 y 3

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 20.983$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 26.571$$

Usando las ecs 8 y 9

$$f_q = 1 + (B'/L') \tan \phi$$

$$= 1 + (1.421/1.5482) \tan(31.15^\circ) = 1.5547$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B'/L') = 1 - 0.4(1.421/1.5482)$$

$$= 0.6329$$

Sustituyendo en la ec 28

$$\begin{aligned} q_R &= [1.6(0.6)((20.983)(1.5547) - 1) \\ &+ (1/2)(1.6)(1.421)(26.571)(0.6329)](0.45) \\ &+ 1.6(0.6) = 23.224 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{ult} = 18.936 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 23.224 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

## 8. SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

En un cimientado somero apoyado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado la condición más desfavorable ocurre a corto plazo, ya que la resistencia tiende a aumentar al producirse el fenómeno de consolidación del suelo. Por lo tanto, se recomienda la ejecución de pruebas

triaxiales no consolidadas-no drenadas (tipo UU, pruebas rápidas) para la determinación de la resistencia al corte del terreno (fig 6).

Dado que la extracción de una muestra inalterada de arcilla produce cierta alteración de la misma, algunos autores recomiendan la ejecución de pruebas consolidadas-no drenadas para la obtención de la cohesión aparente del material. Desde luego, la presión de confinamiento de laboratorio deberá ser lo más cercana posible a la presión de confinamiento de campo.

En una prueba rápida  $c = c_u$  y  $\phi = \phi_u = 0$  (fig 6). Sustituyendo en las ecs 2, 3 y 8

$$N_q = 1, N_\gamma = 0, f_q = 1$$

Además, en teoría de la plasticidad se demuestra que en un material puramente cohesivo

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

Habíamos señalado antes que la capacidad de carga resistente está dada por la ec 10

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Sustituyendo los valores correspondientes a un suelo puramente cohesivo obtenemos

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_{R1} + p_v F_{R2} \quad (32)$$

$$\text{Hagamos} \quad F_{R1} = F_R \quad F_{R2} = 1$$

Por lo tanto

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v \quad (33)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 B/L$$

Skempton encontró que la capacidad resistente del suelo aumenta con la profundidad de empotramiento del cimiento en el estrato de apoyo (fig 7), hasta un máximo, después del cual se mantiene constante (Juárez Badillo y Rico, 1976). Por esta razón, dentro del factor de forma podemos agregar el efecto del empotramiento; el factor  $f_c$  queda entonces

$$f_c = 1 + 0.25 B/L + 0.25 D/B \quad (34)$$

para  $D/B < 2$  y  $B/L < 1$ . En caso de que  $D/B$  y  $B/L$  no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente (Normas de Cimentaciones, 1987).

#### Ejemplo

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata corrida de concreto reforzado de la fig E-3.

Espesor muro de concreto reforzado 20 cm. Zapata de 1.3 m de ancho; espesor losa zapata = 20 cm. Profundidad de desplante = 50 cm

$\Sigma Q' = 6$  t/m,  $F_c = 1.4$

Terreno de cimentación: arcilla limosa totalmente saturada,  $\gamma_{sat} = 1.6$  t/m<sup>3</sup>,  $c_u = 2.5$  t/m<sup>2</sup>,  $F_c = 1.1$ ,  $F_R = 0.7$

#### Solución

Cálculo de la presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\begin{aligned}\Sigma Q &= 6 + 1.3(0.2)(2.4) + 0.2(0.3)(2.4) \\ &+ (1.3 - 0.2)(0.3)(1.5) = 6 + 0.624 + 0.144 + 0.495 \\ &= 7.263 \text{ t/m}\end{aligned}$$

$$\Sigma Q F_c = 6(1.4) + 0.624(1.4) + 0.144(1.4) + 0.495(1.1) = 10.020 \text{ t/m}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 10.020 / 1.3(1) = 7.707 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la ec 33:

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v \quad (33)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L \quad (34)$$

para  $D/B < 2$  y  $B/L < 1$ . En caso de que  $D/B$  y  $B/L$  no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente. Sustituyendo valores

$$f_c = 1 + 0.25(0.2/1.3) + 0.25(1.3/6) = 1.0926$$

$$q_R = 5.14(2)(1.0926)(0.7) + (1.5)(0.3) + (1.6)(0.2) = 8.632 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{ult} = 7.707 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 8.632 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

## 9. SUELOS COHESIVOS PARCIALMENTE SATURADOS

Consideremos un suelo plástico totalmente saturado y hagamos que éste pierda humedad; durante este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos intergranulares de compresión en la estructura sólida del terreno (Juárez Badillo y Rico, 1976). A la diferencia entre la presión en el aire y la

presión en el agua se le denomina succión, la cual vale  $(u_a - u_w)$ , siendo  $u_a$  = presión en el aire y  $u_w$  = presión en el agua. Por lo tanto, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión intergranular y, por consiguiente, un aumento de la resistencia al corte, tal como se muestra en la fig 8. Vemos en esta figura que al disminuir el grado de saturación (con el consecuente aumento de la succión) se incrementa la resistencia al corte del terreno.

Fredlund y Rahardjo (1993) consideran que la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado está dada por

$$s = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (35)$$

siendo  $(u_a - u_w)$  = succión

En la tabla 1 se muestran valores de  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\phi^b$  para diferentes suelos (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Cabe aclarar que, en un suelo cohesivo parcialmente saturado, al aumentar la presión de confinamiento  $\sigma_3$  se incrementan tanto la presión en el aire  $u_a$  como la presión en el agua  $u_w$ ; si en los poros del suelo se presenta un estado *abierto* (vacíos del aire interconectados entre sí; Marsal, 1979), la presión  $u_a$  se disipa rápidamente y el suelo se comprime. En consecuencia, aumenta el grado de saturación del suelo. Para valores altos del grado de saturación  $S_r$ , los poros pasan del estado *abierto* al estado *ocluido* (vacíos del aire no conectados entre sí), en este momento la presión del aire se aproxima a la del agua  $u_a \cong u_w$ . Este fenómeno se presenta para valores del grado de saturación cercanos a 100%. Para  $S_r = 100\%$ ,  $u_a = u_w$ . La ec 35 se transforma en

$$s = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (36)$$

que es la ley de resistencia de un suelo totalmente saturado.

Para calcular la capacidad de carga, se estima el valor más desfavorable de la succión en el campo, y se sustituye en la ec 35. Para un valor fijo de la succión, la cohesión del suelo vale

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (37)$$

y la ec 35 queda

$$s = c + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (38)$$

Podemos observar en la ec 38 que para una cierta succión el suelo se puede considerar como un material cohesivo-friccionante, por lo que podemos aplicar la ec 10 para determinar su capacidad de carga:

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (39)$$

O bien, si hacemos  $F_{Ri} = F_R$

$$q_R = [cN_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (40)$$

### Ejemplo

Determinar la capacidad de carga resistente de un suelo cohesivo parcialmente saturado que tiene las siguientes propiedades:

$$c' = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi' = 22.5^\circ, \phi^b = 16.1^\circ, \gamma = 1.5 \text{ t/m}^3.$$

Zapata corrida  $B = 1.5 \text{ m}$ ,  $L = 4 \text{ m}$ ,  $D_f = 0.8 \text{ m}$ .

Considerar una succión en el campo ( $u_a - u_w$ ) = 1  $\text{kg/cm}^2$ , con  $F_R = 0.45$ .

### Solución

Aplicando la ec 37, con ( $u_a - u_w$ ) = 1  $\text{kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2$ , se obtiene  $c = 5.386 \text{ t/m}^2$ , y la resistencia al corte vale (ec 38)

$$s = 5.386 + (\sigma - u_a) \tan 22.5^\circ$$

Podemos considerar el material como cohesivo-friccionante con  $c = 5.386 \text{ t/m}^2$  y  $\phi = \phi' = 22.5^\circ$ .

Sustituyendo en las ecs 2 a 9:

$$N_q = 8.228, N_\gamma = 7.644, N_c = 17.451, f_c = 1.094, f_q = 1.155, f_\gamma = 0.85$$

Aplicando la ec 40:

$$q_R = [5.386(17.451)(1.094) + (1.5)(0.8)(8.228)(1.155) + (1/2)(1.5)(1.5)(7.644)(0.85)](0.45) = 54.693 \text{ t/m}^2$$

## 10. SUELOS CEMENTADOS

Es frecuente encontrar en la naturaleza suelos en los que sus partículas se encuentran unidas por algún tipo de cementante. La cementación de los granos es muy variable: puede ser tan fuerte que el suelo se clasifica como roca –por ejemplo algunas tobas de consistencia dura, conocidas como piedra de cantera-, o puede ser tan débil que un pequeño aumento de humedad puede producir la pérdida completa de la cementación. Ejemplos de terrenos cementados son los suelos colapsables, las tobas y los suelos residuales.

Uno de los problemas que se presentan en los suelos cementados consiste en que al aumentar su humedad ocurre una disminución de la resistencia al corte, lo cual afecta obviamente la seguridad del terreno de cimentación.

Por lo anterior, en suelos cementados parcialmente saturados conviene realizar pruebas de resistencia al corte variando el grado de saturación del terreno. El cambio de la resistencia en suelos cementados es similar al que ocurre en arcillas parcialmente saturadas, pues en ambos materiales la resistencia aumenta al disminuir el grado de saturación (fig 8). Es interesante notar que la mayor variación ocurre en la cohesión aparente  $c$  del suelo, mientras que el ángulo de fricción interna  $\phi$  cambia muy poco. Se puede inclusive trazar la variación de  $c$  en suelos cementados en función de  $S_r$  (fig 9a).

Una forma aproximada de obtener los parámetros de resistencia en un suelo cementado consiste en realizar pruebas triaxiales drenadas en el material totalmente saturado, con lo que se obtienen  $c'$  y  $\phi'$  del suelo. La variación de la cohesión con el grado de saturación se puede determinar a partir de pruebas de compresión simple, con lo que se obtiene una curva como la de la fig 9b. A partir de esta gráfica, el ingeniero selecciona un valor desfavorable de  $c_{qu}$ , primordialmente en función de las condiciones de drenaje del suelo. Con esta magnitud de  $c_{qu}$  se obtiene el valor de la cohesión  $c$  del suelo (fig 10)

$$c = c_{qu} [\cos \phi - \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)] \quad (41)$$

La capacidad de carga se calcula utilizando las expresiones 39 ó 40, con  $c$  dado por la ec 41 y con  $\phi'$  determinado con los ensayos drenados de compresión triaxial.

## 11. OTRAS CLASES DE SUELOS

Los incisos 7 a 10 cubren una amplia gama de suelos en la práctica, pero se pueden encontrar suelos con características intermedias entre ellos. Por ejemplo, una mezcla de arena con arcilla puede presentar bajo ciertas condiciones el comportamiento de un material cohesivo-friccionante. En estos casos, se deben determinar las propiedades de resistencia para las condiciones más desfavorables durante la

vida útil de la cimentación, y aplicar la expresión 10

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (42)$$

O bien, si hacemos  $F_{R1} = F_R$

$$q_R = [cN_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (43)$$

## 12. USO DE CORRELACIONES

El cálculo de la capacidad de carga de un suelo requiere de la determinación previa de sus propiedades mecánicas. Es siempre recomendable obtener estas propiedades a partir de pruebas directas de campo –como una prueba de placa- o de ensayos de laboratorio.

Sin embargo, en ocasiones no es posible obtener estas propiedades porque el costo de las pruebas de placa es alto, o porque no se pueden extraer muestras inalteradas del suelo – como es el caso de suelos puramente friccionantes, como las arenas limpias- Para resolver el problema, desde el punto de vista práctico, se recurre a correlaciones entre propiedades mecánicas y propiedades índice o ensayos de campo. En general, la dispersión de valores de las correlaciones es alta, por lo que el ingeniero debe usarlas con precaución. En los siguientes párrafos presentamos algunas correlaciones que se usan con cierta frecuencia en la práctica.

### Suelos friccionantes

La fig 11 contiene la variación del ángulo de fricción interna en función del número de golpes N de la prueba de penetración estándar (Juárez Badillo y Rico, 1976).

La tabla 2 (Meyerhof, 1956) muestra los valores del ángulo de fricción interna en función de la capacidad del suelo

La relación entre N y  $q_c$  ( $q_c$  = resistencia en la punta del cono holandés, en  $\text{kg/cm}^2$ ) está dada por (Schmertmann, 1970)

Suelo	$q_c/N$
Limo. Limo arenoso	2
Arena de fina a media. Arena poco limosa	3.5
Arena gruesa. Arena con poca grava	5

Arena con grava. Grava	6
------------------------	---

Para fines prácticos, en cimientos profundos la resistencia  $q_c$  se puede tomar como la capacidad de carga última del suelo.

Las figs 12 y 13 contienen correlaciones entre  $q_c$  y el ángulo de fricción interna para arenas (Tamez *et al*, 1987).

### Suelos cohesivos

En la tabla 3 se exhibe la variación de la resistencia a la compresión simple  $q_u$  de un suelo cohesivo en función de su consistencia y del número de golpes de la prueba de penetración estándar (Terzaghi y Peck, 1967).

Cuando se emplea el cono holandés la resistencia al corte en condiciones no drenadas está dada por

$$c_u = q_c / N_k \quad (44)$$

La tabla 4 muestra valores típicos del coeficiente  $N_k$  (Santoyo *et al*, 1989).

Existe también una cierta correlación entre la resistencia  $c_u$  y la presión vertical efectiva  $p_v'$ . Así, el cociente  $c_u/p_v'$  varía de 0.2 a 0.3 en arcillas normalmente consolidadas (datos de cinco suelos;  $21\% < \text{índice plástico} < 75\%$ ; Ladd *et al*, 1977). Para arcillas preconsolidadas, la relación es

$$(c_u/p_v')_{pc} = (c_u/p_v')_{nc} (\text{OCR})^m \quad (44a)$$

siendo OCR la relación de preconsolidación. El exponente  $m \cong 0.8$  (Ladd *et al*, 1977).

## 13. EXPERIENCIA LOCAL

Cada localidad se asienta sobre una o varias formaciones geológicas, las cuales exhiben una estratigrafía y propiedades típicas de cada una de ellas.

Una formación geológica presenta problemas de ingeniería propios de la misma. Por lo tanto, el ingeniero debe estar familiarizado con la estratigrafía y propiedades de dicha formación, y observar el comportamiento de las obras construidas en ella, lo cual permite una adecuada calibración entre uso de propiedades mecánicas y conducta de las cimentaciones.

En los siguientes párrafos presentamos magnitudes de propiedades mecánicas para el subsuelo de la ciudad de México, obtenidas a partir de la estadística. Cabe aclarar que estas propiedades el ingeniero las debe emplear con las reservas de caso, pues en general la dispersión de los datos es alta. Desde luego, presentan una mayor confiabilidad aquellas correlaciones en las que se proporcionan magnitudes de la dispersión de los datos (desviación estándar o variancia).

La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la siguiente expresión

$$c_u = q_c/N_k \quad (44)$$

En la tabla 5 se presentan los valores de  $c_u$  para el subsuelo de la zona del lago de la ciudad de México, en función de la resistencia en la punta del cono  $q_c$  (Santoyo, 1980).

La arcilla de la ciudad de México, que constituye la llamada formación arcillosa superior, (Marsal y Mazari, 1959), formación Tacubaya (Zeevaert, 1973) o serie arcillosa superior (Tamez *et al*, 1987), exhibe el siguiente valor de la resistencia al corte  $c_{qu} = q_u/2$  ( $q_u$  = resistencia a la compresión simple) en función del contenido natural de agua  $w$  (Deméneghi, 1982a):

$$c_{qu} = 0.4194 - 0.0003038 w - 0.11203 t_\alpha \sqrt{1.01449 + (w - 252.8)^2 / 620434} \quad (45)$$

( $c_{qu}$  en  $\text{kg/cm}^2$  y  $w$  en por ciento del peso seco,  $75 < w < 400\%$ )

La ec 45 se obtuvo con  $N = 69$  pares de valores ( $w$ ,  $c_{qu}$ );  $t_\alpha$  es una variable aleatoria con distribución  $t$  de Student, la cual se obtiene para  $N-2$  grados de libertad. En la tabla 6 se proporcionan valores de  $t_\alpha$  para diferentes niveles de confianza  $\alpha$ . Consideremos que un estrato de la formación Tacubaya (o formación arcillosa superior, o serie arcillosa superior) tiene un contenido natural de agua  $w = 250\%$ , tomando un  $\alpha = 10\%$ , de la tabla 5:  $t_\alpha = 1.2944$ . Aplicando la ec 45 se obtiene  $c_{qu} = 0.1974 \text{ kg/cm}^2$ . Esto indica que existe una probabilidad de 10% de que el valor de la cohesión en dicho estrato sea menor que  $0.1974 \text{ kg/cm}^2$ . La fig 14 muestra la variación de  $c_{qu}$  con  $w$ , para  $\alpha = 10\%$  (Deméneghi, 1982b)

La tabla 7 contiene datos de resistencia al corte de suelos de la zona poniente de la ciudad de México (Deméneghi y Sanginés, 2000). Las tobas están formadas por limos arenosos y arenas limosas; en ocasiones estos suelos contienen cierto porcentaje de arcilla (León, 1976). Las arenas de pómez proceden de materiales pumíticos gris claro (León, 1976) y de una laterita de pómez (Ellstein, 1992).  $c'$  es la cohesión del suelo saturado previamente, en condiciones drenadas;  $c_{nat}$  es la cohesión en estado natural (sin variar su humedad natural) y  $\phi$  es el ángulo de fricción interna.

En la tabla 8 la media de la población se toma igual a la media de la muestra. La variancia de la población se estima con la siguiente expresión

$$\sigma^2 = (N-1) s^2 / \chi^2_{1-\alpha_1} \quad (46)$$

donde  $\chi^2_{1-\alpha_1}$  se obtiene para  $N-1$  grados de libertad; para fines prácticos  $\alpha_1$  se puede tomar igual a 40%. Esto quiere decir que la probabilidad de que la variancia de la población sea mayor que  $\sigma^2$  (calculada con la ec 46), es 40%. En la tabla 8 se presentan los parámetros de resistencia de las poblaciones estadísticas de las tobas y de las arenas pumíticas, usando los datos de la tabla 7.

Con los valores de la tabla 8 se pueden hacer inferencias estadísticas de las propiedades mecánicas. En efecto, aceptando que una población estadística tiene una distribución normal de probabilidad, un valor desfavorable (poco probable) se calcula

$$\text{Valor desfavorable} = \mu - \sigma Z_{\alpha_2} \geq 0 \quad (47)$$

La probabilidad de que la magnitud de una propiedad mecánica sea menor que el valor desfavorable calculado con la ec 47, es  $\alpha_2$ .

Aplicando la ec 47, en la tabla 9 se presentan valores desfavorables de los parámetros de resistencia, para las tobas y para las arenas pumíticas, para distintos niveles de confianza  $\alpha_2$ . El ingeniero puede elegir un cierto nivel de confianza, de acuerdo con su criterio y experiencia, y estimar la probabilidad de ocurrencia de una propiedad mecánica (Deméneghi y Sanginés, 2000).

El uso de la tabla 9 es como sigue: tomando por ejemplo un nivel de confianza  $\alpha_2 = 20\%$ , en la

toba existe una probabilidad de 20% de que  $c'$  resulte menor que  $2.092 \text{ t/m}^2$ , que  $c_{\text{nat}}$  resulte menor que  $8.931 \text{ t/m}^2$  y que  $\phi$  resulte menor que  $26.073^\circ$ .

Cabe aclarar que los parámetros de resistencia dependen del grado de saturación del suelo. El valor de una propiedad mecánica  $b$  en función de la variación de la humedad del terreno se puede calcular con la siguiente expresión

$$b = b' + a (b_{\text{nat}} - b') \quad (48)$$

donde  $a$  es un parámetro que depende de las condiciones de drenaje del sitio. Sus valores tentativos se muestran en la tabla 10. Por ejemplo, cuando existe una baja probabilidad de que cambie la humedad del terreno, se considera que las condiciones de drenaje son buenas; mientras que cuando existe una alta probabilidad de que se sature completamente el suelo, se considera que las condiciones de drenaje son malas (Deméneghi y Sanginés, 2000).

En la práctica conviene utilizar un nivel de confianza  $\alpha_2$  suficientemente alejado de 50%, para tomar en cuenta la dispersión de los datos estadísticos. En este sentido, podemos tomar  $\alpha_2 = 20\%$ .

Para  $\alpha_2 = 20\%$  obtenemos las siguientes propiedades mecánicas de las tobas (tabla 9):

$$c' = 2.092 \text{ t/m}^2, c_{\text{nat}} = 8.931 \text{ t/m}^2, \phi = 26.073^\circ$$

Para el cálculo de la capacidad de carga, dado que las propiedades mecánicas obtenidas con este valor son conservadoras, conviene emplear un factor de resistencia relativamente alto; por lo tanto, se recomienda un  $F_R = 0.7$  en la fórmula de capacidad de carga.

Consideremos como ejemplo una zapata corrida con  $D_f = 0.3 \text{ m}$ ,  $B = 0.8 \text{ m}$ ,  $L = 5 \text{ m}$ ,  $\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$ , con condiciones regulares de drenaje.

$$a = 0.3 \quad (\text{tabla 10})$$

Sustituyendo en la ec 48, con  $c = b$

$$c = 4.144 \text{ t/m}^2$$

Reemplazando en la ec 40, con  $F_R = 0.7$ , hallamos una capacidad de carga resistente  $q_R = 76.5 \text{ t/m}^2$ . Tomando un factor de carga  $F_c = 1.4$ ,

la presión media de contacto para no exceder el estado límite de falla es  $q = 54.7 \text{ t/m}^2 \cong 55 \text{ t/m}^2$ .

Por otra parte, en una arcilla totalmente saturada, ligeramente preconsolidada, de un sitio cercano a la ciudad de San Francisco (Young Bay Mud; índice plástico  $\cong 45\%$ ), la relación  $c_u/p_v'$  varía de 0.35 a 0.4 (Benoit y Clough, 1986).

Ciudad Universitaria, D F, febrero de 2003

## REFERENCIAS

Benoit, J y Clough, G W, "Self-boring pressure-meter tests in soft clay", Jour Geot Eng, ASCE, vol 112, N° 1: 60-78, enero 1986

Deméneghi, A, "Sobre el empleo de correlaciones en mecánica de suelos", Revista Ingeniería, Vol LII, N° 2: 81-87, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1982a

Deméneghi, A, "Aplicaciones de la estadística a la arcilla de la formación Tacubaya del valle de México", Revista Ingeniería, Vol LII, N° 4: 95-106, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1982b

Deméneghi, A y Sanginés, H, "Análisis estadístico de propiedades de los suelos de la zona poniente de la ciudad de México", XX Reunión Nal Mec Suelos, vol 2: 379-385, Oaxaca, Oax, Soc Mex Mec Suelos, nov 2000

Ellstein, A, "Medición de la capacidad de carga in-situ mediante un cono dinámico especial", Simposio sobre Experiencias Geotécnicas en la Zona Poniente del Valle de México: 17-21, Soc Mex Mec Suelos, México, D F, 1992

Fredlund, D G y Rahardjo, H, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Wiley, 1993

Juárez Badillo, E y Rico, A, *Mecánica de Suelos*, tomo I, 3ra ed, Limusa, 1976

Ladd, C C, Foott, R, Ishihara, K, Schlosser, F y Poulos, H G, "Stress-deformation and strength characteristics" IX Int Conf Soil Mech Found Eng, Tokio, 1977

- León, J L, "Propiedades del suelo", Simposio sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México: 22-36, Soc Mex Mec Suelos, México, D F, 1976
- Marsal, R J, "Propiedades de los suelos compactados", VI Congr Panam Mec Suelos Ing Ciment, vol I, Lima, 1979
- Marsal, R J y Mazari, M, *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1959
- Meyerhof, G G, "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils", Jour Soil Mech Found Div, SM-1, ASCE, enero 1956
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Departamento del Distrito Federal, 1987
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Departamento del Distrito Federal, 1987
- Santoyo, E, "Empleo del cono estático en un túnel de la ciudad de México", X Reunión Nal Mec Suelos, Morelia, Soc Mex Mec Suelos, 1980
- Santoyo, E, Riqing, L X y Ovando, E, *El Cono en la Exploración Geotécnica*, TGC Geotecnia, 1989.
- Schmertmann, J H, "Static cone to compute static settlement over sand", Jour Soil Mech Found Div, ASCE, SM3, mayo 1970
- Sowers, G F, "Shallow foundations", cap 6 de *Foundation Engineering*, ed por G A Leonards, McGraw-Hill, 1962
- Tamez, E, Santoyo, E, Mooser, F y Gutiérrez, C E, *Manual de Diseño Geotécnico*, Vol 1, Covitur, Sria Gral Obras, Depto Distrito Federal, 1987
- Terzaghi, K y Peck, R B, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2da ed, Wiley, 1967
- Zeevaert, L, *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, 1973

(Accapcarp)

TABLA 2

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA PARA ARENAS (Meyerhof, 1956)

Estado	Compacidad relativa	N	$q_c$ kg/cm <sup>2</sup>	Ángulo de fricción interna Grados
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	30-35
Semicompacto	0.4-0.6	10-30	40-120	35-40
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-200	40-45
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 200	> 45

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

 $q_c$  = resistencia en la punta del cono

TABLA 3

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN ARCILLAS

(Terzaghi y Peck, 1967)

Consistencia	N	Resistencia a la compresión simple, $q_u$ kg/cm <sup>2</sup>
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy firme	15-30	2.0-4.0
Dura	> 30	> 4.0

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

TABLA 4

VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE  $N_k$  (Santoyo et al, 1989)

Tipo de suelo	$N_k$
Arcilla normalmente consolidada ( $q_c < 20$ kg/cm <sup>2</sup> )	15-18
Arcilla suave con falla local	10-14
Arcilla preconsolidada ( $q_c > 25$ kg/cm <sup>2</sup> )	22-26
Suelos arcillosos abajo del nivel freático	14

Suelos arcillosos blandos	20
---------------------------	----

TABLA 5  
VALORES DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN PRUEBA RÁPIDA (Santoyo, 1980)

Tipo de suelo	$q_c$ , kg/cm <sup>2</sup>	Prueba		Torcómetro		Penetrómetro de bolsillo
		Triaxial UU	Compresión simple	Laboratorio	Campo	
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c/14$	$q_c/20$	-	-	-
Arcillas blandas	$q_c > 5$	$q_c/13$	$q_c/16$	$q_c/12$	$q_c/14$	-
Limos arcillosos duros	$q_c > 10$	$q_c/24$	$q_c/54$	-	-	$q_c/29$

TABLA 6  
VALORES DE LA VARIABLE ALEATORIA  $t_\alpha$  (t DE STUDENT)  
PARA N-2=67 GRADOS DE LIBERTAD

Nivel de confianza $\alpha$ , %	2.5	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$t_\alpha$	1.9961	1.6680	1.2944	1.0446	0.8471	0.6782	0.5270	0.3870	0.2544	0.1261	0

TABLA 7  
PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE MUESTRAS ESTADÍSTICAS DE TOBAS Y DE ARENAS PUMÍTICAS (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Propiedad mecánica	Tobas			Arenas pumíticas	
	$c'$ t/m <sup>2</sup>	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
Número de valores, N	7	13	20	18	18
Media	6.357	26.169	37.65	4.63	31.367
Variación, $s^2$	19.560	355.986	167.818	4.463	76.364
Desviación estándar, s	4.423	18.868	12.954	2.113	8.739
Coefficiente de variación	0.696	0.721	0.344	0.456	0.279

TABLA 8  
PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE. POBLACIONES ESTADÍSTICAS DE TOBAS Y DE ARENAS PUMÍTICAS (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Propiedad mecánica	Tobas			Arenas pumíticas	
	$c'$ t/m <sup>2</sup>	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
Número de valores, N	7	13	20	18	18
$\chi$ cuadrada	4.57	10.182	16.85	14.937	14.937
Media, $\mu$	6.357	26.139	37.65	4.63	31.367
Variación, $\sigma^2$	25.680	419.547	189.231	5.080	86.910
Desviación estándar, $\sigma$	5.068	20.483	13.756	2.254	9.323

TABLA 9

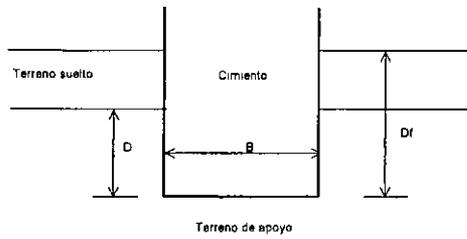
VALORES DESFAVORABLES ESTIMADOS DE PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL CORTE (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Nivel de confianza $\alpha_2$ %	$z_{\alpha_2}$	Tobas			Arenas pumíticas	
		$c'$ t/m <sup>2</sup>	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados	$c_{nat}$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
5	1.6449	0	0	15.023	0.923	16.032
10	1.2816	0	0	20.020	1.741	19.419
15	1.0364	1.105	4.941	23.393	2.294	21.705
20	0.8416	2.092	8.931	26.073	2.733	23.521
25	0.6745	2.939	12.354	28.371	3.110	25.079
30	0.5244	3.700	15.428	30.436	3.448	26.478
40	0.2533	5.074	20.981	34.166	4.059	29.005
50	0	6.357	26.169	37.650	4.630	31.367

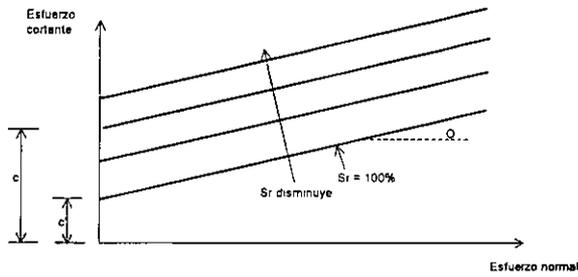
TABLA 10  
VALORES APROXIMADOS DEL  
PARÁMETRO  $a$  (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Condiciones de drenaje	$a$
Buenas	0.6
Regulares	0.3
Malas	0

(Accapcarp)

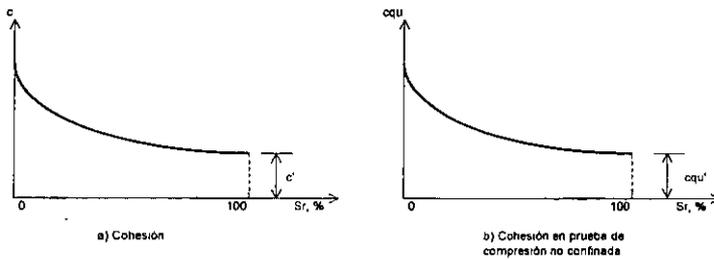


PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO "D" EN EL ESTRATO DE APOYO  
FIGURA 7

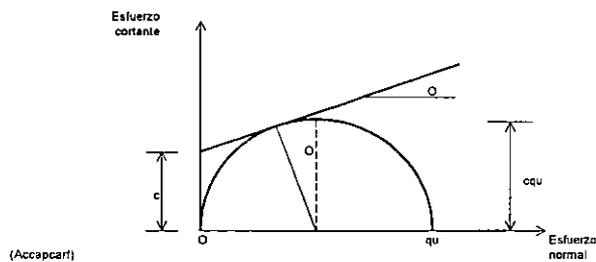


VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE CON EL GRADO DE SATURACIÓN  
FIGURA 8

(Accapcarf)

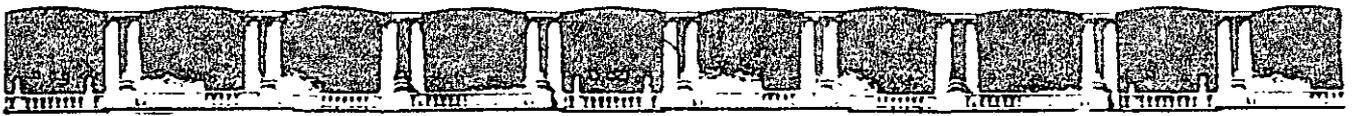


VARIACIÓN DE LA COHESIÓN CON EL GRADO DE SATURACIÓN  
FIGURA 9



(Accapcarf)

OBTENCIÓN DE LA COHESIÓN DEL SUELO  
FIGURA 10



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007



# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

CA 43

TEMA

CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN SUELOS

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
ING. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA  
DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007  
PALACIO DE MINERÍA**

## APUNTES DE CIMENTACIONES CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN SUELOS

Agustín Deméneghi Colina\*  
Margarita Puebla Cadena\*  
Héctor Sanginés García\*

### EL FENÓMENO DE LA DEFORMACIÓN EN LOS SUELOS

La compresión de un suelo se debe a dos causas (Schlosser, 1988): (a) por una parte a un reacomodo de sus partículas, que produce una disminución de su relación de vacíos, y (b) una deformación de los propios granos bajo la acción de las fuerzas que se ejercen en los puntos de contacto.

Consideremos un suelo seco contenido en un recipiente cilíndrico (fig 1a), y observemos las fuerzas de contacto que actúan entre las partículas (fig 1b), las cuales se han dividido en una componente normal  $N$  y una componente tangencial  $T$  a las superficies de contacto (Lambe y Whitman, 1969). Las fuerzas de contacto producen deformaciones elásticas y plásticas en la vecindad de los puntos de contacto, las cuales ocasionan un aumento del área de contacto entre los granos (fig 2a). Si existen partículas de forma laminar, éstas sufrirán una flexión, como se indica en la fig 2b. Además, una vez que la fuerza cortante excede la resistencia al corte, ocurrirá un deslizamiento entre los granos (fig 2c; Lambe y Whitman, 1969). La deformación de la masa de suelo se deberá en parte al resultado de la deformación de las partículas individuales y en parte al deslizamiento entre las partículas. Se ha observado experimentalmente que el movimiento de los granos, con el subsecuente reacomodo de los mismos, es el causante de la mayor deformación de los suelos. Debido a que el deslizamiento es una deformación no lineal e irreversible, es de esperarse que la relación esfuerzo-deformación unitaria de un suelo sea fuertemente no lineal e irreversible (lo cual indica que la curva esfuerzo-deformación unitaria no es una línea recta y no es única para ciclos de carga-descarga).

Como ya lo indicamos, las deformaciones que sufre un elemento de suelo son el resultado de

deformaciones dentro de las partículas y de movimientos relativos entre las propias partículas que forman dicho elemento (Lambe y Whitman, 1969). En cada uno de los contactos pueden ocurrir deformaciones unitarias de gran magnitud. Existen fundamentalmente dos mecanismos de deformación en los suelos granulares: distorsión (y rotura) de partículas individuales, y movimiento relativo entre granos como resultado de un deslizamiento o un giro. Estos dos fenómenos rara vez son independientes entre sí; por ejemplo, el conjunto de partículas de la fig 3 sería estable bajo el sistema de fuerzas mostrado si los granos fueran rígidos y no deslizaran entre sí; dado que las partículas no son rígidas, su deformación causaría pequeños movimientos, produciendo el colapso del conjunto. Mientras que los movimientos entre granos son los causantes de las grandes deformaciones de los suelos, estos desplazamientos no serían posibles si no hubiera distorsiones de las partículas (Lambe y Whitman, 1969).

En suelos cohesivos hay que tomar en cuenta además la interacción entre las partículas del suelo y el agua que las rodea (fig 4). Otro fenómeno que ocurre consiste en la influencia de los iones de las sales del agua sobre la superficie de las partículas (fig 5). Estos efectos producen diversas clases de estructura en las arcillas, como se indica en la fig 6 (Lambe y Whitman, 1969).

La forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria de un suelo depende de la relación entre el esfuerzo vertical y los esfuerzos horizontales, es decir, es función del tipo de prueba. En la fig 7 se muestran las curvas esfuerzo-deformación unitaria para pruebas de compresión isotrópica, de compresión confinada y de compresión triaxial (Lambe y Whitman, 1969).

---

\* Profesores del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería UNAM

No es usual que en el terreno se presente una compresión isotrópica, mientras que la compresión confinada es básicamente un fenómeno de cambio de volumen. En la compresión triaxial ocurren deformaciones unitarias laterales, pudiendo considerarse ésta como un fenómeno de cambio de forma. Por lo tanto, para el estudio de la deformación de un suelo, ésta se puede dividir en dos componentes: (a) una compresión por cambio de volumen, y (b) una compresión por cambio de forma.

### COMPRESIÓN POR CAMBIO DE VOLUMEN

Si sometemos una muestra de suelo granular a un ensaye de compresión sin deformación lateral (compresión confinada) obtenemos una curva de compresibilidad como la de la fig 8 (Schlosser, 1988). Al inicio de la carga, las deformaciones son grandes, las cuales se deben a movimientos y a reacomodo de los granos. Cuando el esfuerzo vertical aumenta, los movimientos disminuyen y las deformaciones son el resultado de la compresión aproximadamente elástica de los propios granos. El ciclo de descarga y de recarga ABCA (fig 9a), que no coincide con la curva inicial, muestra que el comportamiento del esqueleto sólido no es reversible.

Bajo esfuerzos altos se presenta rotura de los granos, que se traduce en un cambio de pendiente de la curva de la fig 9b (Schlosser, 1988).

En la fig 10 se muestran los resultados de pruebas de compresión confinada, en escala semilogarítmica, para varias clases de arenas (Lambe y Whitman, 1969). La rotura de granos ocurre cuando cambia la pendiente de la curva de compresibilidad. Para la arena formada por feldespato la rotura se presenta a un esfuerzo ligeramente superior a  $100 \text{ lb/plg}^2$  ( $7.03 \text{ kg/cm}^2$ ), mientras que para la arena de Sandy Point la rotura ocurre a un esfuerzo más de diez veces superior ( $1400 \text{ lb/plg}^2 = 98.4 \text{ kg/cm}^2$ ).

En arcillas totalmente saturadas, la compresión por cambio de volumen ocurre a largo plazo, debido a la baja permeabilidad del suelo.

### COMPRESIÓN POR CAMBIO DE FORMA

La fig 11 exhibe los resultados de una prueba de compresión triaxial en una arena (Lambe y Whitman, 1969). La relación esfuerzo-deformación unitaria se curva a pequeñas deformaciones y alcanza un máximo para una deformación unitaria del orden de 2%. Nótese que aún a pequeñas deformaciones la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Es interesante notar que en una prueba triaxial, tanto una arena compacta como una arena suelta tienden a la misma relación de vacíos (y a la misma resistencia) para grandes deformaciones (fig 12)

Si se aplica una carga relativamente rápida a un suelo cohesivo totalmente saturado, éste sufre una deformación prácticamente a volumen constante, pues el agua no alcanza a salir por la baja permeabilidad de la arcilla.

### EFFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO

Consideremos una muestra de suelo sometido a una presión de confinamiento  $p_c$ , y apliquemos un esfuerzo desviador  $\sigma_z$ ; en la fig 13 se muestra una curva típica esfuerzo desviador-deformación unitaria de un suelo en compresión triaxial. Observamos que el tramo inicial es una línea recta, y que después de cierto nivel de esfuerzo se convierte en una curva de concavidad hacia abajo. A la pendiente de la recta inicial se le conoce como módulo tangente inicial  $E_i$  del suelo. Algunos ingenieros utilizan el módulo de deformación correspondiente al 50% de la falla, el cual se denomina  $E_{50}$ .

En términos generales, al aumentar la presión de confinamiento se incrementa la rigidez de un suelo, siendo este fenómeno más acusado en suelos friccionantes. En la fig 14 se muestra la variación del módulo tangente inicial (o del  $E_{50}$ ) con la presión de confinamiento en un suelo.

Una forma aproximada de tomar en cuenta el fenómeno del incremento de rigidez con el confinamiento, consiste en el empleo del criterio de Janbu (1963; citado por Duncan y Chang, 1970), que establece que el módulo tangente inicial de deformación está dado por

$$E_i = E_{i0} + K p_a (p_c / p_a)^n \quad (1)$$

donde

$E_i$  = módulo tangente inicial de deformación

$E_{i0}$  = módulo tangente inicial de deformación para un confinamiento efectivo igual a cero

$K$  = coeficiente que depende de la rigidez del material

$p_a$  = presión atmosférica =  $10^3 \text{ t/m}^2$

$p_c$  = presión de confinamiento

$n$  = exponente que depende de la clase de suelo

En el campo, los esfuerzos horizontales por peso propio del suelo en general son diferentes del esfuerzo vertical (fig 15a). Es usual tomar una presión de confinamiento de campo dada por

$$p_{co} = \frac{p_{vo} + p_{ho} + p_{ho}}{3} = \frac{p_{vo} + 2p_{ho}}{3} \quad (2)$$

La presión horizontal vale

$$p_{ho} = K_o p_{vo} \quad (3)$$

donde  $K_o$  es el coeficiente de presión en reposo, y está dado por (Mitchell, 1993)

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi') (\text{OCR})^{\text{sen } \phi'} \quad (4)$$

donde

$\phi'$  = ángulo de fricción interna del suelo

OCR = relación de preconsolidación del suelo

Reemplazando la ec 3 en la ec 2

$$p_{co} = (1 + 2 K_o) p_{vo} / 3 \quad (5)$$

Si se construye una obra de ingeniería, ésta produce incrementos de esfuerzo  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (fig 15b). La presión de confinamiento se incrementa en la cantidad

$$p_{cf} = p_{co} + \Delta p_c$$

donde

$$\Delta p_c = (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

por lo tanto

$$p_{cf} = p_{co} + (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \quad (6)$$

Por otra parte, el módulo de Poisson se puede obtener de manera aproximada de la siguiente forma: consideremos un estrato de suelo cubierto por otros estratos en proceso de sedimentación, en el cual, por simetría, la deformación horizontal vale cero:  $\epsilon_h = 0$ . Aplicando la ley de Hooke

$$\epsilon_h = (1/E) [p_{ho} - \nu (p_{vo} + p_{ho})] = 0$$

$$p_{ho} = [\nu / (1 - \nu)] p_{vo} \quad (7)$$

$$\text{Pero } p_{ho} = K_o p_{vo}$$

Por lo tanto

$$\nu = K_o / (1 + K_o) \quad (8)$$

## EFFECTO DE LA TRAYECTORIA DE ESFUERZOS

El ejemplo más claro de que la deformación de un suelo depende de la trayectoria de esfuerzos consiste en la diferencia de rigidez entre un suelo normalmente cargado y un suelo precargado. En este último, su rigidez puede ser de 3 a 4 veces mayor que la del material normalmente cargado; las deformaciones del suelo serán por lo tanto muy diferentes en cada caso (Décourt, 1989).

El efecto de la precarga en las arenas es muy significativo; así, puede haber arenas "precargadas" o "normalmente cargadas" con similar  $D_r$ , pero con comportamiento muy diferente (Ladd *et al*, 1977). Por lo tanto, resulta inadecuada la utilización de la compacidad relativa  $D_r$  como un índice único del comportamiento de una arena. Por el mismo motivo, la poca sensibilidad de la prueba de penetración estándar (SPT) para detectar el decremento de compresibilidad en arenas causado por la precarga (o preconsolidación) es la razón principal de la gran dispersión hallada en la predicción de asentamientos de zapatas en arenas. Los métodos que no separan las arenas normalmente cargadas de las precargadas están condenados al fracaso (Décourt, 1989). De acuerdo con Burland y Burbridge (1985), el asentamiento de una zapata en una arena precargada es aproximadamente igual a un tercio de la

misma zapata sobre una arena normalmente cargada, independientemente de la magnitud de la relación de preconsolidación (OCR)

Mediante la ejecución de pruebas de placa helicoidal (screw plate tests), se puede estimar la máxima presión de precarga en arenas (Dahlberg, 1974, citado por Mitchell, 1978).

En una arcilla totalmente saturada, la compresibilidad en el tramo de recompresión es bastante menor que la compresibilidad en el tramo virgen (fig 16; Mitchell, 1993).

### INCREMENTO NETO DE CARGA

Se define el incremento neto de carga, o presión neta de la siguiente forma

$$q_n = q - p_{vo} \quad (9)$$

donde

$q$  = presión media de contacto entre suelo y cimiento

$p_{vo}$  = presión total previamente existente al nivel de desplante, debida a peso propio del suelo

### INFLUENCIA DE LA CLASE DE SUELO

La magnitud y la evolución de las deformaciones de un suelo dependen fundamentalmente del tipo de material y de la presencia del nivel de agua freática (NAF). Se pueden distinguir cuatro clases de suelos:

- i) Suelos friccionantes
- ii) Suelos cohesivos totalmente saturados
- iii) Suelos cohesivos parcialmente saturados
- iv) Suelos cementados parcialmente saturados

Las deformaciones en estos suelos se pueden calcular como se indica en los siguientes incisos. (Debido a lo extenso del tema, y aun cuando son de gran importancia, se omiten los aspectos dinámicos.)

### SUELOS FRICCIONANTES

Como mencionamos antes, en suelos friccionantes es muy importante tomar en

cuenta el incremento de rigidez del terreno con la presión de confinamiento. Para esto se puede emplear en forma aproximada la fórmula de Janbu (1963), dada por la ec 1

En la tabla 1 se presentan valores estadísticos de los módulos de deformación, los cuales deben emplearse únicamente para fines preliminares de análisis.

El asentamiento se calcula empleando la ley de Hooke para cada estrato:

$$\delta_z = (H/E_s) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (10)$$

La presión de confinamiento  $p_c$  que debe utilizarse en la ec 1 debe ser la presión efectiva, dada por

$$p_c = p_{co} + (1/2) \Delta p_c$$

$$\text{Pero } \Delta p_c = (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

Por lo tanto

$$p_c = p_{co} + (1/6) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \quad (11)$$

*Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF).* Si el suelo se encuentra abajo del NAF, en las ecs 1 y 11 se debe emplear la presión efectiva en vez de la presión total, pues la rigidez de una arena está en función de dicha presión efectiva.

Por otra parte, en relación con el cálculo de asentamientos de zapatas en arenas, analizando la mayoría de los datos publicados, Burland y Burbridge (1985; citados por Décourt, 1989) concluyeron que el asentamiento  $\delta$  (en milímetros) de zapatas en arenas normalmente cargadas está dado por

$$\delta = q B^{0.7} I_c \quad (12)$$

mientras que para arenas precargadas

$$\delta = q B^{0.7} I_c / 3 \quad (13)$$

donde

$$I_c = 1.17 / N^{1.4} \quad (14)$$

$q$  = presión de contacto, en  $\text{kN/m}^2$   
 $B$  = ancho de la cimentación, en metros

Existen varios métodos para calcular las deformaciones de los suelos friccionantes, tomando en cuenta los efectos de la presión de confinamiento y la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación unitaria. En el anexo 1 se presenta el procedimiento de Deméneghi (1999), en el anexo 2 el de Schmertmann (1970) y en el anexo 3 el de Kondner (Duncan y Chang, 1970).

## SUELOS PLÁSTICOS TOTALMENTE SATURADOS

En suelos plásticos totalmente saturados se presentan expansiones inmediatas producidas por excavación, asentamientos inmediatos a volumen constante (por recompresión y por compresión) y asentamientos diferidos con cambio de volumen (por recompresión y por compresión). Ocurren también deformaciones transitorias y permanentes, a volumen constante, producidas por sismo.

Las Normas de Cimentaciones establecen que en cimentaciones compensadas se calcularán:

- i) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación (asentamientos inmediatos a volumen constante);
- ii) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas; y
- iii) Los movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

En una excavación pueden ocurrir fuertes expansiones inmediatas debidas a deformaciones del suelo a volumen constante. Por ejemplo, en una excavación de 6 m de profundidad, de 18 m de ancho por 124.8 m de longitud, se observó una expansión al centro de 50 cm y de 20 en las orillas. En otra excavación de 6 m de profundidad, de 10 m de ancho por 48 m de longitud, se midió una expansión inmediata de 40 cm al centro y de 10 cm en las orillas. Estos datos fueron registrados por Marsal y Mazari (1959), que además señalan que tales movimientos del subsuelo son causa de asentamientos en un edificio, aunque se le haya compensado totalmente. Por su parte, Tamez (1996) señala que "en la ejecución de

excavaciones hasta de 120 m de longitud, 16 m de ancho y 6 a 7 m de profundidad, en aras del cumplimiento del programa de construcción (que debió llevarse a cabo con gran premura) hubo que admitir el desarrollo de expansiones del fondo, que llegaron hasta 60 cm, en algunos casos, por lo que se requirió la instalación de pilotes de control para reducir y controlar los asentamientos generados por la recuperación de las expansiones. Debe agregarse que solamente se empleó bombeo de achique para el control de filtraciones a la excavación, durante todo el tiempo que tomó la construcción de las cimentaciones. Esta contradicción, de *diseñar una cimentación compensada que, en teoría, no debiera sufrir asentamientos*, y la triste realidad de *no poder controlar las expansiones inducidas por el proceso de excavación*, que se traducirían más tarde en grandes asentamientos, me resultó muy inquietante, y la llamé, para mi propio uso, 'la paradoja de las cimentaciones compensadas', que me mantuvo inquieto durante varios años".

Para ejemplificar las deformaciones que experimenta un suelo cohesivo totalmente saturado, consideremos un edificio apoyado en una cimentación parcialmente compensada a base de un cajón de concreto reforzado, en un suelo de este tipo. Para alojar el cajón es necesario efectuar un corte, lo que produce expansiones inmediatas del fondo de la excavación. Al construir el edificio, las expansiones se recuperan mediante hundimientos, que se denominan asentamientos por recompresión. Debido al incremento neto de carga, se presentan hundimientos inmediatos adicionales, que se denominan asentamientos por compresión. Finalmente, debido al incremento neto de carga, ocurren hundimientos diferidos debidos al fenómeno de consolidación de la arcilla.

El cálculo de las deformaciones anteriores se puede llevar a cabo de la siguiente forma:

**Expansiones inmediatas.** Se ha observado que las expansiones inmediatas son de tipo elástico, por lo que con frecuencia se calculan empleando la teoría de la elasticidad. Sin embargo, es conveniente considerar que el módulo elástico del suelo es no lineal y además aumenta con la presión de confinamiento. El módulo elástico no lineal se suele obtener mediante pruebas de compresión triaxial (de preferencia del tipo consolidadas-no drenadas),

aplicando para cada presión de confinamiento ciclos de carga y descarga en el suelo. Las expansiones inmediatas se pueden calcular utilizando un módulo elástico lineal  $E_e$ , pero, por lo comentado en el cuerpo de este capítulo, el cómputo será sólo será aproximado, por el marcado comportamiento no lineal de los suelos. Cabe aclarar que en algunos sitios de la ciudad de México, la arcilla exhibe un módulo elástico no drenado del orden de  $50 \text{ kg/cm}^2$  (Alberro, 1970).

**Asentamientos inmediatos por recompresión.** Los asentamientos inmediatos por recompresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero conviene considerar que el módulo de deformación en recompresión es no lineal y que se acrecienta con la presión de confinamiento. El cálculo se efectúa en forma similar al de las expansiones, pues el módulo de recompresión es muy parecido al de expansión; el signo de los esfuerzos es ahora de compresión.

**Asentamientos inmediatos por compresión.** Los asentamientos inmediatos por compresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero conviene considerar que el módulo de deformación es no lineal y que aumenta con la presión de confinamiento.

**Asentamientos diferidos por recompresión y compresión.** Las cargas por recompresión y por compresión producen asentamientos diferidos ocasionados por cambio de volumen al ser expulsada el agua. Éstos se calculan con los resultados de pruebas de consolidación unidimensional.

Al aplicar una carga sostenida en un suelo cohesivo totalmente saturado se presenta una deformación a largo plazo, debida al fenómeno de *consolidación* del suelo. En general se acepta que la consolidación consta de dos procesos: (a) la *consolidación primaria*, debida al fenómeno de expulsión del agua del suelo, y (b) la *consolidación secundaria*, debida a una deformación de tipo viscoplástico de las partículas del suelo.

La deformación por consolidación primaria se puede calcular con la teoría de Terzaghi (Juárez Badillo y Rico, 1976) y la deformación por consolidación secundaria se puede calcular empleando la teoría de Zeevaert (1973).

En la práctica la deformación diferida se conoce a partir de una prueba de consolidación, que consiste en aplicar varias cargas sostenidas, durante lapsos más o menos definidos (que usualmente duran un día). En general se aplican del orden de 7 a 9 cargas, por lo que un ensaye de consolidación dura de 7 a 9 días. Los resultados de una prueba de consolidación se grafican en una curva de *compresibilidad*, en la que se trazan en el eje de las ordenadas la relación de vacíos y en el eje de las abscisas la presión aplicada (es usual graficar ésta en escala logarítmica).

Conocida la curva de compresibilidad de un estrato de suelo, el asentamiento se puede calcular con la siguiente expresión

$$\Delta H = [\Delta e / (1 + e_o)] H \quad (15)$$

La deformación diferida se puede calcular también en forma aproximada en función del índice de recompresión  $C_{rc}$  en el tramo de recompresión (fig 17). El asentamiento a largo plazo de un estrato de espesor  $H$  se obtiene de la siguiente forma

$$\Delta e = C_{rc} \log \left( \frac{p_{vo}' + \Delta p'}{p_{vo}'} \right) \quad (16)$$

Por lo tanto

$$\Delta H = \frac{C_{rc} H}{1 + e_o} \log \left( \frac{p_{vo}' + \Delta p'}{p_{vo}'} \right) \quad (17)$$

En el tramo virgen la deformación diferida se calcula

$$\Delta e = C_c \log \left( \frac{p_{vo}' + \Delta p'}{p_{vo}'} \right) \quad (18)$$

Por lo tanto

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left( \frac{p_{vo}' + \Delta p'}{p_{vo}'} \right) \quad (19)$$

En el anexo 1 se presenta un procedimiento no lineal para el cálculo de las compresiones a corto y a largo plazo en suelos cohesivos totalmente saturados.

## SUELOS PLÁSTICOS PARCIALMENTE SATURADOS

La problemática de los suelos plásticos parcialmente saturados es diferente a la de los suelos totalmente saturados. En éstos, la presión hidráulica  $u_w$  es mayor que cero, mientras que en aquéllos la presión  $u_w$  es menor que cero.

Consideremos un suelo plástico totalmente saturado, y hagamos que éste pierda humedad; durante este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos efectivos de compresión en la estructura sólida del suelo (Juárez Badillo y Rico, 1976); a la tensión en el agua se le denomina *succión*. Por lo tanto, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión efectiva, y un proceso de contracción del material. Por el contrario, una disminución de la succión ocasionará un aumento del volumen del suelo.

La succión total de un suelo consiste de dos componentes: la succión osmótica y la succión mátrica (Nelson y Miller, 1992).

La succión osmótica en una arcilla se debe a las fuerzas ejercidas sobre las moléculas de agua, como resultado de la diferencia de concentración de iones en el agua en la zona cercana a la doble capa eléctrica. En efecto, cerca de la partícula existe una mayor concentración de iones por la atracción de la carga negativa de una partícula sobre los cationes del agua, mientras que lejos de esta región la atracción disminuye y con ello la concentración de iones. Esta diferencia de concentración produce un fenómeno osmótico que tiene como consecuencia la aparición de la succión osmótica en el agua del suelo.

Para describir la succión mátrica, consideremos el suelo parcialmente saturado de la fig 18a. La altura hasta la cual el suelo permanece totalmente saturado por arriba del nivel de agua freática (NAF) depende del tamaño de los poros del suelo y de la diferencia entre las presiones del aire y del agua; en la fig 18a esta altura corresponde a la parte inferior del canal de aire, el cual se muestra amplificado en la fig 18b. Fredlund (1979) indica que para propósitos prácticos la frontera entre aire y agua se puede considerar como una *membrana* que representa

una fase distinta del suelo. El equilibrio del diagrama de cuerpo libre de esta membrana conduce a la siguiente expresión (Nelson y Miller, 1992)

$$(u_a - u_w) = 2T_s/r \quad (20)$$

donde

$u_a$  = presión en el aire

$u_w$  = presión en el agua

$T_s$  = tensión superficial de la membrana

$r$  = radio de la esfera (idealizada)

La cantidad  $(u_a - u_w)$  es justamente la succión mátrica del suelo.

La succión total es una función de las succiones mátrica y osmótica. Para la mayoría de las aplicaciones prácticas, el rango de variación del contenido de agua de un suelo es tal que los cationes adsorbidos están generalmente hidratados totalmente, y las fuerzas osmóticas se mantienen constantes. En consecuencia, no ocurren cambios significativos en la presión osmótica (Krahn y Fredlund, 1972) y los cambios en la succión total se deben fundamentalmente a variaciones en la succión mátrica (Nelson y Miller, 1992). En ocasiones la succión se expresa como el potencial de succión pF, que es igual al logaritmo en base 10 de la succión medida en centímetros de columna de agua.

Por otra parte, la plasticidad de los suelos da lugar a que además de la deformación debida a cambio de esfuerzos (por carga externa, peso propio o succión), se presente una expansión producida por la absorción de moléculas de agua dentro de las moléculas de las partículas sólidas del suelo, o por una hidratación de la doble capa eléctrica que rodea a las partículas. Esta absorción de agua e hidratación de la doble capa eléctrica depende de la mineralogía de las partículas de arcilla; por ejemplo, es mayor cuando el mineral es montorilonita.

Consideremos una arcilla en estado natural con baja humedad, y hagamos pruebas de compresión triaxial consolidadas-drenadas (pruebas lentas) para diferentes valores de la presión de confinamiento  $p_c$  (fig 19). Si se permite un aumento de humedad a la arcilla, ésta sufrirá una expansión por absorción de agua; después de que ocurra la expansión repetimos las pruebas de compresión triaxial, la

variación de  $E$ , es como se muestra en la fig 19. Vemos que la rigidez disminuye con el aumento del grado de saturación  $S_r$ .

La familia de curvas de la fig 19 se puede visualizar también en función de la succión, como se indica en la fig 20.

Es importante destacar que la deformación de la arcilla es la suma algebraica de la deformación por absorción de moléculas de agua más la compresión por el incremento de carga externa.

Un ejemplo de suelos cohesivos parcialmente saturados lo constituyen las arcillas expansivas, las cuales en temporada de lluvias pueden sufrir fuertes expansiones y en temporada de estiaje pueden experimentar contracciones por una disminución de su humedad.

Los movimientos anteriores pueden producir daños, sobre todo en estructuras ligeras como casas habitación y pavimentos. Estos daños se presentan en lugares de clima semiárido o árido, donde el nivel de agua freática (NAF) se encuentra a gran profundidad.

En la fig 21 se muestra un perfil de succión medido en Adelaide, Australia (Aitchison y Woodburn, 1969). La fig 22 exhibe cambios de la relación de vacíos de un suelo cuando se somete a cambios de succión y de carga externa en el consolidómetro. En la fig 23 se muestran variaciones de la deformación cuando cambia la succión con una carga constante (Aitchison y Woodburn, 1969).

En ocasiones se requiere conocer la presión vertical  $p_{vso}$  debida a peso propio y succión en un suelo. La valuación de  $p_{vso}$  se puede llevar a cabo con la realización de una prueba de "volumen constante", que consiste en aplicar una carga dada al suelo, para luego sumergir éste en agua; la arcilla tiende a expandirse, por lo que se incrementa la carga para evitar dicha expansión, el proceso se continúa hasta que el espécimen no muestra ya tendencia a expandirse. A partir de esta presión, la prueba se continúa en forma normal, cargando y descargando el suelo. La presión de expansión  $p_s'$  se obtiene como se indica en la fig 24; se considera que  $p_{vso} \cong p_s'$ . Esta corrección se hace debido a efectos de alteración del suelo al pasar del campo al laboratorio (Fredlund y Rahardjo, 1993).

En el anexo 1 se presenta un procedimiento no lineal (Deméneghi, 1999) y en el anexo 4 se presenta el criterio de Fredlund y Rahardjo (1993) para la valuación de la deformación de un estrato de arcilla por aumento o disminución de humedad.

## SUELOS POCO PLÁSTICOS, CEMENTADOS, PARCIALMENTE SATURADOS

Es frecuente encontrar en la naturaleza suelos de baja o nula plasticidad en los que sus partículas se encuentran unidas por algún tipo de cementante. La cementación de los granos es muy variable: puede ser tan fuerte que el suelo se clasifica como roca –por ejemplo algunas tobas de consistencia dura, conocidas como piedra de cantera-, o puede ser tan débil que un pequeño aumento de humedad puede producir la pérdida completa de la cementación. Ejemplos de terrenos cementados poco plásticos son los suelos colapsables, algunas tobas y algunos suelos residuales.

Uno de los problemas que se presentan en los suelos cementados consiste en que al aumentar su humedad ocurre una disminución de la rigidez del material, lo cual afecta obviamente la seguridad del terreno de cimentación.

Por lo anterior, en suelos poco plásticos cementados parcialmente saturados conviene realizar pruebas de deformabilidad variando el grado de saturación del terreno. En la fig 19 se exhibe la variación del módulo tangente inicial  $E$ , con el grado de saturación, apreciamos que la rigidez del suelo disminuye con el aumento del grado de saturación.

En la fig 25 se muestra la fuerte disminución de la relación de vacíos de un suelo colapsable al incrementarse la humedad (Dudley, 1970). Otro factor importante a considerar es el grado de alteración de las muestras extraídas del subsuelo. En la fig 26 se exhibe la influencia del grado de alteración en la deformabilidad del terreno (Houston y Houston, 1997); la curva AB corresponde a una muestra con muy poca o nula alteración, mientras que las curvas AC, AD y AE se obtienen para grados cada vez mayores de perturbación. Consideremos un suelo que al cargarlo en estado natural pasa de A a B (fig 26); al humedecerlo pasaría de B a F,

y el asentamiento estaría dado por la distancia vertical entre los puntos A y F. Si la muestra de suelo se alterara, obtendríamos por ejemplo la curva AD, y el asentamiento por humedecimiento estaría dado por la distancia de D a F. Sin embargo, en el campo el asentamiento por hidratación en realidad estaría dado por la distancia vertical entre B y F. Por otra parte, en general el hundimiento por carga en un suelo cementado en general es pequeño (distancia vertical AB, fig 26). Por lo anterior, para el cálculo del asentamiento por humedecimiento se recomienda utilizar la distancia vertical entre los puntos A y F de la fig 26 (Houston y Houston, 1997)

### EMPLEO DE FÓRMULAS ELÁSTICAS

La teoría de la elasticidad proporciona un buen número de soluciones para diferentes condiciones geométricas y de carga sobre el terreno. Por lo tratado en los incisos anteriores, es evidente que el empleo de fórmulas elásticas sólo proporciona una solución aproximada, pues no se toma en cuenta el efecto de la no linealidad en la relación esfuerzo-deformación del suelo, ni de la variación de la rigidez del material con la profundidad. Sin embargo, las fórmulas elásticas se usan con frecuencia en la práctica, dada su sencillez; el ingeniero debe estar consciente que su empleo sólo da una aproximación gruesa al cálculo de las deformaciones.

En el anexo 5 se proporcionan fórmulas elásticas para varios casos prácticos. El lector puede consultar el libro de Poulos y Davis (1974), el cual contiene numerosas soluciones elásticas de interés para la ingeniería de cimentaciones.

### USO DE CORRELACIONES

El cálculo de las deformaciones de un suelo requiere de la determinación previa de sus propiedades mecánicas. Es siempre recomendable obtener estas propiedades a partir de pruebas directas de campo —como una prueba de placa- o de ensayos de laboratorio.

Sin embargo, en ocasiones no es posible obtener estas propiedades porque el costo de las pruebas de placa es alto, o porque no se pueden extraer muestras inalteradas del suelo —

como es el caso de suelos puramente friccionantes, como las arenas limpias-. Para resolver el problema, desde el punto de vista práctico, se recurre a correlaciones entre propiedades mecánicas, entre éstas y pruebas índice o ensayos de campo. Por lo estudiado en los incisos anteriores, estas correlaciones sólo pueden dar valores muy aproximados de las propiedades mecánicas, por lo que la dispersión de dichas correlaciones es alta, razón por la cual el ingeniero debe usarlas con precaución. En los siguientes párrafos presentamos algunas correlaciones que se usan con cierta frecuencia en la práctica.

#### Suelos friccionantes

De acuerdo con Schmertmann *et al* (1978), la relación entre el módulo de deformación  $E_s$  del suelo y la resistencia en la punta del cono holandés  $q_c$  vale

$$E_s = 2.5q_c, \text{ para una zapata cuadrada}$$

$$E_s = 3.5q_c, \text{ para una zapata corrida}$$

Por su parte, Denver (1985) propone la siguiente expresión

$$E_s = F \sqrt{q_c/q_0} \quad (21)$$

Donde  $F = 8 \text{ MPa}$  y  $q_0 = 1 \text{ MPa}$ .

La relación entre  $E_s$  y el número de golpes  $N$  de la prueba de penetración estándar es, según Denver

$$E_s = C \sqrt{N} \quad (22)$$

donde  $C = 7 \text{ MPa}$ .

La relación entre  $N$  y  $q_c$  ( $q_c$  en  $\text{kg/cm}^2$ ) está dada por (Schmertmann, 1970)

Suelo	$q_c/N$
Limo. Limo arenoso	2
Arena de fina a media. Arena poco limosa	3.5
Arena gruesa. Arena con poca grava	5
Arena con grava. Grava	6

Como vimos en el inciso de suelos friccionantes, el asentamiento en milímetros de una zapata está dado por (Burland y Burbridge, 1985)

Arena normalmente cargada

$$\delta = q B^{0.7} I_c \quad (24)$$

Arena precargada

$$\delta = q B^{0.7} I_c / 3 \quad (25)$$

donde

$$I_c = 1.17 / N^{1.4} \quad (26)$$

q = presión de contacto, en kN/m<sup>2</sup>

B = ancho de la cimentación, en metros

Terzaghi y Peck (1967) proporcionan (fig 27) la presión de contacto en un cimiento, para que el asentamiento no sea mayor que 2.5 cm, en función del número de golpes de la prueba de penetración estándar y del ancho de la zapata.

#### *Suelos cohesivos totalmente saturados*

Se ha observado que existe cierta correlación entre el módulo  $E_u$  y la resistencia al corte no drenada  $c_u$  en un suelo cohesivo totalmente saturado, pero que esta relación depende de la plasticidad del material. En la fig 28 se muestra la variación de  $E_u/c_u$  en función de la relación de preconsolidación (Duncan y Buchignani, 1976, citados por Tavenas y Leroueil, 1987).

#### *Suelos cohesivos parcialmente saturados*

La tabla 2 contiene el probable grado de expansibilidad de un suelo cohesivo, al pasar de seco a saturado, en función de su plasticidad (Holtz y Gibbs, 1956).

#### *General*

En la tabla 3 se muestran rangos de valores del módulo de deformación  $E_s$  de los suelos (Bowles, 1968).

### EXPERIENCIA LOCAL

Cada localidad se asienta sobre una o varias formaciones geológicas, las cuales exhiben una estratigrafía y propiedades típicas de cada una de ellas.

Una formación geológica presenta problemas de ingeniería propios de la misma. Por lo tanto, el ingeniero debe estar familiarizado con la

estratigrafía y propiedades de dicha formación, y observar el comportamiento de las obras construidas en ella, lo cual permite una adecuada calibración entre uso de propiedades mecánicas y conducta de las cimentaciones.

En los siguientes párrafos presentamos magnitudes de propiedades mecánicas para el subsuelo de la ciudad de México, obtenidas a partir de la estadística. Cabe aclarar que estas propiedades el ingeniero las debe emplear con las reservas de caso, pues en general la dispersión de los datos es alta. Desde luego, presentan una mayor confiabilidad aquellas correlaciones en las que se proporcionan magnitudes de la dispersión de los datos (desviación estándar o variancia).

En la tabla 4 se presentan datos obtenidos de curvas de compresibilidad de la arcilla de la ciudad de México, donde, de acuerdo con las ecs 17 y 19

$$C_{rc}' = C_{rc} / (1 + e_0) \quad (27)$$

$$C_c' = C_c / (1 + e_0) \quad (28)$$

Los parámetros de la población estadística de la tabla 5 se obtienen de la siguiente manera: la media de la población se toma igual a la media de la muestra estadística. La variancia de la población se estima

$$\sigma^2 = (N-1) s^2 / \chi^2_{1-\alpha_1} \quad (29)$$

donde  $\chi^2_{1-\alpha_1}$  se obtiene para N-1 grados de libertad; para fines prácticos  $\alpha_1$  se puede tomar igual a 50%.

Con los valores de la tabla 5 se pueden hacer inferencias estadísticas de las propiedades mecánicas. En efecto, aceptando que una población estadística tiene una distribución normal de probabilidad, un valor desfavorable (poco probable) se calcula

$$\text{Valor desfavorable} = \mu - \sigma z_{\alpha_2} \geq 0 \quad (30)$$

La probabilidad de que la magnitud de una propiedad mecánica sea menor que el valor desfavorable calculado con la ec 30, es  $\alpha_2$

Aplicando la ec 30, en la tabla 6 se presentan valores desfavorables de los parámetros de deformabilidad, para distintos niveles de confianza  $\alpha_2$ . El uso de la tabla 6 es como

sigue: tomando por ejemplo un nivel de confianza  $\alpha_2 = 20\%$ , existe una probabilidad de 20% de que  $C_{rc}'$  resulte menor que 0.060972 y que  $C_c'$  resulte menor que 0.69771.

La comparación de resultados de hundimientos de estructuras (manteniéndose la arcilla en el tramo de recompresión) con asentamientos calculados con los valores de  $C_{rc}'$  de la tabla 6 arroja en general buenos resultados, pues los segundos son muy parecidos a los primeros.

La arcilla de la ciudad de México, aunque se encuentre normalmente consolidada, exhibe una cierta "preconsolidación", debida fundamentalmente a fuerzas de tipo fisicoquímico que se desarrollan en los contactos entre las partículas. Esta "preconsolidación", que se puede denominar "rigidez fisicoquímica" varía en la arcilla de la ciudad de México entre 1.8 y 2.6  $t/m^2$  (Deméneghi, 1982). Este incremento de presión se puede agregar a la presión vertical efectiva y el suelo todavía se mantiene en el tramo de recompresión. Tomando un factor de seguridad de 1.5, en la práctica se puede usar una rigidez fisicoquímica del orden de 1.2  $t/m^2$ . Desde luego, si mediante pruebas de laboratorio o mediciones de campo se estima un valor mayor de la presión de preconsolidación, el valor anterior se podrá aumentar en consecuencia.

Por otra parte, en la fig 29 se muestran curvas de correlación entre la resistencia en la punta del cono  $q_c$  y los coeficientes de deformabilidad volumétrica  $m_v$  (rama virgen) y  $m_r$  (rama de recompresión), obtenidos de datos de laboratorio, para arcillas con un ligero grado de preconsolidación (Cuevas, 1988; citado por Santoyo *et al*, 1989). El coeficiente  $m_v$  se obtuvo en el rango de esfuerzos  $p_{vo}'$  y  $[p_{vo}' + (2/3)(p_{vc}' - p_{vo}')] ]$ , donde  $p_{vc}'$  es la presión de preconsolidación

La tabla 7 contiene datos de deformabilidad de suelos de la zona poniente de la ciudad de México (Deméneghi y Sanginés, 2000). Las tobas están formadas por limos arenosos y los conglomerados están formados por boleos y gravas empacados en una matriz arenosa, o por boleos y gravas empacados en una matriz arenoarcillosa (Gutiérrez y Cuevas, 1992). Se observa que los módulos obtenidos con el odómetro son pequeños comparados con los módulos determinados con pruebas de cono en campo; dado que es usual saturar la probeta de

suelo en una prueba de consolidación, es probable que los módulos del odómetro se hayan obtenido en muestras saturadas; por esta razón se hace la hipótesis de que los módulos del odómetro corresponden a muestras saturadas totalmente.

Por lo que respecta a las arenas pumíticas, en una prueba de placa se obtuvo  $E_{nat} = 2400 t/m^2$ , mientras que de dos ensayos de odómetro se determinaron magnitudes de  $E'$  de 640 y de 1000  $t/m^2$  (León, 1976).

En la tabla 8 se presentan los parámetros de deformabilidad de las poblaciones estadísticas de las tobas y de los conglomerados, usando los datos de la tabla 7 (Deméneghi y Sanginés, 2000).

Utilizando la ec 30, se obtienen valores desfavorables de las propiedades mecánicas, los cuales se presentan en la tabla 9, para distintos niveles de confianza  $\alpha_2$ . Para usar la tabla 9, el ingeniero elige un cierto nivel de confianza de acuerdo a su criterio y obtiene la probabilidad de ocurrencia de la propiedad mecánica de interés. Tomemos como ejemplo  $\alpha_2 = 20\%$  en la tabla 9: en la toba existe una probabilidad de 20% de que  $E'$  resulte menor que 323.970  $t/m^2$  y de que  $E_{nat}$  resulte menor que 4430.791  $t/m^2$ .

Cabe aclarar que los parámetros de resistencia dependen del grado de saturación del suelo. El valor de una propiedad mecánica,  $b$ , en función de la variación de la humedad del terreno se puede calcular con la siguiente expresión

$$b = b' + a (b_{nat} - b') \quad (31)$$

donde  $a$  es un parámetro que depende de las condiciones de drenaje del sitio. Sus valores tentativos se muestran en la tabla 10. Por ejemplo, cuando existe una baja probabilidad de que cambie la humedad del terreno, se considera que las condiciones de drenaje son buenas; mientras que cuando existe una alta probabilidad de que se sature completamente el suelo, se considera que las condiciones de drenaje son malas (Deméneghi y Sanginés, 2000).

En la práctica conviene utilizar un nivel de confianza  $\alpha_2$  alejado de 50%, para tomar en cuenta la dispersión de los datos estadísticos.

En este sentido, podemos tomar un valor de  $\alpha_2$  comprendido entre 20 y 30%.

Por ejemplo, para  $\alpha_2 = 20\%$  las propiedades mecánicas de las tobas son (tabla 9)

$$E' = 323.97 \text{ t/m}^2, E_{\text{nat}} = 4430.79 \text{ t/m}^2$$

Para ilustrar el cálculo del asentamiento, consideremos una zapata corrida con  $B = 2 \text{ m}$ ,  $L = 5 \text{ m}$  y condiciones regulares de drenaje ( $a = 0.5$ , tabla 10). Sustituyendo en la ec 31, con  $b = E$  obtenemos

$$E = 2377.4 \text{ t/m}^2$$

Empleando la fórmula de Schleicher, con  $\nu = 0.25$ , se determinan los asentamientos mostrados en la tabla 11.

En general, en la zona poniente de la ciudad de México los hundimientos de las estructuras son bajos. Por ejemplo, una losa de cimentación de 42 por 50 m en planta, que transmite al terreno un incremento de carga de  $60 \text{ t/m}^2$ , tuvo un asentamiento máximo de 2.1 cm (Girault, 1992). El módulo de deformación del suelo para alcanzar este asentamiento es varias veces mayor que las magnitudes de  $E$  mostradas en la tabla 9. Se observa que, en este caso particular, los datos estadísticos proporcionan resultados del lado de la seguridad.

Por otra parte, en una arcilla totalmente saturada, de un sitio cercano a la ciudad de San Francisco (Young Bay Mud), el coeficiente de presión en reposo  $K_0$  es del orden de 1 donde la arcilla está fuertemente preconsolidada, mientras que donde el suelo está ligeramente preconsolidado  $K_0$  se reduce a un valor medio de 0.7. La relación  $E_s/c_u$  en este depósito varía entre 500 y 800 (Benoit y Clough, 1986)

Ciudad Universitaria, D F, febrero de 2003

## REFERENCIAS

Aitchison, G D y Woodburn, J A, "Soil suction in foundation design", VII Congr Int Mec Suelos Ing Ciment, vol 2: 1-8. México, D F, 1969

Alberro, J, "Investigaciones sobre el metropolitano de la ciudad de México. Mediciones efectuadas en las excavaciones", Rev Ingenie-

ría, Facultad de Ingeniería, UNAM, julio-sept 1970

Benoit, J y Clough, G W, "Self-boring pressuremeter tests in soft clay", Jour Geot Eng, ASCE, Vol 112, N° 1: 60-78, enero 1986

Bowles, J E, *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill, 1968

Burland, J B y Burbridge, M C, "Settlement of foundations on sand and gravel", Proc Inst Civ Engrs, part I, pp 1325-1381, 1985

Dahlberg, R, "Penetration, pressurometer and screw plate tests in a preloaded natural sand deposit", Proc European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol 2.1, National Swedish Building Research, pp 69-87, 1974

Décourt, L, "The standard penetration test, state-of-the-art report", XII Congr Int Mec Suelos Ing Ciment, Río de Janeiro, 1989

Cuevas, A, Comunicación personal en 1988 con Santoyo *et al* (1989)

Deméneghi, A, "Aplicaciones de la estadística a la arcilla de la formación Tacubaya del valle de México", Revista Ingeniería, Vol LII, N° 4.95-106, 1982

Deméneghi, A, Apuntes de Cimentaciones, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1999

Denver, H, "Settlement calculation for footings on sand", XI Int Conf Soil Mech Found Eng, vol 4: 2183-2190, San Francisco, 1985

Dudley, J H, "Review of collapsing soils", Jour Soil Mech Found Div, ASCE, SM3: 925-947, 1970

Duncan, J M y Buchignani, A L, "An engineering manual for settlement studies", Dep Civil Eng, University of California, Berkeley, 1976

Duncan, J M y Chang, C Y, "Non linear analysis of stress and strain in soils", Jour Soil Mech Found Div, ASCE, SM5, sept 1970

Fredlund, D G, "Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. 2<sup>nd</sup> Canadian

- Geotech Colloquium, Canadian Geotech Jour, V 16, N° 1: 121-139, 1979
- Fredlund, D G y Rahardjo, H, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Wiley, 1993
- Girault, P, "Cimentación y excavación para la Torre Lomas", Simposio sobre Experiencias Geotécnicas en la Zona Poniente del Valle de México: 83-88, Soc Mex Mec Suelos, México, D F, 1992
- Gutiérrez, C E y Cuevas, A, "Solución de cimentación sobre rellenos mediante una losa de suelo-cemento", Simposio sobre Experiencias Geotécnicas en la Zona Poniente del Valle de México: 65-81, Soc Mex Mec Suelos, México, D F, 1992
- Holtz, W G y Gibbs, H J, "Engineering properties of expansive clays", Trans ASCE, 121: 641-677, 1956
- Houston, S L y Houston, W N, "Collapsible soils engineering", Unsaturated Soil Engineering Practice, Geotech Special Publ N° 68: 199-232, ASCE, 1997
- Janbu, N, "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests", European Conf Soil Mech Found Eng, Wiesbaden, Germany, Vol 1: 19-25, 1963
- Juárez Badillo, E y Rico, A, *Mecánica de Suelos*, tomo I, 3ra ed, Limusa, 1976
- Krahn, J y Fredlund, D G, "On total, matric and osmotic suction", Soil Sci 114(5): 339-345, 1971
- Ladd, C C, Foott, R, Ishihara, K, Schlosser, F y Poulos, H G, "Stress-deformation and strength characteristics", IX Congr Int Mec Suelos Ing Ciment, Tokio, 1977
- Lambe, T W y Whitman, R V, *Soil Mechanics*, Wiley, 1969
- León, J L, "Propiedades del suelo", Simposio sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México: 22-36, Soc Mex Mec Suelos, México, D F, 1976
- Marsal, R J y Mazari, M, *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1959
- Mitchell, J K, "In-situ techniques for site characterization", Proceedings Symposium on Site Characterization and Exploration, ASCE, 1978
- Mitchell, J K, *Fundamentals of Soil Behavior*, 2<sup>nd</sup> ed, Wiley, 1993
- Nelson, J D y Miller, D J, *Expansive Soils. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*, Wiley, 1992
- Poulos, H G y Davis, E H, *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, Wiley, 1974
- Santoyo, E, Riqing, L X y Ovando, E, *El Cono en la Exploración Geotécnica*, TGC Geotecnia, 1989
- Schlosser, F, *Elements de Mecanique de Sols*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1988
- Schmertmann, J H, "Static cone to compute static settlement over sand", Jour Soil Mech Found Div, ASCE, SM3, mayo 1970
- Schmertmann, J H, Hartman, J P y Brown, P R, "Improved strain influence factor diagrams", Jour Geotech Eng Div, ASCE, GT8, agosto 1978
- Tamez, E, "Cincuenta años de geotecnia en ICA", Memoria de la Reunión Conmemorativa. 40 Años de Investigación y Práctica en Geotecnia, tomo II, Fundación ICA, 1996
- Tavenas, F y Leroueil, S, "Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays: a State-of-the-Art", Memorias del Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, vol 2: 3-48, México, D F, 1987
- Terzaghi, K y Peck, R B, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2<sup>nd</sup> ed, Wiley, 1967
- Zeevaert, L, *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, 1973

(Acdsp10)

TABLA 1  
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN EN SUELOS FRICCIONANTES  
FÓRMULA DE JANBU

Estado	$D_r$	N	$q_c$ kg/cm <sup>2</sup>	n	Normalmente cargado	Precargado
					K	
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	0.65	< 140	< 420
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	0.65-0.62	140-290	420-870
Medianamente compacto	0.4-0.6	10-30	40-120	0.62-0.58	290-800	870-2400
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-400	0.58-0.55	800-1300	2400-3900
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 400	0.55	> 1300	> 3900

$D_r$  = compacidad relativa

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

$q_c$  = resistencia en la punta del cono holandés

TABLA 2  
GRADO DE EXPANSIBILIDAD DE UNA ARCILLA (Holtz y Gibbs, 1956)

Porcentaje de partículas menor que 0.001 mm	Índice plástico	Límite de contracción	Grado de expansibilidad	Expansión probable, de seco a saturado
	%	%		%
> 28	> 35	< 11	Muy alto	> 30
20-31	25-41	7-12	Alto	20-30
13-23	15-28	10-16	Medio	10-20
< 15	< 18	> 15	Bajo	< 10

La expansión probable se mide en una arcilla secada al aire y puesta a saturar en un consolidómetro estándar, bajo una presión de 0.07 kg/cm<sup>2</sup>

TABLA 3  
RANGO DE VALORES DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN  $E_s$   
DEL SUELO (Bowles, 1968)

Clase de suelo	Módulo de deformación, $E_s$
	$t/m^2$
Arcilla muy blanda	35-280
Arcilla blanda	175-420
Arcilla media	420-845
Arcilla dura	700-1755
Arcilla arenosa	2810-4220
Arena limosa	700-2110
Arena suelta	1055-2460
Arena compacta	4920-8435
Arena y grava compactas	9840-19685
Loess	9840-12655

TABLA 4  
PARÁMETROS DE DEFORMABILIDAD MUESTRAS ESTADÍSTICAS DE LA  
ARCILLA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Propiedad mecánica	$C_{rc}'$	$C_c$
Número de valores, N	51	40
Media	0.045504	0.57118
Variancia, $s^2$	0.0003166	0.020959
Desviación estándar, s	0.017794	0.14477
Coefficiente de variación	0.391	0.253

TABLA 5  
PARÁMETROS DE DEFORMABILIDAD. POBLACIONES ESTADÍSTICAS DE LA  
ARCILLA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Propiedad mecánica	$C_{rc}'$	$C_c'$
Número de valores, N	51	40
$\chi$ cuadrada	46.864	36.163
Media, $\mu$	0.045504	0.57118
Variancia, $\sigma^2$	0.00033781	0.022603
Desviación estándar, $\sigma$	0.018380	0.15034

TABLA 6  
VALORES DESFAVORABLES ESTIMADOS DE  
PROPIEDADES DE DEFORMABILIDAD

Nivel de confianza	$Z_{\alpha/2}$	$C_{rc}'$	$C_c'$
$\alpha/2$			
%			
5	1.6449	0.075736	0.81848
10	1.2816	0.069059	0.76386

15	1.0364	0.064552	0.72699
20	0.8416	0.060972	0.69771
25	0.6745	0.057901	0.67258
30	0.5244	0.055142	0.65002
40	0.2533	0.050159	0.60926
50	0	0.045503	0.57118

TABLA 7  
PARÁMETROS DE DEFORMABILIDAD MUESTRAS ESTADÍSTICAS DE TOBAS Y DE  
CONGLOMERADOS (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Propiedad mecánica	Tobas		Conglomerados
	E' Odómetro	E <sub>nat</sub> Pruebas de cono en campo	E <sub>nat</sub> Pruebas de cono en campo
	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
Número de valores, N	6	12	13
Media	1368.889	6211.667	7570.769
Variancia, s <sup>2</sup>	1126863.54	3760051.52	2816957.69
Desviación estándar, s	1061.538	1939.085	1678.379
Coefficiente de variación	0.775	0.312	0.222

TABLA 8  
PARÁMETROS DE DEFORMABILIDAD. POBLACIONES ESTADÍSTICAS DE TOBAS Y DE  
CONGLOMERADOS (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Propiedad mecánica	Tobas		Conglomerados
	E'	E <sub>nat</sub>	E <sub>nat</sub>
	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
Número de valores, N	6	12	13
χ cuadrada	3.655	9.237	10.182
Media, μ	1368.889	6211.667	7570.769
Variancia, σ <sup>2</sup>	1541536.99	4477705.61	3319926.56
Desviación estándar, σ	1241.586	2116.059	1822.066

TABLA 9  
VALORES DESFAVORABLES ESTIMADOS DE PROPIEDADES DE  
DEFORMABILIDAD (Deméneghi y Sanginés, 2000)

Nivel de confianza α <sub>2</sub> %	z <sub>α2</sub>	Tobas		Conglomerados
		E'	E <sub>nat</sub>	E <sub>nat</sub>
		t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
5	1.6449	0	2730.961	4573.652
10	1.2816	0	3499.726	5235.609
15	1.0364	82.109	4018.583	5682.379
20	0.8416	323.970	4430.791	6037.318
25	0.6745	531.439	4784.385	6341.785
30	0.5244	717.801	5102.005	6615.277

40	0.2533	1054.395	5675.669	7109.240
50	0	1368.889	6211.667	7570.769

TABLA 10  
VALORES APROXIMADOS DEL  
PARÁMETRO  $a$  (Deméneghi y Sanginés, 2000)

<i>Condiciones de drenaje</i>	<i>a</i>
Buenas	0.8
Regulares	0.5
Malas	0

TABLA 11  
INCREMENTO NETO DE PRESIÓN, PARA NO EXCEDER EL  
ASENTAMIENTO TOLERABLE DE LA ZAPATA CORRIDA

<i>Incremento neto de presión</i>	<i>Asentamiento tolerable</i>	<i>Clase de estructura</i>
<i>t/m<sup>2</sup></i>	<i>cm</i>	
38	5	Marcos estructurales de concreto o acero
19	2.5	Muros de mampostería

(Ac dsp10)



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

## DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA CA 43

TEMA

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
ING. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA  
DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007  
PALACIO DE MINERÍA**

## APUNTES DE CIMENTACIONES INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Agustín Deméneghi Colina\*  
Héctor Sanginés García\*

### NOTA PRELIMINAR

La interacción suelo-estructura es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando éstas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La influencia de la estructura puede ser en condiciones estáticas, lo cual es tratado por la *interacción estática suelo-estructura*, o puede ser en condiciones dinámicas, lo cual cae en el campo de la *interacción dinámica suelo-estructura*.

### INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

Se conocen como métodos de interacción estática suelo-estructura aquellos procedimientos que para el cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación toman en cuenta la rigidez de la estructura. Todos estos métodos están basados en el principio de que en el contacto cimiento-terreno los desplazamientos tanto de la subestructura como los del terreno son iguales, es decir, existe compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

En términos generales, el procedimiento de cálculo para la interacción suelo-estructura consiste en tres pasos: (a) se calculan los desplazamientos de la subestructura, (b) se calculan los desplazamientos del terreno de cimentación, y (c) se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

Podemos distinguir dos clases de situaciones en relación con la interacción: (i) cuando los cimientos están suficientemente separados, de tal forma que la carga sobre un apoyo no ejerce influencia sobre los desplazamientos de los

apoyos vecinos (este fenómeno se presenta usualmente en zapatas aisladas), y (ii) cuando se trata de un cimiento continuo donde el desplazamiento de un punto de dicho cimiento está afectado por la carga repartida en toda la subestructura (es el caso de zapatas corridas o losas de cimentación).

### Interacción suelo-zapatas aisladas

#### *Definición de módulo de reacción*

Para llevar a cabo la interacción suelo-zapatas aisladas, se hace uso del concepto de módulo de reacción o módulo de rigidez del terreno de cimentación, el cual se presenta en los siguientes párrafos.

Definamos el módulo de reacción o rigidez lineal vertical de un cimiento de la siguiente forma

$$K_v = Q_v / \delta_v \quad (1)$$

donde  $Q_v$  es la fuerza vertical aplicada al cimiento y  $\delta_v$  es el asentamiento vertical ocasionado por  $Q_v$ .

Se define la rigidez lineal horizontal de un cimiento

$$K_h = Q_h / \delta_h \quad (2)$$

donde  $Q_h$  es la fuerza horizontal aplicada al cimiento y  $\delta_h$  es el desplazamiento horizontal producido por  $Q_h$ .

Se define la rigidez a la rotación de un cimiento

$$K_r = M / \theta \quad (3)$$

---

\* Profesores del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

donde  $M$  es el momento aplicado al cimiento y  $\theta$  el ángulo —en radianes— producido por dicho momento.

#### Análisis de la interacción suelo-zapatas aisladas

Ilustremos la solución de la interacción suelo-zapatas aisladas con el marco de la fig 1 (ejemplo 1). La rigidez vertical del terreno de cimentación vale  $K_v = 2331.96$  t/m, la rigidez horizontal  $K_h = 1901.38$  t/m y la rigidez a la rotación  $K_r = 1102.81$  t.m/rad.

Utilizaremos el método de rigideces para el análisis de la estructura (véase el anexo 1), en el que se debe cumplir

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (4)$$

donde

$\underline{K}$  = matriz de rigidez de la estructura

$\underline{\delta}$  = vector de desplazamientos

$\underline{P}^e$  = vector de cargas de empotramiento

$\underline{P}^c$  = vector de cargas concentradas

La formación de la matriz  $\underline{K}$  y de los vectores  $\underline{\delta}$ ,  $\underline{P}^e$  y  $\underline{P}^c$ , para el marco de la fig 1, viene descrito en el anexo 1; como resultado de esto, en la fig 2 se exhiben los grados de libertad de la estructura, y en las tablas 1, 2 y 3 la matriz de rigidez  $\underline{K}$ , el vector de cargas de empotramiento  $\underline{P}^e$  y el vector de cargas concentradas  $\underline{P}^c$  de toda la estructura, respectivamente. (En la tabla 1 sólo incluimos los renglones de  $\delta_1$ ,  $\delta_3$ ,  $\theta_5$ ,  $\delta_7$ ,  $\delta_9$  y  $\theta_{11}$ , porque, por simetría  $\delta_2 = \delta_1$ ,  $\delta_4 = -\delta_3$ ,  $\theta_6 = -\theta_5$ ,  $\delta_8 = \delta_7$ ,  $\delta_{10} = -\delta_9$ ,  $\theta_{12} = -\theta_{11}$ .)

La rigidez del terreno de cimentación se puede incluir en el vector de cargas concentradas  $\underline{P}^c$ , de la siguiente forma: las fuerzas  $Q_v$ ,  $Q_h$  y  $M$  se pueden obtener con las ecs 1 a 3

$$Q_v = K_v \delta_v \quad (5)$$

$$Q_h = K_h \delta_h \quad (6)$$

$$M = K_r \theta \quad (7)$$

En la fig 3 se muestran las reacciones del terreno en función de las rigideces del mismo y de los desplazamientos.

Usando las ecs 5 a 7 calculamos las fuerzas  $Q_{v1}$ ,  $Q_{v2}$ ,  $Q_{h3}$ ,  $Q_{h4}$ ,  $M_5$  y  $M_6$ :

$$Q_{v1} = 2231.96 \delta_1, \quad Q_{v2} = 2231.96 \delta_2$$

$$Q_{h3} = 1901.38 \delta_3, \quad Q_{h4} = 1901.38 \delta_4$$

$$M_5 = 1102.81 \theta_5, \quad M_6 = 1102.81 \theta_6$$

El vector de cargas concentradas queda

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 2231.96 \delta_1 \\ 2231.96 \delta_2 \\ 1901.38 \delta_3 \\ 1901.38 \delta_4 \\ 1102.81 \theta_5 \\ 1102.81 \theta_6 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (8)$$

Reemplazando en la ec 4 los valores de  $\underline{K}$  (tabla 1),  $\underline{P}^e$  (tabla 2) y  $\underline{P}^c$  (ec 8), y resolviendo el sistema de ecuaciones, obtenemos

$$\delta_1 = 0.010291 \text{ m}, \quad \delta_3 = 0.0055104 \text{ m}$$

$$\theta_5 = 0.00049148, \quad \theta_7 = 0.013289 \text{ m}$$

$$\delta_9 = -0.000078886 \text{ m}, \quad \theta_{11} = -0.0054707$$

Los elementos mecánicos en las barras de la estructura se calculan siguiendo el procedimiento indicado en el anexo 1. (Lo dejamos como ejercicio al lector.)

Las fuerzas en los apoyos se determinan con las ecs 5 a 7

$$Q_{v1} = Q_{v2} = 2331.96(0.010291) = 23.998 \text{ t}$$

$$Q_{h3} = 1901.38(0.0055104) = 10.477 \text{ t}$$

$$Q_{h4} = 1901.38(-0.0055104) = -10.477 \text{ t}$$

$$M_5 = 1102.81(0.00049148) = 0.542 \text{ t.m}$$

$$M_6 = 1102.81(-0.00049148) = -0.542 \text{ t.m}$$

Resolvamos otro ejemplo, el de la fig 4 (ejemplo 2), despreciando los efectos de acortamiento de barras. En la fig 5 y en la tabla 4 se exhiben la numeración de barras y grados de libertad. Las matrices de rigidez y los vectores de cargas de

empotramiento se hallan con los valores del anexo 2 (marcos planos con barras ortogonales, sin considerar el acortamiento de barras).

**Barra 1**

Matriz de rigidez

$\theta_5$	$\theta_7$	$\delta_3$	
1299.52	649.76	423.76	$\theta_5$
649.76	1299.52	423.76	$\theta_7$
423.76	423.76	184.24	$\delta_3$

$$\underline{P}^e_1 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_7 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

**Barra 2**

Matriz de rigidez

$\theta_6$	$\theta_8$	$\delta_4$	
1299.52	649.76	423.76	$\theta_6$
649.76	1299.52	423.76	$\theta_8$
423.76	423.76	184.24	$\delta_4$

$$\underline{P}^e_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_6 \\ \theta_8 \\ \delta_4 \end{matrix}$$

**Barra 3**

Matriz de rigidez

$\theta_7$	$\theta_8$	$\delta_1$	$\delta_2$	
7970.4	3985.2	-1992.6	1992.6	$\theta_7$
3985.2	7970.4	-1992.6	1992.6	$\theta_8$
-1992.6	-1992.6	664.2	-664.2	$\delta_1$
1992.6	1992.6	-664.2	664.2	$\delta_2$

$$\underline{P}^e_3 = \begin{bmatrix} -wL/2 \\ -wL/2 \\ wL^2/12 \\ -wL^2/12 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4.62 \\ -4.62 \\ 4.62 \\ -4.62 \end{bmatrix}$$

La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de toda la estructura se exhiben en las tablas 5 y 6. (En la tabla 5 sólo incluimos los renglones de  $\delta_1$ ,  $\delta_3$ ,  $\theta_5$  y  $\theta_7$ , porque, por simetría  $\delta_2 = \delta_1$ ,  $\delta_4 = -\delta_3$ ,  $\theta_6 = -\theta_5$ ,  $\theta_8 = -\theta_7$ )

El vector  $\underline{\delta}$  es

$$\underline{\delta} = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \\ \theta_7 \\ \theta_8 \end{bmatrix}$$

El vector de cargas concentradas vale (fig 4)

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} Q_{v1-1.2} \\ Q_{v2-1.2} \\ Q_{h3} \\ Q_{h4} \\ M_5 \\ M_6 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

La rigidez del terreno de cimentación la incluimos con las ecs 5 a 7 (obtenidas de las ecs 1 a 3)

$$Q_v = K_v \delta_v \tag{9}$$

$$Q_h = K_h \delta_h \tag{10}$$

$$M = K_r \theta \tag{11}$$

En la fig 6 se indican las reacciones del suelo en función de las rigideces y los desplazamientos.

Sustituyendo valores

$$Q_{v1} = 2331.96 \delta_1, Q_{v2} = 2331.96 \delta_2$$

$$Q_{h3} = 1901.38 \delta_3, Q_{h4} = 1901.38 \delta_4$$

$$M_5 = 1102.81 \theta_5, M_6 = 1102.81 \theta_6$$

El vector de cargas concentradas queda

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 2331.96 \delta_1 - 1.2 \\ 2331.96 \delta_2 - 1.2 \\ 1901.38 \delta_3 \\ 1901.38 \delta_4 \\ 1102.81 \theta_5 \\ 1102.81 \theta_6 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Reemplazando en la ec 4

$$\begin{aligned} -4.62 - 1.2 + 2331.96 \delta_1 &= 0 & (\delta_1) \\ 184.24 \delta_3 + 423.76 \theta_5 + 423.76 \theta_7 + 1901.38 \delta_3 &= 0 & (\delta_3) \\ 423.76 \delta_3 + 1299.52 \theta_5 + 649.76 \theta_7 + 1102.81 \theta_5 &= 0 & (\theta_5) \\ 426.76 \delta_3 + 649.76 \theta_5 + 5284.72 \theta_7 + 4.62 &= 0 & (\theta_7) \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.0024958 \text{ m}, \delta_3 = 0.00014033 \text{ m} \\ \theta_5 &= 0.00022213, \theta_7 = -0.00091278 \end{aligned}$$

Para hallar los elementos mecánicos, se utiliza el procedimiento indicado en el anexo 1. (Lo dejamos como ejercicio al lector).

Las fuerzas en los apoyos se determinan con las ecs 5 a 7

$$\begin{aligned} Q_{v1} = Q_{v2} &= 2331.96(0.0024958) = 5.82 \text{ t} \\ Q_{h3} &= 1901.38(0.00014033) = 0.267 \text{ t} \\ Q_{h4} &= 1901.38(-0.00014033) = -0.267 \text{ t} \\ M_5 &= 1102.81(0.00022213) = 0.245 \text{ t.m} \\ M_6 &= 1102.81(-0.00022213) = -0.245 \text{ t.m} \end{aligned}$$

#### *Determinación de los módulos de reacción del suelo*

La determinación de las rigideces  $K_v$ ,  $K_h$  y  $K_r$  se lleva a cabo usando su definición dada por las ecs 1 a 3. Por ejemplo, el módulo  $K_v$  se obtiene aplicando a la zapata una carga vertical  $Q_v$  y calculando el asentamiento que produce dicha carga.

Dado el carácter no lineal de los suelos, es necesario que tanto la carga sobre el cimiento, como sus dimensiones, sean lo más cercano posible a sus magnitudes definitivas en la estructura, pues de otro modo la determinación de las rigideces será sólo aproximada.

#### *Ejemplo*

Determinar la rigidez lineal vertical  $K_v$  de la zapata de la fig E-1, utilizando para ello la fórmula de Burland y Burbridge. El subsuelo está formado por una arena normalmente cargada,  $N = 15$  golpes.

#### *Solución*

El asentamiento en milímetros de la zapata está dado por (Burland y Burbridge, 1985):

$$\delta = q_n B^{0.7} I_c$$

$$I_c = 1.17/N^{1.4}$$

$q_n$  = incremento neto de presión, en kPa  
 $B$  = ancho de la cimentación, en metros

Sustituyendo valores

$$q_n = 26/1.7(2) = 7.647 \text{ t/m}^2 = 74.995 \text{ kPa}$$

$$I_c = 0.0264$$

$$B = 1.7 \text{ m}$$

$$\delta = 2.870 \text{ mm} = 0.00287 \text{ m}$$

El módulo  $K_v$  vale (ec 1)

$$K_v = 26/0.00287 = 9059.2 \text{ t/m}$$

La teoría de la elasticidad proporciona los siguientes valores de los módulos de reacción, para un cimiento somero de planta circular

$$K_v = 2ER/(1-\nu^2) \quad (12)$$

$$K_h = 32(1-\nu)GR/(7-8\nu) \quad (13)$$

$$K_r = 8GR^3/3(1-\nu) \quad (14)$$

Estas fórmulas se pueden usar en zapatas rectangulares cuando  $B < L < 2.5B$ , mediante el siguiente artificio:

Sea  $A = BL$  el área del cimiento rectangular,

$$R = \sqrt{A/\pi} \quad (15)$$

Para calcular  $K_v$  y  $K_h$  usamos las ecs 12 y 13 con  $R$  obtenida de la ec 15.

Sea  $I$  = momento de inercia del cimiento alrededor del eje que se desea calcular  $K_r$

$$R = \sqrt[4]{4I/\pi} \quad (16)$$

$K_r$  se computa con la ec 14, con  $R$  obtenida de la ec 16.

Por lo ya señalado antes, los cálculos de los módulos de reacción con las ecs 12 a 14 son sólo aproximados, pues el comportamiento real de los suelos es no lineal

Otra forma aproximada de obtener los módulos de reacción es mediante la realización de pruebas de placa (Zeevaert, 1973) Sea  $k_v$  el módulo de rigidez unitario, definido como

$$k_v = Q_v/\delta_v A \quad (17)$$

Siendo  $A$  = área del cimiento.

Si  $k_{s1}$  es el módulo de rigidez vertical determinado con una prueba de placa de un pie de

lado, se puede emplear la siguiente fórmula (Terzaghi, 1955)

$$k_v = k_{s1} [(B+0.3)/2B]^2 \quad (18)$$

donde B es el ancho de la zapata en metros. En el caso de arcillas

$$k_v = k_{s1} [(n+0.5)/1.5n] \quad (19)$$

donde  $n = L/B$ , siendo L la longitud del cimiento.

La tabla 7 contiene valores propuestos por Terzaghi (1955) para  $k_{s1}$ . Cabe destacar que las ecs 18 y 19 se deben usar con precaución, pues sólo son aproximadamente válidas cuando el suelo es isotrópico hasta una profundidad bajo el desplante del cimiento igual al ancho del mismo (Zeevaert, 1973). Por lo mismo, dichas ecuaciones no son aplicables a suelos estratificados.

#### Interacción suelo-cimiento continuo

Sea un cimiento totalmente flexible con carga uniforme apoyado en un suelo cohesivo totalmente saturado. El asentamiento a largo plazo toma la forma indicada en la fig 7a (Sowers, 1962); el diagrama de reacción del terreno en este caso es igual al de la carga, es decir, la reacción es uniforme. Si dicho cimiento se apoya sobre un suelo friccionante, el asentamiento se distribuye como se indica en la fig 7b (Sowers, 1962); por ser el cimiento totalmente flexible, la reacción del suelo es también uniforme.

Sea ahora una placa de una rigidez infinita apoyada en una arcilla totalmente saturada (fig 8a). El hundimiento es uniforme, pero el diagrama de reacción a largo plazo toma la forma indicada en la fig 8a (Sowers, 1962). Si la placa se apoya sobre un suelo friccionante, el diagrama de reacción toma la forma de la fig 8b (Sowers, 1962).

Vemos entonces que los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno dependen de la clase de suelo y de la rigidez de la estructura. Un cimiento real puede quedar entre los dos casos extremos señalados, pues su rigidez no necesariamente es nula o infinita. En los siguientes incisos veremos cómo se

realiza la interacción suelo-estructura para estructuras de cimentación de rigidez finita.

#### *Interacción suelo-zapata corrida*

Consideremos un marco estructural con una cimentación a base de una zapata corrida (fig 9a), en el cual se trata de obtener los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno de cimentación (fig 9, b y c).

Comencemos con el diagrama de reacciones. En el caso general, la forma del diagrama es diferente de una reacción uniforme (fig 9b). Sustituyamos la curva de reacción del terreno por una serie de reacciones uniformes  $r_1, r_2, \dots, r_n$  (fig 10a); el análisis estructural lo llevamos a cabo utilizando el método de rigideces, considerando las reacciones  $r_i$  como incógnitas. A continuación, aplicando la tercera ley de Newton, aplicamos las cargas  $r_i$  sobre el terreno (fig 10b), y obtenemos los hundimientos de éste en función de las  $r_i$ , empleando el método de Chamecki (1956). El problema de la interacción se resuelve estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, es decir, si el suelo está en contacto con la estructura de cimentación, las deformaciones de ambos medios deben ser iguales.

#### a) Análisis estructural

El análisis estructural lo realizamos empleando el método de rigideces. La matriz de rigidez, el vector de cargas de empotramiento y el vector de cargas concentradas se obtienen como se indica en el anexo 1.

En una barra de cimentación (fig 11), el vector de cargas de empotramiento para el sistema local vale

$$(\mathbf{P}_m^0)' = \begin{bmatrix} wL^2/12 - (11/192) L^2 r_r - (5/192) L^2 r_s & \theta_p' \\ -wL^2/12 + (5/192) L^2 r_r + (11/192) L^2 r_s & \theta_q' \\ -wL/2 + (13/32) L r_r + (3/32) L r_s & \delta_r' \\ -wL/2 + (3/32) L r_r + (13/32) L r_s & \delta_s' \\ 0 & \delta_u' \\ 0 & \delta_v' \\ 0 & \theta_a' \\ 0 & \theta_b' \end{bmatrix}$$

En el sistema global, dado que  $\alpha = \beta = 0$ , el vector de cargas de empotramiento queda (anexo 1)

$$E_m^e = \begin{bmatrix} wL^2/12 - (11/192) L^2 r_r - (5/192) L^2 r_s & \theta_p \\ -wL^2/12 + (5/192) L^2 r_r + (11/192) L^2 r_s & \theta_a \\ -wL/2 + (13/32) L r_r + (3/32) L r_s & \delta_r \\ -wL/2 + (3/32) L r_r + (13/32) L r_s & \delta_s \\ 0 & \delta_u \\ 0 & \delta_v \\ 0 & \delta_a \\ 0 & \theta_b \end{bmatrix} \quad (20)$$

### b) Cálculo de deformaciones del suelo

Las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton (Deméneghi, 1996). Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas: consideremos una reacción  $r_k$  actuando en la superficie (fig 12); la presión vertical vale  $r_k d_k/a_k$ , donde  $d_k$  y  $a_k$  son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor  $H_j$ , debida a la carga  $r_k$  vale

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zij}) H_j \sigma_{zij}$$

pero

$$\sigma_{zij} = I_{zij} r_k d_k/a_k \quad (21)$$

donde  $I_{zij}$  es el valor de influencia vertical, el cual es igual al esfuerzo normal vertical en el punto  $ij$ , producido por una presión unitaria actuando en el área  $a_k$  (Zeevaert, 1973).

$E_{zij}$  es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que se presenta, en el punto  $ij$

Sustituyendo

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zij}) H_j I_{zij} r_k d_k/a_k,$$

La deformación del estrato  $j$ , debida a todas las cargas vale

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zij}) H_j \sum_{k=1}^{nr} I_{zij} r_k d_k/a_k,$$

donde  $nr$  = número total de cargas  $r_k$ .

Si consideramos además una deformación previa  $\delta_{oi}$ , el asentamiento bajo el punto  $i$  vale

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (1/E_{zij}) H_j \sum_{k=1}^{nr} I_{zij} r_k d_k/a_k \quad (22)$$

donde  $ne$  = número total de estratos.

En la ec 22, los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas  $r_k$ .

Cabe aclarar que, aunque aparentemente el procedimiento es unidimensional, en la práctica se pueden tomar en cuenta, en la estimación de  $E_{zij}$  tanto los incrementos de esfuerzo horizontal como el efecto de la presión de confinamiento en la rigidez del suelo, así como el hecho de que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal. En efecto,  $E_{zij}$  está dado por

$$E_{zij} = \sigma_{zij}/\varepsilon_{zij} \quad (23)$$

Siendo  $\sigma_{zij}$  el esfuerzo normal vertical en el punto  $ij$  (a la mitad del estrato  $j$ ), y  $\varepsilon_{zij}$  la deformación lineal unitaria vertical del estrato  $j$ .  $\varepsilon_{zij}$  se puede calcular usando una teoría no lineal o una teoría lineal.

Los esfuerzos normales vertical y horizontales se obtienen aplicando la ec 21 para todas las cargas  $r_k$ , es decir

$$\sigma_{zij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{zij} r_k d_k/a_k \quad (24)$$

$$\sigma_{xij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{xijk} r_k d_k/a_k \quad (25)$$

$$\sigma_{yij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{yijk} r_k d_k/a_k \quad (26)$$

### c) Compatibilidad de deformaciones

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despegue de la estructura (Deméneghi, 1996).

*Comportamiento no lineal*

Ilustraremos la forma de realizar el análisis de interacción no lineal suelo-zapata corrida con el cimiento de la fig 13 (ejemplo 3). Para el cálculo de las deformaciones del suelo usar el método no lineal del anexo 1 del capítulo 2, con las propiedades indicadas en la tabla 8.

#### a) Análisis estructural

El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces, descrito en el anexo 1. En la fig 14 se muestran los grados de libertad y en la fig 15 el sistema de cargas sobre la estructura. Las matrices de rigidez se obtienen con los valores del anexo 2, dado que se trata de barras horizontales. Los vectores de cargas de empotramiento se calculan con la ec 20.

##### Matriz de rigidez. Barra 1

$\theta_4$	$\theta_5$	$\delta_1$	$\delta_2$	
72927.375	36463.688	-34184.707	34184.707	$\theta_4$
36463.688	72927.375	-34184.707	34184.707	$\theta_5$
-34184.707	-34184.707	21365.442	-21365.442	$\delta_1$
34184.707	34184.707	-21365.442	21365.442	$\delta_2$

##### Matriz de rigidez. Barra 2

$\theta_5$	$\theta_6$	$\delta_2$	$\delta_3$	
72927.375	36463.688	-34184.707	34184.707	$\theta_5$
36463.688	72927.375	-34184.707	34184.707	$\theta_6$
-34184.707	-34184.707	21365.442	-21365.442	$\delta_2$
34184.707	34184.707	-21365.442	21365.442	$\delta_3$

##### Vector de cargas de empotramiento. Barra 1

$$\underline{P}_1^e = \begin{bmatrix} 3.15733-0.58667r_1-0.26667r_2 \\ -3.15733+0.26667r_1+0.58667r_2 \\ -5.92+1.3r_1+0.3r_2 \\ -5.92+0.3r_1+1.3r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

##### Vector de cargas de empotramiento Barra 2

$$\underline{P}_2^e = \begin{bmatrix} 3.15733-0.58667r_2-0.26667r_3 \\ -3.15733+0.26667r_2+0.58667r_3 \\ -5.92+1.3r_2+0.3r_3 \\ -5.92+0.3r_2+1.3r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez de toda la estructura (tabla 9) es la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es la suma de los vectores de carga de empotramiento de cada una de las barras, el cual vale

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -5.92 + 1.3 r_1 + 0.3 r_2 \\ -11.84 + 0.6 r_1 + 2.6 r_2 \\ 3.15733-0.58667r_1-0.26667r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_4 \end{matrix}$$

(Sólo se muestran los renglones correspondientes a  $\delta_1$ ,  $\delta_2$  y  $\theta_4$  porque, por simetría  $\delta_3 = \delta_1$ ,  $\theta_6 = -\theta_4$  y  $\theta_5 = 0$ ).

El vector de cargas concentradas vale

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} -35 \\ -50 \\ -35 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

La condición de equilibrio de cargas en los nudos de la estructura conduce a la siguiente expresión (anexo 1)

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

Sustituyendo valores

$$(\delta_1): 21365.442\delta_1 - 21365.442\delta_2 - 34184.707\theta_4 + 1.3 r_1 + 0.3 r_2 - 5.92 - 35 = 0 \quad (27)$$

$$(\delta_2): -42730.884\delta_1 + 42730.884\delta_2 + 68369.414\theta_4 + 0.6 r_1 + 2.6 r_2 - 11.84 - 50 = 0 \quad (28)$$

$$(\theta_4): -34184.707\delta_1 + 34184.707\delta_2 + 72927.375\theta_4 - 0.58667 r_1 - 0.26667 r_2 + 3.15733 = 0 \quad (29)$$

#### b) Cálculo de asentamientos

Hallemos el asentamiento bajo el punto 1 (fig 16a). Haciendo  $i = 1$  en la ec 21

$$\delta_1 = (1/E_{z11})H_1(|_{z111}r_1d_1/a_1 + |_{z112}r_2d_2/a_2 + |_{z113}r_3d_3/a_3) + (1/E_{z12})H_2(|_{z121}r_1d_1/a_1 + |_{z122}r_2d_2/a_2 + |_{z123}r_3d_3/a_3) \quad (30)$$

Los módulos de deformación  $E_{z11}$  y  $E_{z12}$  están dados por (ec 23)

$$E_{z11} = \sigma_{z11}/\epsilon_{z11} \quad (31)$$

$$E_{z12} = \sigma_{z12}/\epsilon_{z12} \quad (32)$$

Las deformaciones unitarias  $\epsilon_{z11}$  y  $\epsilon_{z12}$  las obtendremos usando el procedimiento no lineal expuesto en el anexo 1 del cap 2, con las siguientes expresiones:

Deformación por cambio de forma

$$\varepsilon_{cf} = 1 - \exp \left\{ - \frac{p_a^{s-2}}{A_{cf}} \left( \frac{f}{c} \right) \left[ - \frac{1}{(s-2)(p_{ce} + c\sigma_z)^{s-2}} + \frac{p_{ce}}{(s-1)((p_{ce} + c\sigma_z)^{s-1})} + \frac{1}{(s-2)(s-1)p_{ce}^{s-2}} \right] \right\} \quad (33)$$

$$p_{ce} = b_3 p_t + p_{co}' \quad (34)$$

$$f = 1 - v [(\sigma_x + \sigma_y)/\sigma_z] \quad (35)$$

$$c = b_1 + b_2 [(\sigma_x + \sigma_y)/\sigma_z] \quad (36)$$

$$b_1 = b_2 = 1/3$$

Deformación por cambio de volumen

$$\varepsilon_{cv} = 1 - \exp \left\{ - \frac{f [(p_{ve} + \sigma_z)^{1-s} - p_{ve}^{1-s}]}{A_{cv} p_a^{1-s} (1-s)} \right\} \quad (37)$$

$$p_{ve} = b_3 p_t + p_{vo}' \quad (38)$$

Ilustremos la aplicación del procedimiento calculando el módulo  $E_{z11}$ . Los esfuerzos  $\sigma_{z11}$ ,  $\sigma_{x11}$  y  $\sigma_{y11}$  se obtienen con las ecs 24 a 26.

$$\sigma_{z11} = I_{z111} r_1 d_1/a_1 + I_{z112} r_2 d_2/a_2 + I_{z113} r_3 d_3/a_3 \quad (39)$$

$$\sigma_{x11} = I_{x111} r_1 d_1/a_1 + I_{x112} r_2 d_2/a_2 + I_{x113} r_3 d_3/a_3 \quad (40)$$

$$\sigma_{y11} = I_{y111} r_1 d_1/a_1 + I_{y112} r_2 d_2/a_2 + I_{y113} r_3 d_3/a_3 \quad (41)$$

Obtengamos como ejemplo los valores de influencia  $I_{z111}$ ,  $I_{x111}$  e  $I_{y111}$ . Se coloca una presión unitaria  $q = 1 \text{ t/m}^2$  en el área  $a_1$  (fig 16) y se computan los esfuerzos normales  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  debidos a esta carga, a la mitad del estrato 1. Obtenemos

$$\sigma_z = I_{z111} = 0.4868711 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_x = I_{x111} = 0.227869 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_y = I_{y111} = 0.2098534 \text{ t/m}^2$$

Los demás valores de influencia se determinan en forma similar. En la tabla 10 se presentan sus magnitudes.

Sustituyendo en la ec 39

$$\sigma_{z11} = 0.4868711 r_1 (1.6)/1.6(2) + 0.001743138 r_2 (3.2)/3.2(2)$$

$$+ 0.00001886487 r_3 (1.6)/1.6(2)$$

$$\sigma_{z11} = 0.24343555 r_1 + 0.000871569 r_2 + 0.000009432435 r_3 \quad (42)$$

En forma análoga se obtienen  $\sigma_{x11}$  y  $\sigma_{y11}$

$$\sigma_{x11} = 0.1139345 r_1 + 0.00665339 r_2 + 0.00131314 r_3 \quad (43)$$

$$\sigma_{y11} = 0.1049267 r_1 + 0.017307215 r_2 + 0.002810045 r_3 \quad (44)$$

Para el inicio de los cálculos consideramos una reacción uniforme

$$r_1 = r_2 = r_3 = [35(2) + 50]/6.4 + 3.7 = 22.45 \text{ t/m}$$

Reemplazando en las ecs 42 a 44

$$\sigma_{z11} = 5.4849 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{x11} = 2.7367 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{y11} = 2.8072 \text{ t/m}^2$$

A continuación calculamos las deformaciones por cambio de forma y por cambio de volumen.

Cambio de forma (ecs 33 a 36)

$$p_{ce} = 0.9914 \text{ t/m}^2$$

$v = 0.5$  (se considera que la deformación por cambio de forma ocurre a volumen constante)

$$f = 0.4946, c = 0.6703$$

$$\varepsilon_{cf} = 0.00075907$$

Cambio de volumen (ecs 37 y 38)

$$p_{ve} = 1.62 \text{ t/m}^2$$

$$\varepsilon_{cv} = 0.001028$$

$$\varepsilon_{z11} = \varepsilon_{cf} + \varepsilon_{cv} = 0.00178703$$

Sustituyendo valores en la ec 31

$$E_{z11} = 5.4849/0.00178703 = 3069.334 \text{ t/m}^2$$

En forma similar se obtiene

$$E_{z12} = 3293.065 \text{ t/m}^2$$

Reemplazando en la ec 30, y considerando que por simetría  $r_1 = r_3$

$$\delta_1 = 0.00013151 r_1 + 0.0000099976 r_2 \quad (45)$$

De manera similar obtenemos

$$\delta_2 = 0.000021166 r_1 + 0.00027335 r_2 \quad (46)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

La compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo equivale a resolver el sistema formado por las ecuaciones 27, 28, 29, 45 y 46. Obtenemos

$$\begin{aligned}\delta_1 &= 0.0044939 \text{ m}, \quad \delta_2 = 0.0038785 \text{ m} \\ \theta_4 &= 0.00055543 \\ r_1 &= 33.289 \text{ t/m}, \quad r_2 = 11.611 \text{ t/m}\end{aligned}$$

Con los nuevos valores de  $r_1 = r_3$  (por simetría) y  $r_2$  se repite el proceso hasta que éstos ya no cambien en dos iteraciones sucesivas. Esto se logra en la iteración 6, en la que se obtiene

$$\begin{aligned}\delta_1 &= 0.0046612 \text{ m}, \quad \delta_2 = 0.0037665 \text{ m} \\ \theta_4 &= 0.00067864 \\ r_1 &= 31.534 \text{ t/m}, \quad r_2 = 13.366 \text{ t/m}\end{aligned}$$

### Comportamiento lineal

En forma aproximada, se puede resolver la interacción considerando que la deformación bajo el punto  $i$  de un estrato de suelo de espesor  $H_j$  está dada por

$$\delta_{ij} = (H_j/E_{ij}) [\sigma_{zj} - \nu(\sigma_{xj} + \sigma_{yj})] \quad (47)$$

donde  $E_{ij}$  es el módulo de deformación del suelo y  $\nu$  su relación de Poisson.

Sustituyendo las ecs 24 a 26 en la ec 47

$$\delta_{ij} = (H_j/E_{ij}) \sum_{k=1}^{nr} [I_{zijk} - \nu(I_{xijk} + I_{yijk})] r_k d_k / a_k$$

Sea

$$I_{ijk} = I_{zijk} - \nu(I_{xijk} + I_{yijk}) \quad (48)$$

$$\delta_{ij} = (H_j/E_{ij}) \sum_{k=1}^{nr} I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

Tomando en cuenta todos los estratos de subsuelo, y una posible deformación previa  $\delta_{oi}$ , la deformación del punto  $i$  es

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (H_j/E_{ij}) \sum_{k=1}^{nr} I_{ijk} r_k d_k / a_k \quad (49)$$

Ilustremos el desarrollo del procedimiento lineal con la zapata de la fig 17 (ejemplo 4)

El análisis estructural es similar al del ejemplo 3 del método no lineal.

En el suelo, desarrollamos la ec 49 para  $i = 1$ :

$$\begin{aligned}\delta_1 &= (H_1/E_{11}) (I_{111}r_1d_1/a_1 + I_{112}r_2d_2/a_2 + I_{113}r_3d_3/a_3) \\ &+ (H_{12}/E_{12}) (I_{121}r_1d_1/a_1 + I_{122}r_2d_2/a_2 + I_{123}r_3d_3/a_3)\end{aligned}$$

En la tabla 10 se muestran los valores de influencia para este problema. Sustituyendo valores

$$\begin{aligned}\delta_1 &= (0.8/500)[(0.194828/2)r_1 - (0.02614844/2)r_2 \\ &- (0.00174077/2)r_3] + (1.6)/(560)[(0.23528931/2)r_1 \\ &- (0.00780255/2)r_2 - (0.00481864/2)r_3]\end{aligned}$$

Tomando en cuenta que  $r_1 = r_3$

$$\delta_1 = 0.000483712 r_1 - 0.00003206525 r_2 \quad (50)$$

En forma análoga se obtiene

$$\delta_2 = -0.000031436 r_1 + 0.00098398 r_2 \quad (51)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 27, 28, 29, 50 y 51:

$$\begin{aligned}\delta_1 &= 0.014285 \text{ m}, \quad \delta_2 = 0.013224 \text{ m} \\ \theta_4 &= 0.00075212 \\ r_1 &= 30.487 \text{ t/m}, \quad r_2 = 14.413 \text{ t/m}\end{aligned}$$

[Nota: Es importante que los módulos de deformación  $E_{ij}$  se determinen considerando el efecto de la presión de confinamiento en el terreno, el hecho de que la curva esfuerzo-deformación unitaria de los suelos es no lineal, así como la posible variación con el tiempo de las propiedades mecánicas.]

### Interacción estructura-suelo plástico parcialmente saturado

En un suelo plástico parcialmente saturado, además de los asentamientos producidos por las cargas de una estructura, se presentan deformaciones debidas a cambios de humedad en el suelo. Un ejemplo de esta clase de fenómeno lo constituyen las arcillas expansivas, que sufren fuertes cambios volumétricos al variar su humedad natural.

Para ilustrar el fenómeno anterior, consideremos el cimiento de la fig 18 (ejemplo 5). La aplicación de la ec 4

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

conduce al siguiente sistema de ecuaciones

$$\begin{aligned}(\delta_1): \quad &10939.1\delta_1 - 10939.1\delta_2 - 21878.12\theta_4 \\ &+ 1.625r_1 + 0.375r_2 - 7.4 - 35 = 0\end{aligned} \quad (52)$$

$$(\delta_2): -21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 43756.4\theta_4 + 0.75r_1 + 3.25r_2 - 14.8 - 50 = 0 \quad (53)$$

$$(\theta_4): -21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 58341.9\theta_4 - 0.91667r_1 - 0.41667r_2 + 4.9333 = 0 \quad (54)$$

Supongamos que con las consideraciones hechas en los incisos anteriores, se hallan las siguientes deformaciones del suelo en función de las cargas (matriz de flexibilidades del suelo)

$$\delta_1 = 0.000817668 r_1 + 0.0000349723 r_2 \quad (55)$$

$$\delta_2 = 0.0000634471 r_1 + 0.00163405 r_2 \quad (56)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 52 a 56 obtenemos

$$\delta_1 = 0.021759 \text{ m}, \delta_2 = 0.020075 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.0010381$$

$$r_1 = 26.129 \text{ t/m}, r_2 = 11.271 \text{ t/m}$$

Supongamos que por un aumento de humedad en el suelo, en campo libre la arcilla sufre una expansión de 3 cm en los puntos 1 y 3, y de 5 cm en el punto 2 (fig 16). Aplicando la ec 49 en las ecs 55 y 56 obtenemos

$$\delta_1 = -0.03 + 0.000817668r_1 + 0.0000349723r_2 \quad (57)$$

$$\delta_2 = -0.05 + 0.0000634471r_1 + 0.00163405r_2 \quad (58)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 52, 53, 54, 57 y 58

$$\delta_1 = -0.013950 \text{ m}, \delta_2 = -0.018469 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.0020384$$

$$r_1 = 18.835 \text{ t/m}, r_2 = 18.565 \text{ t/m}$$

Nótese el cambio notable en las reacciones del suelo por las expansiones de la arcilla.

#### Método iterativo

La interacción suelo-estructura se puede resolver mediante un método iterativo. Esto tiene aplicación en la práctica cuando se dispone de un paquete o un programa de computadora que sustituye al terreno de cimentación por "resortes", que representan el módulo de reacción de dicho terreno. Dado que no se conoce a priori la "constante del resorte", pues depende del diagrama de reacción del suelo, que es lo que justamente se está

buscando, se tiene que recurrir a un procedimiento iterativo (Chamecki, 1956), que consiste en suponer valores iniciales de las "constantes de los resortes", y con ellas computar por una parte las deformaciones de la estructura, y por otra las deformaciones del suelo; la diferencia entre deformaciones de estructura y suelo permite ajustar la "constante del resorte", el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y terreno.

El método se usa de la siguiente forma:

- En el terreno se entra con las cargas  $r_i$  y se determinan las deformaciones  $\delta_i$  con la matriz de flexibilidades del suelo (se puede iniciar con la reacción uniforme); los módulos de reacción (o "constantes de los resortes") se obtienen

$$K_{vi} = r_i d_i / \delta_i \quad (59)$$

- En la estructura se entra con las  $K_{vi}$  y se calculan las deformaciones; las reacciones  $r_i$  por unidad de longitud (en t/m) se obtienen

$$r_i = K_{vi} \delta_i / d_i \quad (60)$$

donde  $d_i$  es la longitud en que actúa  $r_i$

Con estos valores de  $r_i$  se entra nuevamente al suelo (inciso a), y el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y suelo.

Ilustremos el proceso anterior con la zapata de la fig 19 (ejemplo 6). Los datos de estructura y suelo son los mismos del ejemplo 3 (fig 13). De acuerdo con la ec 4

$$K \delta + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

Las reacciones del terreno se pueden incorporar en el vector de cargas concentradas  $\underline{P}^c$  (fig 19b). De esta forma, obtenemos el siguiente sistema de ecuaciones

$$(\delta_1): (21365.442 + K_{v1})\delta_1 - 21365.442\delta_2 - 34184.707\theta_4 - 5.92 - 35 = 0 \quad (61)$$

$$(\delta_2): -42730.884\delta_1 + (42730.884 + K_{v2})\delta_2 + 68369.414\theta_4 - 11.84 - 50 = 0 \quad (62)$$

$$(\theta_4): -34184.707\delta_1 + 34184.707\delta_2 + 72927.375\theta_4$$

$$+ 3 \cdot 15733 = 0 \quad (63)$$

En el terreno de cimentación habíamos obtenido la siguiente matriz de flexibilidades (ecs 50 y 51)

$$\delta_1 = 0.000483712 r_1 - 0.00003206525 r_2 \quad (64)$$

$$\delta_2 = -0.000031436 r_1 + 0.00098398 r_2 \quad (65)$$

Las iteraciones se realizan de la siguiente forma

1ra iteración

Iniciamos el proceso considerando una reacción uniforme  $r_1 = r_2 = r_3 = 22.45 \text{ t/m}$

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

$\delta_1$	$\delta_2$	$K_{v1}$	$K_{v2}$
m	m	t/m	t/m
0.010139	0.021385	3542.592	3359.425

Estructura. Con los  $K_{vi}$  anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

$\delta_1$	$\delta_2$	$r_1$	$r_2$
m	m	t/m	t/m
0.013295	0.014729	29.437	15.463

2da iteración

Terreno de cimentación. Con los  $r_i$  anteriores y aplicando las ecs 64, 65 y 59

$\delta_1$	$\delta_2$	$K_{v1}$	$K_{v2}$
m	m	t/m	t/m
0.013743	0.014290	3427.089	3462.699

Estructura. Con los  $K_{vi}$  anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

$\delta_1$	$\delta_2$	$r_1$	$r_2$
m	m	t/m	t/m
0.013498	0.014775	28.912	15.988

3ra iteración

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

$\delta_1$	$\delta_2$	$K_{v1}$	$K_{v2}$
m	m	t/m	t/m
0.013473	0.014823	3433.619	3451.506

Estructura. Con los  $K_{vi}$  anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

$\delta_1$	$\delta_2$	$r_1$	$r_2$
m	m	t/m	t/m
0.013493	0.014783	28.956	15.944

4ta iteración

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

$\delta_1$	$\delta_2$	$K_{v1}$	$K_{v2}$
m	m	t/m	t/m
0.013495	0.014779	3433.069	3452.402

Estructura. Con los  $K_{vi}$  anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

$\delta_1$	$\delta_2$	$r_1$	$r_2$
m	m	t/m	t/m
0.013493	0.014782	28.952	15.948

Apreciamos que en la 4ta iteración las deformaciones de suelo y estructura prácticamente coinciden.

*Método aproximado para tomar en cuenta la rigidez angular de las columnas que llegan a la estructura de cimentación*

Los procedimientos de interacción vistos en los incisos anteriores permiten tomar en cuenta todos los pisos de la estructura. Con el propósito de presentar ejemplos que se puedan resolver "a mano", sin el auxilio de la computadora, hemos presentado ejemplos muy sencillos, en los cuales, y sólo para fines didácticos, se considera únicamente la estructura de cimentación.

Supongamos que se desea hacer el análisis preliminar de una subestructura, sin tomar en cuenta los niveles superiores. En este caso, las columnas transmiten las cargas a la cimentación, pero como están unidas a la infraestructura, también imponen una condición de continuidad estructural en los nudos correspondientes. La presencia de una columna provoca que en el nudo se presente un momento flexionante que vale  $K_e \theta$ , donde  $K_e$  es la rigidez a la rotación de la columna (rigidez angular) y  $\theta$  es el ángulo que gira el nudo en cuestión. Este momento flexionante se agrega en el vector de cargas concentradas  $\underline{P}_c$  de la ec 4

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (\text{ec } 4)$$

Ilustremos el procedimiento con el ejemplo 4, considerando que las columnas tienen una rigidez angular  $K_e = 6215.222 \text{ t.m/rad}$ . El vector  $\underline{P}^c$  es

		Grado de libertad
$\underline{P}^c =$	- 35	1
	- 50	2
	- 35	3
	6215.222 $\theta_4$	4
	6215.222 $\theta_5$	5
	6215.222 $\theta_6$	6

Aplicando la ec 4, el sistema de ecuaciones 27 a 29 queda modificado de la siguiente forma

$$(\delta_1): 21365.442\delta_1 - 21365.442\delta_2 - 34184.707\theta_4 + 1.3 r_1 + 0.3 r_2 - 5.92 - 35 = 0 \quad (66)$$

$$(\delta_2): -42730.884\delta_1 + 42730.884\delta_2 + 68369.414\theta_4 + 0.6 r_1 + 2.6 r_2 - 11.84 - 50 = 0 \quad (67)$$

$$(\theta_4): -34184.707\delta_1 + 34184.707\delta_2 + 72927.375\theta_4 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 + 3.15733 + 6215.222\theta_4 = 0 \quad (68)$$

En el terreno habíamos obtenido (ecs 50 y 51)

$$\delta_1 = 0.000483712 r_1 - 0.00003206525 r_2 \quad (69)$$

$$\delta_2 = -0.000031436 r_1 + 0.00098398 r_2 \quad (70)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 66 a 70

$$\delta_1 = 0.014190 \text{ m}, \delta_2 = 0.013411 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00057055$$

$$r_1 = 30.303 \text{ t/m}, r_2 = 14.597 \text{ t/m}$$

#### Determinación de elementos mecánicos

Los elementos mecánicos se obtienen como se indica en el anexo 1. Para una barra horizontal de cimentación, despreciando el acortamiento de la misma, son las siguientes (sistema global, fig 20)

Dirección x (sistema global)

$$M_p = wL^2/12 - (11/192)L^2r_r - (5/192)L^2r_s + (4EI/L)\theta_p + (2EI/L)\theta_q - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (71)$$

$$M_q = -wL^2/12 + (5/192)L^2r_r + (11/192)L^2r_s + (2EI/L)\theta_p + (4EI/L)\theta_q - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (72)$$

$$V_r = -wL/2 + (13/32)Lr_r + (3/32)Lr_s - (6EI/L^2)\theta_p - (6EI/L^2)\theta_q + (12EI/L^3)\delta_r - (12EI/L^3)\delta_s \quad (73)$$

$$V_s = -wL/2 + (3/32)Lr_r + (13/32)Lr_s + (6EI/L^2)\theta_p + (6EI/L^2)\theta_q - (12EI/L^3)\delta_r + (12EI/L^3)\delta_s \quad (74)$$

$$M_a = (GI/L)\theta_a - (GI/L)\theta_b \quad (75)$$

$$M_b = - (GI/L)\theta_a + (GI/L)\theta_b \quad (76)$$

Dirección y (sistema global)

$$M_a = -wL^2/12 + (11/192)L^2r_r + (5/192)L^2r_s - (4EI/L)\theta_a - (2EI/L)\theta_b - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (77)$$

$$M_b = wL^2/12 - (5/192)L^2r_r - (11/192)L^2r_s - (2EI/L)\theta_a - (4EI/L)\theta_b - (6EI/L^2)\delta_r + (6EI/L^2)\delta_s \quad (78)$$

$$V_r = -wL/2 + (13/32)Lr_r + (3/32)Lr_s + (6EI/L^2)\theta_a + (6EI/L^2)\theta_b + (12EI/L^3)\delta_r - (12EI/L^3)\delta_s \quad (79)$$

$$V_s = -wL/2 + (3/32)Lr_r + (13/32)Lr_s - (6EI/L^2)\theta_a - (6EI/L^2)\theta_b - (12EI/L^3)\delta_r + (12EI/L^3)\delta_s \quad (80)$$

$$M_p = - (GI/L)\theta_p + (GI/L)\theta_q \quad (81)$$

$$M_q = (GI/L)\theta_p - (GI/L)\theta_q \quad (82)$$

Los diagramas de fuerza cortante y de momento flexionante en una barra de la cimentación (fig 20) se obtienen con las siguientes expresiones (dirección x)

$$x \leq L/2: V = -V_r + (r_r - w)x \quad (83)$$

$$M = -M_p - V_r x - (r_r - w)x^2/2 \quad (84)$$

$$M_{\max} \text{ para } x = V_r/(r_r - w) \quad (85)$$

$$x \geq L/2: V = -V_r - wx + r_r L/2 + r_s(x - L/2) \quad (86)$$

$$M = -V_r x - wx^2/2 + (r_r L/2)(x - L/4) + (r_s/2)(x - L/2)^2 \quad (87)$$

$$M_{\max} \text{ para } x = [V_r + (r_s - r_r)L/2]/(r_s - w) \quad (88)$$

En las ecs 83 a 88, el cortante es positivo si va hacia arriba a la izquierda de la barra, mientras que el momento es positivo si produce compresión en las fibras superiores de la barra

Calculemos los elementos mecánicos en los nudos de la estructura del inciso anterior (ejemplo 4, fig 17, con  $K_e = 6215.222 \text{ t.m/rad}$  en las columnas). Habíamos obtenido

$$\delta_1 = 0.014190 \text{ m}, \delta_2 = 0.013411 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00057055$$

$$r_1 = 30.303 \text{ t/m}, r_2 = 14.597 \text{ t/m}$$

Aplicando las ecs 71 a 74

$$M_p = 3.7(3.2)^2/12 - (11/192)(3.2)^2(30.303) - (5/192)(3.2)^2(14.597)$$

$$\begin{aligned}
 &+[(4)(1130000)(0.05163)/(3.2)](0.00057055) \\
 &+[(2)(1130000)(0.05163)/(3.2)](0) \\
 &- (6)(1130000)(0.05163)/(3.2)^2(0.01419)+ \\
 &- (6)(1130000)(0.05163)/(3.2)^2(0.013411) \\
 M_p &= -3.534 \text{ t.m} \\
 M_q &= 7.662 \text{ t.m} \\
 V_r &= 35 \text{ t} \\
 V_s &= 25 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante se hallan con las ecs 83 a 88. Sin embargo, en la práctica conviene modelar la estructura de cimentación con cuatro o más barras, para obtener mayor precisión. En el siguiente capítulo se presenta un ejemplo de análisis y diseño de una zapata corrida empleando ocho barras en la estructura de cimentación; en ese ejemplo se expone la forma de obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante.

#### Interacción suelo-losa de cimentación

Una losa de cimentación se puede modelar como una retícula de barras ortogonales entre sí. La solución es más precisa a medida que se incrementa el número de éstas. Para una retícula de barras horizontales, se puede desprestigiar el acortamiento de barras; además  $\alpha = 0$ . La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra quedan como se muestra en el anexo 2 (para su obtención se tomaron las fórmulas del anexo 1).

Ilustraremos el análisis de una losa con la retícula de la fig 21 (Deméneghi, 1996). La estratigrafía y propiedades se muestran en la fig 22. Se desprestigian los efectos de acortamiento de barras. La numeración de barras y de grados de libertad se exhiben en la fig 23. Como ilustración presentamos los de las barras 1 y 7, para el sistema global:

Barra	$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\theta_a$	$\theta_b$
1	$\theta_{10}$	$\theta_{12}$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\theta_{11}$	$\theta_{13}$
7	$\theta_{10}$	$\theta_{16}$	$\delta_1$	$\delta_4$	$\theta_{11}$	$\theta_{17}$

A continuación hallaremos las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento de las barras 1 y 7. Utilizando los valores del anexo 4 se obtienen las matrices  $K_1$  y  $K_7$ , que se muestran en las tablas 12 y 13, respectivamente. La matriz de rigidez de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez

de todas y cada una de las barras de la estructura (el rango de cada matriz se toma de 27 por 27). A manera de ejemplo, en la tabla 14 se presenta la matriz de rigidez de la estructura para los primeros 5 grados de libertad.

Determinemos a continuación los vectores de empotramiento de las barras 1 y 7. Aplicando la ec 20

$$\begin{array}{rcl}
 & & \text{GL} \\
 & 1.233-1.0593r_1-0.4815r_2 & 10 \\
 & -1.233+0.4815r_1+1.0593r_2 & 12 \\
 \underline{P}_1^e = & -1.72+1.747r_1+0.4031r_2 & 1 \\
 & -1.72+0.4031r_1+1.747r_2 & 2 \\
 & 0 & 11 \\
 & 0 & 13
 \end{array}$$

GL = grado de libertad

$$\begin{array}{rcl}
 & & \text{GL} \\
 & 0 & 10 \\
 & 0 & 16 \\
 \underline{P}_7^e = & -1.72+1.747r_1+0.4031r_4 & 1 \\
 & -1.72+0.4031r_1+1.747r_4 & 4 \\
 & 1.233-1.0593r_1-0.4815r_4 & 11 \\
 & -1.233+0.4815r_1+1.0593r_4 & 17
 \end{array}$$

Como ejemplo presentamos a continuación el vector de cargas de empotramiento de la estructura, para los primeros 5 grados de libertad

$$\begin{array}{rcl}
 & -3.44+3.494r_1+0.4031r_2+0.4031r_4 & \\
 & -6.88+0.4031r_1+5.241r_2+0.4031r_3+0.4031r_5 & \\
 & -3.44+0.4031r_2+3.494r_3+0.4031r_6 & \\
 \underline{P}^e = & -6.88+0.4031r_1+5.241r_4+0.4031r_5+0.4031r_7 & \\
 & -13.76+0.4031r_2+0.4031r_4+6.988r_5+0.4031r_6 & \\
 & & +0.4031r_8
 \end{array}$$

El vector de cargas concentradas, para los primeros 5 grados de libertad vale

$$\begin{array}{rcl}
 & -9.6 & 1 \\
 & 0 & 2 \\
 \underline{P}^c = & -9.6 & 3 \\
 & 0 & 4 \\
 & 0 & 5
 \end{array}$$

Sustituyendo valores en la ec 4 y tomando en cuenta que por simetría

$$\begin{aligned} \delta_1 = \delta_3 = \delta_7 = \delta_9 & & \delta_2 = \delta_4 = \delta_6 = \delta_8 \\ r_1 = r_3 = r_7 = r_9 & & r_2 = r_4 = r_6 = r_8 \\ \theta_{10} = \theta_{11} = -\theta_{14} = \theta_{15} = \theta_{22} = -\theta_{23} = -\theta_{26} = -\theta_{27} \\ \theta_{13} = \theta_{16} = -\theta_{20} = -\theta_{25} \end{aligned}$$

se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones (que representa el equilibrio de cortantes o de momentos en el grado de libertad correspondiente):

#### Grado de libertad 1

$$773.14\delta_1 - 773.14\delta_2 - 1662.24\theta_{10} + 3.494r_1 + 0.8062r_2 - 3.44 - 9.6 = 0 \quad (a)$$

#### Grado de libertad 2

$$-773.14\delta_1 + 859.767\delta_2 - 86.62\delta_5 + 1662.24\theta_{10} - 186.23\theta_{13} + 0.8062r_1 + 5.24r_2 + 0.403r_5 - 6.88 = 0 \quad (b)$$

#### Grado de libertad 5

$$-346.48\delta_2 + 346.48\delta_5 + 744.92\theta_{13} + 1.6124r_2 + 6.988r_5 - 13.76 = 0 \quad (c)$$

#### Grado de libertad 10

$$-831.12\delta_1 + 831.12\delta_2 + 2692.76\theta_{10} - 310.23\theta_{13} - 1.0593r_1 - 0.4815r_2 + 1.233 = 0 \quad (d)$$

#### Grado de libertad 13

$$-186.23\delta_2 + 186.23\delta_5 - 620.46\theta_{10} + 1154.32\theta_{13} - 1.0593r_2 - 0.4815r_5 + 2.465 = 0 \quad (e)$$

Las deformaciones del terreno de cimentación se determinan con el procedimiento indicado en el inciso de análisis lineal. Presentamos a continuación como ejemplo la obtención de  $\delta_1$

$$\begin{aligned} \delta_1 = & 0.0154(2.4)[0.2271(4.3r_1)/4.6225 \\ & + 0.009375(6.45r_2)/9.245 + 0.0001528(4.3r_3)/4.6225 \\ & + 0.009375(6.45r_4)/9.245 + 0.002988(8.6r_5)/18.49 \\ & + 0.0001625(6.45r_6)/9.245 + 0.0001528(4.3r_7)/4.6225 \\ & + 0.0001625(6.45r_8)/9.245 + 0.0002824(4.3r_9)/4.6225] \\ & + 0.222(2.0)[0.1139(4.3r_1)/4.6225 \\ & + 0.04407(6.45r_2)/9.245 + 0.002284(4.3r_3)/4.6225 \\ & + 0.04407(6.45r_4)/9.245 + 0.028026(8.6r_5)/18.49 \\ & + 0.002638(6.45r_6)/9.245 + 0.0022836(4.3r_7)/4.6225 \\ & + 0.002638(6.45r_8)/9.245 + 0.0005157(4.3r_9)/4.6225] \end{aligned}$$

Aprovechando la simetría de la estructura obtenemos (Deméneghi, 1996)

$$\begin{aligned} \delta_1 = & 0.012733r_1 + 0.0033854r_2 + 0.00063012r_5 \quad (f) \\ \delta_2 = & 0.0036877r_1 + 0.020326r_2 + 0.0021424r_5 \quad (g) \\ \delta_5 = & 0.0028714r_1 + 0.010629r_2 + 0.025023r_5 \quad (h) \end{aligned}$$

La compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno de cimentación se logra

reemplazando las ecs *f*, *g* y *h* en las ecs *a*, *b*, *c*, *d* y *e*, o resolviendo el sistema de ecuaciones de la *a* a la *h*:

$$\begin{aligned} r_1 = & 3.235 \text{ t/m}, r_2 = 1.082 \text{ t/m}, r_5 = 1.149 \text{ t/m} \\ \theta_{10} = & 0.003760, \theta_{13} = -0.0007646 \\ \delta_1 = & 0.04558 \text{ m}, \delta_2 = 0.03638 \text{ m}, \delta_5 = 0.04953 \text{ m} \end{aligned}$$

Como ilustración, hallaremos los elementos mecánicos en las barras 1 y 7 (sistema local), para lo que se aplican las ecs 71 a 82

#### Barra 1 (dirección x)

$$\begin{aligned} M_{10} = & -1.403 \text{ t.m}, M_{12} = -1.697 \text{ t.m} \\ V_1 = & 4.8 \text{ t}, V_2 = 1.042 \text{ t} \\ M_{11} = & -1.404 \text{ t.m}, M_{13} = 1.404 \text{ t.m} \end{aligned}$$

#### Barra 7 (dirección y)

$$\begin{aligned} M_{11} = & -1.403 \text{ t.m}, M_{17} = -1.697 \text{ t.m} \\ V_1 = & 4.8 \text{ t}, V_4 = 1.042 \text{ t} \\ M_{10} = & 1.404 \text{ t.m}, M_{16} = -1.404 \text{ t.m} \end{aligned}$$

## REFERENCIAS

Burland, J B y Burbridge, M C, "Settlement of foundations on sand and gravel", Proc Inst Civil Eng, part I: 1325-1381, 1985

Chamecki, S, "Structural rigidity in calculating settlements", Jour Soil Mech Found Div, Proc ASCE, Vol 88, N° SM1, 1956

Deméneghi, A, "Interacción estática suelo-estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento de barras", XVIII Reunión Nal Mec Suelos, Vol 1. 303-310, Morelia, Soc Mex Mec Suelos, 1996

Sowers, G F, "Shallow foundations", cap 6 de Foundation Engineering, ed por G A Leonards, McGraw-Hill, 1962

Terzaghi, K, "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", Géotechnique, V, 1955

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

(Acise9,Acisef3,lsezc24,lsezc3,lsezc31,lsezc3,lske7,lske84,lske85,Maribo8,lske86,lsicbl)

TABLA 4  
NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO 2)

Barra	$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\delta_u$	$\alpha$
						Grados
1	$\theta_5$	$\theta_7$	$\delta_1$	$\delta_1$	$\delta_3$	90
2	$\theta_6$	$\theta_8$	$\delta_2$	$\delta_2$	$\delta_4$	90
3	$\theta_7$	$\theta_8$	$\delta_1$	$\delta_2$	-	0

TABLA 5  
MATRIZ DE RIGIDEZ DE TODA LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 2)

$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\theta_5$	$\theta_6$	$\theta_7$	$\theta_8$	
664.2	-664.2	0	0	0	0	-1992.6	-1992.6	$\delta_1$
---	---	---	---	---	---	---	---	$\delta_2$
0	0	184.24	0	423.76	0	423.76	0	$\delta_3$
---	---	---	---	---	---	---	---	$\delta_4$
0	0	423.76	0	1299.52	0	649.76	0	$\theta_5$
---	---	---	---	---	---	---	---	$\theta_6$
-1992.6	1992.6	423.76	0	649.76	0	9269.92	3985.2	$\theta_7$
---	---	---	---	---	---	---	---	$\theta_8$

TABLA 6  
VECTOR DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO  
DE TODA LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 2)

-4.62	$\delta_1$
-4.62	$\delta_2$
0	$\delta_3$
0	$\delta_4$
0	$\theta_5$
0	$\theta_6$
4.62	$\theta_7$
-4.62	$\theta_8$

TABLA 8  
PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN. EJEMPLO 3

Estrato	$A_{cf}$	$S_{cf}$	$A_{cv}$	$S_{cv}$	$\nu$	$K_o$	$\gamma, t/m^3$
1	360	1.69	733	0.705	0.295	0.418	1.8
2	480	1.67	879	0.715	0.295	0.418	1.8

(Acise9,Acisef3,lsezc24,lsezc3,lsezc31,lsezc32,lske7,lske8)

ANEXO 2  
MATRIZ DE RIGIDEZ DE UNA BARRA. SISTEMA GLOBAL  
MARCO CON BARRAS ORTOGONALES  
SIN CONSIDERAR ACORTAMIENTO DE BARRAS, NI EFECTOS DE TORSIÓN

Barras horizontales

$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	
$4EI/L$	$2EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$\theta_p$
$2EI/L$	$4EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$\theta_q$
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	$\delta_r$
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	$\delta_s$

Elementos mecánicos (barra sobre nudo)

$$M_p = wL^2 + (4EI/L) \theta_p + (2EI/L) \theta_q - (6EI/L^2) \delta_r + (6EI/L^2) \delta_s$$

$$M_q = -wL^2 + (2EI/L) \theta_p + (4EI/L) \theta_q - (6EI/L^2) \delta_r + (6EI/L^2) \delta_s$$

$$V_r = -wL/2 - (6EI/L^2) \theta_p - (6EI/L^2) \theta_q + (12EI/L^3) \delta_r - (12EI/L^3) \delta_s$$

$$V_s = -wL/2 + (6EI/L^2) \theta_p + (6EI/L^2) \theta_q - (12EI/L^3) \delta_r + (12EI/L^3) \delta_s$$

Barras verticales

$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_u$	$\delta_v$	
$4EI/L$	$2EI/L$	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$\theta_p$
$2EI/L$	$4EI/L$	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$\theta_q$
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	$\delta_u$
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	$\delta_v$

Elementos mecánicos (barra sobre nudo)

$$M_p = wL^2 + (4EI/L) \theta_p + (2EI/L) \theta_q + (6EI/L^2) \delta_u - (6EI/L^2) \delta_v$$

$$M_q = -wL^2 + (2EI/L) \theta_p + (4EI/L) \theta_q + (6EI/L^2) \delta_u + (6EI/L^2) \delta_v$$

$$V_u = -wL/2 + (6EI/L^2) \theta_p + (6EI/L^2) \theta_q + (12EI/L^3) \delta_u - (12EI/L^3) \delta_v$$

$$V_v = -wL/2 - (6EI/L^2) \theta_p - (6EI/L^2) \theta_q - (12EI/L^3) \delta_u + (12EI/L^3) \delta_v$$

ANEXO 3

MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRA DE UNA RETÍCULA DE CIMENTACIÓN,  $\alpha = 0$   
 SISTEMA GLOBAL  
 SIN CONSIDERAR ACORTAMIENTO DE BARRAS

DIRECCIÓN  $x$ ,  $\beta = 0$

$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\theta_a$	$\theta_b$	
$4EI/L$	$2EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	0	0	$\theta_p$
$2EI/L$	$4EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	0	0	$\theta_q$
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	0	0	$\delta_r$
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	0	0	$\delta_s$
0	0	0	0	$GI_t/L$	$-GI_t/L$	$\theta_a$
0	0	0	0	$-GI_t/L$	$GI_t/L$	$\theta_b$

DIRECCIÓN  $y$ ,  $\beta = 90^\circ$

$\theta_p$	$\theta_q$	$\delta_r$	$\delta_s$	$\theta_a$	$\theta_b$	
$GI_t/L$	$-GI_t/L$	0	0	0	0	$\theta_p$
$-GI_t/L$	$GI_t/L$	0	0	0	0	$\theta_q$
0	0	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$\delta_r$
0	0	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$\delta_s$
0	0	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$4EI/L$	$2EI/L$	$\theta_a$
0	0	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$2EI/L$	$4EI/L$	$\theta_b$

VECTOR DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO. BARRA DE CIMENTACIÓN. SISTEMA GLOBAL

$$\begin{aligned}
 P_m^o = & \begin{bmatrix} wL^2/12 - (11/192) L^2 r_r - (5/192) L^2 r_s \\ -wL^2/12 + (5/192) L^2 r_r + (11/192) L^2 r_s \\ -wL/2 + (13/32) L r_r + (3/32) L r_s \\ -wL/2 + (3/32) L r_r + (13/32) L r_s \\ -wL^2/12 + (11/192) L^2 r_r + (5/192) L^2 r_s \\ wL^2/12 - (5/192) L^2 r_r - (11/192) L^2 r_s \end{bmatrix} \begin{matrix} \cos \beta \\ \cos \beta \\ \cos \alpha \\ \cos \alpha \\ \sin \beta \\ \sin \beta \end{matrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix}
 \end{aligned}$$

TABLA 12  
 MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA BARRA 1,  $K_1$

$\theta_{10}$	$\theta_{12}$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\theta_{11}$	$\theta_{13}$	
2382.530	1191.265	-831.115	831.115	0	0	$\theta_{10}$
1191.265	2382.530	-831.115	831.115	0	0	$\theta_{12}$
-831.115	-831.115	386.565	-386.565	0	0	$\delta_1$
831.115	831.115	-386.565	386.565	0	0	$\delta_2$
0	0	0	0	310.08	-310.08	$\theta_{11}$
0	0	0	0	-310.08	310.08	$\theta_{13}$

TABLA 13  
 MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA BARRA 7,  $K_7$

$\theta_{10}$	$\theta_{16}$	$\delta_1$	$\delta_4$	$\theta_{11}$	$\theta_{17}$	
310.08	-310.08	0	0	0	0	$\theta_{10}$

-310.08	310.08	0	0	0	0	$\theta_{16}$
0	0	386.565	-386.565	831.115	831.115	$\delta_1$
0	0	-386.565	386.565	-831.115	-831.115	$\delta_4$
0	0	831.115	-831.115	2382.530	1191.265	$\theta_{11}$
0	0	831.115	-831.115	1191.265	2382.530	$\theta_{17}$

TABLA 14  
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA  $K$ , PARA LOS PRIMEROS CINCO  
GRADOS DE LIBERTAD. SISTEMA GLOBAL

$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\delta_5$	
773.130	-3866.565	0	-386.565	0	$\delta_1$
-386.565	859.750	-386.565	0	-86.619	$\delta_2$
0	-386.565	773.130	0	0	$\delta_3$
-386.565	0	0	859.750	-86.619	$\delta_4$
0	-86.619	0	-86.619	346.477	$\delta_5$

(Acise9)

1. Nota preliminar
2. Interacción estática suelo-estructura
  - Zapatas aisladas
  - Zapatas corridas y losas

Interacción estructura-suelo friccionante

Interacción estructura-suelo cohesivo totalmente saturado

Interacción estructura-suelo cohesivo parcialmente saturado

Interacción estructura-suelo cementado parcialmente saturado

3. Interacción dinámica suelo-estructura



FIG. 1

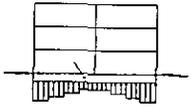


FIG. 2



FIG. 3



FIG. 4



FIG. 5

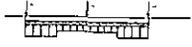


FIG. 6

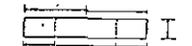


FIG. 7



FIG. 8



FIG. 9



FIG. 10

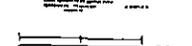


FIG. 11



FIG. 12

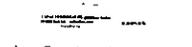


FIG. 13



FIG. 14



FIG. 15

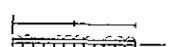


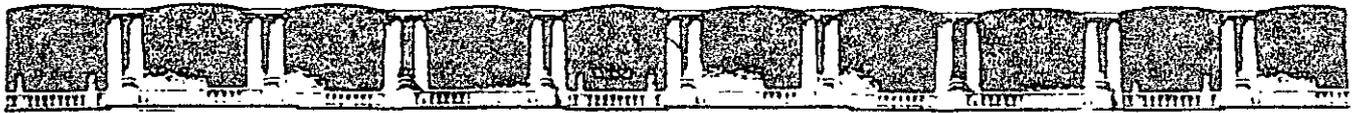
FIG. 16



FIG. 17



FIG. 18



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

CA 43

TEMA

ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE  
PILAS Y PILOTES

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
ING. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA  
DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007  
PALACIO DE MINERÍA**

## ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE PILAS Y PILOTES

Agustín Deméneghi Colina\*  
Margarita Puebla Cadena\*

### NOTA PRELIMINAR

Cuando las condiciones del subsuelo son tales que una cimentación somera no cumple con los requisitos de seguridad, se hace necesario transmitir las cargas de la estructura a estratos muy hondos. En este caso, decimos que utilizamos una *cimentación profunda*.

Por lo tanto, una cimentación profunda es aquella que transmite las cargas de la estructura a depósitos muy hondos, con el propósito de que se cumplan los requisitos de seguridad del terreno de sustentación

Una cimentación profunda puede consistir de pilotes, pilas, cilindros, etcétera. Dado que estos elementos tienen una geometría análoga, aun cuando existe cierto fenómeno de escala, su forma de trabajo es similar. En consecuencia, en los siguientes incisos mencionaremos el término pilotes para la revisión de la seguridad del suelo, pero se puede emplear también para los demás elementos similares, con las adecuaciones necesarias en su caso por efectos de escala.

Cabe aclarar que en las cimentaciones profundas es también muy importante el procedimiento constructivo.

Una cimentación a base de pilotes puede trabajar básicamente de dos formas:

a) Cuando se encuentra un estrato resistente a una cierta profundidad  $H$  (fig 1). Los pilotes se apoyan en el estrato resistente, pudiendo quedar sobre su superficie o penetrar una cierta distancia  $D$  dentro de él (fig 1). En este caso se puede presentar fricción negativa en el sedimento blando, y el pilote trabaja por punta y fricción en el estrato de apoyo (fig 2). A esta clase de fundación se le denomina *cimentación a base de pilotes de punta*.

b) Cuando el estrato resistente se halla a una profundidad muy grande, en cuyo caso los pilotes quedan "embebidos" en el sedimento blando (fig 3). En estas condiciones, la losa de apoyo transmite cierta carga en su contacto con el terreno. Los pilotes trabajan fundamentalmente por fricción lateral, aun cuando también poseen cierta capacidad de carga por punta. A esta clase de fundación se le denomina *cimentación a base de pilotes de fricción*. Cabe aclarar que dado que la subestructura queda totalmente apoyada en el depósito de suelo blando, esta cimentación se debe emplear en estructuras de tamaño mediano, de moderada altura, donde la relación altura/ancho no sea muy grande.

### CAPACIDAD DE CARGA POR RESISTENCIA AL CORTE

#### *Capacidad de carga lateral*

La resistencia al corte a lo largo del fuste de un pilote está dada por (Poulos y Davis, 1980)

$$\tau_a = c_a + \sigma_n \tan \phi_a \quad (1)$$

Pero (fig 4)

$$\sigma_n = K_s p_v \quad (2)$$

$$\tau_a = c_a + p_v K_s \tan \phi_a \quad (3)$$

Por lo tanto

$$C_{su} = \int_0^{\omega} (c_a + p_v K_s \tan \phi_a) dz \quad (4)$$

$\omega$  = perímetro del pilote

$$C_{su} = \int_0^{\omega} c_a dz + \int_0^{\omega} K_s \tan \phi_a p_v dz$$

\* Profesores del Departamento de Geotecnia. División de Ingenierías Civil y Geomática. Facultad de Ingeniería. UNAM

$$C_{su} = \omega c_a L + \omega K_s \tan \phi_a \int_0 p_v dz \quad (5)$$

Sea

$\int_0 p_v dz \doteq A = A_1 + A_2 =$  área bajo el diagrama  $p_v$ -profundidad (fig 5)

$$C_{su} = \omega L c_a + \omega K_s \tan \phi_a (A_1 + A_2) \quad (6)$$

Otra forma de proceder es definiendo la capacidad de carga resistente por fricción lateral de un pilote de la siguiente forma

$$C_{sR} = \omega c_a L F_{Rs1} + \omega K_s \tan \phi_a F_{Rs2} \int_0 p_v dz \quad (7)$$

donde  $F_{Rs1}$  y  $F_{Rs2}$  son factores de resistencia, que dependen de la incertidumbre que se tiene respecto a la resistencia del suelo. En general, en la práctica las magnitudes de  $F_{Rsi}$  varían entre 0.5 y 0.8.

#### Capacidad de punta

La capacidad de carga última por punta está dada por

$$C_{pu} = q_d A_b \quad (8)$$

$$q_d = f_c c N_c + f_q p_{vb} N_q \quad (9)$$

donde

$f_c$  y  $f_q$  son factores de forma del cimientto, que dependen de la clase de suelo

$c$  = cohesión del suelo

$p_{vb}$  = presión vertical al nivel de desplante del pilote, a un costado del mismo

$A_b$  = área de la base del pilote

La ec 8 queda

$$C_{pu} = A_b (f_c c N_c + f_q p_{vb} N_q) \quad (10)$$

$N_c$  y  $N_q$  son factores de capacidad de carga que valen (fig 6; Zeevaert, 1973)

$$N_c = \tan (\pi/4 + \phi/2)$$

$$+ \frac{e^{2\theta \tan \phi} - 1}{2 \cos^2 (\pi/4 + \phi/2) \tan \phi} \quad (11)$$

$$N_q = \frac{(e^{2\theta \tan \phi}) \cos^2 \beta}{2 \cos^2 (\pi/4 + \phi/2)} \quad (12)$$

( $\theta$ ,  $\phi$  y  $\beta$  en radianes)

En las ecuaciones 11 y 12

$$\theta = 3\pi/4 - \phi/2 + \beta \quad (13)$$

$\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo

El significado de los ángulos  $\theta$  y  $\beta$  se indica en la fig 6.

Las distancias  $x$  y  $y$  están dadas por

$$x = \rho \cos \beta \quad (14)$$

$$y = \rho \sen \beta \quad (15)$$

donde

$$\rho = \frac{B}{2 \cos (\pi/4 + \phi/2)} e^{(3\pi/4 - \phi/2 + \beta) \tan \phi} \quad (16)$$

En el caso general, los pilotes pueden penetrar dentro del estrato resistente; Zeevaert (1973) hace la hipótesis de que el máximo desarrollo de la superficie de falla se alcanza para  $\beta = \phi$  (fig 6). Las distancias  $x_{max}$  y  $y_{max}$  se obtienen usando las ecuaciones 14 y 15, haciendo  $\beta = \phi$  en la ec 16.

En síntesis, si el pilote se apoya sobre la superficie del estrato resistente, los factores de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_q$  se hallan haciendo  $\beta = 0$  en las ecuaciones 11 y 12. Si la profundidad de empotramiento es mayor que  $y_{max}$ , se usan las ecuaciones 11 y 12 con  $\beta = \phi$ . Si el pilote penetra una distancia  $y < y_{max}$ , mediante ensaye y error con las ecuaciones 15 y 16 se determina el ángulo  $\beta$  que forma el radio vector con la horizontal; con la magnitud de  $\beta$  se utilizan las ecuaciones 11 y 12 para obtener  $N_c$  y  $N_q$ .

[Cabe destacar que Vesic (1967) señala que los valores de  $N_q$  que exhiben un mejor acercamiento a resultados de pruebas de campo son los dados por Berezantzev et al (1961). Las magnitudes de  $N_q$  dadas por la ec 12 (Zeevaert, 1973) son similares a las de

Berezantzev et al, con la ventaja de que se toma en cuenta además la profundidad de empotramiento del pilote en el estrato de apoyo.]

Otra forma de proceder es definiendo la capacidad de carga resistente por punta de un pilote de la siguiente forma

$$C_{pR} = A_b (f_c c N_c F_{Rp1} + f_q p_{vb} N_q F_{Rp2}) \quad (17)$$

donde  $F_{Rp1}$  y  $F_{Rp2}$  son factores de resistencia, que dependen de la incertidumbre que se tiene respecto a la resistencia del suelo. En general, en la práctica las magnitudes de  $F_{Rp1}$  varían entre 0.35 y 0.7.

Cabe señalar que en la práctica se recomienda la ejecución de pruebas de carga de pilotes en campo, para verificar los valores de la capacidad lateral y de la capacidad por punta.

### *Materiales cohesivos*

Condiciones a corto plazo

Las arcillas saturadas, a corto plazo, se comportan como materiales puramente cohesivos, en cuyo caso  $\phi_a = \phi_u = 0$  (Poulos y Davis, 1980). Reemplazando en la ec 5

$$C_{su} = \omega c_a L \quad (18)$$

Los valores de  $c_a$  dependen del procedimiento constructivo. Para pilotes hincados a golpes se pueden usar la fig 7 (McClelland, 1974), la fig 8 (O'Neill, 2001) o la tabla 1 (Tomlinson, 1957). Para pilotes colados en el lugar se puede emplear la fig 9 (O'Neill, 2001). En estas figuras  $\alpha = c_a/c_u$ .

Si se trabaja con la capacidad resistente por adherencia, ésta se define como

$$C_{sR} = \omega c_a L F_{Rs} \quad (19)$$

En general  $0.5 \leq F_{Rs} \leq 0.8$

Por otra parte, la capacidad última por punta vale (ecuaciones 8 y 9)

$$C_{pu} = q_d A_b \quad (20)$$

$$q_d = f_c c_u N_c + f_q p_{vb} N_q \quad (21)$$

Para  $\phi_a = \phi_u = 0$ , de la ec 12, con  $\beta = \phi = 0$ :  
 $N_q = 1$ .

El factor  $N_c$  no se puede obtener con la ec 11. En teoría de la plasticidad se demuestra que

$$N_c = 2 + \pi$$

Skempton encontró que la capacidad resistente en un material cohesivo aumenta con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo (fig 10), hasta un máximo, después de la cual se mantiene constante. Así, para  $D/B = 2$  el factor  $N_c = 7.5$ .

Podemos establecer que

$$N_c = 5.14 (1 + 0.23 D/B) \quad (22)$$

Por lo anterior, para  $D/B < 2$  se emplea la ec 22. Para  $D/B \geq 2$  se usa  $N_c = 7.5$ .

En materiales cohesivos  $f_q = 1$ , por lo que

$$q_d = f_c c_u N_c + p_{vb}$$

Sustituyendo en la ec 20

$$C_{pu} = (f_c c_u N_c + p_{vb}) A_b \quad (23)$$

Por otra parte, la capacidad resistente por punta se define

$$C_{pR} = (f_c c_u N_c F_{Rp} + p_{vb}) A_b \quad (24)$$

En general  $0.35 \leq F_{Rp} \leq 0.7$

La capacidad última en la cabeza del pilote, por equilibrio de fuerzas vertical es la suma de  $C_{su}$  y  $C_{pu}$ , menos el peso del pilote, es decir

$$Q_u = C_{su} + C_{pu} - W_{pil}$$

$$Q_u = \omega c_a L + A_b (f_c c_u N_c + p_{vb}) - W_{pil}$$

Pero

$$A_b p_{vb} \equiv W_{pil}$$

$$Q_u \equiv \omega c_a L + f_c A_b c_u N_c \quad (25)$$

Las magnitudes de  $c_a$  se pueden tomar de las figuras 7 u 8, o de la tabla 1.  $N_c$  se calcula

con la ec 22. Para fines prácticos se puede tomar, para un pilote de sección circular o cuadrada,  $f_c \cong 1.2$ .

### Ejemplo

Determinar la capacidad de carga última de un pilote de concreto reforzado de sección circular, hincado a golpes en una arcilla totalmente saturada, que tiene las siguientes características.

$c_u = 30$  kPa;  $\phi = 30$  cm,  $L = 18$  m, profundidad NAF = 3 m,  $f_c = 1.2$ .

### Solución

Adherencia lateral

Interpolando valores en la tabla 1:

$c_a = 26.25$  kPa

$P = \pi d = \pi(0.3) = 0.9425$  m

Capacidad por punta

$A_b = \pi d^2/4 = \pi(0.3)^2/4 = 0.070686$  m<sup>2</sup>

$D/B = 18/0.3 = 60 > 2$

De la ec 20

$N_c = 5.14 (1 + 0.23 (2)) = 7.5$

Sustituyendo en la ec 25

$Q_u = 0.9425(26.25)(18) + 1.2(0.070686)(30)(7.5)$

$Q_u = 445.33 + 19.09 = 464.42$  kN

-----

### Condiciones a largo plazo

Consideremos el estado de esfuerzo en un elemento cercano al fuste del pilote (fig 11). La ley de resistencia al corte del suelo es (fig 12)

$$s = c + p_h \tan \phi$$

De acuerdo con la fig 12

$$\tan \phi = \frac{a}{c \cot \phi + (p_h + p_v)/2} \quad (26)$$

Además

$$\tan \phi = \frac{(p_v - p_h)/2}{a}$$

$$a = (p_v - p_h)/2 \tan \phi \quad (27)$$

Reemplazando la ec 27 en la ec 26 y despejando  $p_h$

$$p_h = \frac{1 - \tan^2 \phi}{1 + \tan^2 \phi} + 2c \frac{\tan \phi \cos \phi}{1 + \tan^2 \phi} \quad (28)$$

A lo largo del fuste del pilote la resistencia al corte vale (fig 11)

$$s_a = c_a + p_h \tan \phi_a \quad (29)$$

Sustituyendo la ec 28 en la ec 29

$$s_a = c_a - 2c \frac{\tan \phi \cos \phi}{1 + \tan^2 \phi} \tan \phi_a + p_v \frac{1 - \tan^2 \phi}{1 + \tan^2 \phi} \tan \phi_a \quad (30)$$

Sean

$$c^* = c_a - 2c \frac{\tan \phi \cos \phi}{1 + \tan^2 \phi} \tan \phi_a \quad (31)$$

$$K_\phi = \frac{1 - \tan^2 \phi}{1 + \tan^2 \phi} \tan \phi_a \quad (32)$$

Reemplazando en la ec 30

$$s_a = c^* + K_\phi p_v \quad (33)$$

### Suelos friccionantes

La capacidad lateral vale (ec 5)

$$C_{su} = \omega c_a L + \omega K_s \tan \phi_a \int_0^L p_v dz$$

Si  $c_a = 0$

$$C_{su} = \omega K_s \tan \phi_a \int_0^L p_v dz \quad (34)$$

La capacidad por punta es (ec 10)

$$C_{pu} = A_b (f_c c N_c + f_q p_{vb} N_q)$$

En suelos friccionantes, para un pilote de sección circular o cuadrada,  $f_c \cong f_q = f_r \cong 1.2$ , así

$$C_{pu} = A_b f_r (c N_c + p_{vb} N_q) \quad (35)$$

Si además  $c = 0$

$$C_{pu} = A_b f_r p_{vb} N_q \quad (36)$$

Si la punta del pilote se encuentra bajo el nivel de agua freática (NAF), la capacidad última vale

$$C_{pu} = A_b f_r p_{vb}' N_q + A_b u_b$$

siendo  $u_b$  la presión hidráulica en la punta del pilote. Pero

$$p_{vb} = p_{vb}' + u_b$$

$$\text{Así } C_{pu} = A_b (f_r p_{vb}' N_q + p_{vb} - p_{vb}')$$

$$C_{pu} = A_b [f_r p_{vb}' (N_q - 1) + p_{vb}]$$

$$C_{pu} \cong A_b [f_r p_{vb}' N_q + p_{vb}] \quad (37)$$

La capacidad de carga resistente se define

$$C_{pR} \cong A_b [f_r p_{vb}' N_q F_{Rp} + p_{vb}] \quad (38)$$

Por otra parte, por equilibrio de fuerzas verticales

$$Q_u = C_{su} + C_{pu} - W_{pil} \quad (39)$$

Reemplazando las ecuaciones 34 y 35 en la ec 39

$$Q_u = \int_0^{\omega} p_v K_s \tan \phi_a dz + A_b f_r p_{vb} N_q - W_{pil} \quad (40)$$

$$Q_u = \omega K_s \tan \phi_a \int_0^{\omega} p_v dz + A_b f_r p_{vb} N_q - W_{pil}$$

Observamos que  $\int_0^{\omega} p_v dz = A = A_1 + A_2 =$  área bajo el diagrama  $p_v$ -profundidad (fig 5). La capacidad última queda

$$Q_u = \omega K_s \tan \phi_a (A_1 + A_2) + A_b f_r p_{vb} N_q - W_{pil} \quad (41)$$

En caso de que la arena se encuentre bajo el nivel de agua freática (NAF), se debe trabajar con el diagrama de presión efectiva en lugar del diagrama de presión total, y usar  $\phi_a'$  en lugar de  $\phi_a$  en la ec 41.

Por otra parte, se ha observado experimentalmente que en suelos friccionantes  $p_v$  no aumenta indefinidamente con la profundidad, sino que se mantiene constante a partir de una profundidad crítica  $z_c$ . Los valores del cociente  $z_c/d$  y de  $K_s \tan \phi_a'$  se presentan en la fig 13 (Poulos y Davis, 1980), tanto para pilotes hincados (driven piles) como para pilotes colados en el lugar (bored piles).

Para pilotes hincados se debe emplear

$$\phi = (3/4) \phi_1' + 10^\circ \quad (42)$$

$\phi_1'$  = ángulo de fricción interna del suelo previo a la instalación del pilote

Mientras que para pilotes colados *in situ* se utiliza

$$\phi = \phi_1' - 3^\circ \quad (43)$$

El factor de capacidad de carga  $N_q$  se obtiene con la ec 12 (Zeevaert, 1973). Para pilotes hincados se debe emplear

$$\phi = (\phi_1' + 40^\circ)/2 \quad (44)$$

mientras que para pilotes colados *in situ* se utiliza

$$\phi = \phi_1' - 3^\circ \quad (45)$$

Si se usa inyección de agua la capacidad de carga lateral se reduce en un 50%.

En arenas calcáreas con ángulos de fricción mayores que  $35^\circ$  se tiene que reducir la capacidad de carga dada por las expresiones anteriores. McClelland (1974) sugiere que la resistencia de fricción se limite a 19 kPa y la resistencia de punta a 4800 kPa. En estas circunstancias, pilotes colados en el lugar dan una mejor solución al problema que los pilotes hincados a golpes.

#### Ejemplo

Determinar la capacidad de carga última de un pilote de concreto reforzado de sección circular, en un suelo puramente friccionante que tiene las siguientes características  $\phi_1' = 36^\circ$ ,  $D_r = 0.6$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ;  $L = 15 \text{ m}$ , diámetro  $d = 0.25 \text{ m}$ ,  $f_r = 1.2$ , profundidad NAF = 4 m

Considerar las siguientes opciones

- Pilote colado en el lugar
- Pilote hincado a golpes

#### Solución

- Pilote colado en el lugar

Fricción lateral

$$C_{su} = \int_0^{\omega} p_v' K_s \tan \phi_a' dz$$

$$\phi = \phi_1' - 3^\circ = 36 - 3 = 33^\circ \quad (\text{ec } 43)$$

$$z_c/d = 6 \quad (\text{fig } 13a)$$

$$\phi = \phi_1' = 36^\circ, \quad K_s \tan \phi_a' = 0.25 \quad (\text{fig } 13c)$$

$$z_c = 6(0.25) = 1.5 \text{ m}$$

$\int_0^{\infty} p_v' dz = \text{área bajo el diagrama } p_v'-z \text{ (fig E-1)}$

$$\int_0^{\infty} p_v' dz = (1/2)(1.5)(27) + 27(15-1.5) = 384.75 \text{ kN/m}$$

$$C_{su} = \pi(0.25)(384.75)(0.25) = 75.5 \text{ kN}$$

Capacidad por punta (ec 37)

$$C_{pu} \cong A_b [f_r p_{vb}' N_q + p_{vb}']$$

$$\text{Con } \phi = \phi_1' - 3^\circ = 36 - 3 = 33^\circ \quad (\text{ec } 43)$$

Utilizando las ecuaciones 14 y 15, con  $\beta = \phi = 33^\circ$ :  $x_{\max} = 1.22 \text{ m}$ ,  $y_{\max} = 0.79 \text{ m} < 15 \text{ m}$

Aplicando la ec 12, con  $\beta = \phi = 33^\circ$ :  $N_q = 47.90$

$$C_{pu} = [\pi(0.25)^2/4][(1.2)(27)(47.9) + 27] = 77.5 \text{ kN}$$

Capacidad de carga última del pilote

$$Q_u = C_{su} + C_{pu} - W_{pil} = 75.5 + 77.5 - 17.7 = 135.3 \text{ kN}$$

b) Pilote hincado a golpes

Fricción lateral

$$\phi = (3/4)\phi_1' + 10^\circ = 37^\circ \quad (\text{ec } 42)$$

$$z_c/d = 8 \quad (\text{fig } 13a)$$

$$z_c = 8(0.25) = 2 \text{ m}$$

$\int_0^{\infty} p_v' dz = \text{área bajo el diagrama } p_v'-z \text{ (fig E-2)}$

$$\int_0^{\infty} p_v' dz = (1/2)(2)(36) + 36(15-2) = 504 \text{ kN/m}$$

$$K_s \tan \phi_a' = 1.6 \quad (\text{fig } 13b)$$

$$C_{su} = \pi(0.25)(504)(1.6) = 633.3 \text{ kN}$$

Capacidad por punta (ec 37)

$$C_{pu} \cong A_b [f_r p_{vb}' N_q + p_{vb}']$$

$$\phi = (\phi_1' + 40^\circ)/2 = 38^\circ \quad (\text{ec } 44)$$

Utilizando las ecuaciones 14 y 15, con  $\beta = \phi = 38^\circ$ :  $x_{\max} = 1.83 \text{ m}$ ,  $y_{\max} = 1.43 \text{ m} < 15 \text{ m}$

Por lo tanto, aplicamos la ec 12, con  $\beta = \phi = 38^\circ$ :  $N_q = 107.73$

$$C_{pu} = [\pi(0.25)^2/4][(1.2)(36)(107.73) + 36] = 230.2 \text{ kN}$$

Capacidad de carga última del pilote

$$Q_u = C_{su} + C_{pu} - W_{pil} = 633.3 + 230.2 - 17.7 = 845.8 \text{ kN}$$

### Ejemplo

Calcular la capacidad de carga admisible por fricción y por punta del pilote de sección circular de la fig E-3a;  $d = 0.4 \text{ m}$ . Se trata de un pilote hincado a golpes.

### Solución

Fricción lateral

$$C_{su} = \int_0^{\infty} \omega p_v' K_s \tan \phi_a' dz$$

$$\phi_1' = 40^\circ$$

$$\phi = 3 \phi_1'/4 + 10^\circ = 3(40)/4 + 10 = 40^\circ \quad (\text{ec } 42)$$

$$z_c/d = 14.5 \quad (\text{fig } 13a)$$

$$z_c = 14.5(0.4) = 5.8 \text{ m} > 2.8 \text{ m} \quad (\text{fig E-3a})$$

El diagrama  $p_v'-z$  se muestra en la fig E-3b

$$\int_0^{\infty} p_v' dz = \text{área bajo el diagrama } p_v'-z = 62.654(2.8) + (1/2)(85.586 - 62.654)(2.8) = 207.54 \text{ kN/m}$$

$$\text{Con } \phi = 40^\circ, \quad K_s \tan \phi_a' = 2.1 \quad (\text{fig } 13b)$$

$$C_{su} = \pi(0.4)(207.54)(2.1) = 547.7 \text{ kN}$$

Capacidad por punta

Como se trata de un suelo totalmente saturado, usamos la ec 37

$$C_{pu} \cong A_b [f_r p_{vb}' N_q + p_{vb}']$$

$$\phi = (\phi_1' + 40^\circ)/2 = 40^\circ \quad (\text{ec } 44)$$

Utilizando las ecuaciones 14 y 15, con  $\beta = \phi = 40^\circ$ :  $x_{\max} = 3.51 \text{ m}$ ,  $y_{\max} = 2.94 \text{ m} > 2.8 \text{ m}$

(fig E-3a) Por lo tanto, usando las ecuaciones 15 y 16, por ensaye y error

hallamos que con  $\beta = 38.6^\circ$ ,  $y = 2.8 \text{ m}$

Así,  $\beta = 38.6^\circ = 0.6737 \text{ rad}$ ,  $\phi = 0.6981 \text{ rad}$

$$\theta = 3\pi/4 - \phi/2 + \beta = 2.6808 \quad (\text{ec } 13)$$

Usando la ec 12

$$N_q = \frac{(e^{2(2.6808) \tan 0.6981}) \cos^2 0.6737}{2 \cos^2 (\pi/4 + 0.6981/2)} = 153.75$$

$$C_{pu} = [\pi(0.4)^2/4][(1.2)(85.586)(153.75) + 85.586] = 1995.1 \text{ kN}$$

### Pruebas de campo

La capacidad de carga última de un pilote se puede obtener mediante la ejecución de las siguientes pruebas de campo.

Cono holandés

$$Q_u = q_c A_b + 2 f_{cm} A_s \quad (46)$$

donde

$q_c$  = resistencia en la punta del cono

$f_{cm}$  = fricción lateral promedio en la funda del cono

$A_b$  y  $A_s$  son las áreas en la base y lateral del pilote, respectivamente

Penetración estándar

$$Q_u = 400 N A_b + 2 N_m A_s \quad (47)$$

$$2 N_m \leq 100 \text{ kPa}$$

$N$  = número de golpes bajo la punta del pilote  
 $N_m$  = número de golpes promedio a lo largo del pilote

$Q_u$  en kN,  $A_b$  y  $A_s$  en  $m^2$

### Correlaciones

El ángulo  $\phi_1'$  se puede obtener con la fórmula de Meyerhof (1956)

$$\phi_1' = 28^\circ + 15 D_r \quad (48)$$

$D_r$  = compacidad relativa

O bien, se puede emplear la expresión de Kishida (1967)

$$\phi_1' = \sqrt{20 N + 15^\circ} \quad (49)$$

### Grupo de pilotes

Además de revisar la capacidad de carga individual de cada pilote, se debe verificar la capacidad de carga del grupo de pilotes, considerando a dicho grupo como una gran "zapata", de dimensiones iguales a la envolvente del grupo

Un caso especial es el de una cimentación a base de pilotes de fricción, donde parte del peso del edificio lo toma la losa en el contacto con el suelo, y la otra parte la toman los pilotes, trabajando a la falla. La presión última sobre el terreno en el contacto con la losa debe ser menor que la capacidad de carga resistente del suelo  $q_R$  a ese nivel.

Si además el inmueble transmite una fuerza vertical y dos momentos de volteo al terreno (fig 14), podemos considerar que al nivel de desplante de la losa obran una fuerza vertical última  $P_u$  y dos momentos últimos  $M_{xu}$  y  $M_{yu}$  alrededor de los ejes  $x$  y  $y$ , respectivamente (fig 14). Podemos hacer la hipótesis de que el momento que toman los pilotes alrededor del eje  $y$  es (fig 15)

$$M_{Ry} = \sum C_{Ri} x_i \quad (50)$$

(Esta hipótesis es razonable, pues los pilotes trabajan a la falla en condiciones normales, y los que más contribuyen a tomar el momento

de volteo son los ubicados cerca de la periferia de la losa de cimentación. El error que se comete al considerar que el eje neutro pasa por el centro del cimiento es mínimo, pues los pilotes ubicados cerca de la parte central tienen un brazo de palanca muy pequeño, por lo que se puede despreciar su contribución para el momento resistente).

En el contacto losa-terreno se debe tomar

$$M_{Ry}' = M_{yu} - M_{Ry} \quad (51)$$

La excentricidad de la reacción del suelo, en dirección  $x$  es

$$e_x = M_{Ry}' / P_u \quad (52)$$

El ancho reducido para fines de revisión de la capacidad de carga en el contacto losa-suelo vale

$$B' = B - 2e_x \quad (53)$$

En forma análoga obtenemos

$$M_{Rx} = \sum C_{Ri} x_i \quad (54)$$

$$M_{Rx}' = M_{xu} - M_{Rx} \quad (55)$$

$$e_y = M_{Rx}' / P_u \quad (56)$$

$$L' = L - 2e_y \quad (57)$$

La revisión de la seguridad del suelo, en el contacto losa-terreno, la llevamos a cabo usando las dimensiones reducidas  $B'$  y  $L'$ , obtenidas con las ecuaciones 53 y 57, considerando a la losa como una zapata de gran tamaño.

### FRICCIÓN NEGATIVA

#### *Decremento esfuerzo en el suelo por fricción negativa*

La fricción negativa produce una disminución de los esfuerzos normales verticales en el suelo aledaño al fuste del pilote. Denominemos  $p_{v0}$  al esfuerzo vertical inicial (antes de la colocación del pilote) y  $p_{v1}$  al esfuerzo vertical que ya toma en cuenta la disminución de esfuerzo por la fricción negativa

La fricción negativa al nivel  $i$  vale (fig 16)

$$(FN)_i = (FN)_{i-1} - \omega s_a \Delta z_i \quad (58)$$

donde  $\omega$  = perímetro del pilote

Considerando un área efectiva  $a_{i-1}$  alrededor del pilote, la disminución de esfuerzo normal vertical promedio en dicha área efectiva, en el nivel  $(i-1)$  es

$$(p_{v_{oi-1}} - p_{v_{fi-1}}) = (FN)_{i-1} / a_{i-1}$$

es decir

$$(FN)_{i-1} = (p_{v_{oi-1}} - p_{v_{fi-1}}) a_{i-1} \quad (59)$$

Considerando un área efectiva  $a_i$  alrededor del pilote, el decremento de esfuerzo normal vertical promedio en dicha área efectiva, en el nivel  $i$  es

$$(p_{v_{oi}} - p_{v_{fi}}) = (FN)_i / a_i$$

$$(FN)_i = (p_{v_{oi}} - p_{v_{fi}}) a_i \quad (60)$$

Sustituyendo la ec 60 en la ec 58, y despejando  $p_{v_{fi}}$

$$p_{v_{fi}} = \frac{p_{v_{oi}} a_i - (FN)_{i-1} - (c^* + K_\phi p_{v_{fi-1}/2}) \omega \Delta z_i}{a_i + P K_\phi \Delta z_i / 2} \quad (61)$$

La determinación del diagrama de presión vertical final  $p_{v_{fi}}$  se lleva a cabo de la siguiente forma: en cabeza del pilote  $p_{v_{fi}} = p_{v_{oi}}$  y  $(FN) = 0$ ; con estos valores se emplea la ec 61 y se obtiene  $p_{v_{fi}}$ .  $(FN)_i$  se calcula con la ec 60. El proceso se repite hasta llegar a la punta del pilote.

### Área tributaria efectiva

Para determinar la presión vertical efectiva final  $p_{v_{fi}}$  con la ec 61 —debida al efecto de la fricción negativa— es necesario conocer el área tributaria efectiva  $a_i$ . Para un área tributaria constante  $a_o = \lambda \beta$ , donde  $\lambda$  y  $\beta$  miden el espaciamiento entre pilotes, se obtiene un decremento de esfuerzo normal vertical  $\sigma_{za} = p_{v_{oi}} - p_{v_{fi}}$ , obtenido como  $\sigma_{za} = (FN)/a_o$ . El decremento de esfuerzo en el fuste del pilote es una función de la influencia de cada pilote en el campo sobre otros

pilotes, y debe ser considerado en los cálculos (Zeevaert, 1973). Sea  $\Sigma_o^n [\sigma_{zo}] = (\sigma_{zo})_m$  el cambio total en esfuerzo vertical en el fuste del pilote O, debido al efecto de todos los pilotes en el grupo, incluyendo el pilote O. Podemos escribir

$$(\sigma_{zo})_m = \alpha_{zo} \sigma_{za}$$

$$\alpha_{zo} = (\sigma_{zo})_m / \sigma_{za} \quad (62)$$

O bien

$$\Sigma_o^n [\sigma_{zo}] = \alpha_{zo} \sigma_{za} \quad (63)$$

Sea  $a$  el área tributaria efectiva; se puede establecer la siguiente condición (Zeevaert, 1973)

$$a \Sigma_i^n [\sigma_{zo}] = (\sigma_{za}) a_o \quad (64)$$

Reemplazando la ec 63 en la ec 64

$$a \alpha_{zo} = a_o$$

$$\alpha_{zo} = a_o / a \quad (65)$$

O bien

$$a = a_o / \alpha_{zo} \quad (66)$$

Vemos que si se puede estimar el valor de  $\alpha_{zo} = (\sigma_{zo})_m / \sigma_{za}$  (ec 62), un valor aproximado del área tributaria efectiva  $a$  se puede obtener con la ec 66.

Para lograr lo anterior, se requiere calcular la magnitud de  $\sigma_{zo}$  en el fuste de un pilote aislado. Zeevaert (1973) considera un pilote sometido a fricción negativa, y obtiene los valores del decremento de esfuerzo vertical  $\sigma_{zr}$  a una distancia  $r$  del centro del pilote (fig 17). El mismo Zeevaert resuelve los tres siguientes casos

### CASO I

$$s_a = kz$$

La magnitud de  $\sigma_{zr}$  está dada por

$$\sigma_{zr} = r_o k \{ (z_l/r) (1 - \text{sen } \psi) + [\cos \psi + \ln (\tan \psi/2)] \} \quad (67)$$

$$\text{donde } z_l = z / \sqrt{2} \quad (68)$$

Sea

$$l_{zr} = (z_i/r)(1 - \text{sen } \psi) + [\cos \psi + \ln(\tan \psi/2)] \quad (69)$$

Si tomamos en cuenta la influencia de todos los pilotes, la disminución de esfuerzo en el fuste del pilote O vale

$$\sum_1^n \sigma_{z0} = r_0 k \sum_0^n l_{zr} \quad (70)$$

Por otra parte

$$\sigma_{za} a_0 = \int_0 a 2\pi r_0 s_a dz = \int_0 a 2\pi r_0 kz dz = \pi r_0 kz^2$$

Sustituyendo en la ec 64

$$a \sum_1^n [\sigma_{z0}] = \pi r_0 kz^2$$

$$a = \pi r_0 kz^2 / \sum_1^n \sigma_{z0}$$

Tomando en cuenta la ec 70

$$a = \pi r_0 kz^2 / r_0 k \sum_0^n l_{zr} = \pi z^2 / \sum_0^n l_{zr} \quad (71)$$

El radio del área tributaria efectiva vale

$$R = \sqrt{a / \pi} \quad (72)$$

CASO II

$$s_a = c^* = \text{constante}$$

$$\sigma_{zc} = r_0 s_a l_{zc} / z$$

donde

$$l_{zc} = (z_i/r) (1 - \text{sen } \psi) \quad (73)$$

Si tomamos en cuenta la influencia de todos los pilotes, la disminución de esfuerzo en el fuste del pilote O vale

$$\sum_1^n \sigma_{z0} = (r_0 s_a / z_i) \sum_0^n l_{zc} \quad (74)$$

Por otra parte

$$\sigma_{za} a_0 = \int_0 a 2\pi r_0 s_a dz = 2\pi r_0 s_a z$$

Sustituyendo en la ec 64

$$a \sum_1^n [\sigma_{z0}] = 2\pi r_0 s_a z$$

$$a = 2\pi r_0 s_a z / \sum_1^n \sigma_{z0}$$

Tomando en cuenta la ec 74

$$a = 2\pi z^2 / \sqrt{2} \sum_0^n l_{zc} \quad (75)$$

CASO III

$$s_a = c^* + kz$$

Este problema se resuelve sumando los casos I y II anteriores (Zeevaert, 1973).

Para el caso I., considerando  $s_a = kz$ :

$$\sigma_{z0} = r_0 k \sum_0^n l_{zr}$$

Para el caso II, considerando  $s_a = c^* = k h_e =$  constante con la profundidad.

$$\sigma_{z0} = r_0 k (h_e/z) \sum_0^n l_{zc}$$

La suma de las dos expresiones anteriores debe ser igual a la fricción total en el fuste del pilote, con variación lineal con la profundidad, es decir

$$2\pi r_0 [k h_e z + k z^2 / 2] = [r_0 k \sum_0^n l_{zr} + r_0 k (h_e/z) \sum_0^n l_{zc}] a$$

Por lo tanto

$$a = \frac{(2h_e + z) \pi z^2}{z \sum_0^n l_{zr} + h_e \sum_0^n l_{zc}} \quad (76)$$

Para fines prácticos, los valores de  $h_e$  y  $k$  a emplearse en la ec 76 se obtienen de la forma siguiente: de acuerdo con la ec 33

$$s_a = c^* + K_\phi p_v$$

$$s_a = c^* + K_\phi (p_v/z) z$$

Pero

$$s_a = c^* + k z$$

Por lo tanto

$$k = K_\phi (p_v/z) \quad (77)$$

Para el caso II:  $c^* = k h_e$ , por lo tanto

$$h_e = c^* / k \quad (78)$$

### Área del campo de pilotes

El área tributaria obtenida con las ecuaciones 71, 75 ó 76 no puede ser mayor que el área limitada por el campo de pilotes, la cual depende de la posición de cada pilote (fig 18). Las áreas limitada por el campo de pilotes valen (Zeevaert, 1973)

Pilote de esquina

$$a_{e1} = \pi R_{e1}^2/4 + R_{e1}(\beta F_A + \lambda F_B)/2 + \beta\lambda/4 - A_b \quad (79)$$

Pilote de borde en dirección  $\beta$

$$a_{e2} = F_A\beta R_{e2} + \beta\lambda/2 - A_b \quad (80)$$

Pilote de borde en dirección  $\lambda$

$$a_{e3} = F_B\lambda R_{e3} + \beta\lambda/2 - A_b \quad (81)$$

Pilote interior

$$a_{e4} = \beta\lambda - A_b \quad (82)$$

En las ecuaciones anteriores

$$F_A = A R_{e2} / \beta + (\cos A)/2 \quad (83)$$

$$F_B = B R_{e3} / \lambda + (\cos B)/2 \quad (84)$$

Los ángulos A y B (fig 18) deben estar en radianes.

En las expresiones anteriores,  $R_{ei}$  es el radio de influencia del área tributaria, que vale

$$R_{ei} = \sqrt{a_i / \pi} \quad (85)$$

donde  $a_i$  es el área tributaria, obtenida con las ecuaciones 71, 75 ó 76

[El profesor Zeevaert ha calculado con buen éxito la fricción negativa, con el criterio aquí expuesto, para pilotes en la arcilla de la ciudad de México. Además, se determinó la fricción negativa sobre unos pilotes reportados por Endo et al (1969) y se comparó con la fricción negativa medida en el campo, con muy buenos resultados; véase Zeevaert (1973; apéndice E).]

### Ejemplo

Calcular la fricción negativa sobre cada pilote de la fig E-4. Considerar en la arcilla:  $c = c_a = 0$ ,  $\phi = \phi_a = 26^\circ$ ,  $\gamma_{sat} = 14 \text{ kN/m}^3$ .

### Solución

Haremos los cálculos para el estrato 1  
Obtención del área tributaria efectiva

Usamos la ec 71

$$a = \pi r_o k z^2 / r_o k \sum_o^n I_{zr} = \pi z^2 / \sum_o^n I_{zr}$$

De la ec 69

$$I_{zr} = (z_i/r) (1 - \sin \psi) + [\cos \psi + \ln (\tan \psi/2)]$$

Haremos el cálculo para  $z = 2.5 \text{ m}$

(profundidad de contacto entre los estratos 1 y 2, fig E-4)

$$z_i = z / \sqrt{2} = 2.5/\sqrt{2} = 1.7678 \text{ m (ec 68)}$$

$$r = r_o = 0.2 \text{ m}$$

$$\psi = \tan^{-1} (r/z_i) = 6.455^\circ$$

$$I_{zr} = (1.7678/0.2) (1 - \sin 6.455^\circ) + [\cos 6.455^\circ + \ln (\tan 6.455^\circ/2)] = 5.963$$

Calculemos  $I_{zr}$  para el pilote vecino ( $r = 2 \text{ m}$ ):

$$\psi = \tan^{-1} (r/z_i) = \tan^{-1} (2/1.7678) = 48.527^\circ$$

$$I_{zr} = (1.7678/2) (1 - \sin 48.527^\circ) + [\cos 48.527^\circ + \ln (\tan 48.527^\circ/2)] = 0.08704$$

Para el pilote de la esquina obtenemos.  $I_{zr} = 0.08437$

$$\text{Así, } \sum_o^n I_{zr} = 5.963 + 0.08704(2) + 0.08437 = 6.172$$

Usando la ec 31:  $c^* = 0$

Empleando la ec 32

$$K_\phi = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} \tan \phi_a = \frac{1 - \sin^2 26^\circ}{1 + \sin^2 26^\circ} \tan 26^\circ$$

$$K_\phi = 0.3305$$

Sustituyendo valores en la ec 71

$$a = \pi z^2 / \sum_o^n I_{zr} = \pi(2.5)^2 / 6.172 = 3.181 \text{ m}^2$$

Obtengamos el área de influencia:

$$R_{e1} = \sqrt{a_i / \pi} \quad (\text{ec 85})$$

$$R_{e1} = \sqrt{3.181 / \pi} = 1.006 \text{ m}$$

$$R_{e2} = R_{e3} = R_{e1} = 1.006 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en las ecuaciones 83, 84 y 79

$$F_A = (1.459)(1.006)/2 + (\cos 1.459)/2 = 0.7897$$

$$F_B = 0.7897$$

$$a_{e1} = \pi(1.006)^2/4 + 1.006[2(0.7897) + 2(0.7897)]/2 + 2(2)/4 - 0 = 3.258 \text{ m}^2$$

$$a_1 = 3.181 \text{ m}^2 < a_{e1} = 3.258 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, en los cálculos debemos usar un área tributaria  $a_1 = 3.181 \text{ m}^2$

Para obtener el decremento de esfuerzo por fricción negativa usamos la ec 61

$$p_{vfi} = \frac{\rho_{voi} a_i - (FN)_{i-1} - (c^* + K_\phi \rho_{vfi-1}/2) \omega \Delta z_i}{a_i + \omega K_\phi \Delta z_i / 2}$$

En la cabeza del pilote  $p_{vi} = p_{vo} = 0$  y  $(FN) = 0$

A la profundidad de 2.5 m:

$$\rho_{voi} = 14(2.5) = 35 \text{ kPa}$$

$$\omega = 1.2566 \text{ m}$$

$$p_{vfi} = \frac{35(3.181) - 0 - 0}{3 \cdot 181 + 1.2566(0.3305)(2.5)/2}$$

$$p_{vf} = 30 \, 089 \text{ kPa}$$

La fricción negativa a la profundidad de 2.5 m la hallamos usando la ec 60

$$(FN)_i = (p_{voi} - p_{vfi}) a_i = (35 - 30.089)(3.181) = 15.622 \text{ kN}$$

La determinación de la fricción negativa en los estratos 2 y 3 se lleva a cabo en forma similar. En la tabla E-1 se presentan los cálculos correspondientes.

## CÁLCULO DE DEFORMACIONES

### Solución de Mindlin

Mindlin (1936) obtuvo los esfuerzos dentro de un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, producidos por una fuerza concentrada P, aplicada a una profundidad z (fig 19). Dichos esfuerzos valen

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[ \frac{(1-2\nu)(z-L)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-L)}{R_2^3} + \frac{(1-2\nu)(z-L)}{R_1^5} \right. \\ \left. - \frac{3(z-L)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+L)^2 - 3L(z+L)(5z-L)}{R_2^5} \right. \\ \left. - \frac{30zL(z+L)^3}{R_2^7} \right] \quad (86)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[ \frac{(1-2\nu)(z-L)}{R_1^3} - \frac{(1-2\nu)(z+7L)}{R_2^3} \right. \\ \left. + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+L)} - \frac{3r^2(z-L)}{R_1^5} \right. \\ \left. - \frac{6L(1-2\nu)(z+L)^2 - 6L^2(z+L) - 3(3-4\nu)r^2(z-L)}{R_2^5} \right]$$

$$\left[ - \frac{30Lr^2z(z+L)}{R_2^7} \right] \quad (87)$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[ \frac{(1-2\nu)(z-L)}{R_1^3} \right. \\ \left. + \frac{(1-2\nu)(3-4\nu)(z+L) - (1-2\nu)6L}{R_2^3} \right. \\ \left. - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+L)} + \frac{(1-2\nu)6L(z+L)^2 - 6L^2(z+L)}{R_2^5} \right] \quad (88)$$

$$\text{Siendo } R_1 = [r^2 + (z-L)^2]^{1/2} \quad (89)$$

$$R_2 = [r^2 + (z+L)^2]^{1/2} \quad (90)$$

### Pilotes de punta

En general es necesario calcular el asentamiento bajo la punta del pilote, el cual se debe a los esfuerzos ocasionados por la presión en el contacto suelo-pilote y por la fricción a lo largo de la superficie lateral del pilote.

Obtendremos a continuación los esfuerzos bajo el centro del pilote, integrando la solución de Mindlin (1936).

Los esfuerzos normales a una profundidad z, producidos por un círculo de radio a, con carga uniforme q aplicada a una profundidad L de un medio semiinfinito (fig 20), bajo el centro de dicho círculo, están dados por

$$\sigma_z = \frac{q}{4(1-\nu)} \left\{ (1-2\nu)(z-L) \left[ \frac{1}{A} - \frac{1}{B} - \frac{2L}{(z-L)(z+L)} \right] \right. \\ \left. + (z-L)^3 \left[ \frac{1}{A^3} - \frac{1}{(z-L)^3} \right] \right. \\ \left. + [(3-4\nu)z(z+L)^2 - L(z+L)(5z-L)] \left[ \frac{1}{B^3} - \frac{1}{(z+L)^3} \right] \right\}$$

$$+ 6zL(z+L)^3 \left[ \frac{1}{B^5} - \frac{1}{(z+L)^5} \right] \quad (91)$$

$$\sigma_r = \frac{q}{4(1-\nu)} \left\{ -(1-2\nu)(z-L) \left[ \frac{1}{A} - \frac{1}{z-L} \right] \right.$$

$$+ (1-2\nu)(z+7L) \left( \frac{1}{B} - \frac{1}{z+L} \right)$$

$$- 4(1-\nu)(1-2\nu) \ln \left[ \frac{(z+L)+B}{2(z+L)} \right]$$

$$- 3(z-L) \left[ -\frac{1}{A} + \frac{(z-L)^2}{3A^3} + \frac{2}{3(z-L)} \right]$$

$$- 2L \left[ (1-2\nu)(z+L)^2 - L(z+L) \right] \left[ \frac{1}{B^3} - \frac{1}{(z+L)^3} \right]$$

$$- 3(3-4\nu)(z-L) \left[ -\frac{1}{B} + \frac{(z+L)^2}{3B^3} + \frac{2}{3(z+L)} \right]$$

$$- 30Dz(z+L) \left[ -\frac{1}{3B^3} + \frac{(z+L)^2}{5B^5} + \frac{2}{15(z+L)^3} \right] \quad (92)$$

donde

$$A = [a^2 + (z-L)^2]^{1/2} \quad (93)$$

$$B = [a^2 + (z+L)^2]^{1/2} \quad (94)$$

Los esfuerzos bajo el eje del pilote (fig 21) producidos por la fricción lateral valen (Geddes, 1966)

$$\sigma_z = -K_z \frac{P}{L^2} \quad (95)$$

$$\sigma_r = -K_r \frac{P}{L^2} \quad (96)$$

$$\text{Sea } m = z/L \quad (97)$$

Para carga lateral uniforme

$$1 \quad 4(1-\nu) \quad 2(2-\nu) \quad 2(2-\nu)$$

$$K_z = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left[ -\frac{1}{m} - \frac{1}{(m-1)} + \frac{1}{(m+1)} \right. \\ \left. + \frac{4m(2-\nu)}{(m+1)^2} - \frac{4m^2}{(m+1)^3} \right] \quad (98)$$

$$K_r = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left[ -\frac{2+2\nu(1-2\nu)}{m} + \frac{(1-2\nu)}{(m-1)} + \frac{6-(1-2\nu)^2}{(m+1)} \right. \\ \left. - \frac{6m}{(m+1)^2} + \frac{2m^2}{(m+1)^3} \right] \quad (99)$$

Para carga lateral aumentando linealmente con la profundidad

$$K_z = \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ 2 - \frac{2(2-\nu)m}{(m-1)} + \frac{6(2-\nu)m}{(m+1)} - \frac{2(7-2\nu)m^2}{(m+1)^2} \right. \\ \left. + \frac{4m^3}{(m+1)^3} - 2(2-\nu) \ln \frac{m^2-1}{m^2} \right] \quad (100)$$

$$K_r = \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left\{ 11 - 2(1-2\nu)(1-\nu) \right. \\ \left. + (1-2\nu) \ln \frac{m-1}{m} + (1-2\nu)^2 \ln \frac{m+1}{m} \right. \\ \left. - 6 \ln \frac{m+1}{m} + (1-2\nu) \frac{m}{m-1} + [(1-2\nu)^2 - 18] \frac{m}{m+1} \right. \\ \left. + \frac{9m^2}{(m+1)^2} - \frac{2m^3}{(m+1)^3} \right\} \quad (101)$$

Procedimiento de cálculo

Dado que el desplazamiento necesario para desarrollar la máxima fricción lateral es en general menor que el necesario para desarrollar la capacidad por punta, podemos hacer la hipótesis de que el pilote trabaja a la falla por fricción lateral, y con este resultado calcular la carga en la punta. Además, para que se satisfaga la condición de frontera de que la presión de contacto pilote-suelo es igual a la carga en la punta entre el área de

la base del pilote, los valores dados por la ec 91 se deben multiplicar por 2.

### Ejemplo

Para la zapata apoyada sobre pilotes de punta de la fig E-4, calcular el asentamiento de cada pilote. Pilotes hincados a golpes. Sobre cada pilote actúa una fricción negativa de 117 kN.

En la arcilla  $\gamma_{\text{sat}} = 14 \text{ kN/m}^3$

En la arena  $\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $c = 0$ ,  $\phi_1' = 40^\circ$ ,  $\nu = 0.263$ .  $N = 50$  golpes,  $A_v = 1333.5$ ,  $s_v = 0.5$ ,  $A_f = 4034.0$ ,  $s_f = 1.5$ .

### Solución

Fricción lateral

$$C_{su} = \omega K_s \tan \phi_a \int_0 p_v dz \quad (\text{ec 34})$$

$$C_{su} = \omega K_s \tan \phi_a A_1 + \omega K_s \tan \phi_a A_2$$

$\int_0 p_v' dz = \text{área bajo el diagrama } p_v'-z \text{ (fig E-5)} = A_1 + A_2$

$$C_{su} = P_1 + P_2$$

Donde

$$P_1 = \omega K_s \tan \phi_a A_1$$

$$P_2 = \omega K_s \tan \phi_a A_2$$

$$\phi = (3/4) \phi_1' + 10^\circ \quad (\text{ec 42})$$

$$z_c/d = 15 \text{ (fig 13a)}$$

$$z_c = 15(0.4) = 6 \text{ m} > 2.8 \text{ m}$$

La presión efectiva a 9.1 m de profundidad (fig E-5) vale  $14(2.5) + (9.1 - 2.5)(14 - 9.81) = 62.654 \text{ kPa}$

La presión efectiva a 11.9 m de profundidad vale  $62.654 + (11.9 - 9.1)(18 - 9.81) = 85.586 \text{ kPa}$

En la fig E-6 se muestran las magnitudes de la presión efectiva a 9.1 y 11.9 m de profundidad. De este diagrama  $A_1 = 175.431 \text{ kN/m}$ ,  $A_2 = 32.105 \text{ kN/m}$ .

$$K_s \tan \phi_a' = 2.1 \quad (\text{fig 13b})$$

$$\omega = \pi(0.4) = 1.2566 \text{ m}$$

$$P_1 = 1.2566(2.1)(175.431) = 462.95 \text{ kN}$$

$$P_2 = 1.2566(2.1)(32.105) = 84.72 \text{ kN}$$

$P_1$  y  $P_2$  son las fuerzas que actúan sobre el área lateral del pilote. La primera actúa como carga distribuida en forma uniforme, y la segunda como carga que aumenta linealmente con la profundidad

La fricción positiva última vale  $462.95 + 84.72 = 547.7 \text{ kN}$

La carga sobre cada pilote es  $3478/4 = 869.5 \text{ kN}$

Por equilibrio de fuerzas verticales:

$$869.5 + 117 - 547.7 - C_p = 0$$

Por lo tanto, la fuerza que obra en la punta del pilote  $C_p = 438.8 \text{ kN}$

El incremento de esfuerzo en la punta del pilote es  $q = 438.8/0.12566 = 3492 \text{ kPa}$

La arena bajo la punta del pilote la dividimos en "subestratos" de 10 cm de espesor. En la tabla E-2 se muestran los incrementos de esfuerzo vertical y horizontal, para los primeros 4 "subestratos", aplicando las ecuaciones 76, 77, 80, 81, 83, 84, 85 y 86. Se usó  $a = 0.2 \text{ m}$ ,  $L = 11.9 \text{ m}$

En la tabla E-3 se exhiben los valores calculados de la deformación por cambio de volumen y por cambio de forma de la arena. Calculando las deformaciones hasta una profundidad de 2.4 m bajo el desplante del pilote (profundidad total 14.3 m), se obtiene un asentamiento por cambio de volumen de 0.00068 m y un asentamiento por cambio de forma de 0.04246 m. El asentamiento total resulta de  $0.00068 + 0.04246 = 0.04314 \text{ m} = 4.3 \text{ cm}$

### Pilotes de fricción

Los esfuerzos normales ocasionados por la fricción lateral sobre el pilote (fig 22) valen (Geddes, 1966; Poulos y Davis, 1974)

$$\sigma_z = -K_z \frac{P}{L^2} \quad (102)$$

$$\sigma_r = -K_r \frac{P}{L^2} \quad (103)$$

$$\sigma_\theta = -K_\theta \frac{P}{L^2} \quad (104)$$

$$\text{Sean } m = z/L \quad (105)$$

$$n = r/L \quad (106)$$

$$A = [n^2 + (m-1)^2]^{1/2} \quad (107)$$

$$B = [n^2 + (m+1)^2]^{1/2} \quad (108)$$

$$F = (n^2 + m^2)^{1/2} \quad (109)$$

Entonces:

Carga lateral uniforme

$$\begin{aligned}
K_z = & \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ -\frac{2(2-\nu)}{A} \right. \\
& + \frac{2(2-\nu)+2(1-2\nu)(m/n)(m/n+1/n)}{B} \\
& - \frac{(1-2\nu)2(m/n)^2}{F} + \frac{n^2}{A^3} + \frac{4m^2-4(1+\nu)(m/n)^2m^2}{F^3} \\
& + \frac{4m(1+\nu)(m+1)(m/n+1/n)^2-(4m^2+n^2)}{B^3} \\
& \left. + \frac{6m^2[(m^4-n^4)/n^2]}{F^5} + \frac{6m[mn^2-(1/n^2)(m+1)^5]}{B^5} \right\} \quad (110)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_r = & \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{(1-2\nu)}{A} \right. \\
& + \frac{(7-2\nu)-12(1-\nu)(m/n)(m/n+1/n)}{B} \\
& - \frac{4(2-\nu)-12(1-\nu)(m/n)^2}{F} - \frac{n^2}{A^3} \\
& + \frac{4n^2-2m^2+2(1+2\nu)(m/n)^2m^2}{F^3} \\
& - \frac{3n^2-2m^2+2(1+2\nu)(m/n)(m+1)^2(m/n+1/n)}{B^3} \\
& + \frac{6[n^2m^2-m^4(m/n)^2]}{F^5} + \frac{6[(m/n)(m+1)^4(m/n+1/n)-m^2n^2]}{B^5} \\
& \left. + 4(1-\nu)(1-2\nu) \left[ \frac{1}{F+m} - \frac{1}{B+m+1} \right] \right\} \quad (111)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_\theta = & \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{(1-2\nu)}{A} \right. \\
& + \frac{6-(1-2\nu)(3-4\nu)+6(1-2\nu)(m/n)(m/n+1/n)}{B} \\
& + \frac{2(1-2\nu)^2-6(1-2\nu)(m/n)^2-6}{F}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& F \\
& + \frac{2m^2-4\nu n^2+2(1+2\nu)(m/n)(m+1)^2(m/n+1/n)}{B^3} \\
& + \frac{4\nu n^2-2m^2-2(1+2\nu)m^2(m/n)^2}{F^3} \\
& - 4(1-\nu)(1-2\nu) \left[ \frac{1}{F+m} - \frac{1}{B+m+1} \right] \quad (97)(112)
\end{aligned}$$

Carga lateral aumentando linealmente con la profundidad

$$\begin{aligned}
K_z = & \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ -\frac{2(2-\nu)}{A} \right. \\
& + \frac{2(2-\nu)(4m+1)-2(1-2\nu)(m/n)^2(m+1)}{B} \\
& + \frac{2(1-2\nu)(m^3/n^2)-8(2-\nu)m}{F} + \frac{mn^2+(m-1)^3}{A^3} \\
& + \frac{4\nu n^2m+4m^3-15n^2m-2(5+2\nu)(m/n)^2(m+1)^3+(m+1)^3}{B^3} \\
& + \frac{2(7-2\nu)mn^2-6m^3+2(5+2\nu)(m/n)^2m^3}{F^3} \\
& + \frac{6mn^2(n^2-m^2)+12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5} \\
& - \frac{12(m/n)^2m^5+6m^2n^2(n^2-m^2)}{F^5} \\
& \left. - 2(2-\nu) \ln \left[ \frac{(A+m-1)(B+m+1)}{(F+m)^2} \right] \right] \quad (113)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_r = & \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{(1-2\nu)}{A} \right. \\
& + \frac{(7-2\nu)-12m+12(1-\nu)(m/n)^2(m+1)}{B}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{12m-12(1-\nu)(m^3/n^2)}{F} - \frac{(m-1)^3+mn^2}{A^3} \\
& + \frac{3(m+1)^3-2m^3+(21-4\nu)mn^2+2(5+2\nu)(m/n)^2(m+1)^3}{B^3} \\
& - \frac{2(5+2\nu)(m^5/n^2)+4(5-\nu)(mn^2)}{F^3} \\
& + \frac{6mn^2(m^2-n^2)-12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5} \\
& - \frac{6mn^2(m^2-n^2)-12(m^7/n^2)}{F^5} \\
& + (1-2\nu) \ln \left[ \frac{(A+m-1)}{(F+m)} \right] + [(1-2\nu)^2-6] \ln \left[ \frac{B+m+1}{F+m} \right] \\
& + 2(1-\nu)(1-2\nu) \left[ \frac{m-1}{B+m+1} - \frac{m}{F+m} \right] \quad (114)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_0 &= \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{(1-2\nu)}{A} \right. \\
& - \frac{(1-2\nu)(3-4\nu)+6(1-2\nu)(m/n)^2(m+1)+6(2m-1)}{B} \\
& + \frac{6(1-2\nu)(m^3/n^2)+12m}{F} \\
& - (1-2\nu) \frac{2(m+1)^3+4mn^2-2(m/n)^2(m+1)^3}{B^3} \\
& + \frac{2(m+1)^3+6mn^2-2m^3-6(m/n)^2(m+1)^3}{B^3} \\
& + \frac{(2m^3+4mn^2-2m^5/n^2)(1-2\nu)}{F^3} - \frac{6mn^2-6m^5/n^2}{F^3} \\
& + (1-2\nu) \ln \left[ \frac{A+m-1}{F+m} \right] + [(1-2\nu)^2-6] \ln \left[ \frac{B+m+1}{F+m} \right] \\
& - 2(1-\nu)(1-2\nu) \left[ \frac{m-1}{B+m+1} - \frac{m}{F+m} \right] \quad (115)
\end{aligned}$$

B+m+1 F+m

Otro criterio para estimar el asentamiento de una cimentación a base de pilotes apoyados en un suelo friccionante que se extiende a gran profundidad, consiste en el empleo de la siguiente fórmula (Meyerhof, 1976)

$$\delta = \frac{2q\sqrt{B}l}{N} \quad (116)$$

donde B = ancho del grupo de pilotes, en pies (0.3 m), q = incremento neto de presión, en toneladas por pie cuadrado (100 kPa), N = número de golpes de la prueba de penetración estándar, e l es un factor de influencia del empotramiento de los pilotes en el estrato de apoyo, dado por

$$l = 1 - \frac{D'}{8B} \geq 0.5 \quad (117)$$

con D' = empotramiento de los pilotes en el estrato de apoyo, en pies (0.3 m).

#### Procedimiento de cálculo

Dado que en general la rigidez de los pilotes de fricción es muy grande comparada con la rigidez del suelo, la carga sobre la cimentación la toman inicialmente los pilotes, lo que ocasiona que los pilotes trabajen a su capacidad de carga última, tanto por fricción lateral como por punta. Lo que no toman los pilotes lo tiene que recibir la losa de cimentación, en su contacto con el terreno. En el siguiente ejemplo se ilustra este procedimiento de cómputo

#### Ejemplo

Calcular el asentamiento a largo plazo, bajo el centro de la zapata (punto A) de la fig E-6. El diámetro de cada pilote es d = 0.3 m. El subsuelo está formado por una arcilla de consistencia blanda, con  $c_a' = c' = 0$ ,  $\phi' = \phi_a' = 26^\circ$ ,  $K_s = 0.5$ ,  $A' = 35$ ,  $b_3 = 1$ ,  $p_t = 0$ ,  $c_u = 14$  kPa,  $\gamma_{sat} = 14$  kN/m<sup>3</sup>. El nivel de agua freática (NAF) se encuentra a 2.5 m de profundidad.

#### Solución

El perímetro de cada pilote es:  $\omega = 0.94248$  m

El área de cada pilote es:  $A_b = 0.070686$  m<sup>2</sup>

La carga última aproximada que toma cada pilote es

$$C_s \cong 14(8.6)(0.94248) = 113.47 \text{ kN}$$

$$C_p \cong 14(9)(0.070686) = 8.91 \text{ kN}$$

$$C_u = C_s + C_p \cong 122.38 \text{ kN}$$

$$\text{El área neta de contacto es } A = 9 - 4(0.070686) = 8.717 \text{ m}^2$$

La carga unitaria en el contacto zapata-terreno es

$$q(8.717) + 4(157.4) = 800 \text{ kN}$$

$$q = 19.5 \cong 20 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kPa}$$

Fricción lateral

El esfuerzo cortante a lo largo del pilote es

$$s_a = c^* + K_\phi p_v \quad (\text{ec 33})$$

donde

$$c^* = c_a - 2c \frac{\sin \phi \cos \phi}{1 + \sin^2 \phi} \tan \phi_a \quad (\text{ec 31})$$

$$K_\phi = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} \tan \phi_a \quad (\text{ec 32})$$

Sustituyendo valores

$$c^* = 0$$

$$K_\phi = \frac{1 - \sin^2 26^\circ}{1 + \sin^2 26^\circ} \tan 26^\circ = 0.33$$

$$s_a = 0.33 p_v$$

$$s_a' = 0.33(q + p_{vo}')$$

La capacidad de carga lateral del pilote es

$$C_s = \int_0^L \omega (0.33q) dz + \int_0^L \omega (0.33p_{vo}') dz$$

$$C_s = 0.33\omega q L + 0.33\omega \int_0^L p_{vo}' dz$$

$$C_s = 0.33\omega A_1 + 0.33\omega A_2 \quad (\text{a})$$

$$\text{donde } A_1 = qL, A_2 = \int_0^L p_{vo}' dz$$

Observamos que  $A_1$  y  $A_2$  son las áreas bajo el diagrama de presión efectiva del suelo.

En la fig E-7 se muestra el diagrama de presión vertical efectiva en el suelo.

Obtenemos  $A_1 = 232.2 \text{ kN/m}$ ,  $A_2 = 153.312 \text{ kN/m}$ . Sustituyendo en la ec a

$$C_s = 0.33\omega A_1 + 0.33\omega A_2$$

$$C_s = 0.33(0.9425)(232.2) + 0.33(0.9425)(153.312)$$

$$C_s = 72.22 + 47.68 = 119.90 \text{ kN}$$

La capacidad de carga por punta la

estimamos con la siguiente expresión

$$C_{pu} = A_b (f_c c N_c + f_q p_{vb} N_q) \quad (\text{ec 10})$$

Como la base del pilote se encuentra bajo el NAF

$$C_{pu} = A_b (f_c c' N_c + f_q p_{vb}' N_q)$$

donde

$$c' = 0, N_q = 17.87, \text{ para } \phi' = 26^\circ$$

$$C_{pu} = 0.070686(1.2)(62.654)(17.87) = 95 \text{ kN}$$

$$\text{El peso del pilote es } W_p = 0.070686(8.6)(24) = 14.6 \text{ kN}$$

$$\text{Cada pilote toma } C_u = 119.9 + 95.0 - 14.6 = 200.3 \text{ kN}$$

La presión en el contacto losa-terreno la determinamos con el equilibrio de fuerzas verticales

$$980 = q(8.717) + 4(200.3)$$

$$q = 20.5 \text{ kPa} \cong 20 \text{ kPa}$$

(En este caso particular, la capacidad de carga última del pilote para condiciones a largo plazo es muy similar a la capacidad de carga para condiciones a corto plazo. Si este no fuera el caso en otro problema, por ensayo y error se tendría que determinar el nuevo valor de la presión  $q$ ).

Cálculo de los esfuerzos verticales a la mitad de cada estrato, bajo el centro de la zapata (punto A)

Usamos las ecuaciones 102, 110 y 113.

En la ec 102, para carga uniforme

$$P = 232.2(0.33)(0.9425) = 72.22 \text{ kN}$$

Para carga aumentando linealmente

$$P = 153.312(0.33)(0.9425) = 47.68 \text{ kN}$$

En la tabla E-4 se muestran los esfuerzos ocasionados por los pilotes.

En la tabla E-5 se exhiben los esfuerzos producidos por la presión en el contacto losa-terreno, así como la suma de los esfuerzos por los pilotes y por la losa.

El asentamiento a largo plazo de cada estrato se calcula con la siguiente expresión

$$\delta = \epsilon_{vz} h_o$$

donde

$$\epsilon_{vz} = 1 - \left( \frac{p_{be} + \sigma_z}{p_{be}} \right)^{-1/A'}$$

$$p_{be} = b_3 p_t + p_{z0}'$$

La magnitud de la deformación de cada estrato se indica en la tabla E-5. Se obtiene un asentamiento total a largo plazo de 7.1 cm.

Ciudad Universitaria, D F, febrero de 2006

## REFERENCIAS

Berezantzev, V G, Khristoforov, V y Golubkov, V, "Load bearing capacity and deformation of piled foundations", Proc 5<sup>th</sup> Int

Conf Soil Mech Found Eng, vol 2: 11-15, 1961

Endo, M, Minou, A, Kawasaki, K y Shibata, T, "Negative skin friction acting on steel pipe piles in clay", Proc 7<sup>th</sup> Int Conf Soil Mech Found Eng, vol 2: 93-98, 1969

Geddes, J D, "Stresses in foundation soils due to vertical subsurface loading", Géotechnique, vol 16, N° 3, 231-255, 1966

Kishida, H, "Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand", Soils and Foundations, vol 7, N° 3: 20-29, 1967

McClelland, B, "Design of deep penetration piles for ocean structures", Jour Geot Eng Div, ASCE, vol 100, N° GT7: 705-747, 1974

Meyerhof, G G, Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, JSMFD, ASCE, vol 82, SM1: 1-19, 1956

Meyerhof, G G, "Bearing capacity and settlement of pile foundations", Jour Geot Eng Div, ASCE, vol 102, N° GT3: 197-228, 1976

Mindlin, R D, "Force at a point in the interior of a semi-infinite solid", Physics, 7: 195-202, may 1936

O'Neill, M W, "Side resistance in piles and drilled shafts", Jour Geot Geoenviron Eng, 3-16, enero 2001

Poulos, H G y Davis, E H, *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, cap 2, Wiley, 1974

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

Tomlinson, M J, "The adhesion of piles driven in clay soil", IV Int Conf Soil Mech Found Eng, Londres, 1957

Vesic, A, "A study of bearing capacity of deep foundations", Final Rep. Proj B-189, School of Civil Eng, Georgia Inst Tech, Atlanta, 1967

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

(Acimprof21, Mindlin111, Cimprofesf, Pilfric, Pilpunta1, Pilotes12, Zeevcapca4)

TABLA 1

MAGNITUDES DE LA ADHERENCIA EN PILOTES (Tomlinson, 1957)

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Cohesión $c_u$	Adherencia $c_a$
		kPa	kPa
Concreto y madera	Blanda	0-40	0-35
	Firme	40-80	35-45
	Dura	80-150	45-70
Acero	Blanda	0-40	0-30
	Firme	40-80	30-40
	Dura	80-150	--

TABLA E-1

CÁLCULO DE LA FRICCIÓN NEGATIVA

Estrato	Área tributaria	$p_{vor}$	Fricción negativa	$p_{vfi}$
	$m^2$	kPa	kN	kPa
0			0	0
1	3.181	35	15.62	30.090
2	4.648	47.570	56.44	35.428
3	5.976	62.654	115.33	43.355

Los valores indicados corresponden a la base de cada estrato

TABLA E-2  
INCREMENTOS DE ESFUERZO BAJO LA PUNTA DEL PILOTE

Sub-estrato	z	Punta del pilote		Carga lateral P <sub>1</sub>		Carga lateral P <sub>2</sub>		Sumas	
		$\sigma_z$	$\sigma_r$	$\sigma_z$	$\sigma_r$	$\sigma_z$	$\sigma_r$	$\sigma_z$	$\sigma_r$
	m	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
1	11.95	3187	1100	21	-3	7	-1	3215	1096
2	12.05	2307	268	7	-1	2	0	2316	267
3	12.15	1488	35	4	-1	1	0	1493	34
4	12.25	967	-15	3	0	1	0	971	-15

TABLA E-3  
MAGNITUDES DE LA DEFORMACIÓN BAJO LA PUNTA DEL PILOTE

Subestrato	Deformación por cambio de volumen	Deformación por cambio de forma	Suma
1	0.00018	0.01483	0.01501
2	0.00012	0.01375	0.01388
3	0.00008	0.00713	0.00721
4	0.00006	0.00328	0.00334

TABLA E-4  
INCREMENTOS DE ESFUERZO, OCASIONADOS POR LOS PILOTES, BAJO EL CENTRO DE LA ZAPATA

Estrato	z	Carga uniforme		Carga aumenta lineal		Suma Un pilote	4 pilotes
		K <sub>z</sub>	$\sigma_z$	K <sub>z</sub>	$\sigma_z$	$\sigma_z$	$\sigma_z$
	m		kPa		kPa	kPa	kPa
1	1	-0.2718	0.2654	0.0255	-0.0164	0.2490	0.9960
2	3.5	-0.3993	0.3899	0.1786	-0.1151	0.2748	1.0992
3	6.8	-0.5813	0.5677	-0.3384	0.2182	0.7858	3.1432
4	10	-0.6034	0.5892	-0.7707	0.4968	1.0860	4.3440
5	13.1	-0.2707	0.2644	-0.3148	0.2030	0.4673	1.8692

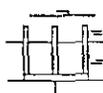
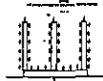
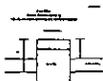
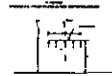
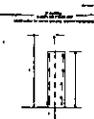
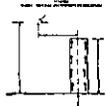
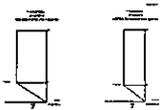
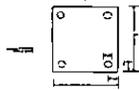
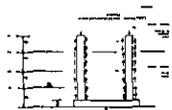
L = 8.6 m, P<sub>1</sub> = 72.22 kN, P<sub>2</sub> = 47.68 kN, v' = 0  
(Pilfric)

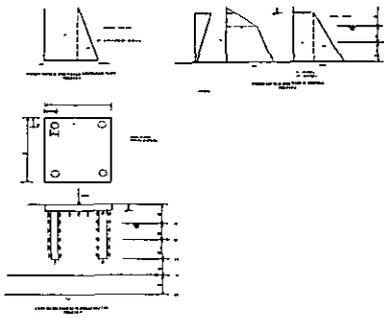
TABLA E-5  
ASENTAMIENTO BAJO EL CENTRO DE LA ZAPATA

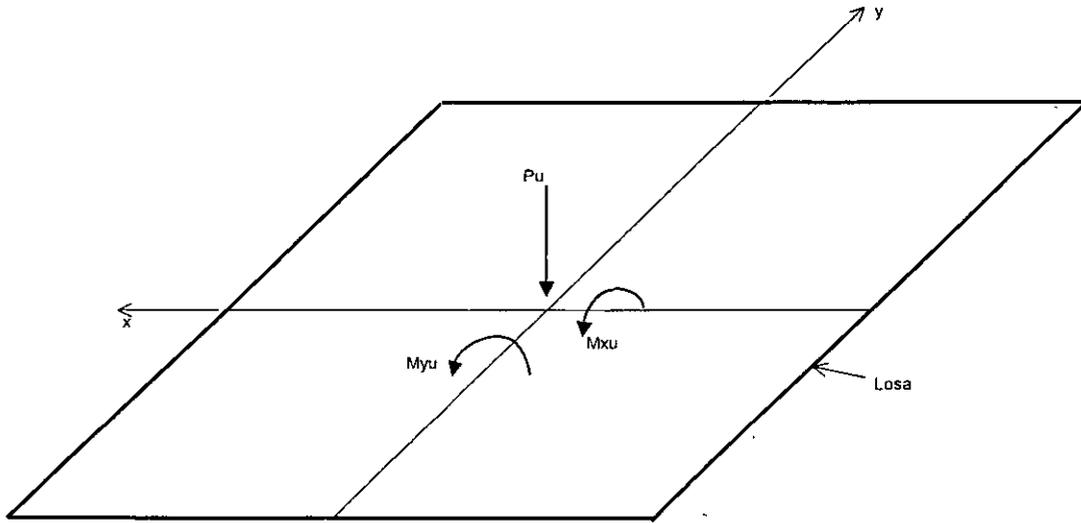
Estrato	Esfuerzo losa	Esfuerzo pilotes fricción lateral	Esfuerzo pilotes punta	Suma esfuerzos	Asentamiento
	kPa	kPa	kPa	kPa	m
1	17.2535	0.9959	-0.1157	18.1336	0.0402
2	5.3629	1.0992	-1.2159	5.2462	0.0122
3	1.7190	3.1433	-5.9368	-1.0745	-0.0023
4	0.8283	4.3440	7.0662	12.2386	0.0145
5	0.4901	1.8693	2.7123	5.0717	0.0064
				Suma	0.0709

En la losa q = 20 kPa, B = L = 3 m  
En la punta del pilote P = 95 kN, L = 8.6 m  
(Pilfric)

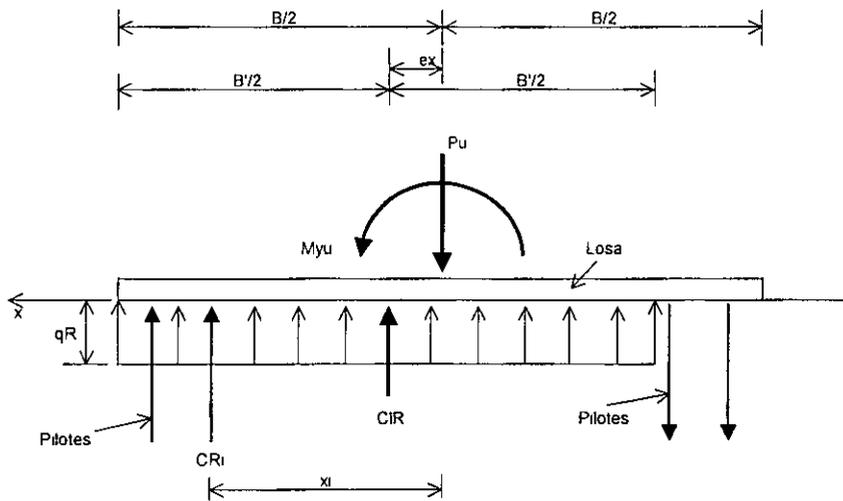
(Acimprof21, Pilotes12, Acimproff)





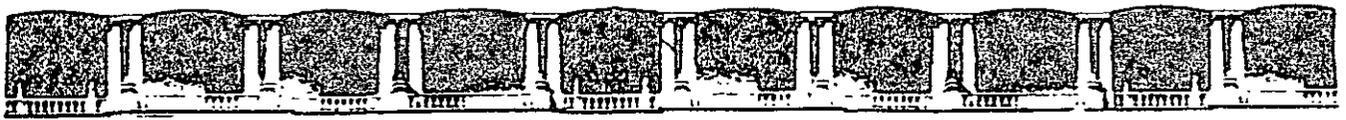


CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y DOS MOMENTOS  
FIGURA 9



CONTRIBUCIÓN DE PILOTES Y LOSA DE CIMENTACIÓN  
AL MOMENTO RESISTENTE  
FIGURA 10

(Acimproff2)



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

CA 43

TEMA

DISEÑO ESTRUCTURAL  
(IMÁGENES)

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
ING. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA  
DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007  
PALACIO DE MINERÍA**

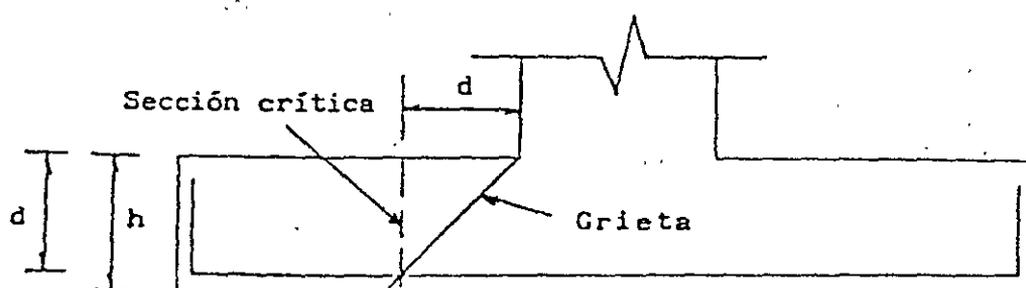
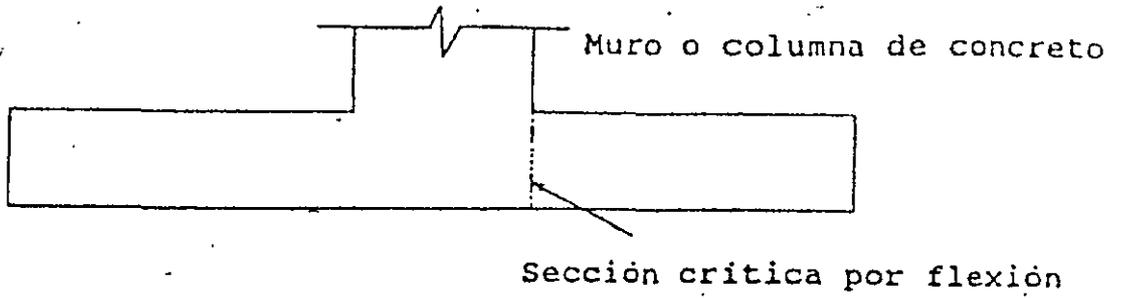
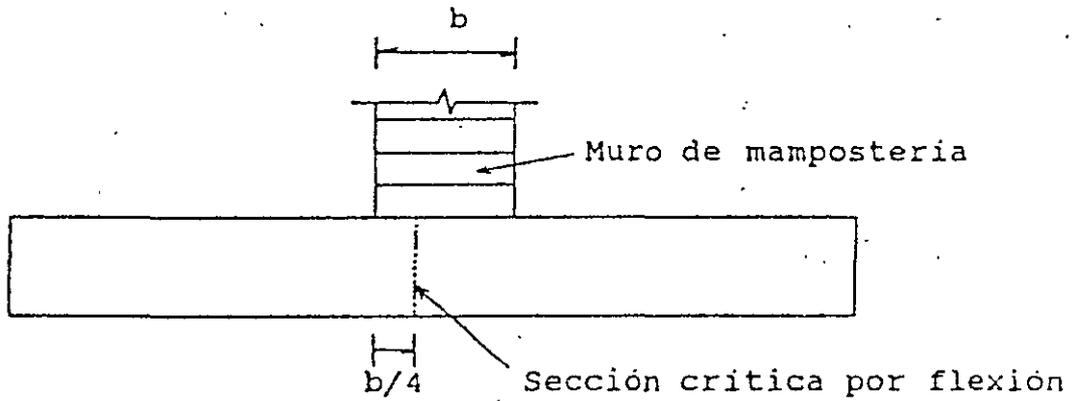


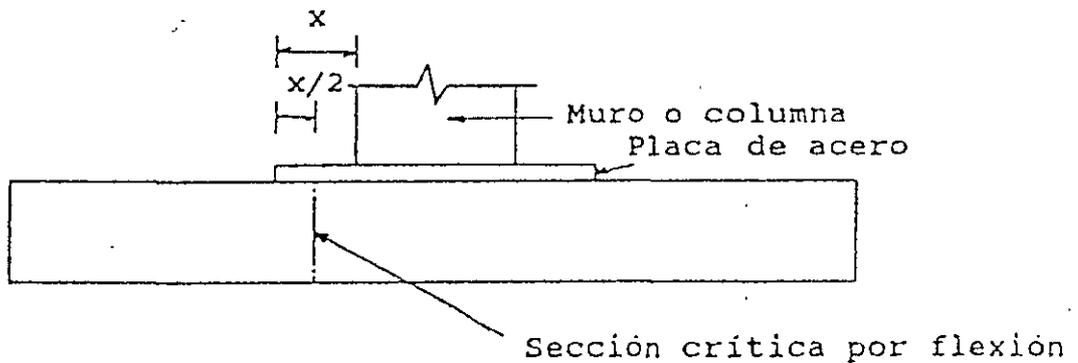
FIG 5 SECCIÓN CRÍTICA POR CORTANTE



a) Muro o columna de concreto reforzado

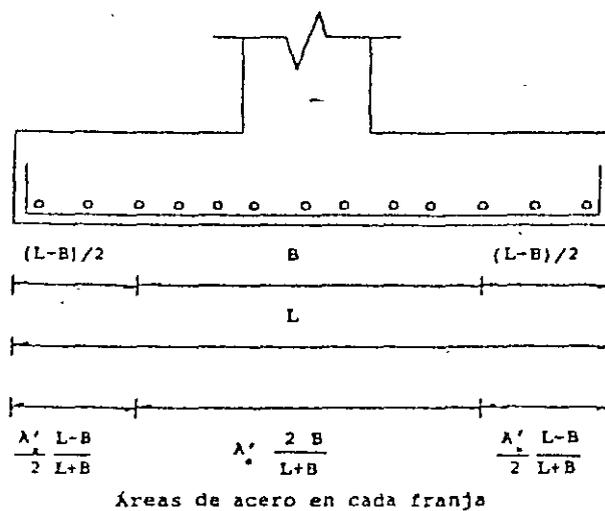


b) Muro de mamposteria



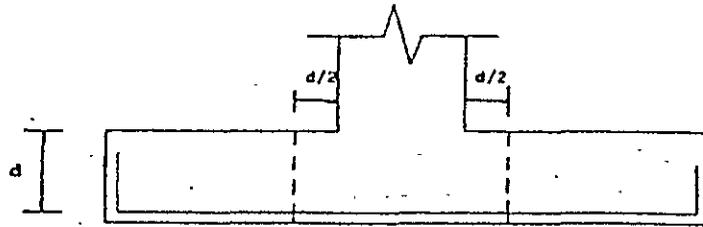
c) Muro o columna con pedestal de placa de acero

FIG 6 SECCIONES CRÍTICAS POR FLEXIÓN



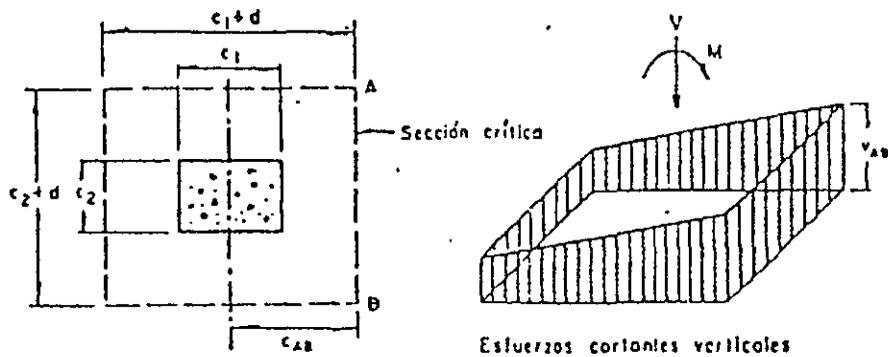
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN EL LADO LARGO  
(MELI, 1985)

FIGURA 7



SECCIÓN CRÍTICA POR PENETRACIÓN

(a)



$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{dMc_{AB}}{J_c}$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

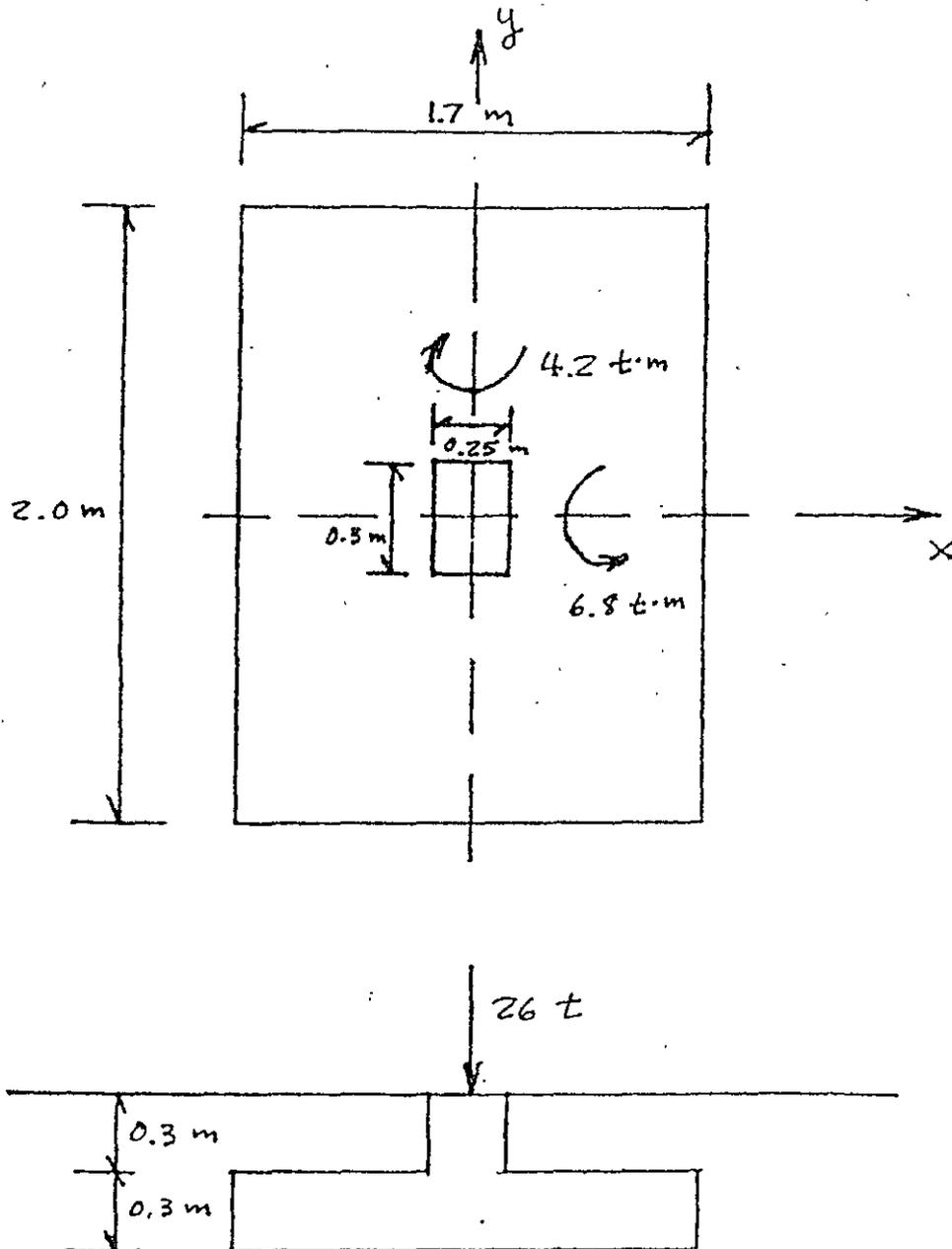
$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

El valor del esfuerzo cortante máximo para una columna hueca

TRANSMISIÓN DE MOMENTO ENTRE COLUMNA Y ZAPATA  
(NORMAS DE CONCRETO 1987)

(b)

FIGURA 8

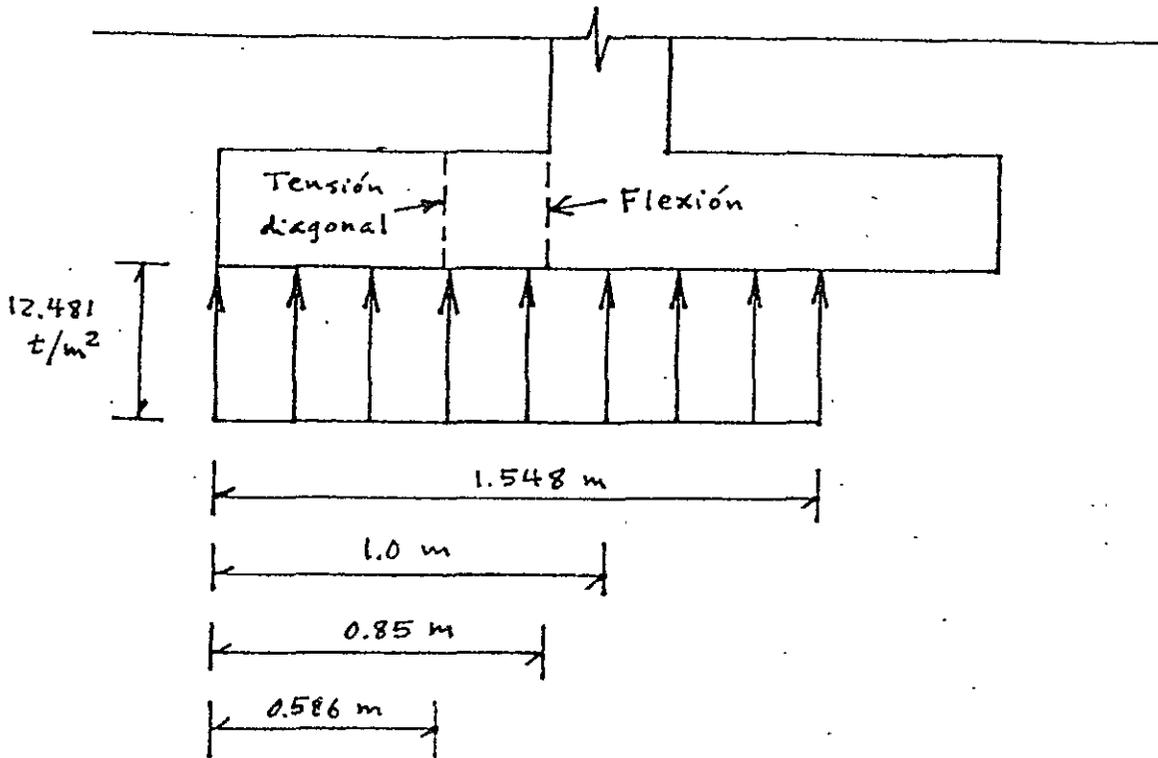


$$D_r = 58\% , \phi^* = 37^\circ , \gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$$

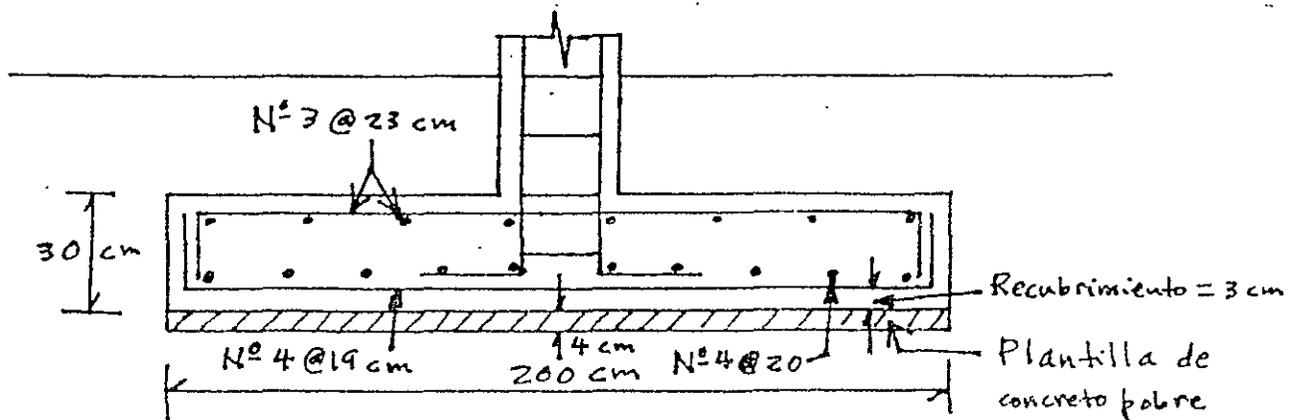
Arena  $\epsilon_s = 2.6$

SUELO FRICCIONANTE

FIGURA 9



SECCIONES CRÍTICAS POR TENSIÓN DIAGONAL  
Y POR FLEXIÓN  
FIGURA 10



CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES  
DE LA ZAPATA  
FIGURA 11



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

CA 43

TEMA

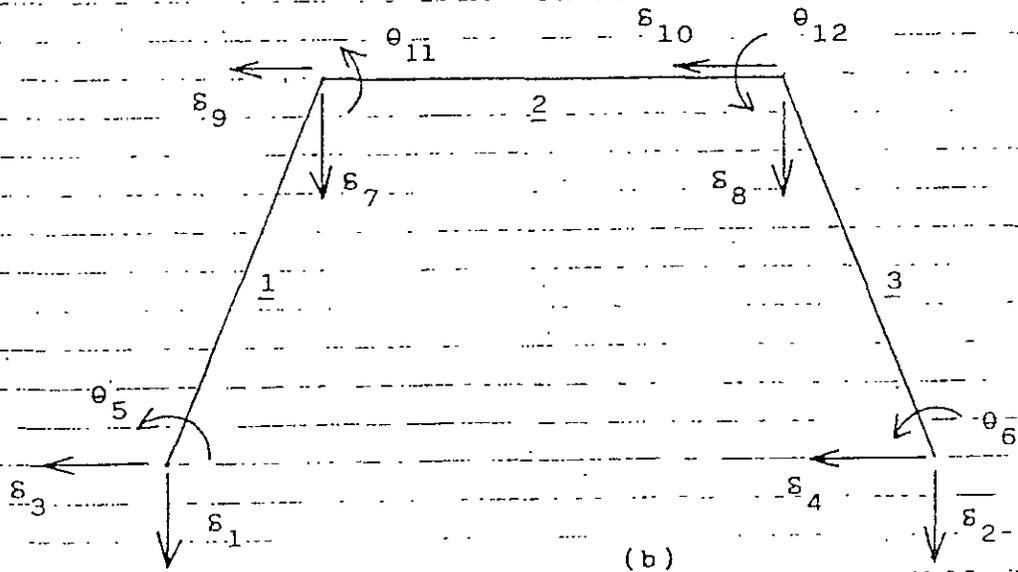
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA  
(IMÁGENES)

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
ING. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA  
DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007  
PALACIO DE MINERÍA**

**TABLA 7**  
 Proposed average values of  $\bar{k}_{s1}$  for 1-ft X 1-ft square plates and long  
 1-ft wide strips, after Karl Terzaghi (1955)

	Average $\bar{k}_{s1}$ values		Range of $\bar{k}_{s1}$ values	
	tons/ft <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	tons/ft <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>
Sand: loose	40	1.29	20-60	0.64-1.92
	130	4.17	60-300	1.92-9.62
	500	16.10	300-1000	9.62-32.1
Clay: stiff	75	2.41	50-100	1.6-3.21
	150	4.82	100-200	3.21-6.42
	300	9.64	300	9.60

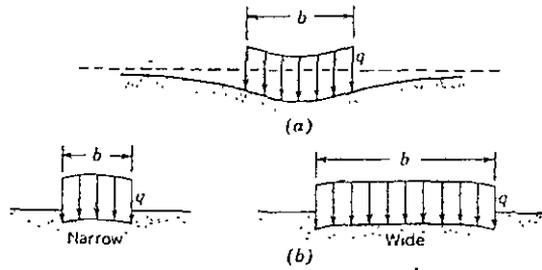
For dry sand multiply by 1.5 and for submerged sand by 0.6. Here 1 ton = 2000 lb.



(b)

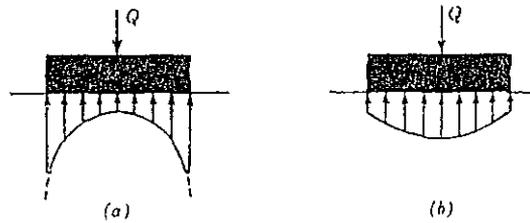
NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO)

FIGURA 2



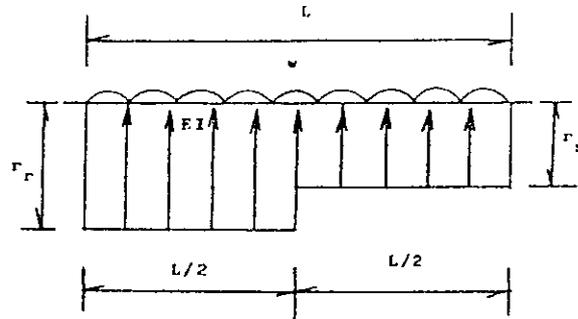
Profile of distortion settlement of a uniform load on the surface of a soil mass. (a) Homogeneous elastic isotropic material, such as a saturated clay; (b) homogeneous elastic material whose rigidity increases with confinement, such as a cohesionless sand or gravel. (Sowers, 1962)

FIGURA 7



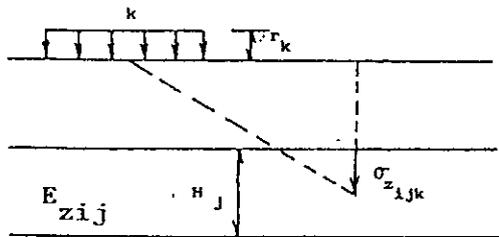
Contact pressure on the base of a rigid foundation on the surface of a soil mass. (a) Homogeneous elastic isotropic material, such as a saturated clay, (b) homogeneous elastic material whose rigidity increases with confinement, such as a cohesionless sand or gravel. (Sowers, 1962)

FIGURA 8



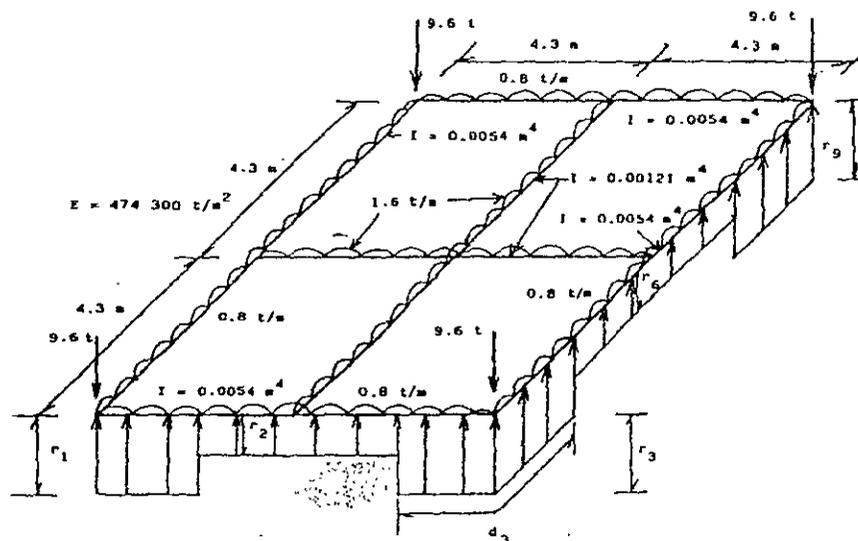
GEOMETRÍA Y CARGAS  
BARRA DE CIMENTACIÓN

FIGURA 11  
(Deméneghi, 1996)



CÁLCULO DE LOS HUNDIMIENTOS  
DEL TERRENO

FIGURA 12  
(Deméneghi, 1996)



GEOMETRÍA Y SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

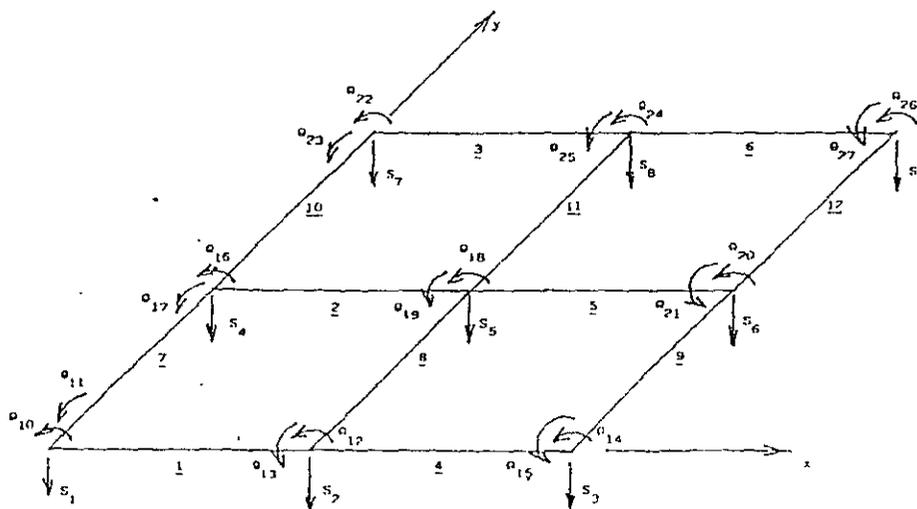
(Deméneghi, 1996)

FIGURA 21

$1/E_s = 0.0154 \text{ m}^2/\text{t}, \nu=0$	2.4 m	Estrato 1
$1/E_s = 0.0222 \text{ m}^2/\text{t}, \nu=0$	2.0 m	Estrato 2

ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES (EJEMPLO)

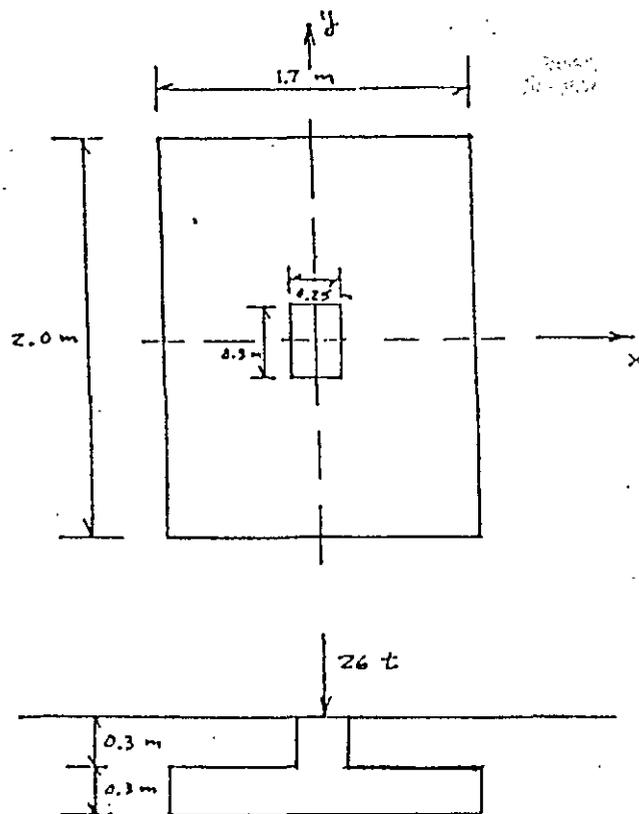
FIGURA 22



NUMERACION DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD

(Deméneghi, 1996)

FIGURA 23



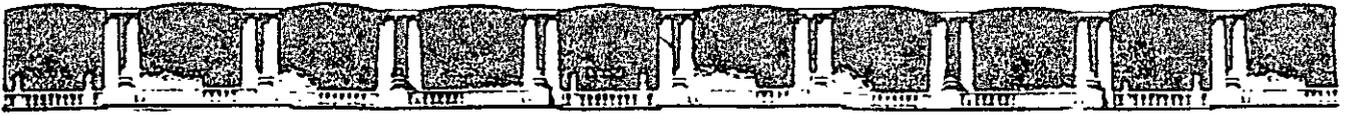
$$D_r = 50\% , \phi^* = 37^\circ , \gamma_1 = 1.6 \text{ t/m}^3$$

Arena  $\epsilon_s = 2.6$

$N = 15$  golpes

SUELO FRICCIONANTE

FIGURA E-1



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

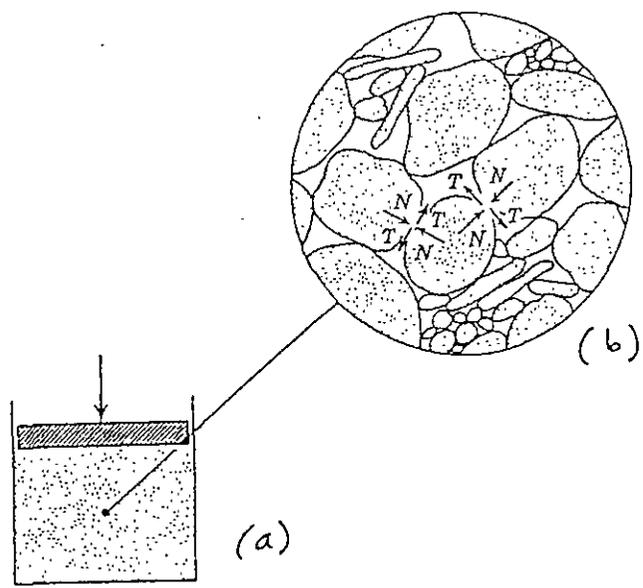
DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

CA 43

TEMA

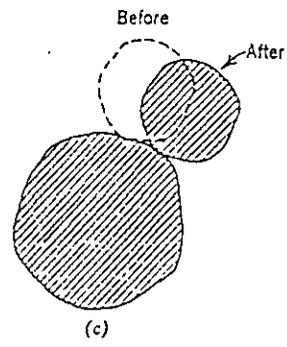
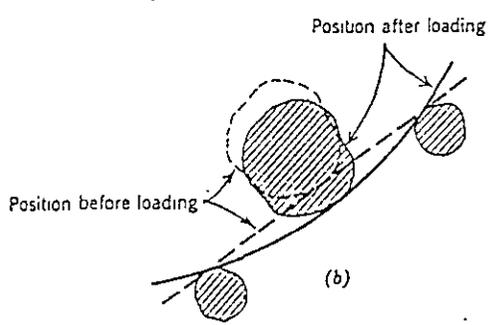
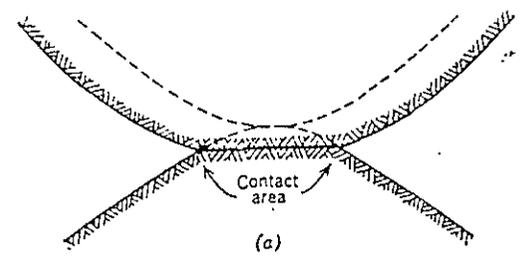
DEFORMACIÓN  
(IMÁGENES)

**EXPOSITOR: ING. AGUSTÍN DEMÉNIGHI COLINA  
ING. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA  
DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007  
PALACIO DE MINERÍA**



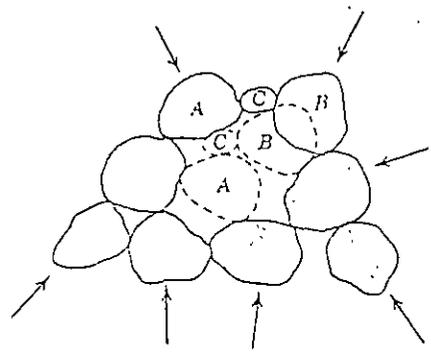
Schematic representation of force transmission through soil. (a) Cross section through box filled with soil. (b) Enlargement through portion of cross section showing forces at two of the contact points. (Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 1



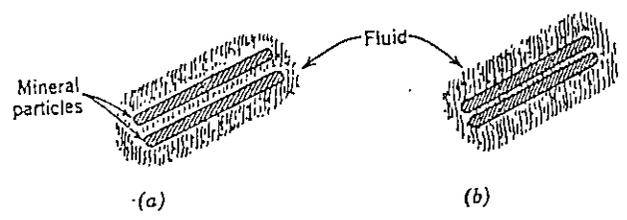
Causes of relative motions among soil particles. (a) Motion of particles due to deformation of contacts. Solid lines show surfaces of particles after loading (the lower particle was assumed not to move); dashed lines show surfaces before loading. (b) Relative motion of particles due to bending of platelike particles. (c) Relative motion of particles due to interparticle sliding. (Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 2



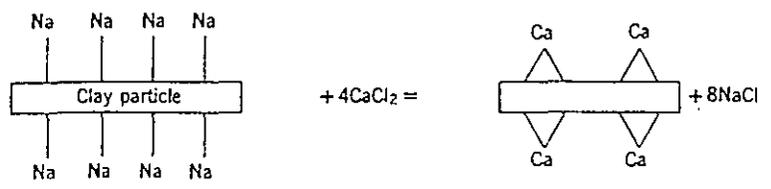
Collapse of an unstable array of particles. (Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 3



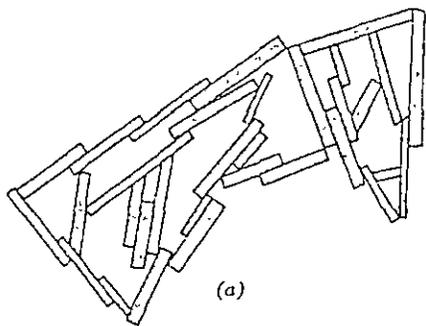
Fluid films surrounding very small soil particles. (a) Before load. (b) Particles squeezed close together by load. (Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 4

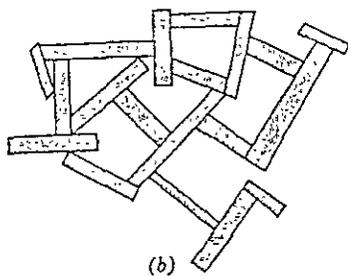


Ion exchange reaction. (Lambe y Whitman, 1969)

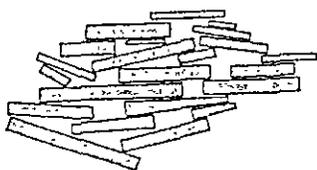
FIGURA 5



(a)



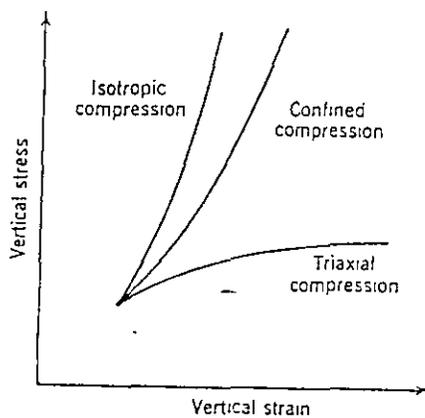
(b)



(c)

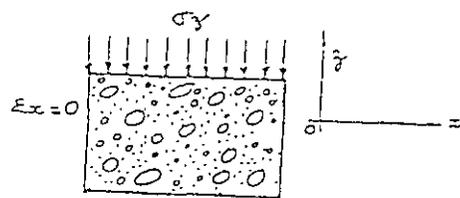
Sediment structures. (a) Salt flocculation. (b) Nonsalt flocculation. (c) Dispersion.  
(Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 6



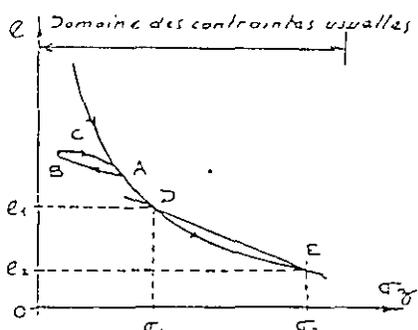
Comparison of stress-strain curves for three types of compression. (Lambe y Whitman, 1969)

FIGURA 7

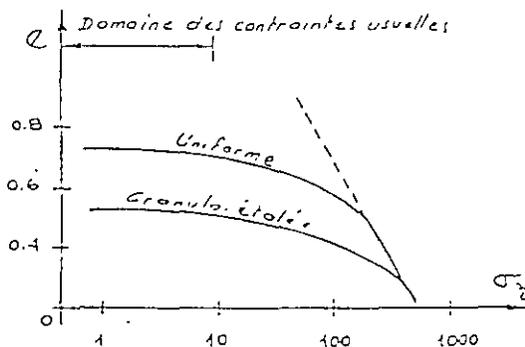


COMPRESIÓN CONFINADA  
(Schlosser, 1988)

FIGURA 8



a Échelle normale

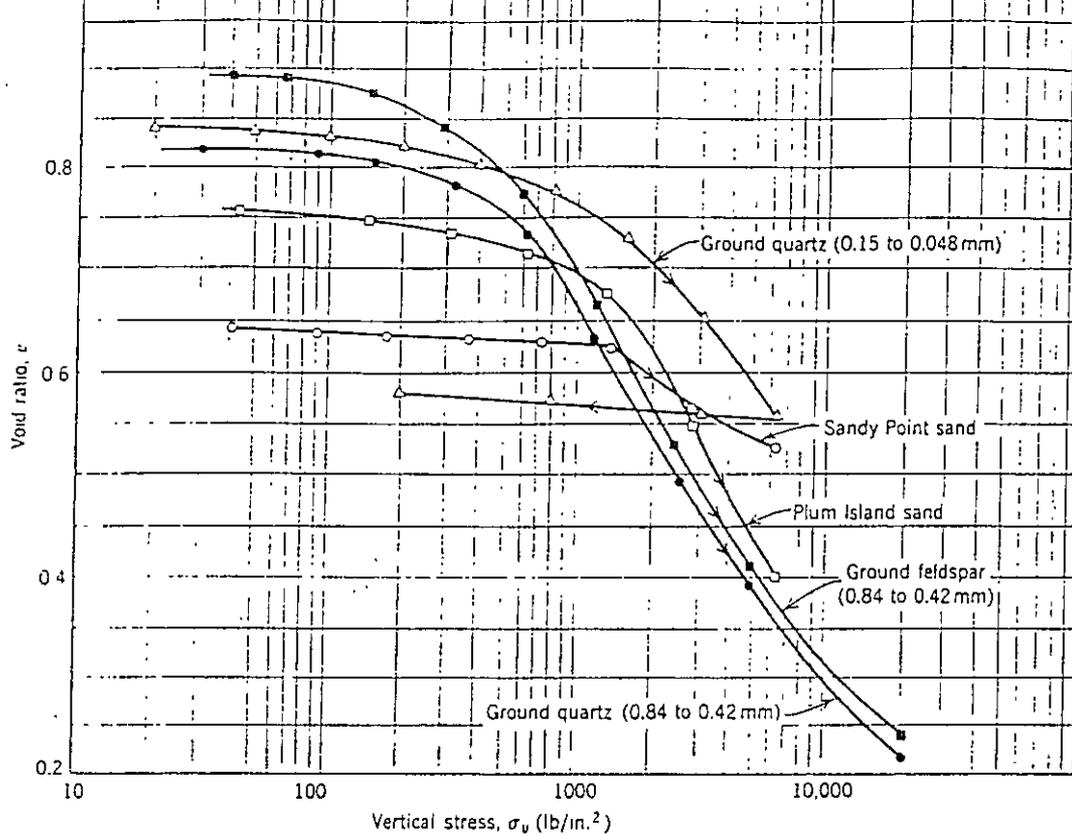


b Échelle logarithmique

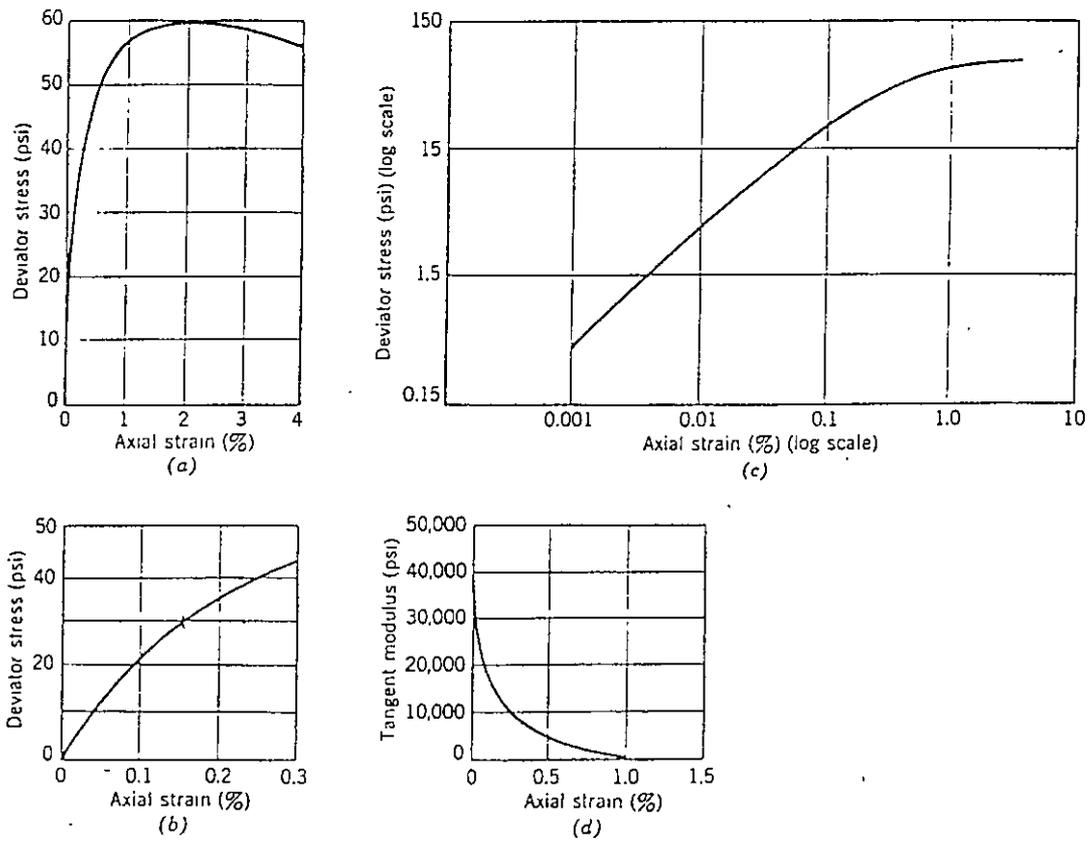
CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

(Schlosser, 1988)

FIGURA 9

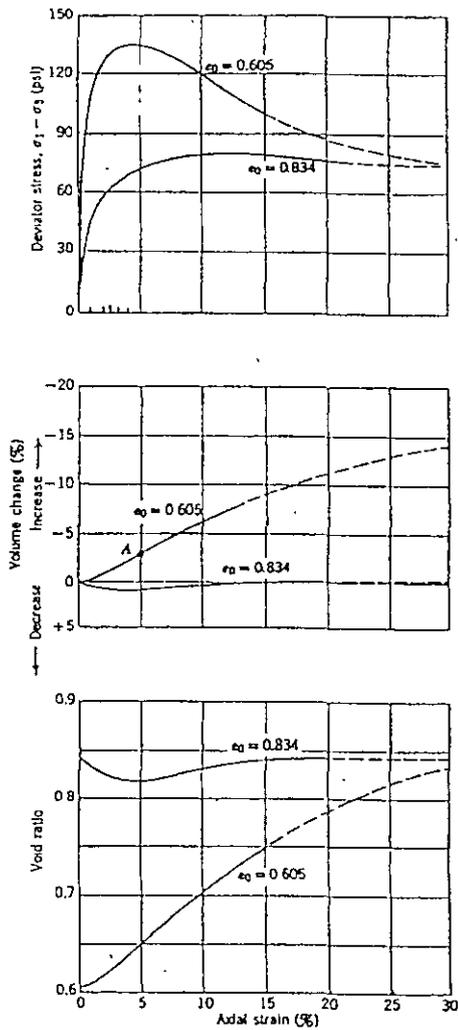


Results of high-stress, confined compression tests on several sands (data from Roberts, 1964).  
**FIGURA 10**



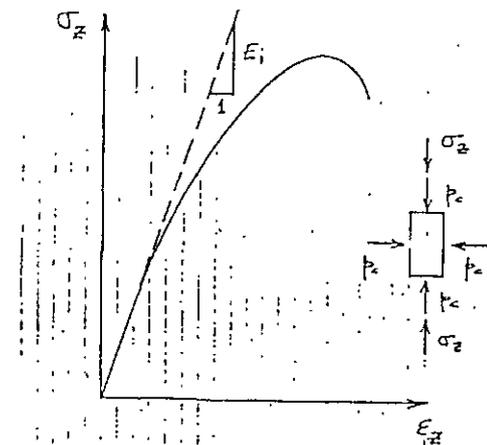
Stress-strain data from a triaxial test. *Note.* Medium, subangular sand: porosity = 0.39; confining stress = 14.3 lb/in.<sup>2</sup> (From Chen, 1948.)

**FIGURA 11**

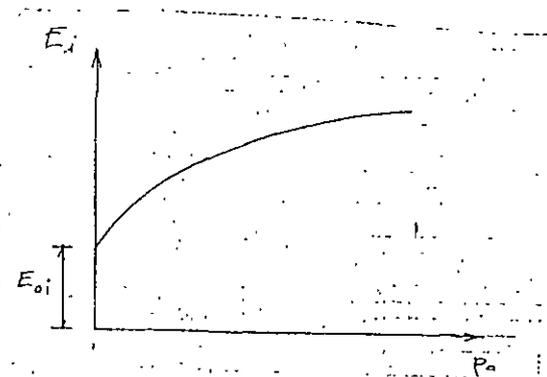


Stress-strain curves for loose and dense specimens. Medium-fine sand.  $\sigma_3 = 30 \text{ lb/in.}^2$ ;  $e_0 = 0.605 \approx 100\% D_r$ ;  $e_0 = 0.834 \approx 20\% D_r$ . Solid line, actual test data; dashed line, extrapolations based on results of other tests. (After Taylor, 1948.)

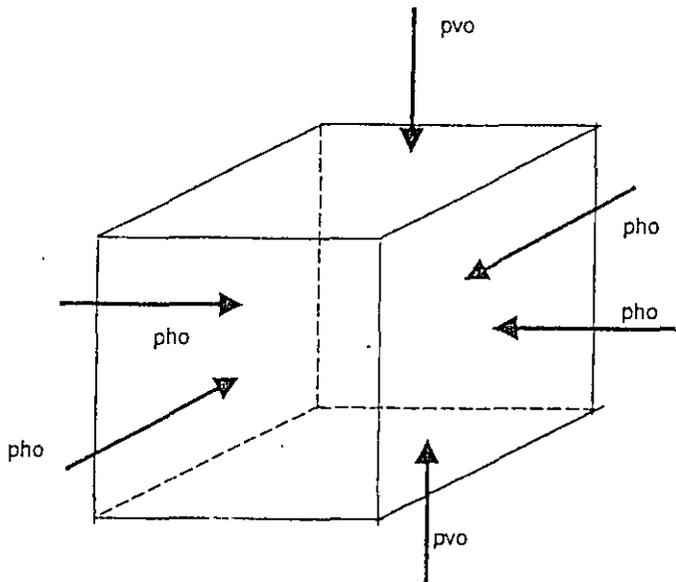
FIGURA 12



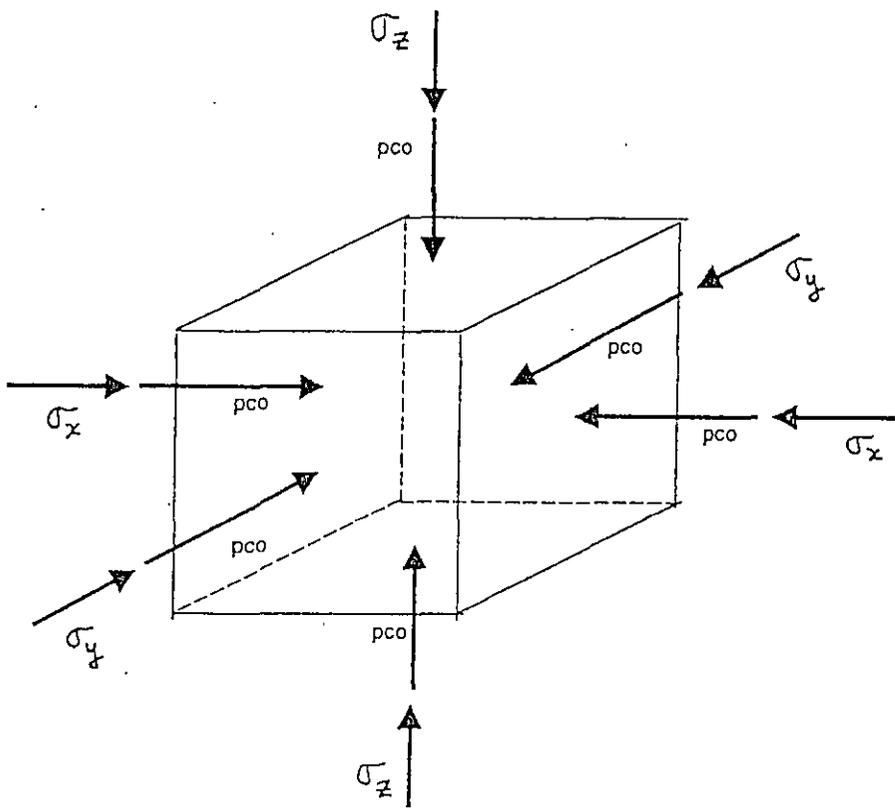
CURVA ESFUERIO-DEFORMACIÓN UNITARIA DE UN SUELO  
FIGURA 13



VARIACIÓN DEL MÓDULO TANGENTE INICIAL CON LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO  
FIGURA 14

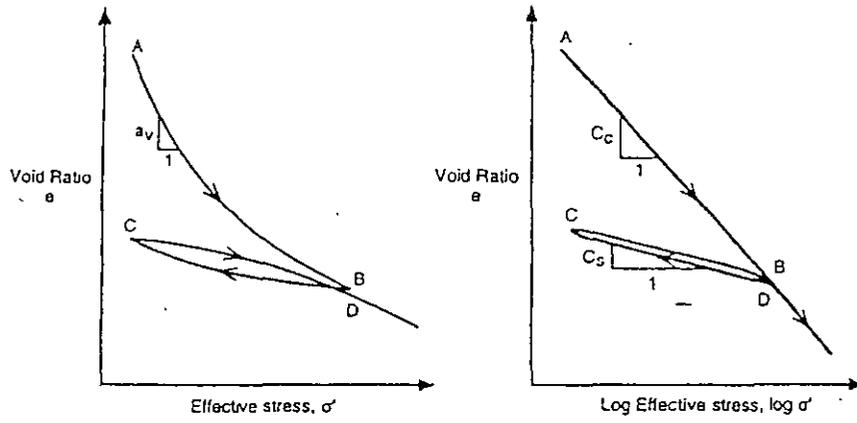


a) Esfuerzos por peso propio



b) Incrementos de esfuerzo por la presencia de una obra de ingeniería

ESFUERZOS EN UN ELEMENTO DE SUELO  
FIGURA 15



AB = Initial or virgin compression  
 BC = Rebound or swelling  
 CD = Recompression

$a_v = \text{Coefficient of compressibility} = -de/d\sigma' = -0.434C_c/\sigma'$

$m_v = \text{Compressibility} = -a_v/(1+e)$

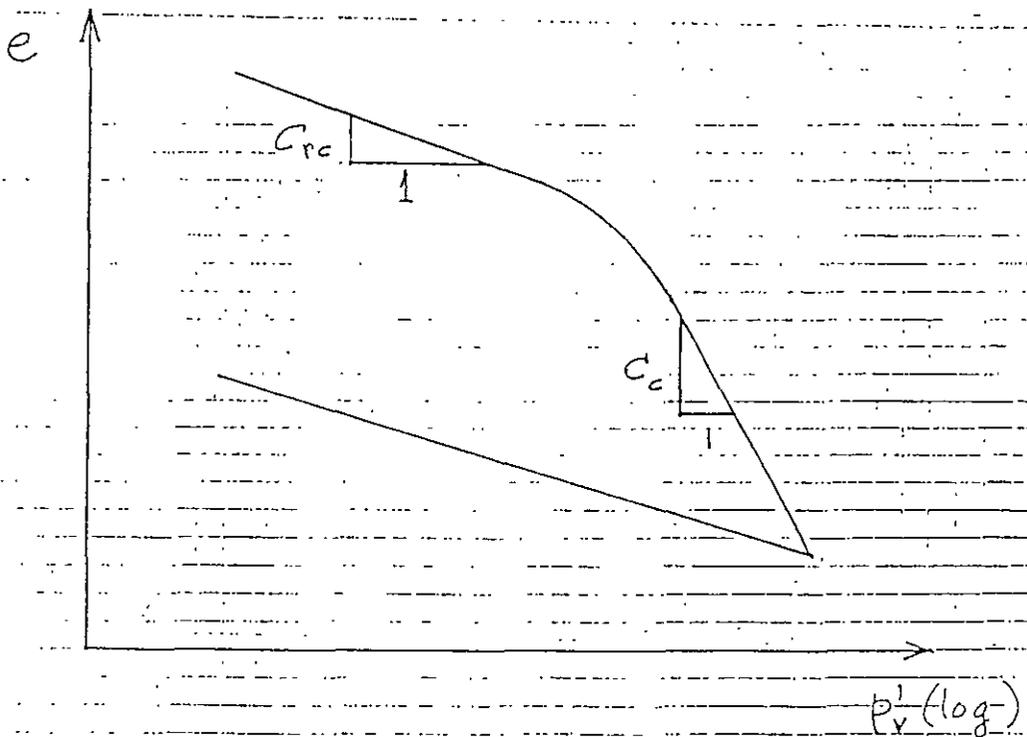
$C_c = \text{Compression index} = -de/d \log \sigma' \text{ on compression}$

$C_s = \text{Swelling index} = -de/d \log \sigma' \text{ on swelling}$

Idealized void ratio-effective stress relationships for a compressible soil.

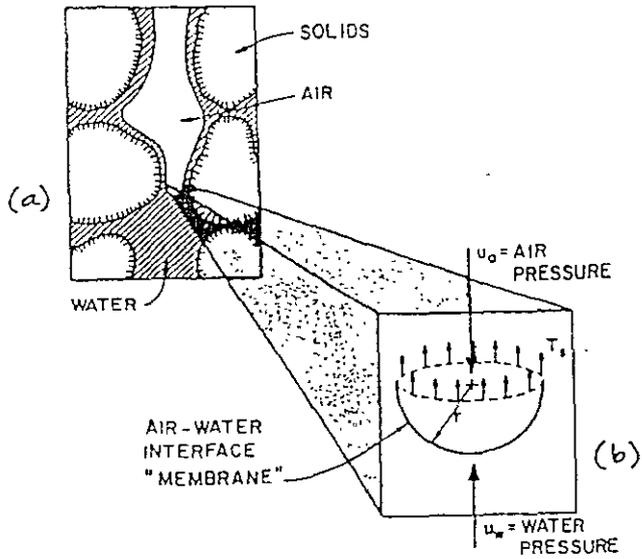
(Mitchell, 1993)

FIGURA 16



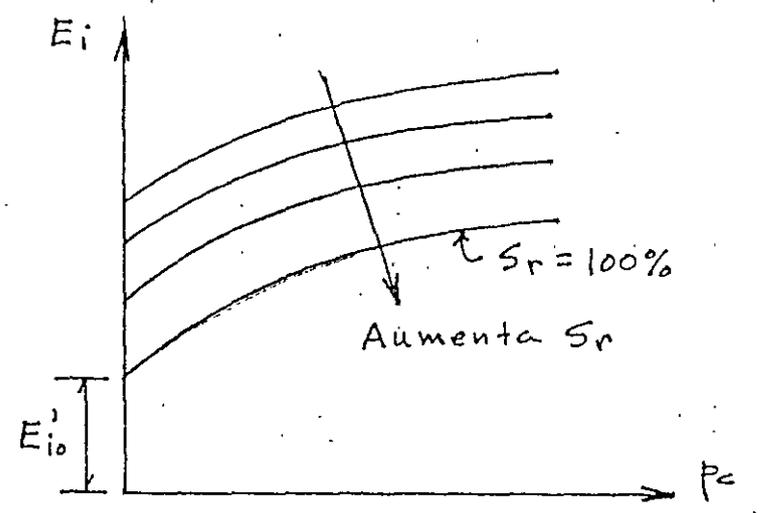
SUELO COHESIVO TOTALMENTE SATURADO

FIGURA 17

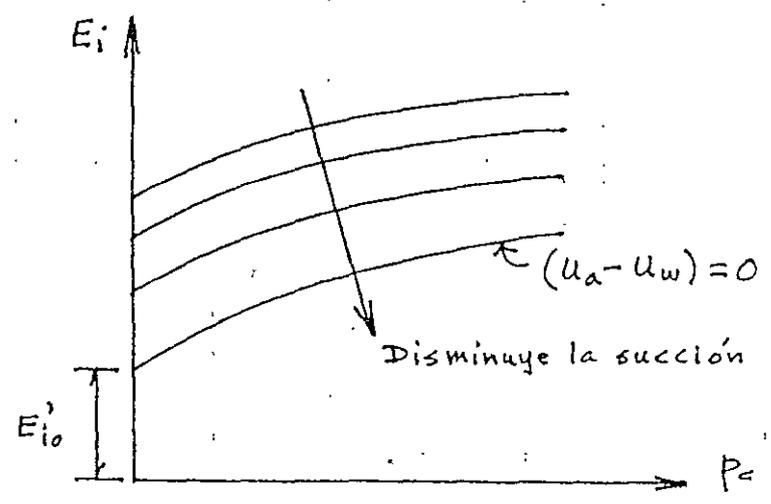


Air-water interface in soil.  
(Nelson y Miller, 1992)

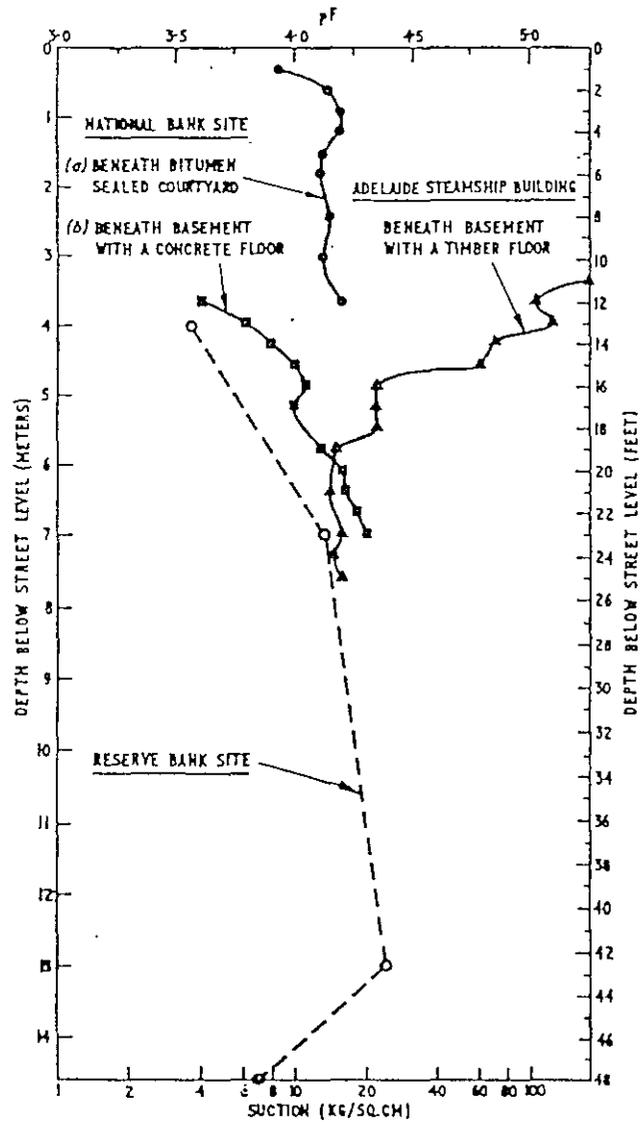
FIGURA 18



VARIACIÓN DE  $E_i$  CON  $S_r$   
FIGURA 19

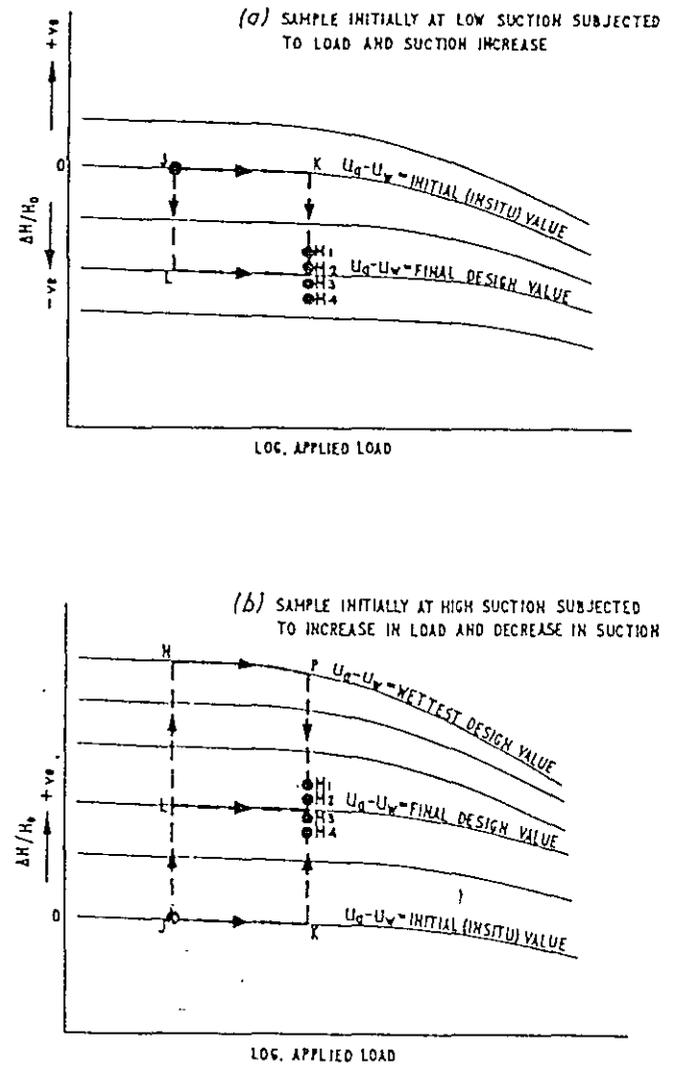


VARIACIÓN DE  $E_i$  CON  
LA SUCCIÓN  
FIGURA 20



Suction profiles in clay beneath major buildings in Adelaide, South Australia (Aitchison y Woodburn, 1969)

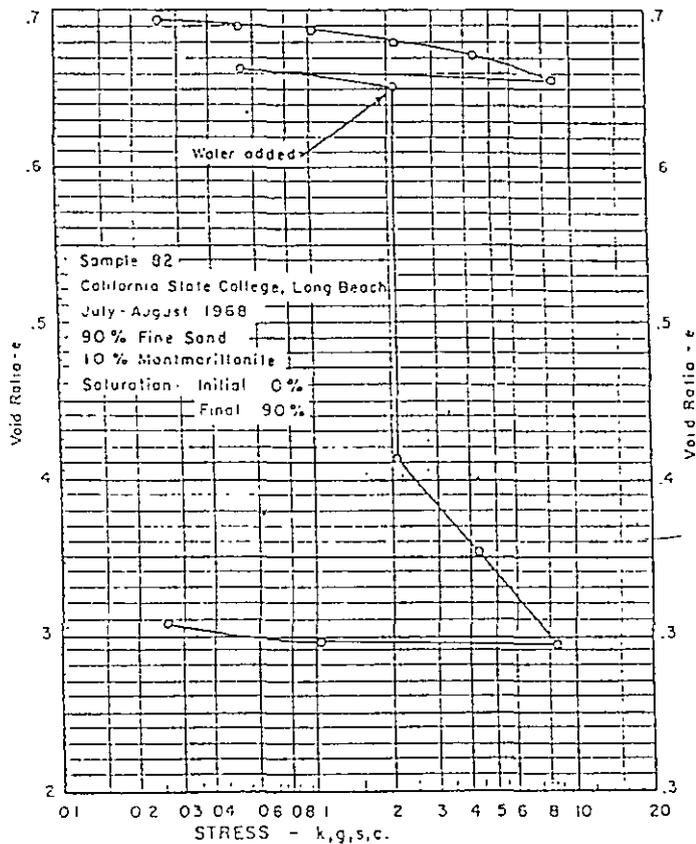
FIGURA 21



Typical stress paths for combinations of applied load and suction

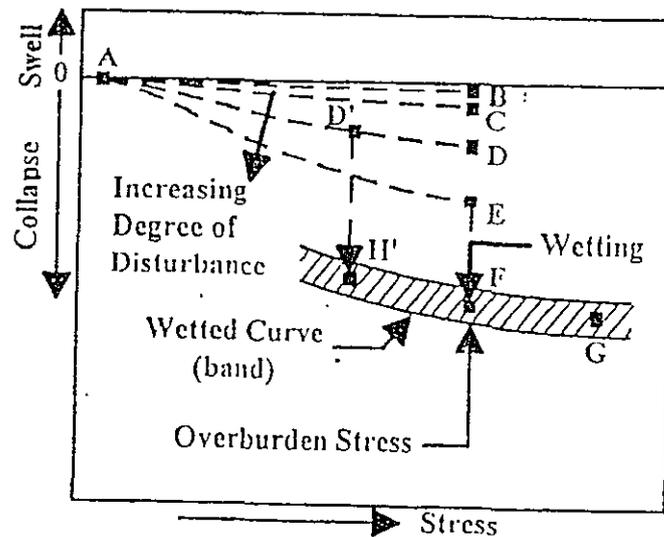
(Aitchison y Woodburn, 1969)

FIGURA 22



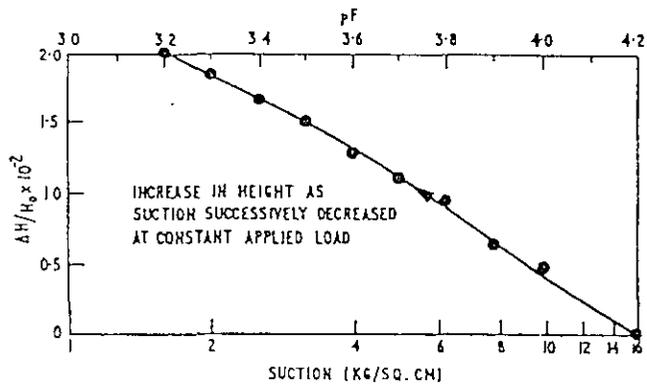
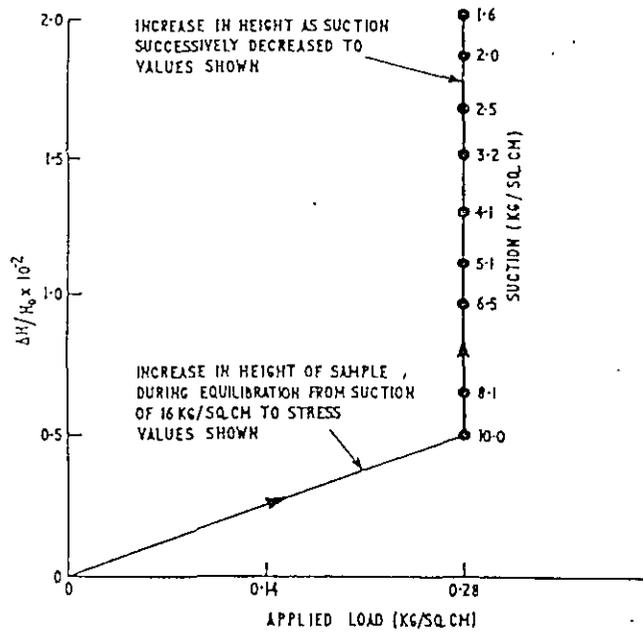
COLLAPSE IN A CONSOLIDATION TEST

FIGURA 25 (Dudley, 1970)



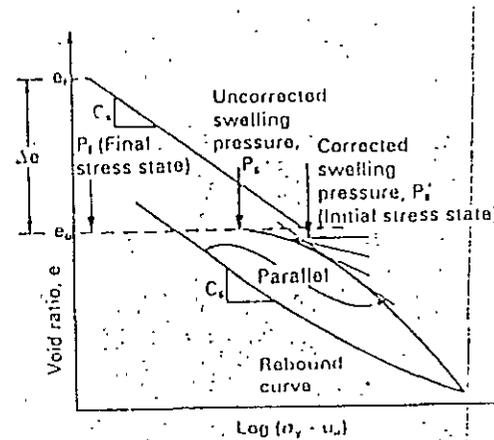
Schematic for Response-to-Wetting for a Collapsible Soil  
 (Houston y Houston, 1997)

FIGURA 26



Swell/suction decrease relationship in loaded black earth  
(Aitchison y Woodburn, 1969)

FIGURA 23



PRUEBA DE VOLUMEN CONSTANTE  
(Fredlund y Rahardjo, 1993)  
FIGURA 24

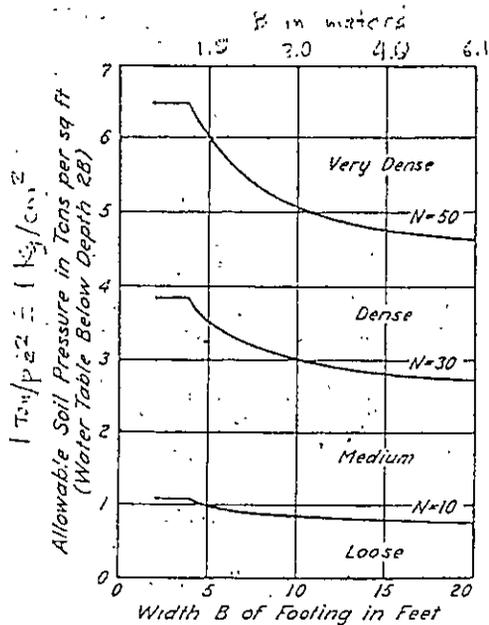


Chart for estimating allowable soil pressure for footings on sand on basis of results of standard penetration test

(Terzaghi & Peck, 1967)

FIGURE 27

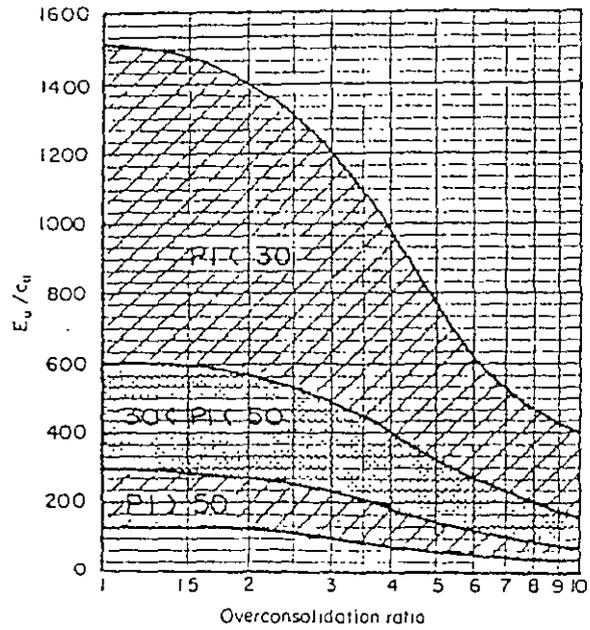
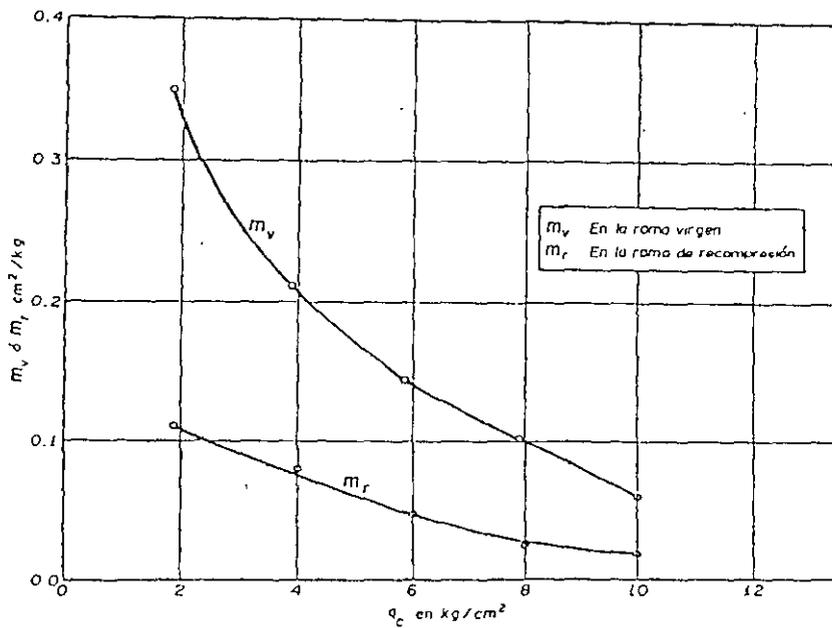


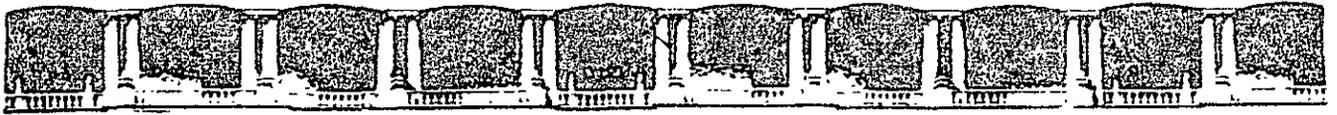
Chart for estimating the undrained modulus (from Duncan & Buchignani, 1976).

FIGURA 28



Curvas de correlación de la compresibilidad (Cuervas, 1988)

FIGURA 29



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA  
CA 43

TEMA

DISEÑO Y VERIFICACIÓN  
DE CARGA AXIAL DE PILOTES

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO**  
**DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007**  
**PALACIO DE MINERÍA**

# **DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE CARGA AXIAL DE PILOTES**

Jorge E. Alva Hurtado <sup>(1)</sup>  
Nilton Guillén Chávez <sup>(2)</sup>

## **RESUMEN**

Se presenta en este artículo la metodología utilizada para el diseño y verificación de pilotes en suelo fino, sometidos a carga axial. Además se presentan los resultados de un ensayo de carga ejecutado y su interpretación para determinar la carga admisible de los mismos. Los pilotes diseñados y verificados corresponden a la cimentación del Puente Killman, en Cochabamba, Bolivia.

Para el diseño de los pilotes según la metodología propuesta, se requiere la ejecución de un estudio geotécnico de cimentación que incluye ensayos de penetración estándar en el campo y ensayos de clasificación en el laboratorio. La capacidad última de carga se ha predicho mediante el empleo de fórmulas empíricas, para luego determinar la capacidad admisible en base a un factor de seguridad apropiado.

La verificación de la capacidad de carga de los pilotes se efectúa mediante ensayos de carga y fórmulas de hincas que se ejecutan en el campo. Adicionalmente en el diseño de los pilotes hay que considerar el factor de eficiencia de grupo y el asentamiento.

## **INTRODUCCION**

En este artículo se documenta la verificación de la carga axial de los pilotes existentes en los estribos este y oeste y la pila central del puente Killman, localizado en la ciudad de Cochabamba, Bolivia. El estudio se llevó a cabo como parte de la tarea de la Asociación PyV-GMI contratada por la Honorable Municipalidad de Cochabamba para supervisar la construcción de la obra (Alva Hurtado, 1992).

Se utilizaron los métodos de predicción de carga axial basados en fórmulas empíricas que utilizan resultados de ensayos de penetración estándar. También se ejecutó un ensayo de carga in-situ para determinar la capacidad de carga y asentamiento de los pilotes en el estribo este. Se calculó la eficiencia del grupo de pilotes y se evaluó el asentamiento individual y del grupo de pilotes. En este artículo tan sólo se presenta el análisis de carga

---

(1) *Profesor Principal y Director del CISMID, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería*

(2) *Asistente de Investigación del CISMID-FIC-UNI*

axial de los pilotes individuales, considerando la predicción de la carga última y la carga de diseño y su verificación mediante un ensayo de carga.

## **ANTECEDENTES**

De acuerdo a la información disponible, en la cimentación del puente Killman existían en los estribos pilotes de concreto tipo Franki artesanal, con un diámetro de 0.45 m en el fuste, una longitud de 10.70 m y un diámetro en el bulbo no precisado. Se notaba en superficie la existencia de 19 pilotes en cada estribo, 5 de los cuales eran verticales y el resto inclinados. La superestructura del puente no había sido construida al iniciar el estudio de verificación de la cimentación.

En la cimentación de la pila central existían pilotes de concreto armado, prefabricados, que habían sido hincados en el terreno. Estos pilotes tenían una sección cuadrada de 0.30 m y una longitud de 8.60 metros. Existen 39 de estos pilotes en la cimentación de la pila central. No se pudo inspeccionar estos pilotes ya que se encontraban en el cauce del río.

El puente Killman se encontraba en construcción con diseño terminado; sin embargo, la Supervisión decidió revisar el diseño, comenzando por las características del terreno y la capacidad de carga de los pilotes existentes. La solución final fue rediseñar el puente con una estructura más ligera, compatible con las cargas y los asentamientos de los pilotes y grupos de pilotes determinados en este estudio. La Figura 1 presenta la estructura original del Puente Killman y su cimentación, así como las ubicaciones de los sondajes ordenados por la Supervisión para verificar la cimentación.

## **ESTUDIO GEOTECNICO DE CIMENTACIÓN**

Con el propósito de verificar las características de la cimentación, se ordenó la ejecución de tres sondajes con ensayos de penetración estándar en las ubicaciones de los estribos este y oeste y la pila central. Los trabajos fueron realizados por Méndez (1992) bajo la dirección de la Supervisión. La Figura 2 presenta los resultados de los ensayos de clasificación y los valores de N del ensayo de penetración estándar.

La estratigrafía en el área en estudio está constituida por suelos finos. En el estribo este existen capas alternadas de suelos limosos y arcillas, mientras que en la pila central y el estribo oeste el suelo es más uniforme, del tipo limoso de baja plasticidad. Los valores de N aumentan con la profundidad hasta 20-25 golpes/pie a los 20 metros. El nivel freático es superficial. Los sondajes se ejecutaron a rotación con el empleo de lodo bentonítico.

## PREDICCIÓN DE LA CARGA ÚLTIMA

La predicción de la carga última y de la carga admisible de los pilotes individuales se realizó mediante el programa de cómputo FEPC (Guillén, 1994), que incorpora los métodos de Aoki-Velloso (1975), Decourt-Quaresma (1978), Velloso (1982) y Meyerhof (1976). El programa requiere el conocimiento del perfil stratigráfico, los valores de N (golpes/pie) del ensayo SPT con profundidad, los parámetros de los distintos métodos involucrados, el tipo de pilote y sus dimensiones. El manual de usuario del programa de cómputo y las fórmulas empíricas utilizadas se presentan en Alva Hurtado (1993).

La predicción de la carga última de los pilotes en los estribos ha considerado un pilote de concreto tipo Franki artesanal, con un diámetro en el fuste de 0.45 m y diámetro en la punta variable. Se escogió el valor de 0.60 m como el más representativo. La longitud de los pilotes en los estribos se estimó en 10.70 metros en base a la documentación existente. La predicción de la carga última de los pilotes de la pila central ha considerado pilotes de concreto hincados con una sección cuadrada de 0.30 m y una longitud de 8.60 metros. La predicción de la capacidad admisible de los pilotes por carga axial considera un factor de seguridad de 2.5 para todos los métodos, a excepción del método de Decourt-Quaresma, que emplea un factor de seguridad de 1.3 para carga en el fuste y 4.0 para carga en la punta. El método de Meyerhof realiza los cálculos considerando o sin considerar la corrección de los valores de N por sobrecarga.

Con el propósito de comparar los resultados de los distintos métodos, se presenta en la Tabla 1 los resultados de la predicción de la carga última y la carga de diseño ( $FS = 2.5$ ) de los pilotes individuales del estribo este del puente Killman, en base al sondaje realizado en dicha zona. Se aprecia que el método de Aoki-Velloso presenta el valor más bajo de la carga de diseño para estas condiciones. Los pilotes del estribo oeste presentan valores mayores de carga, ya que el subsuelo tiene una mayor resistencia según el sondaje realizado en dicha zona. La predicción de la capacidad de carga de los pilotes de la pila central arrojó valores de diseño superiores a las 40 toneladas.

## ENSAYO DE CARGA

Con el propósito de verificar la carga última de los pilotes individuales del estribo este del puente Killman, los cuales arrojaron un valor menor de carga de diseño que los del estribo oeste, se ejecutó un ensayo de carga siguiendo la norma ASTM D-1143. El personal y los equipos para la ejecución del ensayo fueron de la localidad. La supervisión e interpretación del ensayo fueron realizados por los autores.

La Figura 3 presenta la ubicación del pilote vertical ensayado y la ubicación del sondaje utilizado en la predicción de la carga de diseño. La Figura 4 presenta los resultados del ensayo de carga en el pilote ensayado, siguiendo el procedimiento de la norma ASTM. La interpretación de la carga última del ensayo de carga fue realizada siguiendo los métodos de Davisson, Butler y Hoy, Fuller y Hoy y Vesic, que se documentan en Prakash y Sharma

(1990). El método de Davisson define la carga última como aquella que corresponde a un asentamiento que excede la compresión elástica del pilote en  $x = 3.8 + D/120$ , donde D es el diámetro del pilote en mm. El método de Butler y Hoy define a la carga de rotura como el punto de intersección de dos rectas tangentes, la primera corresponde a la tangente a la curva con una inclinación de 0.05 pulg/ton y la segunda recta tangente es aquella paralela a la línea de compresión elástica del pilote y tangente a la curva. El método de Fuller y Hoy indica que la carga de rotura corresponde al punto en la curva carga-asentamiento tangente a una recta de inclinación 0.05 pulg/ton. El método de Vesic establece un asentamiento de 1 pulgada que corresponde a la carga última.

La interpretación gráfica de estos métodos se presenta en la Figura 5 y los resultados en la Tabla 2. Se aprecia que la carga de diseño considera un factor de seguridad de 2.0 si es que se realiza el ensayo de carga. Los resultados de la aplicación de los métodos de Davisson y Butler y Hoy son similares, siendo inferiores a los valores de los métodos de Fuller y Hoy y Vesic. Se concluye que los pilotes del estribo este tienen una carga individual de diseño de 30 toneladas.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Para la predicción de la carga axial de pilotes fue necesario realizar un estudio geotécnico de cimentación apropiado, de suficiente profundidad y con la ejecución de ensayos de penetración estándar.
2. Existen variaciones en los valores de carga última y carga de diseño de los pilotes sometidos a carga axial, determinados en base a las fórmulas empíricas. El método de Aoki-Velloso presenta los valores más bajos de capacidad de carga de los pilotes de los estribos, mientras que el método de Meyerhof presenta los valores más bajos para los pilotes de la pila central. Se utilizó en la predicción el método de Aoki-Velloso.
3. El ensayo de carga realizado en un pilote del estribo este indica que puede considerarse una carga de diseño de 30 toneladas, con un factor de seguridad de 2.0. La eficiencia de grupo de los pilotes de los estribos este y oeste es de 1.0. El asentamiento del grupo de pilotes de los estribos es de 12 mm.
4. La capacidad de carga de diseño de los pilotes de la pila central es de 30 toneladas, considerando una eficiencia de grupo de 0.7 y un factor de seguridad de 2.5, ya que no se efectuó ensayo de carga en estos pilotes. El asentamiento del grupo de pilotes en la pila central sería de 19 milímetros.
5. Se recomendó rediseñar el puente Killman, aligerando las cargas para que éstas sean compatibles con las capacidades de carga y asentamiento de los pilotes de la cimentación existentes en la cimentación.

6. Se recomienda el empleo de la metodología descrita para el diseño de pilotes sometidos a carga axial.

## REFERENCIAS

1. Alva Hurtado J.E. (1992), "Estudio Verificatorio de la Capacidad de Carga Axial de los Pilotes de la Pila Central y Estribos del Puente Killman", Informe presentado a P y V-GMI.
2. Alva Hurtado J.E. (1993), "Cimentaciones Profundas", Seminario Cimentaciones de Estructuras, Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas, Lima.
3. Aoki N. y Velloso D.A. (1975), "Un Método Aproximado para Calcular la Capacidad de Carga de Pilotes", V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Buenos Aires, Argentina, pp. 367-376.
4. Decourt L. y Quaresma A.R. (1978), "Capacidad de Carga de Pilotes a partir de Valores de SPT". 6to. Congreso Brasileiro de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Río de Janeiro.
5. Guillén N. (1994), "Capacidad Última de Carga de Pilotes en Carga Axial", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
6. Méndez M. (1992), "Estudio Geotécnico Complementario. Construcción Puente Killman", Informe presentado a la H.M. de Cochabamba, Bolivia.
7. Meyerhof G.G. (1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation", Eleventh Terzaghi Lecture, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, GT3, pp. 195-228.
8. Prakash S. y Sharma H.D. (1990), "Pile Foundations in Engineering Practice", John Wiley, New York.
9. Velloso P.P.C. (1982), "Cimentaciones – Aspectos Geotécnicos", Vol.3, Pontificia Universidad Católica, Río de Janeiro.
10. Vesic A.S. (1977), "Design of Pile Foundations", National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice, Transportation Research Board, Washington, D.C.

**TABLA 1 RESULTADOS DE PREDICCIÓN DE LA CARGA ULTIMA DE PILOTES PUENTE KILLMAN  
FRANKI ARTESANAL ( $\phi = 0.45$  m  $\phi_b = 0.60$  m L = 10.7 m)**

Carga Ultima (toneladas)					
Método	Aoki-Velloso	Decourt-Quaresma	P.P. Velloso	Meyerhof (SC)*	Meyerhof (CC)*
Sondaje					
Estribo Este	50.7	84.8	121.3	109.1	98.6
Carga Diseño (tons) FS = 2.5	20.3	33.9	48.5	43.7	39.5

SC = Sin Corrección  
CC = Con Corrección

**TABLA 2 RESULTADOS DE INTERPRETACIÓN DE ENSAYOS DE CARGA EN PILOTES PUENTE KILLMAN  
FRANKI ARTESANAL ( $\phi = 0.45$  m  $\phi_b = 0.60$  m L = 10.7 m)**

Carga Ultima (toneladas)				
Método	Davisson	Butler y Hoy	Fuller y Hoy	Vesic ( $\rho = 1''$ )
Pilote				
Estribo Este	60	60.9	75.5	78
Carga Diseño (tons) FS = 2.0	30	30.5	37.8	39

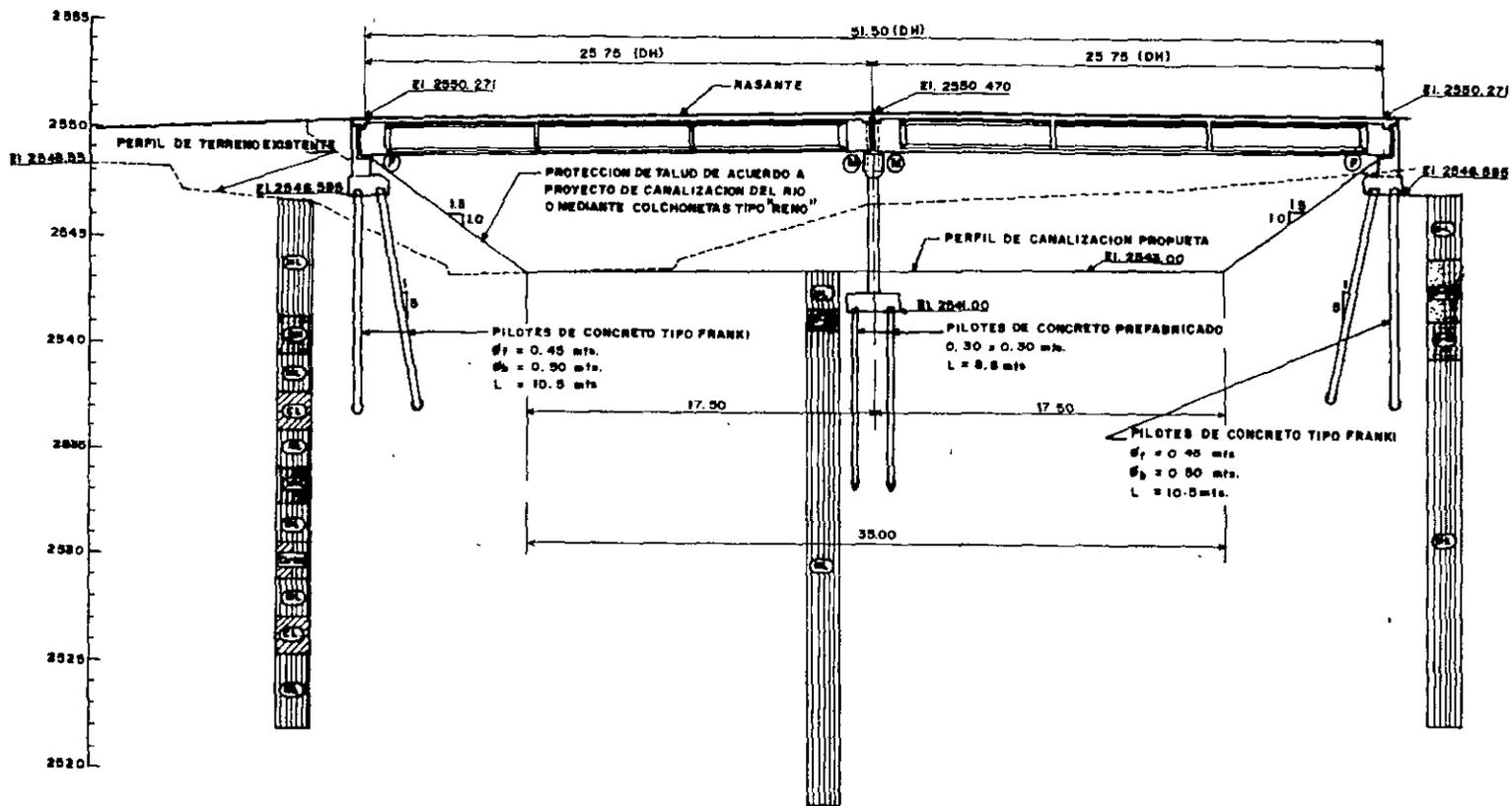
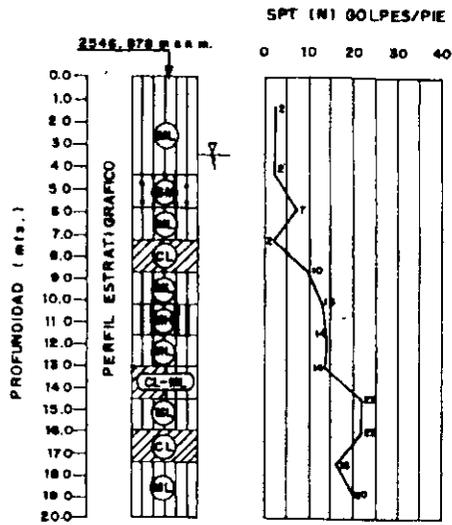
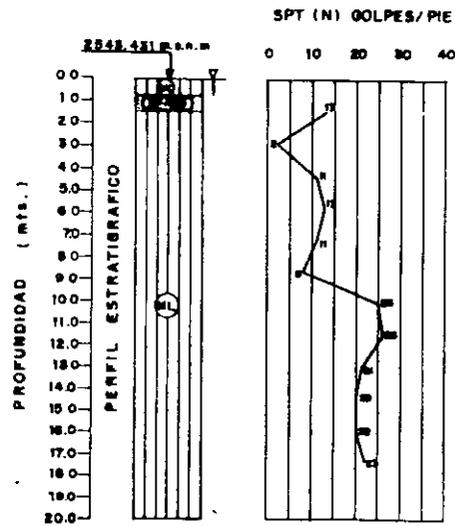


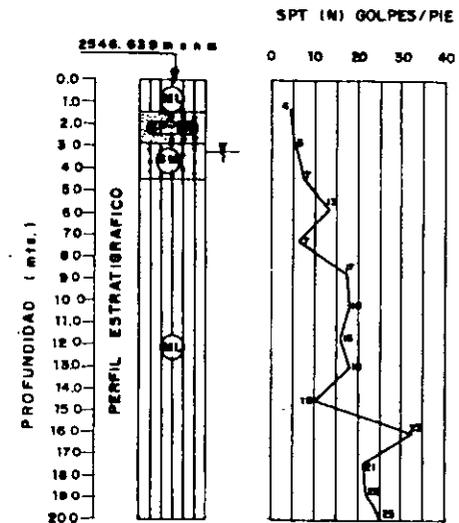
Fig. N° 1: ESTRUCTURAS ORIGINALES DEL PUENTE KILLMAN Y PERFIL ESTRATIGRAFICO INTEGRADO  
(Cochabamba Bolivia)



(A) : SONDAJE ESTRIBO ESTE  
FUENTE: ESTUDIO GEOTECNICO COMPLEMENTARIO-SEPTIEMBRE 1992 COCHABAMBA-BOLIVIA



(B) : SONDAJE PILAR CENTRAL  
FUENTE: ESTUDIO GEOTECNICO COMPLEMENTARIO-SEPTIEMBRE 1992 COCHABAMBA-BOLIVIA



(C) : SONDAJE ESTRIBO OESTE  
FUENTE: ESTUDIO GEOTECNICO COMPLEMENTARIO-SEPTIEMBRE 1992 COCHABAMBA-BOLIVIA

Fig. N° 2: PERFILES ESTRATIGRAFICOS Y VALORES DE N (Golpes/pie) EN LOS ESTRIBO Y LA PILA CENTRAL DE PUENTE KILLMAN-COCHABAMBA-BOLIVIA

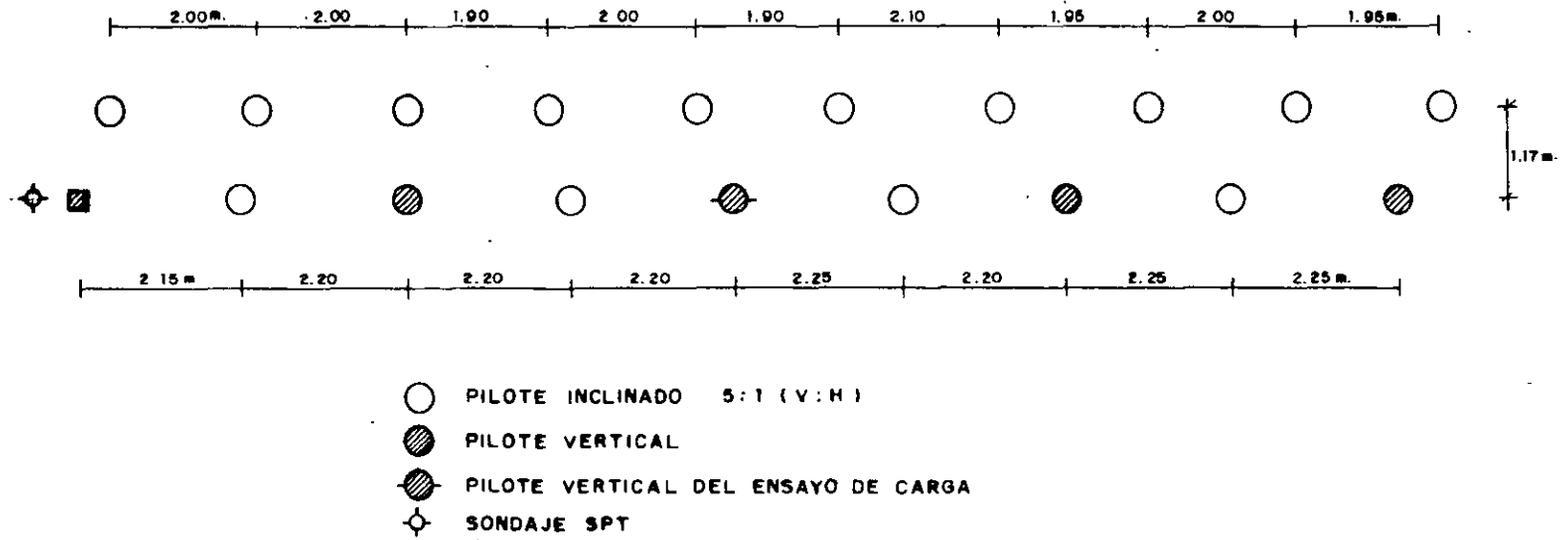
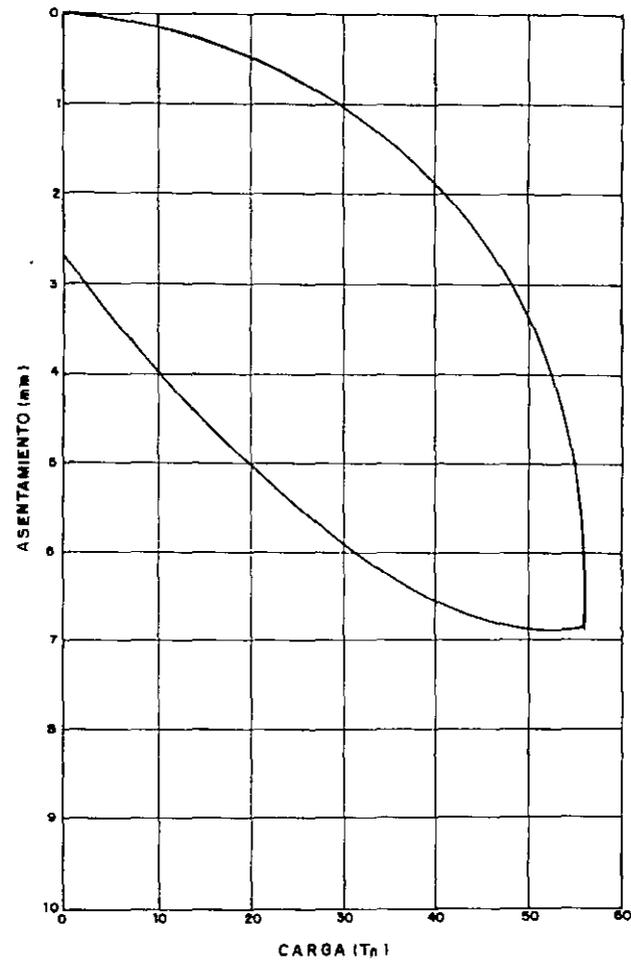


Fig. N° 3: UBICACION "IN SITU" DE LOS PILOTES TIPO FRANKI (Estribo Este Puente Killman, Cochabamba Bolivia)



**Fig. N° 4: RESULTADO DEL ENSAYO DE CARGA (Pilote Tipo Franki Estribo Este Puente Killman, Cochabamba Bolivia)**

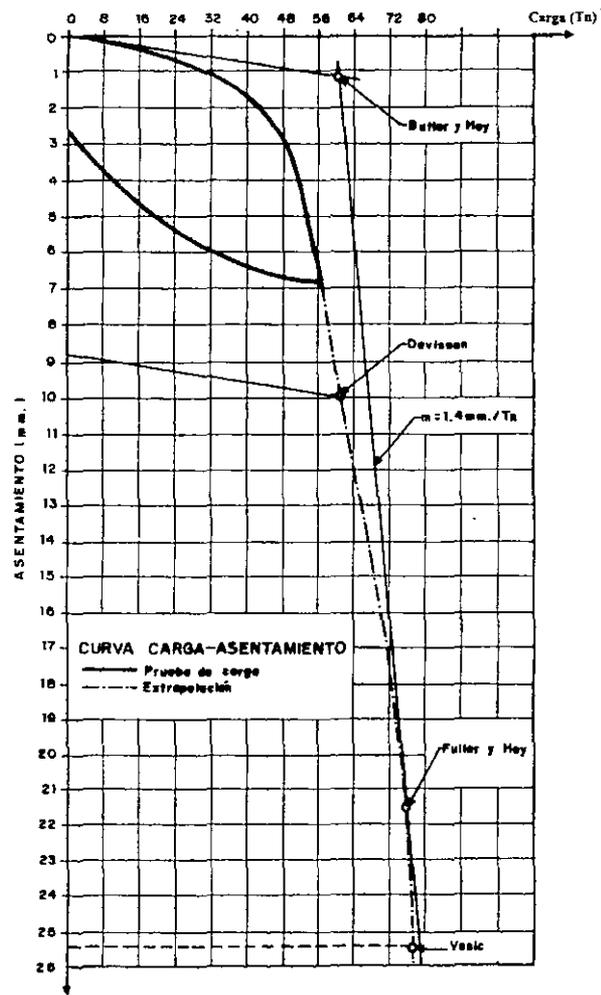
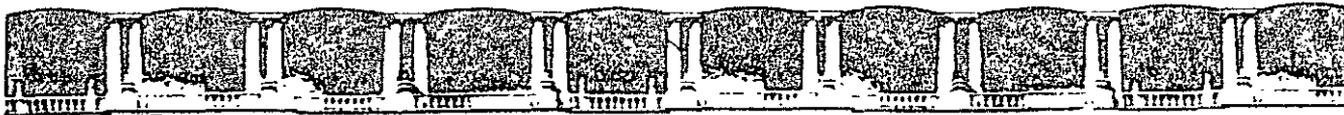


Fig N° 5: INTERPRETACION DEL ENSAYO DE CARGA SEGÚN METODOS GRAFICOS  
(Davison, Fuller y Hoy, Butler y Hoy, Vesic)



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007.

# CURSOS ABIERTOS

## DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA CA 43

TEMA

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA  
DINAMICA DE PILOTES USANDO LA  
ECUACIÓN DE ONDA

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO**  
**DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007**  
**PALACIO DE MINERÍA**

## EVALUACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DINAMICA DE PILOTES USANDO LA ECUACION DE ONDA

**Autor** : Ing. Enrique F. Luján Silva  
**Asesor** : Ph. D. Ing. Jorge E. Alva Hurtado

Maestría en Ing. Geotécnica FIC, UNI  
Jefe sección de Postgrado FIC, UNI

### RESUMEN

Los impactos de hincado de pilotes es un método muy económico de instalación del pilote, si esta hecho correctamente. Sin embargo, ya sea el equipo equivocado de hincado, o una elección pobre del tipo de pilote, condiciones geotécnicas del suelo pueden conducir hacia una experiencia frustrante. En la actualidad se usa mas comúnmente programas de computo de ecuación de onda, acompañada de informes de suelos, equipos de hincado de pilotes etc. Según sea la demanda del proyecto.

El presente estudio tiene como objetivo el análisis de esfuerzos inducido por el efecto del golpe del martillo al pilote en donde se utiliza la ecuación de onda, que es una idealización mas real del conjunto martillo, amortiguador, pilote, suelo, en donde intervienen parámetros dejado de lado por las formulas dinámicas existente; presentar soluciones graficas de la aplicación de este método, en el calculo de la capacidad de carga dinámica del pilote, tensiones máximas de compresión y de tracción en le material del pilote durante los golpes, energía efectivamente trasferida para el pilote, desplazamiento máximo del pilote durante el golpe. Para ello se utiliza el Programa de cómputo de análisis Dinámico de Pilotes GRLWEAP.

Este método consiste en instalar los sensores en le inicio de la hinca, y registrar los golpes mientras el pilote va penetrando en el suelo. Ese tipo de ensayo obtiene información como desempeño del sistema de hinca, riesgos de rotura, etc. La capacidad de carga de un pilote al final de la hinca generalmente es diferente de aquella tras un periodo de reposo. Para determinación de la correcta capacidad de carga de largo plazo del pilote hincado, es recomendable hacerse el ensayo en una rehinca, realizada algunos días después del termino de

la hinca. El intervalo de tiempo entre el final de la hinca y la realización del ensayo deberá ser el mayor posible, principalmente en suelos argilosos o que exhiban relajación.

La aplicación de este método es posible debido a la disponibilidad de Ensayos de Pruebas de Carga de pilotes en diversos proyectos realizados ya sea en Lima como en provincias del interior del país, proporcionados por Empresas Privadas de Instalación de Pilotes y el CISMID -- FIC -- UNI.

## **1. INTRODUCCION**

Como se ha discutido en los capítulos anteriores, las formulas dinámicas, junto con las resistencias de hincado observadas, no rinden predicciones aceptablemente exactas de capacidades reales del Pilote. Para la mayoría de los ingenieros, el termino ecuación de onda se refiere a una ecuación diferencial parcial. Sin embargo, para el especialista de cimentaciones, significa una aproximación completa a la representación matemática de un sistema que consiste de martillo, amortiguadores, casquete, pilote y suelo, y un programa de computadora asociado para el cálculo conveniente de los movimientos y fuerzas en este sistema después del impacto del cabezal.

La aproximación desarrollada por E. A. L. Smith (1960), y después de que la racionalidad de la aproximación había sido reconocida, varios investigadores desarrollaron varios programas de computo. Por ejemplo, el departamento de Texas de carreteras apoyo la investigación en el instituto de transporte de Texas (TTI) en un esfuerzo por reducir el daño del pilote de concreto que usa un método del análisis realista. FHWA patrocino el desarrollo de ambos los TTI programa (el Hirsch et al. 1976) y los WEAP programan (Goble y Rausche, 1976). El supported de FHWA el desarrollo de WEAP para obtener resultados del análisis retrocedidos por medidas asumidas los pilotes de la construcción durante la instalación para una variedad de modelos del martillo. El programa de WEAP se puso al día varios tiempos bajo el patrocinio de FHWA, la ultima vez (Goble Rausche Likin s y Socios, Inc., 1996). GRLWEAP se ha aceptado para el uso en los proyectos públicos por una variedad de agencias (por ejemplo AASHTO, 1992, el Cuerpo de ejercito americano de Ingenieros, 1993),

Departamentos Estatales de transporte, y el FHWA para los análisis de la rutina. Sin embargo, esto no debe traducirse como una promoción o endoso.

La aproximación de la ecuación de onda se ha sujetado a un gran número de chequeos y estudios de la correlación.

## **2.- ANTECEDENTES:**

- La capacidad de pilote se refiere a la transferencia de carga de las fundaciones profundas a las capas del suelo más profundas y más resistentes, o asentamientos en el límite de los suelos más suaves. La fundación trabaja bien hasta que por el efecto de alguna carga muy alta los asentamientos son excesivos o la fundación se hunde lentamente en el suelo.
- La determinación de la capacidad de un pilote es muy compleja por varias razones. Primero, el hincamiento de pilotes causa cambios permanentes y temporales en la resistencia del suelo. Por lo tanto, las pruebas de la capacidad de soporte de un pilote no ofrecen ningún resultado, al menos que haya habido algún tiempo de espera (días o semanas) después de la instalación. Segundo, mientras que las pruebas de los materiales se hacen en toda su extensión.
- Tercero, las cargas aplicadas inducen desplazamientos. Si una carga mas pesada es aplicada en un segundo ciclo, la curva carga-movimiento, seguirá aproximadamente la curva anterior, hasta que sean aplicadas cargas más pesadas y desplazamientos mayores.
- Finalmente, un pilote probado está a la falla todavía se puede utilizar si la falla se atribuye al suelo, como generalmente sucede. Realmente, cuando un pilote se desplaza por el efecto de los impactos durante el hincamiento, cada golpe del martillo constituye una "prueba a la falla". ¿Cómo se ejecutan las pruebas de carga? En una prueba de carga sostenida, un incremento de carga axial de alrededor del 25% de la

carga de diseño es aplicada y mantenida por un tiempo prolongado hasta que el desplazamiento viene a ser menor que una tasa específica. La duración de la prueba se mide en días, por lo cual los costos son altos y la posibilidad de error en la prueba aumenta. La prueba de carga rápida más moderna se aplica a los incrementos de carga estática de 10 al 15 % de la carga de diseño y se mantienen por intervalos breves. Esta prueba a menudo se completa en menos de dos horas.

- En resumen, la aplicación de cargas estáticas y su interpretación requiere (1) una medición exacta de carga y desplazamiento, (2) una tasa de carga apropiada a las condiciones del suelo para evitar los efectos de la tasa o para incluir los efectos del escurrimiento plástico, (3) un criterio de falla apropiado, (4) suficiente tiempo de espera después de instalar los pilotes para incluir los cambios de resistencia causados por el hincamiento, y (5) un sistema de diseño e instalación de la carga de reacción para evitar su influencia en la capacidad del pilote.

### **3.- ENSAYO DINAMICO DE PILOTES**

#### **2.1. Ensayo Dinámico de Pilotes:**

### **3. ENSAYO DINAMICO DE PILOTES**

1.-. También conocido como prueba de carga dinámica, el Ensayo Dinámico objetiva principalmente determinar la capacidad de ruptura de la interacción entre el pilote y el suelo, para esfuerzos estáticos axiales. Él difiere de las tradicionales pruebas de carga estáticas por el hecho de que la carga es aplicada dinámicamente, a través de golpes de un sistema de percusión adecuado. La medición se hace por medio de la instalación de sensores en el fuste, en una sección situada por lo menos dos veces el diámetro del pilote

abajo de su cabeza. Las señales de los sensores son enviadas por cable al equipo PDA, donde son almacenadas y procesadas.

2.- Son usados dos pares de sensores como los mostrados al lado. El sensor de la derecha es un transductor de deformación específica, que genera una tensión proporcional a la deformación sufrida por el material del pilote durante el golpe. El sensor de la izquierda es un acelerómetro, que genera una tensión proporcional a la aceleración de las partículas del pilote.

### **3.1. Ensayo Dinámico en Pilotes Hincados:**

1. Existen dos maneras básicas de hacer el Ensayo Dinámico en pilotes hincados:
  1. Es posible instalar los sensores en el inicio de la hinca, y registrar los golpes mientras el pilote va penetrando en el suelo. Ese tipo de ensayo visa obtener informaciones como desempeño del sistema de hinca, riesgos de rotura, etc. La capacidad de carga de un pilote al final de la hinca generalmente es diferente de aquella tras un período de reposo, debido a fenómenos como disipación de poro-presión, relajación, etc. Por lo tanto, la capacidad medida al final de la hinca no puede ser comparada directamente con el resultado de una prueba estática.
  2. Para determinación de la correcta capacidad de carga de largo plazo del pilote hincado, es recomendable hacerse el ensayo en una rehinca, realizada algunos días después del término de la hinca. El intervalo de tiempo entre el final de la hinca y la realización del ensayo deberá ser el mayor posible, principalmente en suelos argilosos o que exhiban relajación. El martillo es repuesto sobre el pilote, los sensores son instalados y enseguida se aplican algunos pocos golpes. Cuando es posible controlar la altura de caída del martillo, es usual empezarse con una altura baja, y ir aumentando gradualmente la energía aplicada, hasta que se verifique la ruptura del suelo, o cuando el PDA indicara tensiones que pongan en riesgo la integridad del material del pilote. La ruptura del suelo generalmente se caracteriza cuando la resistencia deja de aumentar (o a veces hasta disminuye) con el aumento de la altura de caída

En pilotes moldados "in situ", es recomendable hacer una preparación previa, el que consiste en la ejecución de un cabezal de hormigón para recibir los impactos. Los sensores deben ser instalados preferentemente en el fuste del pilote, y no en el cabezal.

### **3.2. Ensayo Dinámico – Capacidad de Carga Estática.**

El Ensayo Dinámico lleva en consideración que el desplazamiento rápido del pilote en un medio viscoso como el suelo produce una resistencia estática y una dinámica. Esa última es restada de la resistencia total medida, siendo siempre informado apenas el valor de la resistencia estática.

Es necesario apenas tener cautela en el caso de pilotes con inyección bajo presión, donde grandes e imprevisibles variaciones de área de sección son posibles.

Es importante usar un martillo capaz de aplicar una energía que movilice lo máximo posible de la resistencia disponible del suelo. Es común un martillo ser capaz de hincar un pilote, pero no poseer energía suficiente para movilizar toda la resistencia, pasados algunos días del término de la hinca. En el caso de disponerse de martillo de caída libre, puede aumentarse la altura de caída, hasta cierto límite. Para pilotes moldados "in loco", se sugiere el uso de una masa con peso equivalente a de 1 % a 1,5% de la carga de ruptura que se desea medir.

El Ensayo Dinámico es de ejecución mucho más rápida que las pruebas estáticas, y tiene un costo más bajo y prácticamente independiente de la carga que se va a medir. Tiene también la ventaja de causar poco trastorno a la obra, una vez que no exige la parada de equipamientos al rededor del pilote bajo prueba. Es natural, por lo tanto, que haya interés en remplazar las pruebas estáticas por Ensayos Dinámicos. En el caso más común, si se desea apenas confirmar si los pilotes atienden a los requisitos de proyecto, el Ensayo Dinámico solo puede ser suficiente. Caso por algún motivo se desee determinar la real carga de ruptura de un pilote, será necesario efectuar una prueba de carga estática, necesariamente llevada hasta la ruptura (y no extrapolada, caso en que tendrá el mismo valor que el Ensayo Dinámico).

#### **4. PRUEBAS INTEGRALES DE PILOTES:**

El método PIT de baja deformación, utiliza la propagación de onda unidimensional. Un pequeño martillo de mano golpea la parte superior del tronco del pilote, y un acelerómetro mide el movimiento consiguiente de la parte superior del tronco.

La evaluación de la integridad de los pilotes también se puede hacer usando el método de alta deformación con el Pile Driving Analyzer (PDA). La fuerza y la velocidad del pilote se miden durante el impacto del martillo de hincar pilotes o del gran peso de caída libre. Aunque este método de prueba a menudo da mejores resultados de evaluación de integridad definida que el método PIT de baja deformación, requiere un equipo más grande y más costoso y por consiguiente cuesta mucho más hacer la prueba.

CSL (Cross Sonic Logger) requiere la instalación de tubos dentro del tronco del pilote antes de vaciar el concreto. Después de que el concreto se ha endurecido, un transmisor de pulsación y un receptor son bajados dentro de los tubos cercanos. El tiempo de llegada y la magnitud de la onda recibida, son una medida de la calidad y de la homogeneidad del concreto. Las medidas se hacen típicamente a intervalos de 1 ó 2 pulgadas.

El registrador Pile Installation Recorder para pilotes Augercast (o CFA), llamados PIR-A, ayuda a prevenir problemas antes de que sucedan. Registra la lechada de cemento o el concreto bombeado contra la profundidad, la cual, de acuerdo con el Deep Foundations Institute, es el parámetro más importante para una buena integridad de pilote vaciado con barrena.

#### **5. GRLWEAP**

GRLWEAP es un programa de puro análisis para la predicción de las tensiones del pilote y el conteo de golpes de un pilote realizado por un martillo de impacto. GRLWEAP fue diseñado para producir buenas simulaciones del comportamiento de un martillo y un pilote. Para predicciones exactas, un buen conocimiento de los dos, la resistencia estática y dinámica que difieren el comportamiento, deberían existir. Sin embargo, varios investigadores han recomendado que el modelo humedecido, originalmente propuesto por Smith, se cambie a un exponencial o a otra ley más compleja.

#### a. Introducción

El análisis del manejo del impacto del pilote por si mismo, llamado “indique la técnica de la ecuación”, ha llegado a ser bien aceptada en muchos países. En general, la aproximación produce satisfactoriamente las predicciones de estrés y, combinado con los conteos del golpe de rechoques, las predicciones de capacidad productivas son bastante exactas.

Aunque, el buen progreso hacia las predicciones mejoradas han sido hechas desde el concepto original que fue propuesto por (Smith 1960), dos principales fuentes de error permanecen: El primero es el desarrollo de un martillo desconocido, y el segundo es el comportamiento dinámico desconocida del suelo. La primera fuente de error solo puede ser eliminada por dimensiones, el modelo dinámico del suelo puede además ser mejorado bien por el buen humedecimiento correlacionado y parámetros de estremecimiento o por un modelo de suelo más realista.

El programa GRLWEAP comúnmente usado está basado en el programa WEAP presentado anteriormente (Goble, Rausche 1976) y ofrece varias opciones para los cálculos de humedecimiento del suelo.

#### b. Términos básicos y relaciones

Las siguientes definiciones son propuestas para evitar terminología confusa.

1. Resistencia estática del suelo,  $R_s$ , es una función del desplazamiento relativo del pilote, del suelo y está aun así asumida para que estén presentes ambas partes durante la carga estática y dinámica. Mientras  $R_s$  es una función de desplazamiento y aun así varia con el tiempo, la relación  $R_u$ , por ejemplo, la resistencia última estática del suelo es una constante ( $-R_u < R_s < R_u$ )
2. La resistencia humedecida,  $R_d$ , es esa porción de la resistencia del suelo que no está presente durante las aplicaciones de carga estática. Dicha aplicación varia en tiempo y es comúnmente confundida para ser relacionada con la capacidad del pilote.

3. La resistencia total,  $R_t$ , es además frecuentemente llamada la resistencia dinámica. Dicha resistencia es la suma de la estática y resistencia humedecida. Seguro, sobre cargas estáticas, la resistencia humedecida es cero y la resistencia total luego es igual a la resistencia estática.
  
4. La capa del desliz es una zona en que la interfase de tierra del pilote donde uno comúnmente espera el movimiento relativo a ocurrir entre el muro del pilote y la masa de suelo.

## **6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

6.1 El principal objetivo del Ensayo Dinámico es obtener la capacidad de ruptura del suelo. Sin embargo, paralelamente muchos otros datos pueden ser obtenidos por el ensayo. Algunos de los más importantes son y que son determinados a través del Programa de Computo GRLWEAP son:

6.1.1 Tensiones máximas de compresión y de tracción en el material del pilote durante los golpes.

6.1.2. Nivel de flexión sufrido por el pilote durante el golpe.

6.1.3 Informaciones sobre la integridad del pilote, incluso la localización de eventual daño y estimativa de su intensidad.

6.1.3. Energía efectivamente trasferida para el pilote, permitiendo estimar la eficiencia del sistema de hinca.

6.1.4 Desplazamiento máximo del pilote durante el golpe.

6.1.5 Velocidad de aplicación de los golpes y estimativa de altura de caída para martillos Diesel simple acción.

6.2 Es importante usar un martillo capaz de aplicar una energía que movilice lo máximo posible de la resistencia disponible del suelo. Es común un martillo ser capaz de hincar un pilote, pero no poseer energía suficiente para movilizar toda la resistencia, pasados algunos días del término de la hinca. En el caso de disponerse de martillo de

caída libre, puede aumentarse la altura de caída, hasta cierto límite. Para pilotes moldados "in loco", se sugiere el uso de una masa con peso equivalente a de 1 % a 1,5% de la carga de ruptura que se desea medir.

6.3 En suelos con características poco comunes o desconocidas, es siempre aconsejable hacerse por lo menos una prueba estática de verificación, para comprobar si la metodología adoptada para los Ensayos Dinámicos está correcta. Es el caso por ejemplo de suelos que presentan relajación, donde el Ensayo Dinámico debe hacerse preferentemente bastante tiempo después de la hinca de los pilotes, y la capacidad determinada a través de un primer golpe de alta energía

#### **REFERENCIAS:**

***“Soil resistance Predictions From Pile Dynamics”*** – Rausche, F., Goble, G. and Moses F., Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, N° SM9, Sep. 1972, pp. 917-937.

***« Dynamic Détermination of Pile Capacity »*** - Rausche, F., Goble, G. and Likins, G., ASCE 1985.

***« On the Apllication of PDA Dynamic Pile Testing »*** - Goble, G. and Likins, G.- STRESSWAVE'96 Conférence, Orlando, FL, 1996.

***« Pile Damage Assessments Using the Pile Driving Analyzer »*** - Webter, S. and Teferra, STRESSWAVE'96 Conférence, Orlando, FL, 1996.

***« Investigation of Dynamic Soil Resistance on Piles Using GRLWEAP »*** - Rausche, F., Goble, G., Proceeding of the Fourth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, The Netherlands, September 1992.

***« Wave Equation Correlation Studies »*** - Thendean, G., Rausche, F., Svinkin, M., and Likins, G., STRESSWAVE '96 Conference, Orlando, FL, 1996.

***« Deep Foundation Capacity – What Is It ? – Goble, G., Hussein, M., Geotechnical Special Publication N° 94, Amherst, Massachusetts, April 9-12, 2000.***

#### **ANEXOS**

**GRL** Dynamic Pile Testing **PDI**

The diagram shows a vertical pile with a circular inset showing a strain gage and an accelerometer. The strain gage measures force  $F(t)$  and velocity  $v(t)$ . The accelerometer measures acceleration. Below the inset, the speed of sound is given as 11-17 kft/s and 3.3-5.1 k.m/s. To the right, a graph titled "One-dimensional wave mechanics" shows stress  $F(x,t)$  and particle velocity  $v(x,t)$  versus position  $x$  and time  $t$ . The equation  $F = v \cdot Z$  is shown at the bottom.

strain gage  $F(t)$   $v(t)$   
 accelerometer

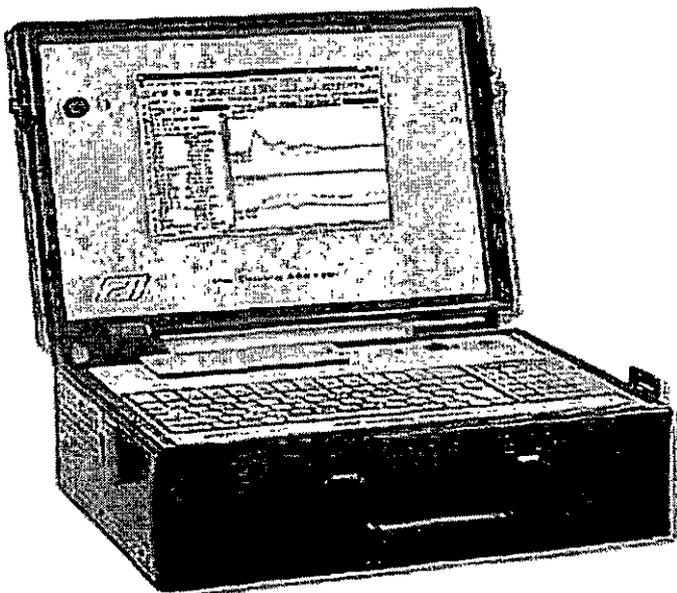
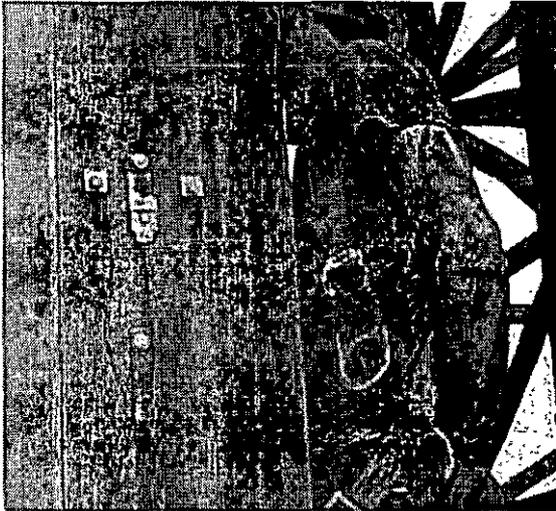
speed of sound:  
 11-17 kft/s  
 3.3-5.1 k.m/s

One-dimensional wave mechanics  
 Stress  $F(x,t)$   
 Particle velocity  $v(x,t)$   
 $F = v \cdot Z$

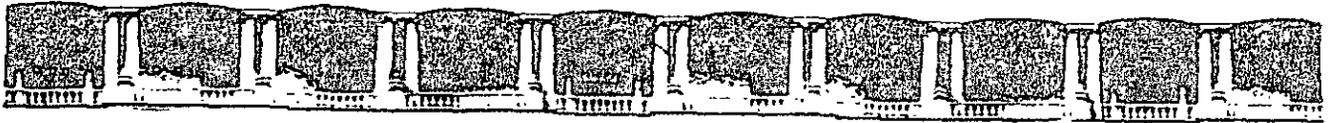
**GRL** Dynamic Pile Testing **PDI**

Isolation of the static pile resistance from the total pile response is the key challenge in the interpretation of dynamic pile testing methods.

- 1: CASE METHOD**  
 Simple closed-form solution which can be computed in real time on site by PDA, but needs a damping factor to be estimated.
- 2: CAPWAP**  
 The mechanics of the pile and soil behavior is modeled. The soil model is adjusted to match measured and computed responses.







FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

CA 43

TEMA

CIMENTACIONES PROFUNDAS  
PILAS Y CILINDROS

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO**  
**DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007**  
**PALACIO DE MINERÍA**

## **Cimentaciones profundas**

### **Pilas y cilindros**

#### **Definición**

En la ingeniería de cimentaciones el término pila tiene dos significados diferentes. De acuerdo con uno de sus usos la pila es un miembro estructural subterráneo que tiene la función que cumple una zapata, es decir transmitir las cargas que soporta al suelo. Sin embargo, en contraste con una zapata, la relación de la profundidad de la cimentación con respecto a la base de las pilas es por lo general mayor que cuatro, mientras que para las zapatas, esta relación es menor que la unidad.

De acuerdo con su segundo uso, una pila es el apoyo, ya sea de concreto o de mampostería para la superestructura de un puente. Puede considerarse a la pila en sí misma, como una estructura que a su vez debe estar apoyada sobre una cimentación adecuada. La base de una pila puede descansar directamente sobre un estrato firme o puede estar apoyada sobre una serie de pilotes. Los cuerpos de pila situados en los extremos de un puente reciben el nombre de estribos.

Las dimensiones del cuerpo de una pila están restringidas entre otras cosas por la magnitud de las reacciones de los apoyos, la distancia para la dilatación de la superestructura y la distancia entre armaduras y trabes. Hay varios tipos de pilas: las llenas se usan regularmente en puentes ferroviarios, las dobles se adaptan muy bien a puentes carreteros y las pilas T suelen usarse para librar claros sobre vías de ferrocarril o carreteras.

#### **Elección del tipo de puente y pila**

Entre todas las soluciones posibles, ¿cómo ha de elegirse el mejor proyecto de puente para un caso particular? En la práctica el planteamiento del proyecto de los cimientos -pilas y estribos- y de la superestructura constituye un problema general en el que cada parte está influenciada y depende de cierta forma por las otras.

En primer lugar el puente ha de tener cierta capacidad y resistencia

para satisfacer el tráfico que transita, además deberá de ser la más apropiada, económica, factible para su construcción y tendrá que satisfacer ciertas características estéticas y de vida útil.

Entre las cosas más importantes que deben tomarse en cuenta para la elección de las características básicas de la estructura y cimentación de un puente, figuran las siguientes :

1. Los grandes claros horizontales y verticales necesarios para la navegación (cuando el puente cruza un brazo de mar o río) pueden afectar el planteamiento del proyecto de tal manera que únicamente son factibles las estructuras de tramos largos y altos.
2. Es posible que se requiera una estructura de gran altura y con tráfico continuo, por lo que es conveniente utilizar algunos puntos altos de cimentación y de tramos altos.
3. Los accesos largos y elevados pueden resultar mucho más costosos que es posible que convenga más una estructura de un nivel más bajo y un tramo o tramos móviles.
4. Los puentes de tablero superior proporcionan una mejor vista del paisaje que los de tablero inferior, especialmente en los puentes carreteros de manera que, si los claros verticales no son importantes para tramos de igual longitud, los arcos y /o vigas rectas de los puentes de tablero superior resultan más económicas que las de tablero inferior además, se requieren pilas más pequeñas.
5. Debe tomarse en cuenta la elección del material para la construcción, ya sea concreto o acero, ya que cada uno, además del costo, es particularmente apto para ciertos tipos de estructura.
6. La topografía del terreno influye claramente en el diseño de la cimentación y en algunos casos puede ser de utilidad en la construcción de la misma.
7. La cantidad de fondos disponibles para el proyecto, si bien puede condicionar muchas de las acciones del ingeniero, no es una excusa para que se deje de lado la seguridad de la obra, antes, durante y después de su construcción.
8. El tipo de tráfico también puede ser una limitante en el diseño de la estructura, por ejemplo un puente ferroviario requiere de una estructura rígida, de manera que es más aconsejable el empleo de vigas robustas y pilas adecuadas.
9. Las preferencias personales del propietario, del arquitecto y las del propio ingeniero pueden tener gran importancia al hacer la elección.

Es importante mencionar que, para estimar las cargas que han de utilizarse en el análisis preliminar de las pilas y estribos deberán considerarse básicamente tres tipos de cargas :

- Cargas muertas o peso propio de la estructura.
- Cargas vivas o variables, como son el paso de los vehículos a ciertas horas.
- Cargas accidentales, como las fuerzas sísmicas, de viento, oleaje y nieve.
- Cargas imprevistas como impactos y explosiones.

Hay pilas huecas, macizas, dobles y de variadas formas, todas ellas según las necesidades del constructor sin embargo, la elección de una u otra forma de pila trae consigo ciertos problemas constructivos, sobre todo si se van a utilizar en puentes marítimos, pues el oleaje intenso, las mareas y la sola presencia del agua son obstáculos difíciles de superar y en ocasiones es necesario utilizar equipo especializado para la excavación e hincas de ciertos tipos de pilas.

### **Métodos de construcción**

Existen dos grandes grupos para la construcción de pilas: las pilas adermadas o estibadas y las pilas de cajón.

Las pilas estibadas se construyen cavando un pozo hasta el nivel de desplante de la cimentación y se construye la pila dentro del mismo. Las paredes del pozo excavado deben adermarse para evitar que se derrumben al construir la pila, pueden estibarse con forros metálicos cilíndricos o bien tablestacas. La perforación puede hacerse de varias formas, como por ejemplo utilizando un líquido espeso en vez de ademe (lodo bentonítico) o bien por medio de maquinaria y, en caso de que la pila deba colocarse sobre la superficie del mar, puede usarse una ataguía que sirva de protección -esto es que contenga el agua alrededor de la excavación- mientras se construye la pila.

Por otro lado, las pilas también pueden construirse utilizando cajones, esto es cajas o cilindros que se hincan hasta cierta profundidad y sirven como cimbra de la pila y forro exterior cuando ésta queda terminada. El material dentro del cajón puede extraerse a mano o bien por dragado, también puede inyectarse aire comprimido en el extremo

inferior del cajón formando una cámara hermética lo que facilita la limpieza del fondo de la excavación sin embargo, este procedimiento conocido como método del aire comprimido puede tener riesgos para la salud de los trabajadores.

Cuando debe trabajarse en suelos con alto contenido de arcillas con poca presencia de agua puede utilizarse el método Chicago, que es similar al método de ademado. En éste método los ademes son de forma circular y se pueden hacer de madera o bien de metal, cuando se ha alcanzado cierta profundidad puede colocarse otro forro o ademe del mismo material hasta alcanzar la profundidad de desplante, cuando se ha llegado a este punto puede ampliarse el fondo excavado o acampanarse con el fin de aumentar el área de apoyo de la pila. Los ademes sirven como cimbra al llenar la perforación de concreto. Algunos tipos de pilas se muestran en la figura 8.

## **Pilotes**

### **Definición**

Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña en comparación con su longitud. Se hincan en el suelo a base de golpes generados por maquinaria especializada, en grupos o en filas, conteniendo cada uno el suficiente número de pilotes para soportar la carga de una sola columna o muro.

### **Función de los pilotes**

Fundamentalmente los pilotes son parte de la infraestructura y pueden utilizarse para transmitir las cargas de la superestructura y las del resto de la infraestructura a través de estratos de suelos flojos e inconsistentes, agua o aire hasta estratos cuya capacidad de carga sea capaz de soportar dichas cargas. Evidentemente los pilotes se utilizan cuando las condiciones del suelo no son adecuadas para el empleo de zapatas o losas de cimentación o cuando la construcción de estas en los lugares dispuestos para su emplazamiento son inadecuadas, antieconómicas o bien no viables. Por consiguiente los pilotes van generalmente asociados con problemas difíciles de cimentación y con las condiciones peligrosas del suelo. Sin embargo, esto no significa que las cimentaciones sobre pilotes sean peligrosas,

es una advertencia para los inexpertos e imprudentes, particularmente para los propietarios y constructores. El planteamiento de una cimentación con pilotes -y frecuentemente la realización de ésta- requiere obtener todos los datos que puedan conseguirse de un modo razonable sobre las características del suelo sobre el que se va a cimentar, estudiar y comprobar las posibles soluciones para la cimentación, eliminar hasta donde sea posible, toda incertidumbre que pueda evitarse y respetar el sano criterio profesional de la ingeniería.

### **Tipos de pilotes**

Los pilotes se construyen en una gran variedad de materiales, longitud y forma de su sección, y que se adaptan a diversas necesidades de carga, colocación y economía. Entre algunos de los más comunes tenemos :

1. Pilotes de madera: Son el tipo de pilote mas antiguo, ya desde la época del Imperio Romano se utilizaban. Proporcionan una cimentación segura y económica con ciertas restricciones, su longitud esta limitada por la altura de los árboles disponibles. No pueden resistir esfuerzos debidos a un fuerte hincado ya que pueden romperse fácilmente, sobre todo cuando se penetran estratos muy resistentes.
2. Pilotes de concreto: Son de los más usados en la actualidad, los hay de sección circular, cuadrada y octagonal y en tamaños de 8, 10 y 12 metros. Pueden dividirse en dos categorías: colados en el lugar -in situ- y precolados. Los colados en el lugar pueden ser con o sin ademe. Los precolados pueden ser también preesforzados con el fin de reducir las grietas que se forman por el manejo e hincado además de que proporciona resistencia a los esfuerzos de flexión. Todos los pilotes de concreto son reforzados con acero apara evitar que sufran daños durante su transportación y colocación.
3. Pilotes de acero: Los tubos de acero se utilizan mucho como pilotes y usualmente se llena de concreto después de hincados, y si el hincado es violento es posible utilizar perfiles I o H de acero. Estos pilotes están sujetos a corrosión, aunque el deterioro no es significativo aunque si se hincan bajo el mar, la acción de las sales puede ser importante.

### **Ventajas y desventajas**

Algunas de las desventajas que presentan los pilotes son:

- La dificultad de aumentar o reducir su longitud en caso de que ésta no sea bien estimada.
- Es difícil saber a simple vista cuando un pilote ha fallado, ya que no es necesario que el pilote desaparezca en las profundidades subterráneas ni tampoco que se rompa o doble.
- Si un pilote es colocado en un lugar equivocado, ya no es posible su extracción para reutilizarlo.

Algunas de las ventajas en el uso de pilotes son:

- Resultan convenientes cuando las condiciones del suelo no son favorables para la utilización de otro tipo de cimentaciones.
- Proporcionan buenas soluciones para la distribución de cargas en el subsuelo ya que pueden trabajar individualmente o en grupos de pilotes.

### **Funcionamiento general de un pilote bajo carga**

Un pilote puede hincarse dentro de un estrato profundo de suelo granular u cohesivo, cuando se carga un pilote con una carga vertical  $P$  aplicada sobre el cabezal del mismo, éste tiende a penetrar más dentro del suelo, lo que genera un cierto comportamiento bajo carga. Los pilotes se pueden clasificar como pilotes de punta y pilotes de fricción. Un pilote de punta obtiene casi toda su capacidad de carga de la roca o estrato de suelo que está cerca de la punta y muy poca del suelo que rodea su fuste. Por otra parte, un pilote de fricción adquiere su capacidad de carga principalmente del suelo que lo rodea, ya que se generan fuerzas friccionantes y cohesivas que le ayudan a soportar la carga, ya que el suelo que está cerca de la punta soporta un porcentaje muy pequeño de la carga del pilote.

Hay pilotes de varias formas de sección, como ya se había mencionado, así como también hay pilotes cuyo tamaño de sección cambia con la longitud del mismo y son los pilotes cónicos, éstos tienen una gran ventaja ya que al hincarse una parte de la carga es soportada por la punta del pilote mientras el resto de la carga es soportada por las fuerzas cohesivas y de fricción que hay entre el fuste

del pilote y el suelo que lo rodea.

Como se dijo anteriormente, los pilotes también pueden trabajar en conjunto, Si los pilotes son de punta cada uno trabajará como un pilar y descargará directamente sobre el suelo o roca; si los pilotes son de igual tamaño, sección, inclinación y penetración, puede suponerse hasta cierto punto que cada uno soportará la misma carga.

### **Elección del tipo de pilote**

La manera de elegir un determinado tipo de pilote se basa en las condiciones del subsuelo, las características de hincado del pilote, el comportamiento esperado de la cimentación y la economía; éste último aspecto debe basarse en el costo total de la cimentación y no únicamente en el costo de los pilotes.

### **Tipos de cargas en pilotes**

La mayoría de las estructuras están sometidas a un conjunto de cargas combinadas y no únicamente a cargas verticales o laterales, por esta razón las cimentaciones deben ser capaces de soportar momentos. Debajo de estructuras como muros de compuertas, muros de sostenimiento y edificios ordinarios se producen fuerzas verticales hacia abajo causadas por el peso de la estructura y que suelen ser mucho mayores que las fuerzas hacia arriba producidas por los momentos provocados por las cargas laterales. Por otro lado, los pilotes situados del lado de sotavento de las torres altas de acero o depósitos para almacenar gas del tipo de pistón, puede considerarse que producen una reacción que contrarresta las fuerzas verticales hacia arriba.

Cuando deben transmitirse al subsuelo fuerzas laterales por medio de una cimentación piloteada, es importante el decidir si se deben hincar algunos pilotes inclinados. Esta decisión debe basarse en la capacidad de los pilotes para soportar cargas laterales. Cuando las cargas laterales por pilote exceden a la carga vertical que puede soportar un pilote vertical, es necesario utilizar pilotes tanto verticales como inclinados. Los pilotes inclinados se usan comúnmente en los estribos y pilas de puentes, en los muros de contención y para proporcionar estabilidad a las filas transversales de pilotes.

Cuando se usan pilotes verticales e inclinados, y si están hincados a la misma profundidad y trabajan por punta, se puede suponer que la capacidad de carga axial de cada uno de ellos es la misma; cuando los pilotes son de fricción puede hacerse la misma suposición bajo las mismas condiciones.

## **Conclusiones**

En la elaboración de este trabajo se han tratado de visualizar a grandes rasgos los distintos tipos de cimentación que existen y se utilizan comúnmente, sus ventajas y desventajas. La elección de alguno de alguna de estas cimentaciones o combinación de ellas dependerá en parte de lo complejo del problema de cimentación a resolver, del tipo de suelo en que se trabaje, de los recursos - humanos, tecnológicos, económicos, etc.- con los que se cuente y de la experiencia y criterio del constructor, quien debe anteponer sobre todo, la seguridad y buen funcionamiento de la cimentación.

## **Bibliografía**

1. Peck, Ralph B.  
Hanson, Walter E.  
Thornburn, Thomas H.  
"Ingeniería de cimentaciones".  
Limusa Noriega Editores.  
México 1995.  
Octava reimpresión.
2. Dunham, Clarence W.  
"Cimentaciones de estructuras".  
Madrid, España 1968.  
Ediciones del Castillo S. A.  
Segunda edición del original en inglés publicado por The McGraw-Hill  
Book Company Inc".  
U. S. A. 1962.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

CA 43

TEMA

PILOTAJE, CIMENTACIONES PROFUNDAS

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO  
DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007  
PALACIO DE MINERÍA**

## Pilotaje, cimentaciones profundas

### Prueba De Carga

El método mas seguro para determinar la capacidad de carga de un pilote, para la mayoría de los lugares, es la prueba de carga. Los ensayos de carga se hacen para determinar la carga máxima de falla de un pilote o grupo de pilotes o para determinar si un pilote o grupo de pilotes es capaz de soportar una carga sin asentamiento excesivo o continuo.

La capacidad de carga en todos los pilotes, excepto los hincados hasta la roca, no alcanza su valor máximo hasta después de un periodo de reposo. Los resultados de los ensayos de carga no son una buena indicación del funcionamiento de los pilotes, a menos que se hagan después de un periodo de ajustes. En el caso de pilotes hincados en suelo permeable este periodo es de dos o tres días, pero para pilotes rodeados total o parcialmente por limo o arcilla, puede ser de mas de un mes.

Los ensayos de carga se pueden hacer construyendo una plataforma o cajón en la cabeza del pilote o grupo de pilotes, en la cual se coloca la carga, que puede ser arena, hierro, bloques de concreto o agua. Para hacer un ensayo mas seguro y más fácilmente controlable, se usan, para aplicar la carga, gatos hidráulicos de gran capacidad cuidadosamente calibrados. La reacción del gato será tomada por una plataforma cargada o por una viga conectada a pilotes que trabajaran a tracción. Una ventaja adicional del uso de gatos es que la carga sobre el pilote se puede variar rápidamente a bajos costos. Los asentamientos se miden con un nivel de precisión o, preferiblemente, con un micrómetro montado en un soporte independiente.

### Figuras

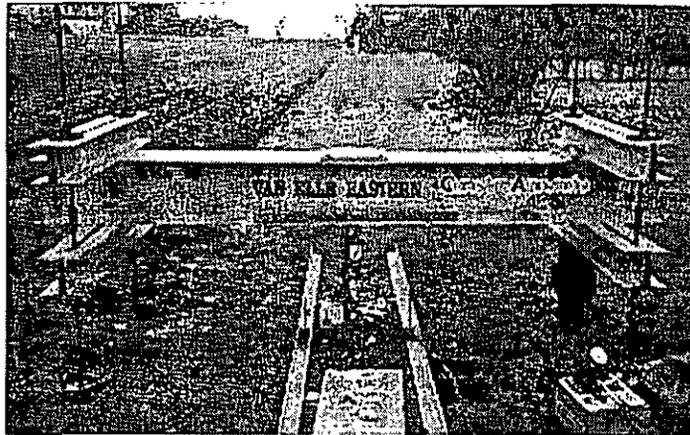
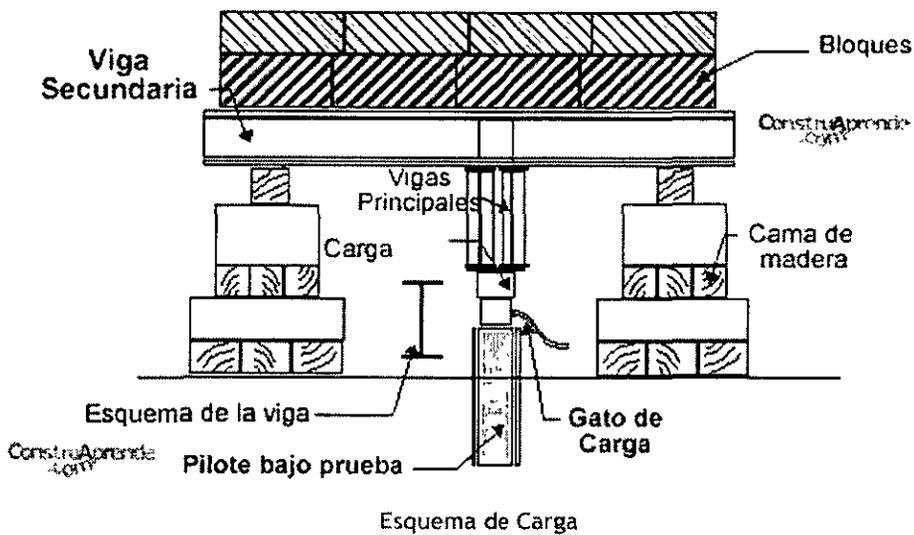


Foto de la prueba llevándose a cabo

Las cargas se aplican en incrementos que sean un quinto o un cuarto de la carga del pilote que se haya fijado para el proyecto, hasta que se produzca la falla o se alcance una carga igual a dos veces la fijada para el proyecto; la carga se reduce después a cero, por decrementos. Cada asentamiento a intervalos regulares, hasta que su velocidad sea menor que 0.013 mm por hora. Posteriormente se dibuja la curva de asentamientos finales-carga, similar a la de la prueba de carga en placa.

Se ha propuesto muchos criterios diferentes para fijar la carga admisible o de trabajo, pero el mejor es el mismo que se emplea para cualquier otro tipo de cimentación: la carga con un factor de seguridad adecuado (1.5 a 2 cuando se ha hecho ensayo de carga) o la carga que produce el mayor asentamiento total permisible, cualquiera que

sea menor.

#### Asentamiento De Un Solo Pilote

El asentamiento de un pilote aislado proviene del acortamiento elástico del fuste del pilote y, en parte, de la distorsión del suelo alrededor del pilote. Como mejor se determinan estos efectos es por el ensayo de carga. El asentamiento se puede determinar por un análisis estático de la resistencia del pilote, calculando el acortamiento elástico de cada sección del fuste del pilote, teniendo en cuenta la porción de la carga total que queda en esa sección.

El mayor asentamiento en todos los pilotes, excepto los que se apoyan en roca, proviene de la consolidación del suelo subyacente por los esfuerzos que desarrolla el grupo de pilotes.

#### Pilotes En Tracción

Los pilotes en tracción se pueden analizar por el método estático (sin considerar la resistencia por la punta) o por pruebas de carga en tracción. La resistencia a tracción de los pilotes con ensanchamiento en la punta se puede determinar mejor por ensayos de carga.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA  
CA 43

TEMA  
GRUPOS DE PILOTES

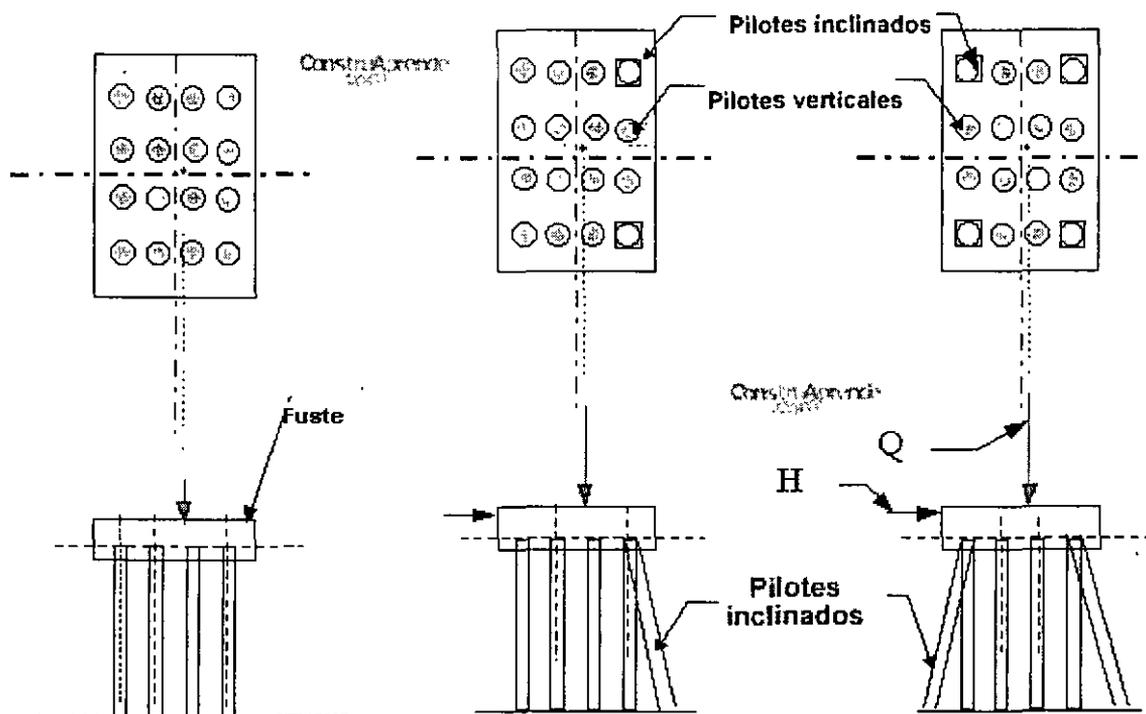
**EXPOSITOR: ING. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO**  
**DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007**  
**PALACIO DE MINERÍA**

## GRUPOS DE PILOTES

Como corrientemente debajo de las cimentaciones los pilotes se colocan en grupo, relativamente con poca separación entre ellos, es necesario considerar la acción del grupo de pilotes. Esto es esencialmente importante cuando se usan pilotes de pura "fricción" y cuando los suelos subyacentes al estrato resistente, en que descansan las puntas de los pilotes, son más compresibles.

### Figura: Arreglos básicos de grupos de pilotes

Izquierda, se tienen pilotes verticales, luego pilotes verticales e inclinados, y por ultimo pilotes verticales e inclinados de forma simétrica.



### Capacidad De Carga Del Grupo De Pilotes

La capacidad de carga del grupo de pilotes se calcula suponiendo que el grupo de pilotes forma una cimentación gigantesca, cuya base esta al nivel de las puntas de los pilotes y cuyo ancho y largo son el ancho y largo del grupo de pilotes. La capacidad del grupo es la suma de la

capacidad de carga de la base de la "cimentación", mas la resistencia a esfuerzo cortante a lo largo de las caras verticales del grupo que forma la "cimentación".

La capacidad de carga del grupo de pilotes se calcula usando la formula general de capacidad de carga (3). Se usan los factores para cimentación profunda cuando la longitud del pilote es por lo menos diez veces el ancho del grupo y cuando el suelo homogéneo; en todos los casos, se usan los factores para cimentaciones poco profundas. El esfuerzo cortante alrededor del perímetro del grupo de pilotes, es igual a la resistencia del suelo, determinada sin tener en cuenta ningún aumento de presión lateral debido al desplazamiento producido por el pilote, multiplicada por el arrea de la superficie lateral del grupo. Aunque los ensayos en modelos indican que la verdadera capacidad del grupo es siempre ligeramente menor que la calculada, la diferencia esta ampliamente comprendida dentro del factor de seguridad de 2.

### Eficiencia Del Grupo De Pilotes

La eficiencia del grupo de pilotes  $e_g$  es la relación entre la capacidad del grupo  $Q_g$ , y la suma de las capacidades de numero de pilotes,  $n$ , que integran el grupo:

$$e_g = \frac{Q_g}{nQ_o} \quad (11)$$

Aunque se han deducido muchas formulas empíricas para determinar la eficiencia del grupo de pilotes, ninguna ha demostrado ser verdaderamente valida. En vez de esto, la eficiencia se debiera evaluar por la capacidad del grupo, usando la definición de la ecuación (11). La capacidad del grupo aumenta con la separación entre pilotes, mientras que la capacidad individual del pilote, en arcilla, no aumenta. Si se traza la curva de la eficiencia teórica contra el esparcimiento, se vera que la capacidad del grupo es igual a la suma de las capacidades individuales para el esparcimiento optimo y una eficiencia de 1. El esparcimiento optimo,  $S_o$ , para pilotes largos en arcilla y la eficiencia del grupo para el esparcimiento optimo están dados por las siguientes formulas:

$$S_o = 1.1 + 0.4n^{0.4} \quad (12a)$$

$$e = 0.5 + 0.4 \quad (12b)$$

$$(n - 0.9)0.1$$

La distancia centro a centro de los pilotes,  $S_o$ , típica, es de dos a tres diámetros. Los ensayos de modelos en arcilla indican que la verdadera eficiencia con el espaciamiento óptimo es algo menor que 1 (0.84 a 0.9) y que aumenta lentamente a mayores espaciamientos. Como al proyectar se usa corrientemente un factor de seguridad de 2, el error que se comente al considerar que la eficiencia real es 1 con el espaciamiento óptimo no tiene consecuencias graves.

Para los pilotes en suelos no cohesivos la capacidad del pilote individual aumenta al reducirse el espaciamiento, debido al aumento de resistencia del suelo por la compactación. El espaciamiento óptimo, es muy pequeño y tiene una eficiencia mayor que 1 pero no se pueden hincar los pilotes tan próximos unos de otros. El espaciamiento usual es de 2.5 a 4 diámetros centro a centro.

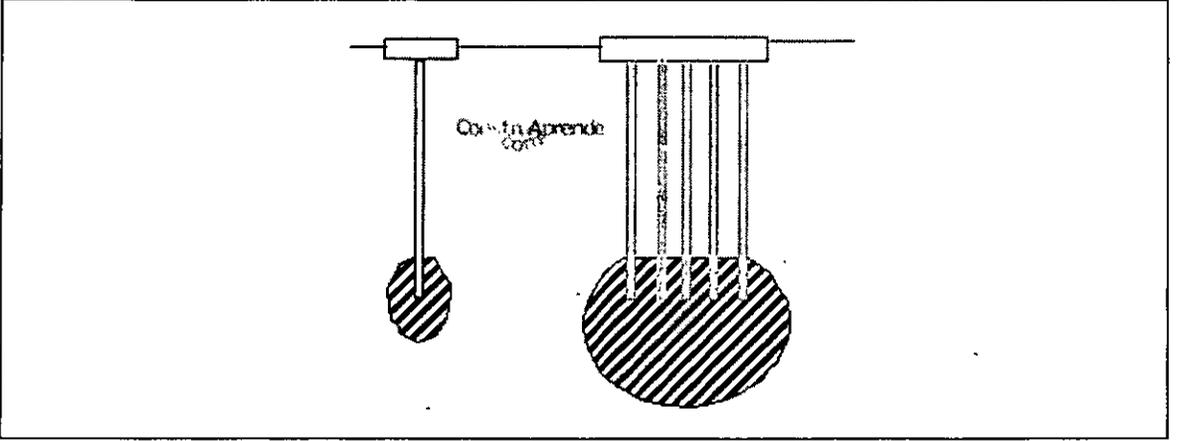
### Asentamiento Del Grupo De Pilotes

El asentamiento de un grupo de pilotes se produce por la consolidación de los estratos de suelo situados debajo de las puntas de los pilotes. Este asentamiento excederá al de un pilote aislado que soporta la misma carga que cada uno de los del grupo, a menos que los pilotes se apoyen en roca o en un estrato grueso de suelo incompresible. El asentamiento del grupo se puede calcular suponiendo también que el grupo representa una cimentación gigantesca. Cuando los pilotes son de resistencia por la punta, la base del cimiento imaginario se supone que esta al nivel de las puntas de los pilotes, y los esfuerzos se calculan sobre esa base. Cuando los pilotes se sustentan por fricción, los esfuerzos por debajo del cimiento se calculan suponiendo que la carga del grupo entero se introduce en el suelo a una profundidad que varia entre la mitad y las dos terceras partes de la longitud de los pilotes. La carga se distribuye a este nivel en el área total que ocupan el grupo de pilotes. El asentamiento de los estratos de suelo situados debajo de las puntas de los pilotes se calcula partiendo de estos esfuerzos. Estos cálculos son aproximados en el mejor de los casos y suelen dar asentamientos mayores que los observados; sin embargo pueden indicar cuando es probable que se presenten dificultades debidas a este problema.

La distribución exacta de los esfuerzos para una carga que tenga un ancho apreciable, aplica muy por debajo de la superficie de un sólido

elástico, no ha sido resuelta todavía. Se pueden calcular los esfuerzos, aproximadamente, por los análisis de Boussinesq o Wastergaard para cargas superficiales, reduciéndolos después. La base para la reducción es el análisis de Mindlin, que demuestra que los esfuerzos debidos a la carga en un punto situado profundamente por debajo de la superficie son, aproximadamente, la mitad de los hallados por el análisis de Boussinesq.

**Figura: Comparación de la zona de esfuerzo debajo de un pilote sencillo y un grupo de pilotes**





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA  
CA 43

TEMA

CIMENTACIONES  
CON PILOTES DE FRICCIÓN

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO  
DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007  
PALACIO DE MINERÍA**

### **3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción**

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. En suelos blandos, se usan comúnmente como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar solicitaciones accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. Opcionalmente, los pilotes de fricción pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar su estabilidad (diseño en términos de capacidad de carga). En este último caso, en suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, la losa puede perder el sustento del suelo de apoyo por lo que resulta prudente considerar que no contribuye a la capacidad de carga global.

En ambos casos, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla y de servicio.

El espacio dejado entre la punta de los pilotes de fricción y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que en ninguna condición pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación del estrato en el que se colocaron.

#### **3.5.1 Estados límite de falla**

De acuerdo con el tipo de diseño adoptado, la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción alguna de las capacidades de carga siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo–zapatas o suelo–losa de cimentación.

Despreciando la capacidad de los pilotes, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.1 ó 3.2, de la sección 3.3, según el caso.

Si se adopta este tipo de revisión, la losa o las zapatas y las contratrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo–zapata o suelo–losa máximas calculadas, más las concentraciones locales de carga correspondientes a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec. 3.12 con un factor de resistencia  $F_R$  igual a 1.0.

#### b) Capacidad de carga del sistema suelo–pilotes de fricción

Despreciando la capacidad del sistema suelo–losa, se verificará entonces para cada pilote individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes y para la cimentación en su conjunto, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_c < R \quad (3.11)$$

donde

$\Sigma QF_c$  es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

$R$  es la capacidad de carga que se considerará igual a:

- 1) Para la revisión de cada pilote individual: a la capacidad de carga de punta del pilote más la capacidad de adherencia del pilote considerado;
- 2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de pilotes; y
- 3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga por punta de los pilotes individuales se calculará mediante las ecs. 3.13 ó 3.14, con un factor de resistencia,  $F_R$ , igual a 0.7.

Si se adopta este tipo de revisión, los pilotes deberán tener la capacidad de absorber la fuerza cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo–losa o suelo–zapatas. Cuando la losa esté desplantada a profundidad, se considerará el efecto del empuje en reposo en los muros perimetrales como se indica en la sección 3.4.3.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por los distintos pilotes individuales o subgrupos de pilotes se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo–estructura. Se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión,  $C_f$ , se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (3.12)$$

donde

$A_L$  es el área lateral del pilote;

$f$  es la adherencia lateral media pilote–suelo; y

$F_R$  se tomará igual a 0.7, salvo para pilotes hincados en perforación previa (sección 7.1.2.2)

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III, la adherencia pilote–suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas–no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec. 3.12 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de geometría igual a la envolvente del grupo o subgrupo.

### **3.5.2 Estados límite de servicio**

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes.

### **3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas**

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llama pilas a los elementos de más de 60 cm de diámetro colados en perforación previa.

#### **3.6.1 Estados límite de falla**

Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad 3.11 para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas según las secciones 3.6.1.1 y 3.6.1.2.

##### **3.6.1.1 Capacidad por punta**

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila,  $C_p$ , se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes (sección 3.7). En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de

buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

a) Para suelos cohesivos

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (3.13)$$

b) Para suelos friccionantes

$$C_p = (N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (3.14)$$

donde

$A_p$  es el área transversal de la base de la pila o del pilote;

$p_v$  es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

$p_v$  es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

$c_u$  es la cohesión aparente del suelo de apoyo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU); y

$N_c^*$  es el coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla 3.2.

**Tabla 3.2 Coeficiente  $N_c^*$**

$\phi_u$	0°	5°	10°
$N_c^*$	7	9	13

$\phi_u$  es el ángulo de fricción aparente;

$N_q^*$  es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$(3.15)$$

cuando  $L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$ ; o bien

$$N_q^* = N_{m\acute{a}x} \quad (3.16)$$

cuando  $L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

**Tabla 3.3 Valor de  $N_{m\acute{a}x}$  y  $N_{m\acute{í}n}$  para el cálculo de  $N_q^*$**

$\phi$	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{m\acute{a}x}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{m\acute{í}n}$	7	11.5	20	39	78	130

$L_e$  es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente;  
 $B$  es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes;  
 $\phi$  es el ángulo de fricción interna, con la definición del inciso 3.3.1.a;  
y  
 $F_R$  se tomará igual a 0.35.

La capacidad de carga considerada no deberá rebasar la capacidad intrínseca del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

En el caso de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro, la capacidad calculada a partir de resultados de pruebas de campo o mediante las ecs. 3.13 ó 3.14, deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

a) Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor

$$(3.17)$$

donde

$B$  es el diámetro de la base del pilote o pila ( $B > 0.5$  m); y

$n$  es un exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.

b) Para pilotes hincados en suelos cohesivos firmes fisurados, multiplicar por el mismo factor de la ec. 3.17 con exponente  $n=1$ . Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo, multiplicar por:

$$(3.18)$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación con pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, deberá verificarse que el espesor  $H$  de suelo

resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si  $H \geq 3.5B$  se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga;
- 2) Si  $3.5B > H \geq 1.5B$  se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es  $B+H$ ; y
- 3) Si  $H < 1.5B$  se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

(3.19)

El criterio anterior se aplicará también a grupos de pilotes.

#### 3.6.1.2 Capacidad por fricción lateral sobre el fuste de pilotes de punta o pilas.

En las zonas II y III, y en cualquier situación en la que pueda eventualmente desarrollarse fricción negativa, no deberá considerarse ninguna contribución de la fricción lateral a la capacidad de carga de los pilotes de punta o pilas. En suelos firmes de la zona I, se podrá agregar a la capacidad de punta una resistencia por fricción calculada mediante la ec. 3.12, en la que la adherencia considerada no deberá ser mayor que el esfuerzo vertical actuante en el suelo al nivel considerado multiplicado por un factor de 0.3, y afectado con un factor de resistencia de 0.7.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas sollicitaciones horizontales.

#### 3.6.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la de los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible

del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

### **3.7 Pruebas de carga en pilotes**

Las estimaciones de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos se verificarán mediante pruebas de carga cuando exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación sea de los grupos A o B1. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. En las zonas II y III, la prueba se realizará al menos dos meses después de la hincada, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes de punta, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la punta. Podrán hacerse pruebas de campo en pilotes de sección menor que la del prototipo y extrapolar el resultado mediante las ecs. 3.17 a 3.19.

### **3.8 Cimentaciones especiales**

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes Normas, en particular ante solicitaciones sísmicas.

## **4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN**

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señalada en la sección 3.1.

Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo–estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán evaluarse

tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y de los suelos de apoyo.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura–superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;
- b) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes Normas (tabla 3.1); y
- c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables en términos de las presentes Normas.

La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo–estructura.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte, izaje e hinca. Los pilotes deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

Los pilotes de concreto deberán cumplir con lo estipulado en el Reglamento y en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Los pilotes de acero deberán protegerse contra corrosión al menos en el tramo

comprendido entre la cabeza y la máxima profundidad a la que, se estime, pueda descender el nivel freático.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá entonces diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo como sin él es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007



# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

CA 43

TEMA

CIMENTACIONES  
CON PILOTES O PILAS

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO**  
**DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007**  
**PALACIO DE MINERÍA**

### 7.1.2. CIMENTACIONES CON PILOTES O PILAS

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasione daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Los pilotes de diámetro menor de 40 cm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica  $P_c$  definida por:

$$P_c = F_R \left( \frac{N^2 \pi^2 E I}{4 L^2} + \frac{4 K D L^2}{N^2 \pi^2} \right) \quad (7.1)$$

donde

$K$  es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;

$D$  es el diámetro del pilote;

$E$  es el módulo de elasticidad del pilote;

$I$  es el momento de inercia del pilote;  $N$  es el número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de  $P_c$ ;

$L$  es la longitud del pilote; y

$F_R$  se tomará igual a 0.35.

#### 7.1.2.1 Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 20 cm para después formar con la horizontal un ángulo no menor de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 50 cm. No deben construirse campanas bajo agua o lodos, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90 por ciento del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en

forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50 por ciento del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el “sangrado” del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilas de menos de 80 cm hasta 30 m de profundidad, ni de menos de 100 cm hasta profundidades mayores. Las pilas deberán ser construidas con ademe o estabilizadas con lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 10 por ciento de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será de 2 por ciento de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3 por ciento para mayor profundidad.

#### 7.1.2.2 Pilotes hincados a percusión

Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

El estudio de mecánica de suelos deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hincada o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. En pilotes de fricción el diámetro de la perforación previa para facilitar la hincada o

para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que el 75 por ciento del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote. En caso de recurrir a

perforación previa, el factor de reducción FR de la ecuación 3.12 se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación  $(1 - 0.4D_{\text{perf}} / D_{\text{pil}})$  donde  $D_{\text{perf}}$  y  $D_{\text{pil}}$  son respectivamente el diámetro de la perforación previa y el del pilote.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando muy en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha presentado emersión por la hincada de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos. Si un pilote de punta se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si es un pilote de fricción el que se rechace por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sea del mismo orden de magnitud que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

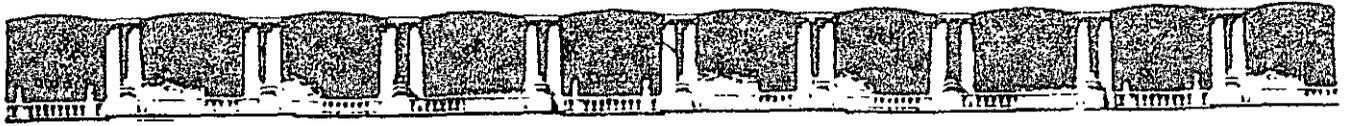
#### 7.1.2.3 Pruebas de carga en pilotes o pilas

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba;
- b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación;
- c) Descripción del sistema de carga y del método de prueba;
- d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila;

e) Representación gráfica de la curva asentamientos– tiempo para cada incremento de carga; y

f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA

CA 43

TEMA

CIMENTACIONES  
PROFUNDAS

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO  
DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007  
PALACIO DE MINERÍA**

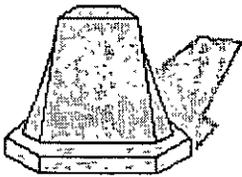
# CIMENTACIONES PROFUNDAS

Principal

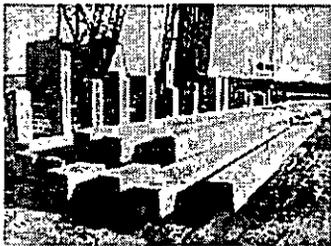
Las cimentaciones profundas son aquellas que, como su nombre lo indica, presentan una profundidad de cimentación elevada (varias decenas de metros). Dentro de esta clase de cimentaciones se encuentran dos grandes grupos:

a) Pilas y caissons

b) Pilotes



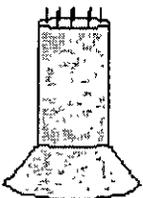
Pila típica de un puente



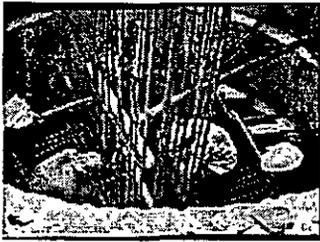
Pilotes prefabricados



Pilas de puentes



Pila de cimentación



Caisson de aproximación



## PILAS Y CAISSONS

Las pilas y caissons son elementos estructurales que presentan una sección transversal considerable (comparada con los pilotes) y que se encargan de transmitir la carga de una sola columna a un estrato que sea capaz de soportarla. La relación entre la profundidad de la cimentación y el ancho de la pila es generalmente mayor que cuatro.

En nuestro medio también recibe el nombre de *pila* el apoyo intermedio de la superestructura de un puente (pilas de subestructura). En la mayoría de casos éstas se encuentran por encima del terreno hasta una altura considerada de aguas máximas en el caso de puentes sobre ríos o máxima en pasos elevados.



Estas pilas no son realmente parte de la cimentación, generalmente se encuentran apoyadas en pilotes.

Existen dos clases de Caissons:

**Caissons Estructurales.** Son aquellos que hacen parte de la cimentación de una estructura, transmitiendo las cargas a un estrato resistente.

**Caissons de Aproximación.** Son aquellos que se utilizan para llegar a una zona de trabajo como el de la figura.



## PROCESO CONSTRUCTIVO

Para la construcción de pilas se presentan tres procesos constructivos.

El primero consiste en excavar hasta el nivel de cimentación y luego construir una pila dentro de dicha excavación. Cuando la excavación se realiza bajo el agua, el forro de la excavación se denomina ataguía. Los pasos a seguir son los siguientes:

- a) Hincado de tablestacas
- b) Apuntalamiento interior de las caras que se encuentran en seco
- c) Descenso del nivel de agua y apuntalamiento de la zona
- e) figurada del hierro y vaciado del concreto

El segundo método consiste en hincar cajones, cajas o cilindros hasta la profundidad deseada y luego el material interior es extraído por excavación o dragado. El procedimiento es el siguiente:

- a) Construcción del cajón
- b) El hincamiento se lleva a cabo sacando material del interior de ellos, lo que produce que el cajón comience a penetrar en el suelo gracias a su propio peso.
- c) Una vez alcanzada la profundidad final, se introduce el refuerzo y el fondo de la excavación se llena con concreto por medio de un tubo trompa de elefante.

El último método consiste en excavar las pilas con máquinas perforadoras provistas con barrenos. Estas excavan hasta lugares donde el suelo lo permita sin derrumbarse. Una vez se llega a suelos de esta clase se utilizan lodos bentoníticos para llenar la excavación y permitir continuar con la misma. Cuando se alcanza la profundidad necesaria o se llega a un estrato cohesivo, se detiene la excavación y se inserta un tubo llamado camisa (o ademe). Este tubo permite seguir excavando y evitar que el suelo se derrumbe dentro de la excavación. Por último se introduce el refuerzo y se funde el concreto recordando retirar la camisa.



## PILOTES

Los pilotes son elementos estructurales más esbeltos que las pilas, los cuales pueden alcanzar grandes profundidades.

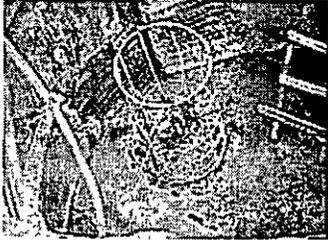
Son contruidos de diferentes formas, tamaños y materiales (madera, concreto y acero).

Se clasifican dependiendo de su forma de trabajo en:

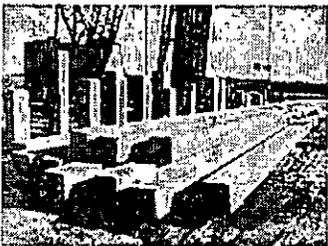
- a) Pilotes de Punta
- b) Pilotes de Fricción

Los pilotes de punta son aquellos que obtienen la capacidad de carga del estrato que se encuentra en la punta del mismo. Es decir transmiten la carga directamente al estrato donde se apoyan.

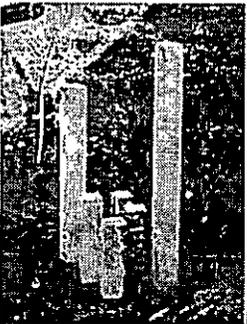
Los pilotes que trabajan por fricción obtienen la capacidad de carga del material que rodea toda su superficie. Es decir, debido a la resistencia al corte entre el suelo y el pilote propiamente dicho.



Cabecal de un pilote fundido in - situ

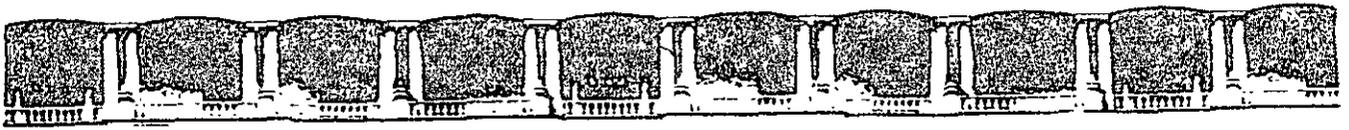


Pilotes prefabricados



Pilotes prefabricados colocados





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



CURSOS 2007

# CURSOS ABIERTOS

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA  
TORRES Y SUPERPOSTES DE LÍNEAS DE  
TRANSMISIÓN ELÉCTRICA  
CA 43

TEMA  
DISEÑO  
GEOTÉCNICO

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO**  
**DEL 25 AL 29 DE JUNIO DE 2007**  
**PALACIO DE MINERÍA**

PRINCIPAL

FONDO EDITORIAL

ENSEÑANZA PRESENCIAL

OTRAS EDITORIALES

MEMBRESIAS

Comenzar Dispositivo

Regístrate

Actualizar Datos

Historial de Pedidos

Comentarios

## BUSQUEDA



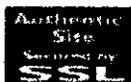
Para realizar búsquedas dentro de esta tienda introduzca el nombre, descripción ó código del producto a buscar



Aceptamos en línea:



Sitio 100% Seguro



## MANUAL DE CIMENTACIONES PROFUNDAS (PROD AGOTADO)

SMMS



Dentro de la República Mexicana  
\$ 450,00 M.N.  
En el Extranjero:  
\$ 48,00 U.S.D.  
 Agregar

Factores que determinan el tipo de cimentación.

## CONTENIDO:

- Clasificación de cimentaciones; cimentaciones profundas; pilotes y pilas construcción de cimentaciones profundas.
- Estudios geotécnicos: exploración; investigación geotécnica de detalle; laboratorio.
- Diseño geotécnico: diseño de cimentaciones profundas; cargas; y solicio
- Diseño estructural: pilotes de madera; precolados; acero de sección "H" acero; y pilotes y pilas colados en el lugar.
- Construcción: equipo; construcción de pilas; fabricación de pilotes; e hir pilotes.
- Reclmentación de estructuras: justificación; desarrollo de los micropilote con pilotes tradicionales.
- Prueba de carga: registro y pruebas.
- Control de calidad: acero de refuerzo; de presfuerzo; soldadura; materia membrana de curado; lodos de perforación; verificación; y supervisión.

Agregar

PRINCIPAL | FONDO EDITORIAL | ENSEÑANZA PRESENCIAL | OTRAS EDITORIALES |

## 3. Diseño Geotécnico

### 3.1 INTRODUCCIÓN

En general se recomienda el uso de una cimentación profunda para apoyar una estructura cuando los esfuerzos inducidos en el suelo por las cargas o acciones a que está sometida exceden la resistencia o capacidad de soporte de los estratos más superficiales, o cuando las restricciones de funcionamiento u operación obliguen a dicha solución. Las cimentaciones profundas consideradas en este manual son los pilotes y las pilas.

El proyectista debe tener conocimiento de los distintos tipos de cimientos profundos, de la manera como transmiten y distribuyen las cargas en el subsuelo y de los procedimientos constructivos que convenga aplicar.

El análisis de una cimentación profunda se inicia con la selección de aquellos elementos que sean compatibles con la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos o rocas del sitio, a partir de la cual se define la profundidad de desplante, se dimensionan los elementos elegidos (pilotes o pilas), se recomiendan los procedimientos constructivos más adecuados, se hace una predicción de su comportamiento, y se verifica que cumpla con la reglamentación vigente en la localidad. Siempre es recomendable efectuar pruebas de carga (Capítulo 7) para verificar la validez del diseño, ya que el mejor método de cálculo todavía no es tan confiable como una prueba en el sitio.

Debido a la influencia determinante que tienen los procedimientos constructivos en el comportamiento de cimentaciones profundas, es de suma importancia la supervisión de los aspectos técnicos durante la construcción (Capítulo 8). La inspección debe formar parte integral del diseño de cimentaciones profundas y ser realizada por el ingeniero responsable de dicho diseño.

Conviene tener presente que durante el diseño de una cimentación se pueden cometer diversos errores, entre otros (Peck, 1967), los siguientes: 1) suposición errónea de las cargas; 2) condiciones

del suelo diferentes de las previstas en el diseño; 3) teoría utilizada en los cálculos imprecisa o inadecuada; 4) susceptibilidad de la estructura a movimientos diferenciales definida incorrectamente y 5) defectos en la construcción de la cimentación que pueden invalidar el diseño, aún cuando el conocimiento de cargas, condiciones del suelo y de las teorías sea virtualmente perfecto.

En términos generales, toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales: seguridad adecuada contra falla y funcionalidad de la estructura. Para un caso específico, uno de estos requisitos condicionará las dimensiones de la cimentación; por tanto, es necesario calcular la capacidad de carga y las deformaciones probables de la cimentación.

La capacidad de carga de una cimentación profunda depende fundamentalmente de la resistencia al corte del suelo en el cual se apoya y del mecanismo de transferencia de carga al suelo. Por otra parte, la sensibilidad de la estructura a los asentamientos debe considerarse sabiendo que, tanto las muy flexibles como las muy rígidas pueden juzgarse como insensibles, ya que las primeras se acomodan a los asentamientos irregulares sin daño estructural, y las segundas se asientan monolíticamente.

El diseño geotécnico de una cimentación profunda comprende las siguientes etapas: 1) investigación geotécnica; 2) selección del elemento de cimentación y del equipo de construcción; 3) determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga del elemento y 4) verificación de las etapas 2) y 3), con los datos obtenidos en pruebas de carga.

Los métodos de investigación del subsuelo para estimar el carácter de los depósitos naturales, así como las pruebas de laboratorio necesarias para determinar las propiedades de los suelos que intervienen en el cálculo de capacidad de carga y de asentamientos de cimientos profundos, son similares a los empleados en cimentaciones superficiales; estos métodos y pruebas de laboratorio son determinantes para el diseño geotécnico de las cimentaciones, como se describió

en el Capítulo 2. En el análisis debe considerarse que la instalación de pilotes o pilas altera los esfuerzos iniciales, la resistencia al corte y las propiedades de deformación de la masa de suelo.

La selección del tipo de cimentación profunda se efectúa con base en el estudio de las condiciones de apoyo, en los principios de la mecánica de suelos y en la experiencia local de este tipo de cimentaciones; en cada caso, se considera, además, el equipo de construcción disponible y las restricciones impuestas por la localización de la obra, como colindancias y accesos. A partir de esta información, pueden definirse uno o varios procedimientos constructivos factibles económicamente, que deben estudiarse en detalle para seleccionar el más adecuado.

La determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga individual y de grupo del elemento seleccionado, permitirá estimar los costos probables de la cimentación y juzgar la conveniencia de realizar pruebas de carga antes del diseño final o durante la etapa de construcción. La capa de apoyo se elige como resultado del estudio de los perfiles de suelos y de las características de los depósitos. Una vez definida la longitud necesaria de penetración en dicha capa, se determina la longitud probable de los pilotes o pilas. Cuando se utilicen pilotes hincados a través de suelos predominantemente cohesivos, o cuya punta esté subyacente por este tipo de suelos, se debe definir el tipo y longitud de los pilotes, así como el tamaño y geometría de la estructura para tener un mínimo de asentamientos.

La elección inicial de las características de los elementos de cimentación también puede hacerse estudiando la historia de estructuras existentes cimentadas con pilotes o pilas vecinas a la estructura por construir. En tal caso se deben comparar las similitudes de esas estructuras con la propuesta, en lo referente al tamaño y geometría, condiciones de carga y tipo de suelos; en las zonas donde prevalezcan condiciones de cimentación similares, siempre debe tomarse en cuenta la práctica empleada a través de los años.

La capacidad de los pilotes o pilas depende tanto de las propiedades mecánicas del suelo o roca en que se apoye la cimentación, como del tamaño y forma del área cargada y del tipo de superestructura. Para definir esta capacidad se recomienda: 1) estudiar los registros de

comportamiento de cimentaciones con características similares; 2) determinar teóricamente la capacidad de carga última y los asentamientos que se podrán presentar y 3) realizar pruebas de carga en pilotes o pilas del tipo que se propone utilizar.

En todos los proyectos importantes es común que se justifique económicamente efectuar pruebas de carga preliminares en pilotes o pilas como una guía para seleccionar el tipo, longitud y capacidad permisible de los cimientos antes de llegar al diseño final; estas pruebas se deben realizar durante la etapa de construcción cuando el objetivo sea verificar las hipótesis de diseño. En obras pequeñas, en las que se tiene un número reducido de pilotes o pilas, generalmente es más económico diseñar conservadoramente la cimentación, que efectuar pruebas de carga. Las consideraciones generales de las pruebas de carga, descripción, métodos recomendados e interpretación de resultados, se tratan en el Capítulo 7 de este Manual.

### **3.2 DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS**

Los análisis geotécnicos y el diseño de una estructura y sus componentes deben cumplir con dos requisitos principales: a) tener una seguridad adecuada contra colapso bajo cargas y fuerzas máximas que puedan razonablemente ocurrir durante la vida útil de la estructura y b) cumplir con las funciones para las que fue diseñada, sin deformaciones excesivas ni deterioros de sus materiales durante esa vida útil.

#### **3.2.1 Acciones de diseño**

Para la definición de las acciones y combinación de ellas que se requieren en el análisis y diseño de una cimentación profunda, se considera lo señalado por el Reglamento de Construcciones de la localidad, que en el caso del Distrito Federal se debe recurrir a la Ref. DDF, 1993, para el cual, las acciones de diseño se agrupan en tres categorías: 1) permanentes, que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo, como son las cargas muertas; 2) variables, que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo, como son las cargas vivas y 3) accidentales, que no se deben al funcionamiento normal de la estructura y que

pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves, como sismo y viento.

A su vez, las acciones variables están agrupadas en: 1) de intensidad máxima, que corresponde al valor máximo probable durante la vida esperada de la estructura; 2) de intensidad media, considerada como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años; 3) de intensidad instantánea, que es el valor máximo probable en el lapso que pueda presentarse una acción accidental y 4) de intensidad mínima que se emplea cuando el efecto de la acción es favorable a la estabilidad de la estructura.

Para el diseño de cimentaciones se consideran dos combinaciones de acciones: 1) acciones permanentes más acciones variables (primer tipo de combinación) y 2) acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales de viento o sismo (segundo tipo de combinación).

En el primer tipo de combinación, la revisión del estado límite de falla se hace considerando la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea; en la revisión del estado límite de servicio, los movimientos o asentamientos a largo plazo se calculan considerando las acciones variables con su intensidad media.

En el segundo tipo de combinación se revisan los estados límites de falla y los de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo la carga accidental.

### 3.2.2 Seguridad de las cimentaciones

Las incertidumbres de diseño geotécnico o de construcción pueden clasificarse como: 1) objetivas, como son las que se refieren a las cargas y efectos de éstas, y a la resistencia del suelo y deformación y 2) subjetivas, referentes a los análisis, juicio, experiencia, mano de obra y errores humanos. Mientras que las incertidumbres subjetivas se pueden reducir con un adecuado aseguramiento de calidad, las objetivas requieren de factores de seguridad en el diseño que proporcionen una confiabilidad adecuada de la estructura.

El criterio de seguridad y confiabilidad en cimentaciones profundas usualmente se expresa en términos de "factores de seguridad globales". Un enfoque alternativo se basa en "factores de seguridad parciales" que se aplican separadamente a las cargas y a las resistencias. Este enfoque se utiliza en el llamado "diseño con los estados límite", que ha sido adoptado por los reglamentos de varios países. Tanto los factores de seguridad globales como los parciales están necesariamente relacionados entre sí.

#### a) Factor de seguridad global

Para contar con una razonable seguridad en el diseño y construcción de cimientos profundos, que aseguren que la estructura esté libre de daños, pérdidas y riesgos inaceptables, en los análisis geotécnicos de estabilidad se introduce el concepto de factor de seguridad global. Este factor puede definirse como la relación de la resistencia de la cimentación dividida entre los efectos de las cargas aplicadas (CGS, 1992).

Los principales parámetros que afectan el margen de seguridad en ingeniería de cimentaciones son la variabilidad de cargas, el efecto de éstas y la resistencia del suelo (Meyerhof, 1970). Se acostumbra rangos de factor de seguridad global comprendidos entre 2 y 3; el valor superior se aplica a condiciones de cargas y de servicio normales, mientras que el menor al caso de cargas máximas y en las peores condiciones ambientales.

El factor de seguridad que se aplica en el diseño de cimientos profundos depende de varios factores, entre ellos el tipo e importancia de la estructura, las condiciones del subsuelo y la calidad de su programa de exploración, la disponibilidad de resultados de pruebas de carga y la inspección y control de calidad durante la construcción. Se ha estimado que los factores de seguridad acostumbrados están asociados con probabilidades de falla por estabilidad, en su período de vida nominal, del orden de  $10^{-4}$  %.

Según el enfoque de factor de seguridad global, para obtener la carga admisible de un pilote o pila se divide la resistencia o capacidad de carga última entre un determinado factor de seguridad. Pueden requerirse factores de seguridad grandes cuando las condiciones del suelo son muy variables o si la investigación del subsuelo es

insuficiente, así como para el caso de pilotes de fricción en arcillas o de elementos alojados en suelos arenosos o limosos sueltos donde la capacidad de aquéllos pueda disminuir con el tiempo.

Para el caso de pilas coladas *in situ*, en el factor de seguridad global se ha propuesto tomar en cuenta el destino de la estructura y del nivel de control que se tenga, tanto en la adquisición y análisis de los datos del subsuelo como en la construcción (Reese and O'Neill, 1989). En la Tabla 3.1 aparecen los factores que se recomiendan como guía para diversos tipos de estructuras, probabilidad aceptable de falla y control. En ella se consideran estructuras monumentales aquellas cuya vida de diseño exceda de 100 años y permanentes las que tienen una vida de 25 a 100 años; las estructuras temporales son las de corta vida, cuyas fallas no causan daños a personas.

Tabla 3.1. Factores de seguridad global modificados para pilas coladas *in situ* (Reese and O'Neill, 1989).

Tipo de estructura	Probabilidad aceptable de falla, en %	Control	
		Bueno	Pobre
Monumental	10 <sup>-5</sup>	2.3	3.5
Permanente	10 <sup>-4</sup>	2.0	2.8
Temporal	10 <sup>-3</sup>	1.4	2.3

Un buen control implica que las condiciones del subsuelo son uniformes en el sitio de la construcción y que han sido definidas con precisión en un cuidadoso programa de exploración, que el comportamiento de las pilas se haya establecido en la formación geológica del sitio mediante pruebas de carga a escala natural y que los controles de construcción se realicen para asegurar que se sigan los procedimientos apropiados. Si las condiciones son contrarias a las anteriores, los controles se consideran como pobres. Cuando los controles de un proyecto se encuentran entre buenos y pobres, el factor de seguridad se debe elegir a buen juicio.

La desventaja de este enfoque radica en que los componentes individuales que intervienen en el

diseño no son analizados racionalmente y no toman en cuenta su confiabilidad en el diseño.

b) Factores de seguridad parciales

En años recientes se ha incrementado el uso de factores de seguridad parciales en las cargas características y efectos de éstas (incluyendo incertidumbres del análisis), combinados con factores parciales de la resistencia característica del suelo. Este enfoque es más consistente que el de seguridad global y lleva a márgenes de seguridad más uniformes para diferentes tipos y componentes de cimentaciones bajo condiciones de carga.

Reese y Wright (1977) proponen un criterio de factores de seguridad parciales que consideran la variabilidad de las cargas, de los materiales y de las características del subsuelo, el efecto de los métodos de diseño y del proceso constructivo, así como aspectos económicos y de confiabilidad, mediante la ecuación:

$$F = (F_m F_f F_p) (F_1 F_2) \tag{3.1}$$

donde:

- $F$ , factor de seguridad global
- $F_m$ , factor de seguridad parcial de los materiales.
- $F_f$ , factor de seguridad parcial de fabricación o construcción del cemento profundo.
- $F_p$ , factor de seguridad parcial profesional, por posibles errores de diseño o uso de teorías inadecuadas.
- $F_1$ , factor de seguridad parcial de las cargas aplicadas.
- $F_2$ , factor de seguridad parcial que toma en cuenta la posibilidad de incrementos de carga por cambio en el uso de la estructura, por errores en las suposiciones de diseño y por efectos de construcción, entre otras causas.

En la Tabla 3.2 aparecen los factores de seguridad parciales que este criterio recomienda usar en el diseño. La variabilidad de las cargas y de las resistencias está definida en la tabla como de control pobre, normal o bueno. Cuando hay una gran dispersión o poca información asociada con un parámetro de diseño, deben usarse los

factores correspondientes a un "control pobre"; por el contrario, si los valores de los parámetros de diseño en repetidos muestreos son consistentemente precisos, pueden usarse los factores correspondientes a un "control bueno".

Algunas situaciones que describen la selección o nivel de confianza son las siguientes: si se combina más de una condición de carga para obtener la carga total de diseño y es reducida la probabilidad de que ocurran simultáneamente los valores máximos de cada condición, deben usarse factores  $F_1$  correspondientes a "control bueno". Para estructuras con vida útil menor de 5 años se usa "control bueno" y en estructuras sensitivas o monumentales "control pobre". Cuando la información del subsuelo está basada en un número reducido de pruebas o ha sido obtenida por personal inexperto, se usan factores con "control pobre". Si las dimensiones de una perforación para pilas se encuentran apenas dentro de la tolerancia especificada, los factores corresponden a un "control pobre".

c) Factores de cargas y de resistencia

Con este enfoque, las cargas y sus efectos se multiplican por factores de carga,  $F_c$ , y las resistencias de los materiales y suelos se multiplican por factores de resistencia,  $F_R$  para tomar en cuenta su variabilidad e incertidumbre.

En la Tabla 3.3 aparecen los valores de factores de carga y de resistencia que recomienda el manual canadiense de cimentaciones (CGS, 1992). Esos valores proporcionan aproximadamente el mismo margen de seguridad que los factores de seguridad convencionales de 2-3. Los factores de carga toman en cuenta la probable variación de los diferentes tipos de cargas y se obtienen por comparación con los usados comúnmente en el diseño estructural por esfuerzos de trabajo. En cuanto a los factores de resistencia geotécnica, éstos tienen el mismo rango que los factores de resistencia de materiales estructurales, los cuales varían aproximadamente de 0.6 a 0.9. Es deseable que los mismos factores de carga que se usen en el análisis y diseño estructural se usen en los análisis geotécnicos.

Tabla 3.2, Factores de seguridad parciales para cargas y resistencias (Reese and Wright, 1977).

Condición	Factores	Control		
		Pobre	Normal	Bueno
- Carga muerta, carga de agua.	$F_1$	1.00	1.00	1.00
- Carga almacenada en silos, carga de agua con fluctuaciones.	$F_1$	1.30	1.30	1.15
- Fuerzas de frenaje o de equipos.	$F_1$	1.30	1.30	1.15
- Otras cargas vivas.	$F_1$	1.50	1.50	1.25
	$F_1$	1.50	1.50	1.25
- Carga de viento; carga por oleaje.				
- Análisis individual de cargas.	$F_2$	(valores fundamentados en la incertidumbre del método)		
- Resistencia al corte, $c_u$ .	$F_m$	1.66	1.58	1.49
- Angulo de fricción interna.	$F_m$	1.25	1.15	1.15
- Fricción lateral unitaria (de pruebas de carga).	$F_m, F_p$	1.70	1.60	1.50
- Fricción lateral unitaria (sin pruebas de carga).	$F_m, F_p$	1.85	1.70	1.63
- Dimensiones de la pila.	$F_f$	1.20	1.00	1.00
- Límite elástico del acero.	$F_m$	1.50	1.35	1.20
- Resistencia a la compresión del concreto reforzado.	$F_m$	3.00	2.00	1.50

Tabla 3.3, Factores mínimos de carga ( $F_c$ ) y de resistencia ( $F_R$ ) sugeridos por el manual canadiense de cimentaciones (CGS, 1992).

Categoría	Concepto	Factor de carga
Cargas	Cargas muertas	1.25
	Cargas vivas, viento o sismo	1.50
	Presiones de agua	1.25
		Factores de resistencia
Resistencia al corte	Cohesión ( $c$ )	0.50
	Fricción ( $\tan \phi$ )	0.80

Cuando las cargas muertas y presiones de agua y sus efectos son benéficos para resistir inestabilidad por deslizamiento, volteo o subpresión, los factores de carga correspondientes se reducen a 0.8. Por otra parte, cuando las cargas vivas y las accidentales actúan simultáneamente, se aplica un factor de carga combinado de 0.7 a ambas cargas, pero se revisa que el efecto total no sea menor que las cargas vivas totales o accidentales actuando separadamente.

En el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (DDF, 1995), para el primer tipo de combinación de carga (véase subinciso 3.2.1), se especifican factores de carga de 1.5 en construcciones del Grupo A y de 1.4 en las del Grupo B. Para el segundo tipo de combinación, el factor de carga es de 1.1 y se aplica a todas las acciones que intervienen en esa combinación. Ante acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de las estructuras, el factor de carga es de 0.9. Para la revisión de los estados límite de servicio, en todos los casos se toma un factor de carga unitario. En cuanto a los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones, indican valores comprendidos entre 0.35 y 0.70 según condiciones del subsuelo y características de la cimentación.

Las construcciones del Grupo A son aquellas cuya falla estructural puede causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivos, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana. Las del Grupo B corresponden a edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles

y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A.

### 3.2.3 Diseño con los estados límite

Al colapso de una estructura y a la falla del suelo que incluyen inestabilidad por capacidad de carga, deslizamiento, volteo y subpresión, se les conoce como "estados límite de falla" (o estados límite últimos), y a la ocurrencia de deformaciones y deterioros se les denominan "estados límites de servicio".

El enfoque de diseño con los estados límite tiene como ventajas: 1) proporciona una alternativa al concepto de factor de seguridad global, introduciendo factores parciales definidos con respecto a varias causas de error o incertidumbres involucradas en el proceso de diseño y 2) facilita un mayor grado de compatibilidad entre el diseñador geotécnico y el estructural. Los análisis de los estados límite se basan en cargas y resistencias afectadas con factores parciales.

Debe reconocerse que a la fecha el concepto de factor de seguridad global ha servido razonablemente bien al diseño geotécnico y que existe una vasta experiencia acumulada en la cual basar la selección de sus valores para diferentes tipos de estructuras y de cargas. Sin embargo, no puede negarse que la factorización separada de las causas de incertidumbres, en particular las que provienen de datos estadísticos que reflejan la probabilidad de ocurrencia, es cualitativamente un concepto más preciso.

Respecto a la compatibilidad entre los diseños geotécnico y estructural, esta es una necesidad práctica en todos los aspectos de interacción suelo-estructura de las cimentaciones profundas.

Sin embargo, cuando se aplica el formato de diseño con los estados límite a este tipo de problemas, se debe tener cuidado en no duplicar los factores.

En los análisis que sigan el enfoque de estados límite de falla, la capacidad factorizada del pilote o pila se calcula a partir de la resistencia factorizada del suelo. Cuando la capacidad del pilote o pila se determina con pruebas de campo, se sugiere que la capacidad factorizada se obtenga multiplicando la carga última de falla del elemento por los factores de comportamiento  $F_b$  que aparecen en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4, Factores de comportamiento,  $F_b$  aplicables en el diseño con estados límite (CGS, 1992).

Concepto	$F_b$
Capacidad de carga: pruebas <i>in situ</i>	
Pruebas con penetrómetro estático	0.5
Pruebas de penetración estándar	0.3
Pruebas de carga estática (normales)	0.5
Pruebas de carga estática (especiales)*	0.6
Análisis dinámico con medición de deformaciones y aceleraciones	0.5

\* Incluyen especificaciones que normalmente no se usan en pruebas rutinarias, incrementando, por tanto, su confiabilidad y representatividad.

Los movimientos admisibles para cimentaciones y estructuras dependen de la interacción suelo-estructura, de la funcionalidad deseada, del agrietamiento dañino y de la distorsión, restringiendo la seguridad o el buen uso de la estructura en particular. Los criterios de daño están generalmente relacionados con la rotación relativa, conocida también como distorsión angular y con la deflexión o inclinación de la estructura, difieren según el tipo, características y tolerancias específicas de la estructura. Para estructuras convencionales, se sugieren como guía los límites indicados en la Tablas 3.5 y 3.6.

En general el diseño de cimentaciones y estructuras debe incluir las provisiones para reducir o soportar sin daño cualquier movimiento; además, deben tomarse las precauciones aceptables en la construcción para prevenir

deformaciones excesivas y movimientos del subsuelo.

Tabla 3.5, Criterio de desplazamientos permisibles (CGS, 1992).

Material	Máxima deflexión entre apoyos ( $L_c$ es la longitud del claro)
Mampostería, vidrio u otros materiales frágiles	$L_c/360$
Metal revestido o acabados no frágiles	$L_c/240$
Marcos de acero o de concreto	$L_c/150$ a $L_c/180$
Muros de cortante de acero o de concreto	Según diseño
Estructura	Máxima pendiente de estructuras continuas
Muros de ladrillo altos y continuos	0.0050 a 0.0010
Viviendas de ladrillo	0.0030
Ladrillo revestido entre columnas	0.0010
Edificios con marcos de concreto reforzado	0.0025 a 0.0040
Muros de relleno de concreto reforzado	0.0030
Marcos de acero continuos	0.0020
Marcos de acero simplemente apoyados	0.0050

En suelos predominantemente friccionantes la estimación del asentamiento se basa en las cargas máximas, con una tolerancia para cualquier efecto dinámico. En suelos predominantemente cohesivos el asentamiento diferido considera la carga muerta más una carga viva reducida, sostenida (promedio con el tiempo).

Los estados límite de servicio se comprueban usando un factor de carga unitario en todas las cargas características y efectos de ellas. Sin embargo, cuando las cargas vivas y las accidentales actúan simultáneamente, puede usarse un factor de carga combinado de 0.7, como se indicó para los estados límite de falla.

Tabla 3.6, Límites de rotación relativa (distorsión angular) para estructuras (CGS, 1992).

Rotación relativa*	Tipo de límite y estructura
1/100	Límite peligroso para estructuras estáticamente determinadas
1/150	Límite seguro para estructuras estáticamente determinadas Límite peligroso para marcos de acero abierto o de concreto, y de desplome de estructuras rígidas altas
1/250	Límite seguro para marcos de acero abierto o de concreto, y de desplome de estructuras rígidas altas Límite peligroso para muros panel en edificios con marcos Límite en el que puede ser visible el desplome de edificios altos
1/300	Límite donde pueden esperarse dificultades con grúas viajeras
1/500	Límite seguro para e paneles en edificios con marcos Límite peligroso para muros de carga no reforzados
1/750	Límite donde se esperan problemas con maquinaria sensible a asentamientos
1/1000	Límite seguro contra pandeo de muros de carga no reforzados Límite peligroso para quebranto de muros de carga no reforzados
1/2000	Límite seguro contra quebranto de muros de carga no reforzados

\* Relación del asentamiento diferencial,  $s_f$ , medido entre dos puntos, y la distancia,  $l$  entre ellos, es decir,  $\rho = s_f/l$

Para los estados límites de servicio, los factores de los valores característicos de las propiedades de deformación y compresibilidad de los suelos con frecuencia se consideran unitarios. De manera similar, se usa un factor de comportamiento unitario para asentamientos basados en pruebas de carga o de penetración. Sin embargo, en vista de la incertidumbre y gran variabilidad del suelo, se ha sugerido (CGS, 1992) usar un factor de comportamiento de 0.7 a fin de tener una estimación confiable de la funcionalidad o servicio.

### 3.2.4 Verificación de la seguridad

La reglamentación vigente para construcciones en el Distrito Federal (DDF, 1993; DDF, 1995) señala que el diseño de cimientos profundos debe considerar los estados límite de falla y de servicio. El estado límite de falla se refiere al desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación y/o a la falla estructural de la cimentación o de sus componentes. Por su parte, el estado límite de servicio comprende los movimientos verticales de la cimentación (asentamientos o emersiones), inclinaciones de la estructura y deformaciones estructurales de la misma y de sus vecinos; en estos movimientos se consideran los componentes inmediatos bajo carga estática, los diferidos por consolidación y los accidentales por sismo o viento, así como la combinación de los tres.

La revisión de la seguridad de la cimentación ante los estados límite de falla de cada uno de los elementos y de aquella en su conjunto, consiste en comparar la capacidad de carga neta del suelo, afectada con un factor de resistencia, con las acciones de diseño, a su vez afectadas por sus factores de carga respectivos. En la revisión de la cimentación ante el estado límite de servicio, se toman en cuenta las deformaciones verticales totales y diferenciales y la inclinación de la estructura, de forma que no causen daños intolerables a la propia estructura y a colindancias, incluyendo servicios públicos.

## 3.3 CARGAS VERTICALES DE COMPRESIÓN

Se presentan a continuación los procedimientos de cálculo más comunes de cimentaciones profundas sujetas a cargas verticales estáticas de compresión, (ver Nota de los Editores al final de este Capítulo para el uso de métodos alternativos basados en el cono estático).

### 3.3.1 Cimentaciones en suelos predominantemente friccionantes

En los siguientes párrafos se presentan criterios más comunes de diseño para pilotes y pilas apoyados en suelos predominantemente

friccionantes, es decir, gravas, arenas y limos no cohesivos. Estos métodos se aplican únicamente a depósitos homogéneos ó a depósitos estratificados en los que estos suelos se extiendan una profundidad apreciable por debajo del extremo inferior del cimientó ó están subyacidos por materiales más competentes. Los casos de depósitos estratificados con suelos predominantemente friccionantes subyacidos por materiales compresibles se tratan en el inciso "b" de 3.3.3.

Los pilotes y pilas en suelos predominantemente friccionantes derivan su capacidad de carga tanto de la resistencia por punta como de la fricción lateral a lo largo del fuste, es decir:

$$Q_u = m_p Q_p + m_s Q_s \quad (3.2)$$

donde:

- $Q_u$ , capacidad de carga última total
- $Q_p$ , capacidad de carga última por punta
- $m_p$ , factor de movilización de carga última por punta
- $Q_s$ , capacidad de carga última por fricción lateral
- $m_s$ , factor de movilización de carga última por fricción lateral

La proporción con la que estas dos componentes contribuye a la capacidad total del elemento depende de la compacidad, resistencia al esfuerzo cortante y deformabilidad de los suelos, de la magnitud de los esfuerzos, de la relación entre los diámetros de la base y del fuste y de las características y procedimiento constructivo del pilote o pila.

Se han recomendado valores de  $m_s$  comprendidos entre 0.15 y 0.75, pero llegan a ser de 1.0 con asentamientos del pilote o pila de 5 a 10mm (0.2 a 0.4in), cuando se desarrolla totalmente la fricción lateral en el fuste; por otra parte,  $m_s = 0$  si la capa de apoyo es mucho más rígida que el suelo a lo largo del fuste. El valor de  $m_b$  es de 1.0 cuando ocurre una completa movilización de la resistencia en la base del pilote o pila, lo cual se presenta para asentamientos del orden del 10 al 20% del diámetro de la base; en suelos arenosos puede estimarse con la ecuación  $m_b = 5 s_i/B_b$ , donde  $s_i$  es el asentamiento del pilote o pila y  $B_b$  su diámetro en la base.

Se tratan por separado los pilotes hincados y las pilas coladas *in situ*. En los primeros usualmente se

desplaza un volumen de suelo igual al del pilote y en los segundos ese volumen se extrae por excavación antes de colar la pila. También se consideran aquí los grupos de pilotes y pilas, así como los efectos del procedimiento constructivo en el diseño

#### a) Pilotes hincados

Existen diversos métodos para evaluar la capacidad de carga de pilotes hincados en suelos predominantemente friccionantes, que en general se agrupan en: 1) criterios empíricos basados en resultados de pruebas de campo, 2) criterios estáticos fundamentados en relaciones teóricas y 3) criterios apoyados en pruebas de carga a escala natural.

Algunos especialistas sugieren también criterios que se basan en la resistencia dinámica al hincado, en particular en el método de la ecuación de onda. Sin embargo, las consideraciones hechas en las fórmulas dinámicas están muy simplificadas y sus resultados no siempre pueden relacionarse con la capacidad real del pilote; por otra parte, el análisis de la ecuación de onda, aunque es una herramienta útil para determinar la capacidad de un pilote por punta, la hincabilidad y la selección del martillo, requiere de datos precisos de este último y de los parámetros del suelo y necesita se calibre, la energía de hincado y los esfuerzos generados durante éste con mediciones en campo o en pruebas representativas. Por lo anterior, los resultados proporcionados por las fórmulas dinámicas o por la ecuación de onda sólo se recomiendan como una guía.

De los criterios mencionados, el fundamentado en pruebas de carga a escala natural es el único considerado por todos los autores como el más conveniente.

#### □ Capacidad de carga por punta

Además de los criterios que se basan en pruebas de carga, para el cálculo de la capacidad de carga por punta existen otros que utilizan los resultados de pruebas de campo como los de penetración estándar, penetración de cono estático, ensayos presiométricos y mediciones con dilatómetro, o bien, que se fundamentan en relaciones teóricas.

De los métodos que utilizan directamente resultados de pruebas de campo, en este manual

únicamente se tratan los de penetración de cono estático y los de ensayos presiométricos. No se incluyen los de penetración estándar dado que la mayoría de los especialistas los consideran sólo como una guía y que requiere de un manejo cauteloso. Tampoco se tratan los que usan mediciones con dilatómetro, ya que aún no existen criterios reconocidos para calcular directamente la capacidad de pilotes; los resultados de esas pruebas sólo permiten inferir el tipo de material predominantemente friccionante penetrado y su compacidad (Briaud and Miran, 1991a), para estimar parámetros que se emplean en los criterios teóricos.

▪ Con penetración de cono estático (CPT)

El penetrómetro estático se asemeja a un pilote de escala reducida, por lo que cuando se hinca en un suelo predominantemente friccionante, homogéneo, su resistencia a la penetración puede correlacionarse con la de un pilote de tamaño natural.

La capacidad de carga última por punta de un pilote aislado se determina con la ecuación (Meyerhof, 1976):

$$Q_p = q_c A_p \quad (3.3)$$

donde:

$q_c$ , resistencia de punta, promedio, medida en pruebas de cono. Para pilotes con diámetro mayor de 50cm (1.6ft), se recomienda usar el valor mínimo de  $q_c$  en vez del promedio.

La experiencia indica que la ecuación anterior solamente es aplicable cuando el pilote penetra una longitud de por lo menos 10 veces su diámetro ó ancho en el suelo predominantemente friccionante; esta relación no se recomienda para penetraciones menores. La prueba de cono proporciona los mejores resultados en limos y arenas en estado suelto a compacto; no se recomienda utilizar en depósitos de gravas gruesas ni en arenas muy compactas.

En años recientes se han desarrollado otros criterios que predicen la capacidad de carga

vertical de pilotes a partir de resultados de pruebas de penetración con cono estático, como son los de De Ruiter and Beringen, Schmertmann y del Laboratoire des Ponts et Chaussées, L.P.C., propuesto por Bustamante and Gianselli (Briaud and Miran, 1991b). Según verificaciones contra resultados de pruebas de carga a escala natural, los tres criterios en general sobrestiman la carga última de los pilotes, considerada ésta como la correspondiente a un asentamiento igual a 1/10 de su diámetro más la compresión elástica, aunque el que presenta menor dispersión es el del L.P.C. que se trata a continuación.

Para calcular  $Q_p$ , el criterio del L.P.C. introduce un factor de corrección a la ecuación (3.3), como sigue:

$$Q_p = K_c q_c A_p \quad (3.4)$$

donde:

$K_c$ , factor de capacidad de punta del cono, que depende del tipo de suelo y del procedimiento de instalación del pilote; en pilotes hincados con desplazamiento de suelo, su valor es de 0.37 y en pilotes instalados en perforaciones previas de 0.15.

Algunos autores aplican a  $Q_p$  un factor de seguridad global comprendido entre 2.5 y 3, dependiendo del número de pruebas de cono realizadas y de la variación observada en los resultados de los ensayos. El valor mínimo que se aplica cuando se cuenta con un gran número de resultados con una variación menor del 10% del promedio.

▪ Con mediciones presiométricas (PMT)

Para relacionar la capacidad de carga última de pilotes con los parámetros presiométricos se desarrolló la siguiente ecuación empírica (Baguelin, 1978, Briaud, 1987):

$$Q_p = [K_q (P_{LE} - P_{ho}) + P_o] A_p \quad (3.5)$$

donde:

- $K_q$ , factor presiométrico.
- $p_{ho}$ , presión horizontal, en reposo, a la profundidad de la punta del pilote, obtenida en mediciones presiométricas.
- $p_o$ , presión vertical total a la profundidad de la punta del pilote.
- $p_{LE}$ , presión neta límite, equivalente, obtenida con la ecuación:

$$p_{LE} = \sqrt[n]{(p_{L1})(p_{L2}) \dots (p_{Ln})} \quad (3.6)$$

siendo:

- $p_{Ln}$ , presiones netas límites obtenidas en mediciones presiométricas en la zona situada 1.5 veces el diámetro del pilote arriba y abajo de la punta de éste.

En pilotes hincados en arenas y gravas con desplazamiento completo de suelo, el valor de  $K_q$  varía entre 3.2 en depósitos compactos y 4.2 en depósitos sueltos; para pilotes instalados en perforaciones previas, sin desplazamiento del suelo,  $K_q$  es de 1.1.

#### Con relaciones teóricas

La capacidad de carga de un pilote en suelos predominantemente friccionantes, puede determinarse con el ángulo de fricción efectivo del suelo,  $\phi'$ , aplicando una teoría sobre el posible mecanismo de falla del conjunto pilote-suelo. Se admite que el análisis de esa capacidad de carga se fundamente en el llamado "enfoque estático", en el que las dos componentes de la capacidad de soporte (punta y fricción lateral) se calculan separadamente y se suman.

La capacidad de carga última por punta de un pilote,  $Q_p$ , está dada por:

$$Q_p = q_p A_p \quad (3.7)$$

donde:

- $q_p$ , capacidad de carga última, unitaria, en la punta del pilote.

- $A_p$ , área de la sección transversal de la punta del pilote.

Varios investigadores han sugerido que la resistencia por punta de pilotes en arena homogénea debe ser proporcional a la presión vertical efectiva inicial a la profundidad de la punta de aquéllos, es decir:

$$q_p = p'_o N'_q \quad (3.8)$$

donde:

- $p'_o$ , presión vertical efectiva inicial en la punta del pilote. Se ha sugerido que por debajo de la profundidad crítica,  $D_c$ , debe usarse la presión efectiva correspondiente a esta profundidad, aunque investigaciones recientes han puesto en duda esta recomendación (véase inciso "e" de 3.3.1).

- $N'_q$ , factor de capacidad de carga.

Existen numerosas curvas teóricas y semiempíricas que proporcionan el valor de  $N'_q$  como función del ángulo de fricción interna del suelo antes del hincado (Fig. 3.1). Las diferencias apreciables entre los valores propuestos muestran la gran variedad de enfoques para atacar el problema.

Uno de los criterios más utilizados para calcular la capacidad de carga por punta de pilotes hincados en suelos predominantemente friccionantes es el de G.G. Meyerhof. El criterio propone utilizar la Fig. 3.2 (Meyerhof, 1976) para obtener el valor de  $N'_q$  en la ecuación (3.8). Los valores de  $N'_q$  están en función del ángulo de fricción  $\phi'$  para pilotes de sección circular o cuadrada de ancho  $B$ , y para distintas relaciones de profundidad  $D_b/B$ , siendo  $D_b$  la profundidad de penetración dentro del estrato de apoyo.

Como alternativa, la última edición del manual canadiense de cimentaciones (CGS, 1992) propone la ecuación:

$$q_p = p'_o N_i \quad (3.9)$$

donde:

- $N_i$ , factor de capacidad de carga en la base.

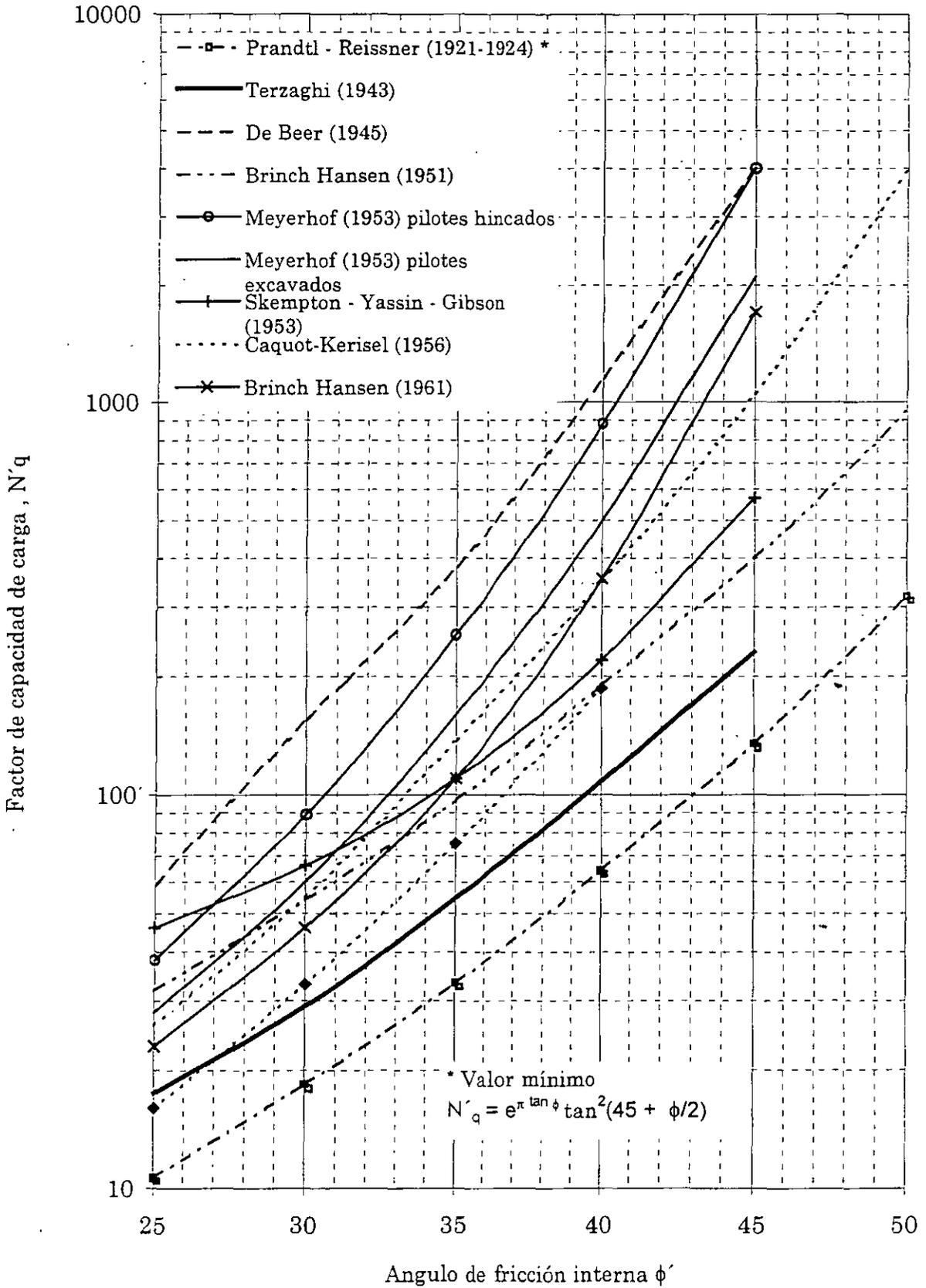


Fig. 3.1, Factores de capacidad de carga de cimentaciones profundas circulares, (Vesic, 1967).

El valor de  $N_t$  depende de la distribución granulométrica, angulosidad y mineralogía de los granos del suelo de apoyo, de la compacidad del mismo en estado natural y de los cambios en él debido a la instalación del pilote, entre otros factores. En la Tabla 3.7 aparecen rangos de valores de  $N_t$ .

Tabla 3.7, Rangos de valores de  $N_t$  (CGS, 1992).

Tipo de suelo	Pilotes hincados	Pilotes en perforaciones previas
Limo	20 - 40	10 - 30
Arena suelta	30 - 80	20 - 30
Arena med. Compacta	50 - 120	30 - 60
Arena compacta	100 - 120	50 - 100
Grava	150 - 300	80 - 150

Cualquiera que sea el criterio adoptado, será conveniente verificar el diseño con pruebas de carga. En ausencia de estas pruebas se recomienda aplicar al cálculo teórico un factor de seguridad global mínimo de 3.

□ Capacidad de carga por fricción

Los criterios más frecuentes para calcular la capacidad de carga última por fricción en suelos predominantemente friccionantes también utilizan resultados de pruebas de carga (ver Capítulo 7), de pruebas de campo ya sea con cono estático, con presiómetro, o bien se fundamentan en relaciones teóricas:

- Con penetración de cono estático (CPT)

La capacidad de carga última por fricción,  $Q_s$ , está dada por la ecuación:

$$Q_s = f_{sc} A, \tag{3.10}$$

donde:

$f_{sc}$ , fricción lateral promedio medida en pruebas de cono.

A falta de mediciones de fricción lateral en pruebas de cono, puede utilizarse el criterio del L.P.C., en el cual se propone un procedimiento

para predecir esos valores usando los resultados de la resistencia de punta con cono,  $q_c$ . Con este fin se utiliza la Tabla 3.8 para clasificar al pilote según su procedimiento de instalación. Luego, para cada capa, en función del rango de resistencia de punta,  $q_c$ , del tipo de pilote y del procedimiento constructivo, determina con la Tabla 3.9 la curva de la Fig. 3.3 que debe utilizarse para obtener la fricción lateral máxima a partir de valores de  $q_c$ . Apoyados en comparaciones con pruebas de carga, se ha recomendado (Briaud, 1988), que el factor de seguridad global mínimo que debe aplicarse a la carga última obtenida con este criterio es de 2.3.

- Con mediciones presiométricas (PMT)

Cuando se cuenta con mediciones presiométricas, la capacidad de carga última por fricción puede estimarse con el criterio del Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Service d' Etudes Techniques des Routes, LCPC-SETRA (Briaud, 1987), mediante la ecuación:

$$Q_s = p \int_0^{L_s} f_{sp} D \tag{3.11}$$

donde:

- $f_{sp}$ , fricción lateral última, determinada a partir de mediciones presiométricas.
- $p$ , perímetro del pilote.
- $D$ , penetración del pilote en la capa considerada.
- $L_s$ , longitud del pilote donde actúa la fricción lateral.

La fricción lateral última se obtiene en función del tipo de suelo, del tipo de pilote y de la presión límite,  $p_L$ , medida en ensayos presiométricos a la profundidad de interés. Se utiliza la Tabla 3.10 para seleccionar la curva de la Fig. 3.4 que debe emplearse para determinar  $f_{sp}$  a partir del valor de  $p_L$  considerado. Aunque para obtener los valores de fricción lateral admisible algunos autores han recomendado un factor de seguridad mínimo de 2, otros, apoyados en pruebas de carga, indican sea de 2.8.

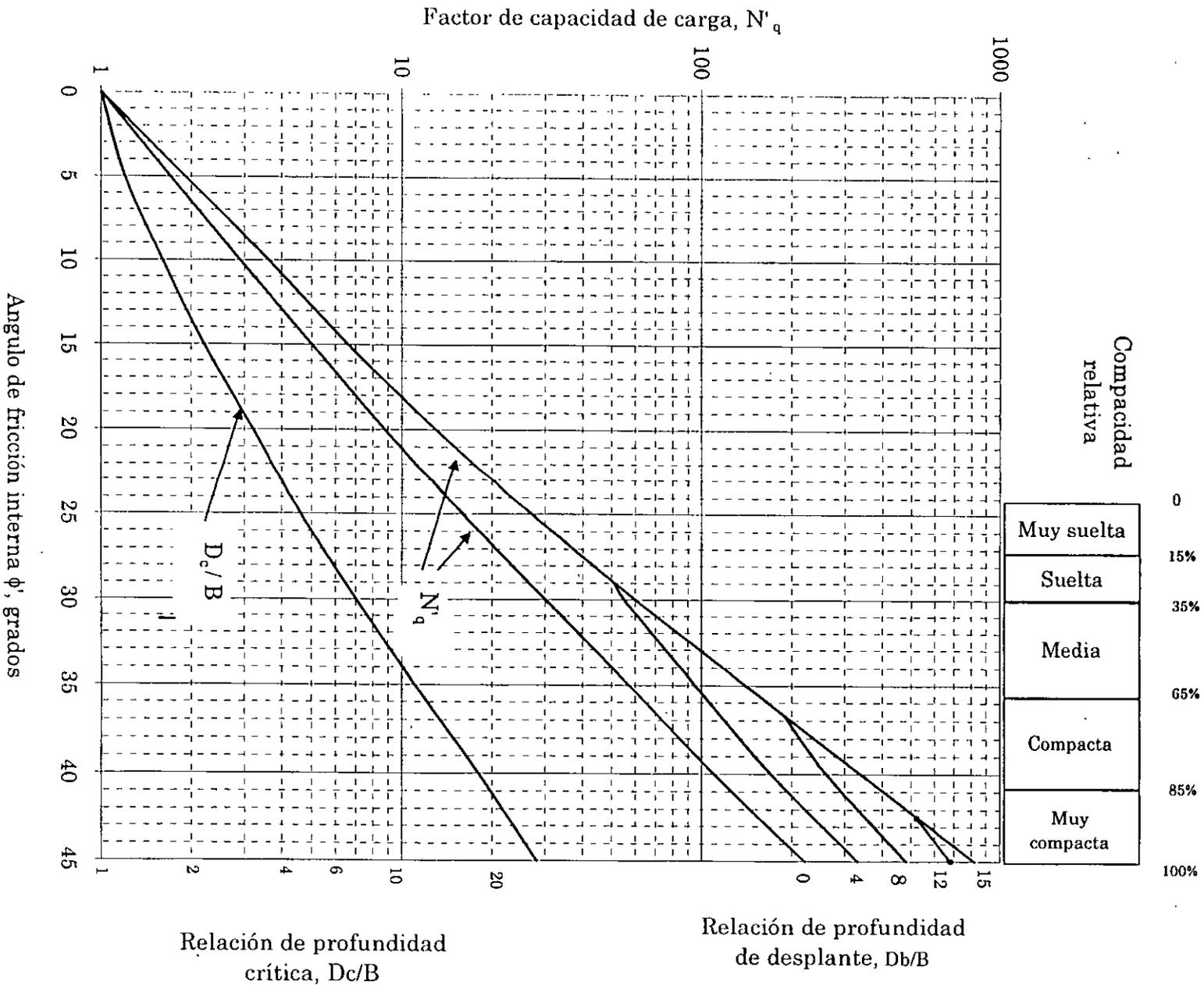


Fig. 3.2, Factores de capacidad de carga de y relaciones de profundidad crítica para pilotes hincados, (Meyerhof, 1976).

Tabla 3.8, Tipos de pilotes o pilas para aplicar el método del L.P.C. con los resultados de la resistencia de punta,  $q_c$ , en pruebas de cono (Briaud and Miran, 1991b).

No.	Concepto	Descripción
1	Pila perforada sin lodos	Instalada sin lodos de perforación. Aplicable sólo en suelos cohesivos arriba del nivel freático.
2	Pila perforada con lodos	Se utilizan lodos para soportar a la perforación. El concreto se coloca del fondo hacia arriba, desplazando los lodos.
3	Pila perforada con ademe	Perforada dentro de un ademe de acero que confina al suelo. El concreto se coloca en la perforación a medida que se extrae el ademe.
4	Pila perforada con helicoide hueco	Instalada utilizando un helicoide hueco, continuo, de longitud igual o mayor que el de la pila propuesta. El helicoide se extrae sin giro, mientras se inyecta simultáneamente concreto a través de su hueco central.
5	Pila excavada manualmente	El método requiere la presencia de trabajadores en el fondo de la excavación; las paredes de ésta se soportan con elementos de cimbra o ademe.
6	Micropilote tipo I	De diámetro menor a 25cm (10in). Se instala en perforación previa, ademada. Después de llenar el ademe con concreto, se tapona su parte superior y se aplica presión por dentro del ademe, entre el concreto y el tapón. El ademe se recupera manteniendo la presión contra el concreto.
7	Pilote de tornillo	No aplicable a suelos friccionantes bajo agua. Al frente de un tubo corrugado se coloca una herramienta tipo tornillo. El tubo es empujado y atornillado en el suelo. Mientras se coloca el concreto se extrae el tubo aplicando rotación inversa.
8	Pilote de acero, hincado, con recubrimiento de concreto	Pilote de acero, de sección tubular (15 a 50cm, 0.5 a 1.64ft) de diámetro exterior), H o formado con secciones soldadas de tablestacas. El pilote se hinca con una zapata protectora de mayor tamaño. Cuando el hincado prosigue, se inyecta concreto a través de una manguera cercana a la zapata, produciendo un recubrimiento alrededor del pilote.
9	Pilote de concreto precolado, hincado,	De concreto reforzado o presforzado. Se instala por hincado o vibrohincado.
10	Pilote de acero, hincado	Pilote de acero, hincado en el lugar, de sección H, tubular o de cualquier forma obtenida con secciones soldadas de tablestacas.
11	Pilote de concreto postensado, tubular	Fabricado con elementos cilíndricos, huecos, de concreto, ligeramente reforzados y unidos mediante presfuerzo antes del hincado. Cada elemento mide generalmente de 1.5 a 3.0m (5 a 10ft) de largo y de 0.6 a 0.9m (2 a 3ft) de diámetro. Los pilotes se hincan con su fondo abierto.
12	Pilote de concreto, hincado, con tapón en el fondo	El hincado se logra mediante un tapón inferior de concreto. El ademe se extrae mientras se compacta concreto de bajo revenimiento dentro de él.
13	Pilote moldeado, hincado	Se hinca un tubo con tapón en el fondo hasta alcanzar la posición de proyecto. El tubo se llena hasta arriba con concreto de revenimiento bajo y luego se extrae.
14	Pilote de concreto, a presión	El pilote es un elemento cilíndrico, de concreto, prefabricado o colado en el lugar, de 0.5 a 2.5m (1.64 a 8.2ft) de largo y de 30 a 60cm (1 a 2ft) de diámetro. Los elementos son empujados con gatos hidráulicos
15	Pilote de acero, a presión	Pilote de acero, empujado con gatos hidráulicos.
16	Micropilote tipo II	Pilote menor de 25cm (10in) de diámetro. El acero de refuerzo se instala en la perforación antes de colocar el concreto de abajo hacia arriba.
17	Pilote construido con alta presión de inyección	De diámetro mayor de 25cm (10in). El sistema de inyección debe producir alta presión en el concreto.

Tabla 3.9, Curvas para arenas y gravas en el método del L.P.C. (Briaud and Miran, 1991b) para diferentes tipos de pilas o pilotes, procedimientos de instalación y rangos de  $q_c$ \*.

Curva No.	$q_c$ MPa	Tipo de pilote (Tabla-3.1)	Comentarios del procedimiento de instalación
1	< 3.5	2, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15	-----
2	> 3.5	6, 7, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15	Para arena fina. En pilotes de acero, debido a que pueden conducir a valores muy pequeños de $f_{max}$ , usar la Curva 1, a menos que se tengan valores mayores en pruebas de carga. Para pilotes de concreto en arena fina con $q_c > 7.5MPa$ ( $76.5kg/cm^2$ ), usar la Curva 2
	> 5.0	2, 3	Sólo para arena fina y pilas o pilotes instalados en perforaciones previas menores de 30 m de largo; para elementos de mayor longitud, $f_{max}$ puede variar entre las Curvas 1 y 2. Cuando no haya datos disponibles de pruebas de carga, usar la Curva 1.
	> 5.0	4	Reservado para arenas que tienen alguna cohesión
3	> 7.5	6, 7, 9, 10, 13, 14, 15, 17	Para arena gruesa con grava o grava sola. Para pilotes de concreto usar la Curva 4 si puede justificarse con pruebas de carga.
	> 7.5	2, 3	Para arena gruesa con grava, o grava sola, y pilas instaladas en perforaciones previas con longitud menor de 30m. (Para grava donde $q_c > 4.0MPa$ ( $40.8kg/cm^2$ ), usar la Curva 4.)
4	> 7.5	8, 12	Para arena gruesa con grava y grava sola
5	> 5.0	16, 17	En el caso de que la inyección se haga selectiva y repetidamente con baja velocidad de flujo, será posible usar la Curva 5, si esto es justificado con pruebas de carga previas.

\*  $q_c$ , resistencia promedio por punta en pruebas de cono estático.

1MPa = 10.2kg/cm<sup>2</sup>

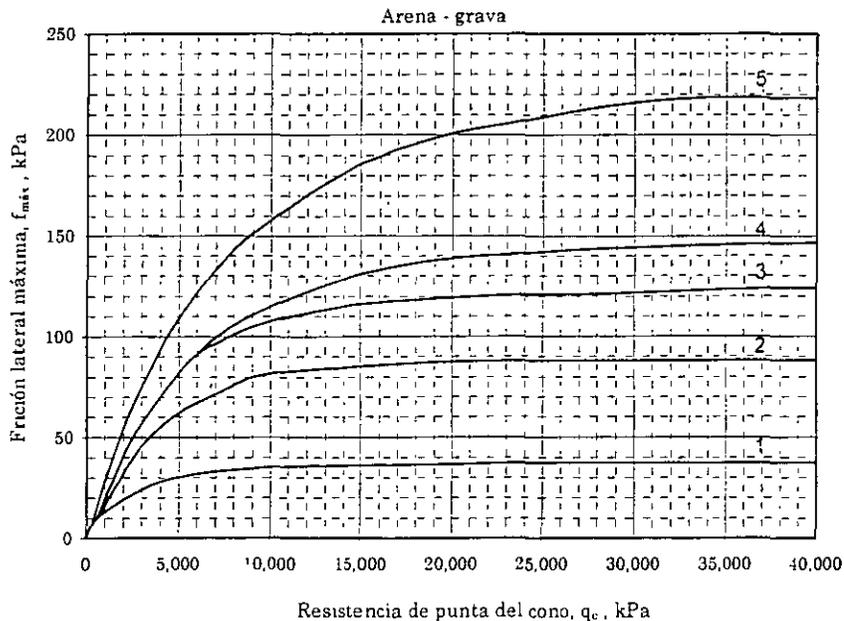


Fig. 3.3, Relación entre la resistencia de punta del cono y la fricción lateral máxima en arenas y gravas (Briaud and Miran, 1991).

Tabla 3.10, Selección de las curvas de diseño para determinar la fricción lateral unitaria,  $f_{sp}$ , con ensayos presiométricos según criterio del LCPC-SETRA (Briaud, 1987).

Pila o pilote	Arena	Grava	Arcilla y limo plástico
Perforada en seco			Q1*, Q2 (2), Q3 (3)
Perforada con lodo	Q1* (6), Q2	Q2 (6), Q3	Q1*, Q2 (2)
Perforada, con ademe recuperado	Q1* (6), Q2	Q2 (6), Q3	Q1*, Q2 (4)
Perforada, con ademe perdido	Q1	Q2	Q1
Caissons (1)			Q2, Q3 (5)
Hincado, de metal, con punta cerrada	Q2	Q3	Q1*, Q2 (5)
Hincado, de concreto	Q3	Q3	Q2
Hincado, moldeado (10)	Q2*	Q3	Q2
Hincado, recubierto (11)	Q3*	Q4	Q2
Inyectado a baja presión	Q3*	Q3*	Q2*
Inyectado a alta presión (8)	Q5*	Q6*	Q5*

\* Probablemente conservadora, pero la fricción no puede incrementarse sin verificarla con pruebas de carga

- (1) Sin dejar el ademe en la perforación (contacto rugoso).
- (2) Rimado y ranurado antes de colocar el concreto.
- (3) Rimado y ranurado antes de colocar el concreto; sólo para arcillas muy firmes ( $q_L > 1.44MPa$ ,  $14.7kg/cm^2$ ).
- (4) Perforación en seco, sin girar el ademe.
- (5) Arcillas firmes ( $q_L > 1.44MPa$ ,  $14.7kg/cm^2$ ).
- (6) Pilotes largos ( $> 30m$ ,  $99ft$ ).
- (7) Si el hincado es posible.
- (8) Inyección selectiva y repetitiva con baja velocidad de flujo.
- (9) Como (8) y con una adecuada inyección de la masa fisurada. Especialmente para micropilotes en los cuales se recomiendan pruebas de carga.
- (10) Ademe hincado, con punta cerrada; una vez alcanzada la penetración final, el ademe se llena con concreto, se deja su punta perdida y se retira el ademe.
- (11) Tubos hincados o de sección H con una zapata ampliada ( $5cm$ ,  $2in$ , de tamaño adicional); cuando se hinca el pilote se inyecta mortero en el espacio anular.

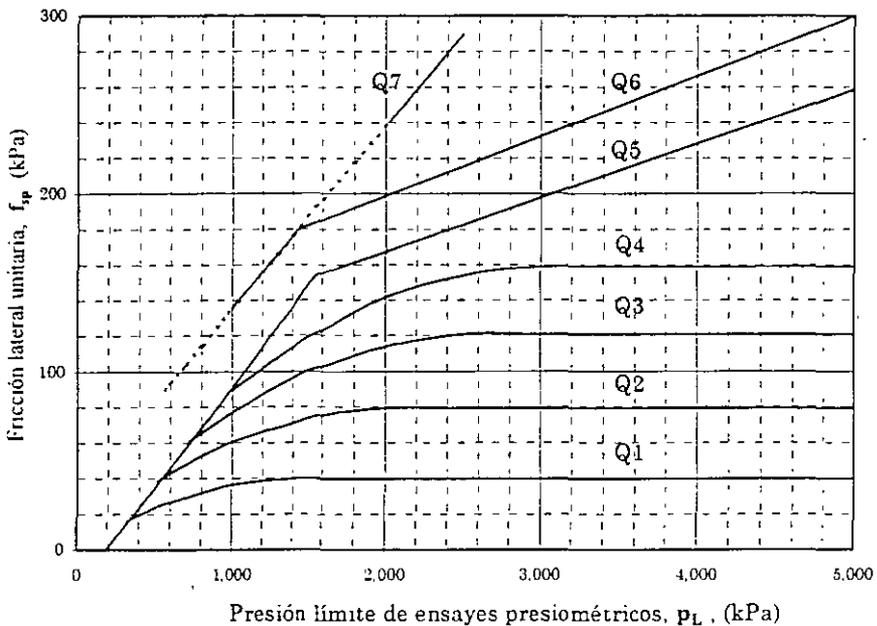


Fig. 3.4, Relación entre la presión límite de ensayos presiométricos y la fricción lateral unitaria según criterio LCPC-SETRA, 1985 (Briaud, 1987)

Con relaciones teóricas

La capacidad de carga última por fricción puede determinarse con la ecuación:

$$Q_s = K_s p'_{os} \tan \delta A_s \quad (3.12)$$

donde:

$Q_s$ , capacidad de carga última por fricción

$p'_{os}$ , presión vertical efectiva media a lo largo del pilote; bajo la profundidad crítica se recomienda usar el esfuerzo correspondiente a esta profundidad, tomando en cuenta lo señalado en el inciso "e" de 3.3.1.

$K_s$ , relación entre los esfuerzos horizontal y vertical del suelo, efectivos, en el fuste del pilote.

$\tan \delta$ , coeficiente de fricción lateral pilote-suelo.

$A_s$ , área de la superficie lateral de la punta del pilote

El valor de  $K_s$  está influenciado por el ángulo de resistencia al corte, la compresibilidad y estado original de esfuerzos en el suelo, así como por el método de instalación y geometría del pilote. Al incrementarse la compacidad, el ángulo de resistencia al corte y la cantidad de suelo desplazado su valor aumenta. Para pilotes hincados con desplazamiento de suelo, se considera que  $K_s$  es de 1 a 2 veces el coeficiente de presión de tierras en reposo,  $K_o$ , mientras que en los de poco desplazamiento (como los de sección  $H$  ó instalados en perforaciones previas),  $K_s$  está comprendido entre  $3/4$  y  $5/4$  de  $K_o$ . En pilotes instalados con chiflón,  $K_s$  varía entre  $1/2$  y  $2/3$  de  $K_o$ .

La Tabla 3.11 contiene valores de  $K_s$  y  $\delta$  (Simons and Menzies, 1977) para pilotes hincados, y que toman en cuenta la compactación inducida durante su instalación. Se recomienda que los valores empleados se verifiquen en pruebas de carga.

Tabla 3.11, Valores de los coeficientes  $K_s$  y  $\delta$  para pilotes hincados en arena..

Material del pilote	$K_s$		$\delta$
	Arena suelta	Arena compacta	
Concreto	1.0	2.0	$\frac{3}{4} \phi$
Acero	0.5	1.0	$20^\circ$

Debido a las dificultades de medición de  $K_o$ , con frecuencia se combinan los términos  $K_s$  y  $\tan \delta$  como sigue:

$$\beta = K_s \tan \delta \quad (3.13)$$

por lo que la ecuación (3.12) se reduce a:

$$Q_s = \beta p'_{os} A_s \quad (3.14)$$

A este formato se le conoce como Método  $\beta$ . El valor de  $\beta$  se ha determinado experimentalmente en pruebas de carga a escala natural. En la Tabla 3.12 aparecen valores de  $\beta$  que sugiere el manual canadiense de cimentaciones

Tabla 3.12, Rangos de valores del coeficiente  $\beta$  (CGS, 1992).

Tipo de suelo	Pilotes hincados	Pilotes en perforaciones previas
Limo	0.3 - 0.5	0.2 - 0.3
Arena suelta	0.3 - 0.8	0.2 - 0.4
Arena med. compacta	0.6 - 1.0	0.3 - 0.5
Arena compacta	0.8 - 1.2	0.4 - 0.6
Grava	0.8 - 1.5	0.4 - 0.7

Para pilotes que provocan desplazamiento importante en arenas, otros autores (Bhushan, 1982; Coduto, 1994) proponen la ecuación:

$$\beta = 0.18 + 0.65 C_r \quad (3.15)$$

donde:

$C_r$ , compacidad relativa de la arena, expresada en forma decimal.

Asentamiento de pilotes aislados

Para el cálculo de asentamientos de pilotes aislados se aplican métodos empíricos y semiempíricos; sin embargo, el criterio más aceptado se fundamenta en los resultados de pruebas de carga. Algunos investigadores consideran que el cálculo de asentamientos de pilotes hincados basado en propiedades elásticas

del suelo y del material del pilote es impreciso y de valor práctico reducido.

La experiencia ha mostrado que el asentamiento de un pilote aislado depende de su diámetro y de la relación "capacidad/carga aplicada". Normalmente, cuando ésta relación es mayor de 2, el asentamiento en suelos friccionantes es pequeño.

• Método basado en pruebas de cono estático (CPT)

Cuando se cuenta con valores de resistencia de punta con cono estático,  $q_c$ , y de fricción lateral,  $f_{sc}$ , puede aplicarse el criterio de Verbrugge (Briaud, 1991) para determinar el asentamiento en la cabeza del pilote. El cálculo se realiza por iteraciones. En él se divide al pilote y al perfil de valores de  $q_c$ , - obtenido desde la superficie del terreno hasta una profundidad igual a  $4B$  bajo la punta del pilote-, en  $n$  capas o segmentos de espesor constante, menores de  $3m$  (10ft), y numeradas de abajo hacia arriba.

El asentamiento se calcula aplicando sucesivamente las ecuaciones:

$$s_1 = \frac{q_1 B}{3.125 E_{s1}} \quad (3.16)$$

$$s_{i+1} = s_i + \frac{q_i \Delta L}{E_p} \quad \text{para } 1 < i < n \quad (3.17)$$

donde:

- $s_1$ , asentamiento en la capa 1.
- $E_{s1}$ , módulo de deformación del suelo en la capa 1, determinada con la ecuación (3.21).
- $s_{i+1}$ , asentamiento en la capa  $i + 1$ .
- $s_i$ , asentamiento en la capa  $i$ .
- $\Delta L$ , longitud de cada segmento en el que se dividió al pilote.
- $E_p$ , módulo de elasticidad del material del pilote.
- $q_i$ , carga unitaria aplicada en la capa  $i$ .

La ecuación (3.16) se aplica a la capa de apoyo o primera capa ( $i = 1$ ) y la (3.17) a las capas subsecuentes hacia arriba.

La carga unitaria,  $q_1$ , que actúa en la punta del pilote se estima preliminarmente con la ecuación:

$$q_1 = \frac{Q}{A_p \left( 1 + m_c \frac{L}{B} \right)} \quad (3.18)$$

donde:

- $q_1$ , carga unitaria aplicada en la capa de apoyo o capa 1.
- $Q$ , carga aplicada en la cabeza del pilote.
- $A_p$ , área de la sección transversal en la punta del pilote.
- $m_c$ , factor igual a 0.2 para pilotes hincados y a 0.5 para los instalados en perforaciones previas.
- $L$ , longitud total del pilote.
- $B$ , diámetro del pilote.

La carga unitaria en las capas superiores se calcula con la ecuación:

$$q_{i+1} = q_i + \frac{f_i \Delta L p}{A_p} \quad (3.19)$$

donde:

- $q_{i+1}$ , carga unitaria en la capa  $i+1$ .
- $f_i$ , fricción lateral unitaria en la capa  $i$ .
- $p$ , perímetro del pilote.

El valor de  $f_i$  a su vez se determina con:

$$f_i = s_i \frac{0.22 E_{si}}{B} \quad (3.20)$$

siendo:

$E_{si}$ , módulo de elasticidad de la capa  $i$  del suelo, dado por la ecuación:

$$E_{si} = 10340 + 6.6 q_{ci} \quad (3.21)$$

en la que:

$E_{si}$ , en  $kPa$  ó  $kN/m^2$

La ecuación (3.21) se recomienda para valores de  $q_c > 400kPa$  ( $40t/m^2$ ) y se utiliza tanto para pilotes instalados en perforaciones previas como hincados.

El asentamiento total calculado es  $s_{n+1}$  y está ocasionado por la carga unitaria  $q_{n+1}$ . Si el valor de  $q_{n+1}$  es igual al de  $q_1$  supuesto inicialmente, el cálculo termina; de lo contrario se efectúa otra iteración con un nuevo valor de  $q_1$ .

▪ Método de Vesic

Uno de los métodos más usados para calcular el asentamiento de un pilote individual es el conocido como semiempírico (Vesic, 1977), que utiliza la ecuación:

$$s_t = s_p + s_{ps} + s_e \quad (3.22)$$

en la que:

$$s_p = \frac{C_p Q_{ap}}{B q_p} \quad (3.23)$$

$$s_{ps} = \frac{C_s Q_{as}}{L_s q_p} \quad (3.24)$$

$$s_e = \frac{(Q_{ap} + \alpha_s Q_{as}) L}{A_p E_p} \quad (3.25)$$

donde:

- $s_t$ , asentamiento total en la cabeza de un pilote.
- $s_p$ , asentamiento en la punta del pilote, causado por la carga transmitida a ésta.
- $s_{ps}$ , asentamiento provocado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote.
- $s_e$ , deformación elástica del pilote.
- $C_p$ , coeficiente empírico de punta dado en la Tabla 3.13.
- $Q_{ap}$ , carga neta admisible ó de trabajo en la punta del pilote.
- $B$ , diámetro del pilote.

$q_p$ , capacidad de carga última, unitaria, de punta.

$C_s$ , coeficiente empírico por fricción lateral, dado por la ecuación (3.26).

$Q_{as}$ , carga permisible o de trabajo en el fuste del pilote.

$\alpha_s$ , coeficiente que depende de la distribución de la fricción lateral a lo largo del pilote.

$L_s$ , longitud del pilote donde actúa la fricción lateral.

$A_p$ , área de la sección transversal del fuste del pilote.

$L$ , longitud total del pilote

$E_p$ , módulo de elasticidad del pilote.

Tabla 3.13, Valores típicos del coeficiente  $C_p$  para el cálculo de asentamientos con el criterio de (Vesic, 1977).

Tipo de suelo	Pilotes hincados	Pilotes en perforaciones previas
Arena (compacta a suelta)	0.02 - 0.18	0.09 - 0.18
Limo (compacto a suelto)	0.03 - 0.05	0.09 - 0.12
Arcilla (dura a blanda)	0.02 - 0.03	0.03 - 0.06

$$C_s = 0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L_s}{B}} C_p \quad (3.26)$$

Se recomienda que  $\alpha_s$  sea de 0.5 para una distribución uniforme o parabólica de la fricción lateral a lo largo del pilote y de 0.67 para una distribución triangular (cero en la cabeza del pilote y máxima en la base). Para propósitos prácticos, se ha visto que cualquier valor de  $\alpha_s$  proporciona estimaciones razonables de asentamiento, ya que una distribución uniforme o triangular no afecta sensiblemente a esos valores (Sharma and Joshi, 1988; Prakash, 1990). La distribución de la fricción lateral sólo puede obtenerse por mediciones de ésta en el fuste del pilote durante pruebas de carga.

▪ Método con pruebas de carga

Ya que el efecto del tiempo es generalmente despreciable en los suelos predominante-

mente friccionantes, los asentamientos observados durante pruebas de carga se pueden considerar como representativos del comportamiento a largo plazo del pilote. Las pruebas de carga (Capítulo 7) son consideradas como el único método que permite estimar asentamientos de pilotes con cierta precisión.

#### b) Pilas coladas *in situ*

En este inciso se tratan las pilas de concreto coladas *in situ*, considerando a éstas como elementos mayores de 60cm (2ft) de diámetro. Desde el punto de vista de su confiabilidad constructiva, no son recomendables elementos de diámetro inferior al antes mencionado.

La capacidad de carga total de pilas coladas *in situ* puede considerarse compuesta también por dos partes, una formada por la resistencia en la base y otra por la resistencia lateral. En el cálculo de esa capacidad, algunos autores desprecian la contribución de la fricción lateral del fuste y suponen que toda la carga se transfiere al suelo por punta.

Sin embargo, en pruebas de carga se ha observado que, para deformaciones reducidas, la contribución de la fricción lateral es significativa y llega a desarrollarse totalmente con deformaciones de 5 a 10mm (0.2 a 0.4in), independientemente del diámetro del fuste. Por otro lado, para una completa movilización de la resistencia por punta de la pila se requieren deformaciones del orden del 10 al 20% del diámetro de su base. Por tanto, para una carga de trabajo usual, el comportamiento de la pila puede ser diferente del previsto si no se considera la contribución de la fricción lateral.

Otros autores indican que en arenas, para una completa movilización de la resistencia de fricción lateral, se requieren deformaciones de  $0.007B_s$  a  $0.009B_s$  y para la resistencia de punta de  $0.04B_b$  a  $0.06B_b$ , donde  $B_s$  es el diámetro del fuste de la pila y  $B_b$  el de su base, en *m* (Reese and O'Neill, 1989).

Los análisis de capacidad de carga en pilas son semejantes a los usados para pilotes hincados (véase inciso "a" de 3.3.1, y están sujetos a las mismas incertidumbres, pero los valores de los parámetros son diferentes debido a que los

procesos constructivos también lo son. Se han desarrollado métodos empíricos, semiempíricos y teóricos para calcular la capacidad de las pilas, muchos de ellos calibrados con pruebas de carga a escala natural.

Las pruebas de carga en pilas constituyen la manera más confiable de establecer el valor de la capacidad última, aunque por su elevado costo sólo se ejecutan cuando son económicamente justificables, como es el caso de obras grandes o de investigaciones donde sus beneficios pueden extenderse a varios proyectos.

#### □ Capacidad de carga en la base

La capacidad de carga unitaria en la base de pilas en suelos predominantemente friccionantes, es menor que la de pilotes hincados debido a que: 1) el suelo de apoyo se altera por el proceso de excavación, especialmente si éste es mecanizado; 2) no se presenta densificación del suelo bajo la punta de las pilas, como sucede con pilotes hincados; 3) ocurre un alivio temporal de esfuerzos en tanto la excavación (o perforación) permanece abierta y 4) la profundidad de influencia crece debido al mayor diámetro.

Al igual que en el caso de pilotes, los métodos de cálculo se agrupan en criterios apoyados en resultados de pruebas de campo (cono estático o presiómetro), en criterios estáticos fundamentados en relaciones teóricas o en criterios según pruebas de carga a escala natural, siendo estos últimos los más recomendados.

Cuando se cuenta con valores de resistencia de cono, la capacidad de carga admisible de la capa de apoyo se determina con la ecuación (3.3) o con la (3.4) si se aplica el criterio del L.P.C. Para que el asentamiento de la pila no sea mayor de  $0.1B_b$ , se ha sugerido (Albiero and Cintra, 1998), limitar el valor de  $K_c$  a valores comprendidos entre 0.08 y 0.15.

Si se dispone de mediciones presiométricas, es aplicable la ecuación (3.5) propuesta para pilotes hincados, pero con un valor de  $K_f$  de 1.1.

La capacidad de carga última también puede calcularse con relaciones teóricas como las ecuaciones (3.8) ó (3.9) del inciso "a" de 3.3.1. En

el caso de la ecuación (3.8), se utilizan con más frecuencia los valores de  $N'_q$  propuestos por Brinch Hansen en 1970 y Meyerhof en 1976; es importante señalar que cuando la pila es oblonga y con una relación de largo a ancho superior a 5, el valor de  $N'_q$  debe reducirse al menos en 30 %.

□ Capacidad de carga por fricción

En la determinación de la capacidad de carga por fricción lateral de pilas coladas *in situ* son aplicables las expresiones señaladas para pilotes hincados, pero con los factores que toman en cuenta su procedimiento constructivo.

Si se tienen valores de la fricción lateral medida con cono estático,  $f_{sc}$ , se emplea la ecuación (3.10). En caso de contar sólo con valores de resistencia de punta,  $q_c$ , puede utilizarse el criterio del L.P.C. con las Tablas 3.8 y 3.9 y la Fig. 3.3. Como opción,  $f_{sc}$ , puede estimarse a partir de  $q_c$  (Albiero and Cintra, 1998) con la ecuación (3.27), pero limitando su magnitud a  $80kPa$  ( $8t/m^2$ ) como máximo.

$$f_s = 0.004q_c \quad (3.27)$$

Cuando se cuenta con mediciones presiométricas, se aplica la ecuación (3.12), con los valores de  $f_{sp}$  obtenidos de la Tabla 3.10 y de la Fig. 3.4 para pilas, de acuerdo a su procedimiento de construcción.

La capacidad de carga por fricción también puede estimarse con las ecuaciones (3.12) o (3.14), pero tomando en cuenta el cambio en los parámetros por su procedimiento constructivo. Para la ecuación (3.12) se han recomendado valores de  $K_s$  de 0.7 si  $L_s < 8m$  (26.4ft); de 0.6 si  $L_s = 8$  a  $12m$  (26.4 a 39.6ft) y de 0.5 si  $L_s > 12m$  (39.6ft), siendo  $L_s$  la longitud de la pila en la que actúa la fricción lateral (Albiero and Cintra, 1988); se recomienda que  $\delta = \phi - 3^\circ$  para tomar en cuenta el ángulo de fricción reducido por la perforación. En caso de aplicar la ecuación (3.14), se utilizan los valores de  $\beta$  de la Tabla 3.12 correspondientes a pilotes en perforaciones previas.

Es importante señalar que en pilas construidas con ademe perdido normalmente existe una separación entre el suelo y el fuste; por este motivo, no se considera la contribución de

fricción, que es apenas suficiente para equilibrar el peso propio de la pila. En este caso, la carga queda soportada sólo por punta.

□ Asentamiento de pilas coladas *in situ*

El asentamiento de pilas aisladas se debe a dos causas principales: la compresión de azolves depositados en el fondo de la perforación antes del colado y la deformación de la pila y del suelo bajo su base. La primera es difícil de evaluar y por ello debe evitarse usando un procedimiento constructivo adecuado; la segunda ocurre en forma inmediata y depende de la deformabilidad de los suelos de apoyo. El asentamiento también puede calcularse con los métodos señalados para pilotes hincados.

Cuando se cuenta con resultados de pruebas de cono estático, el asentamiento de una pila puede estimarse con las ecuaciones (3.16) a (3.21), pero considerando en la ecuación (3.18) un valor de  $m_c$  de 0.5.

El asentamiento también puede calcularse con el método semiempírico de Vesic, mediante las ecuaciones (3.22) a (3.26), con un valor del coeficiente  $C_p$  en las ecuaciones (3.23) y (3.26) de 0.09 para arenas compactas y de 0.18 para arenas sueltas.

Para pilas que se considera trabajan únicamente por punta, se puede optar por el método empírico (CFE, 1981), dado por la ecuación:

$$s_t = \frac{\sum QL}{E_p A_p} + 1.57 \frac{\sum Q}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - \nu_s^2) \quad (3.28)$$

donde:

- $s_t$ , asentamiento total de la cabeza de la pila
- $\sum Q$ , combinación más desfavorable de cargas (por pila)
- $L$ , longitud total de la pila
- $E_p$ , módulo de deformación de la pila
- $A_b$ , área de la base de la pila
- $A_s$ , área de la sección transversal del fuste de la pila
- $E_p$ , módulo de elasticidad medio de los suelos de apoyo

$\nu_s$  relación de Poisson media de los suelos de apoyo.

c) Grupos de pilotes o pilas en suelos predominantemente friccionantes

Los grupos de pilotes o pilas deben revisarse para que cumplan las condiciones de capacidad de carga admisible y de asentamientos.

□ Capacidad de carga de grupos

La capacidad de carga de grupos en suelos predominantemente friccionantes sólo puede definirse de manera aproximada con alguno de los siguientes tres criterios:

- La capacidad del grupo es la suma de las cargas permisibles de los elementos individuales
- La falla ocurre en un bloque definido por el perímetro externo del conjunto de pilotes o pilas, por lo que la capacidad de carga se calcula como una zapata grande, adicionándole la resistencia por fricción de los lados del bloque (Terzaghi and Peck, 1967).
- Si el grupo de pilotes o pilas está apoyado en un estrato firme de espesor limitado, que descansa sobre un depósito de suelo blando, la capacidad de carga última del grupo está dada por el menor de los valores siguientes: 1) a suma de las capacidades de los pilotes individuales ó 2) la resistencia a la falla como cuerpo rígido de una pila equivalente formada por el grupo de elementos individuales y la masa de suelo afectada; este último tipo de falla se produce por punzonamiento a través del estrato firme hasta alcanzar el suelo blando subyacente.

En todos los casos debe comprobarse que la capacidad del grupo sea mayor que la carga total aplicada.

Para cualquier criterio, se sabe que la carga última de un grupo de pilotes o pilas,  $Q_g$ , generalmente difiere de la suma de las cargas últimas de los elementos individuales  $\Sigma Q_u$ . A la relación  $Q_g/\Sigma Q_u$  se le denomina eficiencia del grupo. En arenas, la eficiencia depende de varios factores, siendo los más importantes la

compacidad relativa inicial del suelo, el procedimiento constructivo, la longitud de pilotes y/o pilas, y el espaciamiento entre ellos.

En grupos de pilotes hincados con separación de 2 a 4 diámetros entre centros, las pruebas de carga a escala natural y en modelos han permitido observar que la carga última resulta frecuentemente mayor que la suma de las cargas últimas de los pilotes individuales; esto se atribuye a la compactación inducida que aumenta la fricción lateral. Debido a que la influencia de esa compactación no puede evaluarse en forma confiable, se recomienda tomar a la carga última de un grupo de pilotes en arena no subyacente por un estrato blando, como la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales (Meyerhof, 1976). La resistencia por punta no se ve afectada prácticamente por el efecto de grupo, aún para espaciamientos pequeños entre pilotes.

Para grupos con más de 10 pilotes, el manual de cimentaciones canadiense (CGS, 1985) señala que si el espaciamiento es mayor de  $7 B_b$ , éstos actúan como elementos aislados y que, por otra parte, ese espaciamiento no debe ser menor de  $2.5 B_b + 0.02 D$  centro a centro, donde  $B_b$  es el diámetro del pilote o pila en la base y  $D$  la longitud de empotramiento media.

□ Asentamiento de grupos de pilotes o pilas

El asentamiento de un grupo de pilotes o pilas siempre es mayor que el de elementos aislados debido a la mayor profundidad de influencia del grupo. En la magnitud del asentamiento influye el procedimiento constructivo, la geometría y dimensiones del grupo y la compacidad relativa de los suelos predominantemente friccionantes.

No existe una teoría general para estimar el asentamiento de grupos de pilotes, por lo que es frecuente que éste se evalúe con criterios empíricos, aunque son menos confiables que los que se aplican a pilas o pilotes aislados.

Debe tenerse en cuenta que cuando los pilotes o pilas apoyados de punta están sometidos a fricción negativa proveniente de un estrato superior de suelos consolidables, la fuerza de arrastre por unidad de área del grupo de pilotes se incluye como parte de la presión neta de contacto al calcular el asentamiento.

Entre los métodos más utilizados para calcular el asentamiento de grupos de pilotes en suelos friccionantes se encuentran los siguientes:

- Método basado en CPT

El asentamiento de un grupo de pilotes en suelos predominantemente friccionantes, saturados, también puede estimarse con los resultados de pruebas de penetración de cono estático, mediante la ecuación (Meyerhof, 1976):

$$S_g = \frac{p B' I_m}{2 q_c} \quad (3.29)$$

donde:

- $p$ , perímetro del pilote
- $B'$ , ancho del grupo.
- $I_m$ , factor de influencia, dado por la ecuación (3.30) y usualmente comprendido entre 0.5 y 1.0.
- $q_c$ , resistencia promedio de punta con cono estático, en la zona de influencia del asentamiento

$$I_m = 1 - \frac{D'}{8B'} \geq 0.5 \quad (3.30)$$

donde:

- $D'$ , profundidad efectiva del grupo de pilotes o pilas en la capa de apoyo.

Existen otros métodos para estimar el asentamiento de grupos de pilotes a partir de resultados de pruebas de cono estático, modelando a los pilotes como elementos finitos, a la respuesta del suelo con resortes no lineales y a la interacción pilote-suelo con las ecuaciones de Mindlin (Briaud and Miran, 1991).

- Método de Vesic

Este método (Vesic, 1977) propone calcular el asentamiento de un grupo de pilotes con la ecuación:

$$S_g = \sqrt{\frac{B'}{B}} s_i \quad (3.31)$$

donde:

- $S_g$ , asentamiento del grupo de pilotes.
- $s_i$ , asentamiento total de un pilote aislado, calculado empíricamente o de pruebas de carga.
- $B'$ , ancho del grupo de pilotes (la dimensión menor).
- $B$ , diámetro o ancho de un pilote aislado.

d) Influencia del procedimiento constructivo en el diseño

Como se ha citado con anterioridad, el procedimiento constructivo de pilotes y pilas influye de manera importante en el diseño de estos elementos.

□ Pilotes hincados

En pilotes hincados en suelos predominantemente friccionantes, son importantes de considerar los siguientes aspectos constructivos:

- Resistencia al hincado

En general la penetración de un pilote hincado disminuye rápidamente después de alcanzar 5mm/golpe (0.2in/golpe) en el caso de pilotes de fricción; penetraciones menores a 3mm/golpe (0.12in/golpe) tienen poca justificación. En pilotes de punta, la penetración disminuye con rapidez después de 3mm/golpe (0.12in/golpe); una penetración final de 2mm/golpe (0.08in/golpe) sólo puede garantizarse si el hincado en los suelos que se encuentran sobre el estrato de apoyo es sencillo ó en circunstancias especiales (CGS, 1985)

Con objeto de evitar su daño estructural, se recomienda que el hincado de un pilote de concreto se suspenda cuando se alcancen 6-8 golpes en los últimos 2.5cm, 1in (3 a 4mm/golpe, 0.12 a 0.16in/golpe); en un pilote de acero ese límite es de 12 a 15 golpes, es decir, 2mm/golpe, 0.08in/golpe (Bowles, 1996).

▪ **Relajación y licuación temporal**

La capacidad de carga de pilotes hincados en algunos suelos predominantemente friccionantes está sujeta a cambios durante su instalación. En depósitos de arenas finas y limos no plásticos, compactos, saturados, la capacidad del pilote puede disminuir después del hincado debido al fenómeno conocido como "relajación". Se cree que el hincado ocasiona que el suelo bajo la punta del pilote se dilate, generando presiones de poro negativas y mayor resistencia temporal del suelo de apoyo, pero que al disiparse esas presiones se reduce dicha resistencia y con ello la capacidad del pilote.

Otro fenómeno que puede presentarse también durante el hincado es la licuación temporal, es decir, la reducción de la resistencia al corte de arenas finas o limos no plásticos situados bajo el nivel freático. La probabilidad de que ocurra esta licuación es mayor en suelos sueltos, pero puede ocurrir en depósitos compactos si hay un número suficiente de ciclos de esfuerzo, si la magnitud del esfuerzo es suficientemente grande ó si la presión confinante es baja. Después de que las presiones de poro temporales se disipan, se recupera la capacidad del pilote, lo cual se manifiesta por la mayor resistencia a la penetración.

Debido a que la resistencia a la penetración de los pilotes puede aumentar por la compactación inducida o disminuir por la relajación, es esencial que se haga el rehincado de éstos una vez restablecidas las condiciones de equilibrio del suelo. La necesidad de rehincado debe preverse desde las especificaciones de construcción.

▪ **Compactación por hincado**

Los impactos y vibraciones provocados por el hincado de pilotes en suelos predominantemente friccionantes pueden causar densificación y, en algunos casos, rotura de granos. En arenas sueltas estos efectos son más pronunciados; sin embargo, en arenas compactas, probablemente se requiera de perforaciones previas o del uso

de chiflones para instalar el pilote, procedimientos que reducen la compacidad de la arena y disminuyen ése efecto de densificación.

▪ **Hincado de grupos**

La arena situada al centro de un grupo está influenciada por más de un pilote y, por tanto, llega a densificarse más que la que se encuentra en la orilla; esta situación puede conducir a que los pilotes centrales soporten un mayor porcentaje de la carga total. Además, se recomienda que el hincado del grupo se inicie desde la parte central de aquél y hacia fuera, para evitar que el desplazamiento lateral de la arena cause una excesiva densificación que posteriormente dificulte el hincado.

Con frecuencia los pilotes hincados no quedan exactamente en la posición especificada por el proyecto. En general se consideran aceptables desviaciones hasta de 5-10cm, 2-4in (Bowles, 1996); desviaciones mayores requerirán de revisiones y adecuaciones en el diseño de la subestructura para tomar en cuenta las excentricidades que se generen por esas deficiencias ó el hincado de pilotes adicionales.

▪ **Uso de chiflón**

El uso de chiflón, es decir, la inyección de agua bajo la punta del pilote, reduce la compacidad de la arena situada bajo dicha punta, permitiendo el avance del pilote con pocos o ningún golpe de martillo. Con frecuencia este método se utiliza para penetrar rápidamente a través de capas arenosas y alcanzar un estrato de apoyo más profundo. Cuando los suelos predominantemente friccionantes contienen gravas que no son extraídas por el agua a presión, la penetración puede lograrse con una combinación de chiflón y golpes de martillo. El procedimiento puede causar algún arrastre de los suelos predominantemente friccionantes que circunden o se encuentren bajo pilotes adyacentes. Para no afectar la capacidad de carga considerada en el pilote,

el chiflón debe suspenderse al menos 1m (3.3ft) por arriba del desplante especificado; para completar la penetración se utiliza martillo.

□ Pilas coladas *in situ*

En el caso de pilas es necesario tomar en cuenta, entre otros, los siguientes factores constructivos:

- Rugosidad producida por la herramienta en las paredes de la perforación.
- Alivio de esfuerzos en el suelo, el cual está influido por el tiempo de construcción.
- Errores geométricos al perforar.
- Fluido de perforación (en caso de usarse) y tiempo de exposición del suelo.
- Efectos de construcción de pilas cercanas.
- Resistencia al agrietamiento del concreto en tensión e influencia de defectos constructivos menores en la resistencia a la tensión del concreto si el elemento es cargado lateralmente.

e) Comentarios sobre algunos aspectos de capacidad de carga en suelos predominantemente friccionantes

En la determinación de la capacidad de carga de pilotes o pilas en suelos predominantemente friccionantes es importante considerar los siguientes aspectos.

□ Profundidad crítica

La teoría convencional de capacidad de carga está limitada a elementos cortos, de longitud igual o menor de 15 a 20 diámetros. De experimentos a escala natural y observaciones de campo, algunos investigadores (Meyerhof 1976), determinaron que las relaciones teóricas son válidas sólo cuando la punta del pilote o pila se encuentra arriba de una cierta profundidad crítica  $D_c$ .

Abajo de esa profundidad crítica, tanto la presión vertical efectiva en la base del cimiento (y, por tanto, su resistencia por punta), como la resistencia por fricción lateral promedio en un depósito homogéneo de arena, alcanzan asintóticamente valores últimos y permanecen prácticamente constantes debido a efectos de

compresibilidad del suelo, rotura de granos, arqueo y otros factores; es decir, a una profundidad mayor que la crítica, la capacidad de carga es independiente de la presión por sobrecarga efectiva y sólo depende de las propiedades mecánicas de la arena.

En la mayor parte de los casos la relación  $D_c/B$  está comprendida entre 7 (para  $\phi = 30^\circ$ ) y 22 (para  $\phi = 45^\circ$ ). Valores intermedios de  $D_c$  para pilotes hincados en arena aparecen en la Fig. 3.2. En la determinación de  $D_c$  no se toma en cuenta la influencia de la sobrecarga por arriba de la capa de apoyo.

Sin embargo, investigaciones más recientes sugieren que la aparente ausencia de incremento en la presión vertical efectiva en la punta del cimiento o en la resistencia por fricción lateral a partir de una cierta profundidad, pueden ser el resultado de ignorar el efecto de "esfuerzos de cerramiento" en las pruebas de pilotes, antes de iniciadas éstas (CGS, 1992). Las evidencias disponibles a la fecha son suficientes para tener algunas dudas sobre la importancia del concepto de profundidad crítica; desdichadamente, dichas evidencias no permiten llegar a una conclusión sobre las variaciones reales de la resistencia de punta y de fricción lateral con la profundidad. Se recomienda precaución cuando se diseñen pilotes largos en suelos predominantemente friccionantes.

□ Efecto de escala

Como se trató en párrafos anteriores, la capacidad de carga última de pilotes o pilas en arena puede estimarse aplicando directamente la resistencia a la penetración estándar o del cono estático en relaciones semiempíricas simples. Sin embargo, para extrapolar la resistencia a la penetración en esos métodos, deben considerarse los efectos de escala relativos a la relación del empotramiento, espesor y características de la capa de apoyo y tamaño de los pilotes (Meyerhof, 1983).

Los resultados de pruebas de carga de pilotes (hincados o instalados en perforaciones previas), de diferentes diámetros y relaciones de empotramiento en capas arenosas, indican que las expresiones utilizadas en los cálculos de la capacidad de carga última son aceptables para

elementos de diámetro menor de  $0.5m$  ( $1.64ft$ ). Para pilotes de mayor diámetro, particularmente si se apoyan en arena compacta, Meyerhof establece un factor empírico de reducción de la capacidad de carga por punta,  $R_b$ ; el valor de ese factor decrece a medida que aumentan el diámetro del pilote y la compacidad de la arena. El factor de reducción es prácticamente el mismo para elementos hincados o instalados en perforaciones previas.

Para pilotes o pilas de diámetro mayor o igual de  $0.5m$  ( $1.64ft$ ), el factor de reducción se determina con la ecuación:

$$R_b = \left( \frac{B_b + 0.5}{2B_b} \right)^n \leq 1 \quad (3.32)$$

donde:

- $R_b$ , factor de reducción, adimensional.
- $B_b$ , diámetro de la punta o base del pilote,  $m$ .
- $n$ , índice que depende de la compacidad del material, y que puede tomarse aproximadamente como  $n = 1$  para arena suelta,  $n = 2$  para arena medianamente compacta y  $n = 3$  para arena compacta.

De sus análisis de pruebas, Meyerhof también concluye que la fricción lateral unitaria última de los pilotes o pilas en arenas de una cierta densidad, es prácticamente independiente del diámetro del pilote y que la extrapolación de la resistencia de penetración estándar o de cono estático para el cálculo con las expresiones semiempíricas, proporciona estimaciones satisfactorias de la capacidad de carga por fricción lateral.

### 3.3.2 Cimentaciones profundas en suelos predominantemente cohesivos

Los métodos analíticos de cimentaciones profundas en suelos predominantemente cohesivos (arcillas o limos plásticos), requieren del conocimiento de la resistencia al corte del suelo a corto plazo (no drenada) de los suelos, que usualmente es la condición crítica de comportamiento. Sin embargo, en algunos casos los métodos son de dudosa confiabilidad, particularmente para calcular la capacidad de carga en arcillas duras. Por ello, en los casos que se justifiquen económicamente, deben efectuarse

pruebas de carga ó bien efectuar un diseño conservador. Se tratan por separado los pilotes hincados, las pilas coladas *in situ*, los grupos de pilotes o pilas, así como la influencia del procedimiento constructivo.

#### a) Pilotes hincados

En los análisis debe tenerse en cuenta que el hincado de pilotes en suelos predominantemente cohesivos induce alteración en éstos, lo que trae consigo una pérdida temporal de su resistencia y, por tanto, una reducción en la capacidad de carga, como se trata en el inciso "d" de 3.3.2.

Cuando se hinca un pilote en arcilla saturada o lmo plástico de consistencia blanda a media, es decir, con resistencia al corte no drenada menor de  $100kPa$  ( $10.2t/m^2$ ), y su punta no descansa en un estrato duro, la capacidad de carga depende casi totalmente de la fricción lateral o adherencia a lo largo del fuste. Por otro lado, en un pilote hincado en arcilla de consistencia muy firme a dura, la capacidad de carga depende tanto de la resistencia por punta, como de fricción lateral.

#### □ Capacidad de carga por punta

Para estimar la capacidad de carga por punta de pilotes hincados, se aplican métodos fundamentados en pruebas de campo con cono o presiómetro, ó en relaciones teóricas.

#### • Con penetración de cono estático (CPT)

La capacidad de carga última por punta de un pilote en suelos predominantemente cohesivos, usando la resistencia por punta del cono estático, está dada por la ecuación (3.3) del inciso "a" de 3.3.1. Esa capacidad también puede estimarse con el criterio del L.P.C. mediante la ecuación (3.4) del mismo inciso, con un valor de  $K_c$  de 0.6 para pilotes hincados con desplazamiento completo de suelo y de 0.37 para los instalados en perforaciones previas.

#### ▪ Con ensayos presiométricos (PMT)

Cuando se cuenta con mediciones presiométricas, la capacidad de carga última se determina con la ecuación (3.5), pero utilizando un valor de  $K_q$  de 1.8 en pilotes hincados con desplazamiento completo del

suelo cohesivo, y de 1.2 en los instalados en perforaciones previas.

Con relaciones teóricas

La capacidad de carga última por punta de un pilote en suelos predominantemente cohesivos, se puede estimar con el criterio de Skempton (1951), mediante la ecuación:

$$Q_p = c_u N'_c A_p \tag{3.33}$$

donde:

- $Q_p$ , capacidad de carga última de un pilote.
- $A_p$ , área de la sección transversal de la punta del pilote.
- $c_u$ , valor mínimo de la resistencia al corte no drenada de la arcilla en el desplante del pilote.
- $N'_c$ , coeficiente de capacidad de carga, igual a 9 en pilotes con diámetro menor a 0.5m (1.64ft) y de 7 para los de diámetro mayor de 0.5m (1.64ft) pero menor de 1.0m (3.3ft).

Capacidad de carga por fricción

Para el cálculo de la capacidad de carga por fricción de pilotes hincados en suelos predominantemente cohesivos, existen también métodos que se fundamentan en pruebas de campo y en relaciones teóricas.

Con penetración de cono estático (CPT)

La capacidad de carga última por fricción a partir de resultados de pruebas cono, se calcula con la ecuación (3.10). A falta de mediciones de fricción lateral, puede emplearse el criterio del L.P.C., usando la Tabla 3.8 para definir el tipo de pilote y la Tabla 3.14 para definir, en función del tipo de suelo, del pilote y del rango de resistencia de cono, la curva de la Fig. 3.5 que permita obtener el valor de  $f_{sc}$  en función de la resistencia de punta del cono.

Con mediciones presiométricas (PMT)

La capacidad última por fricción puede estimarse con la ecuación (3.11), empleando el valor de  $f_{sp}$  obtenido con las curvas de la Fig. 3.4, a partir de la presión límite,  $p_L$ , y del tipo de pilote y suelo dado por la Tabla 3.10.

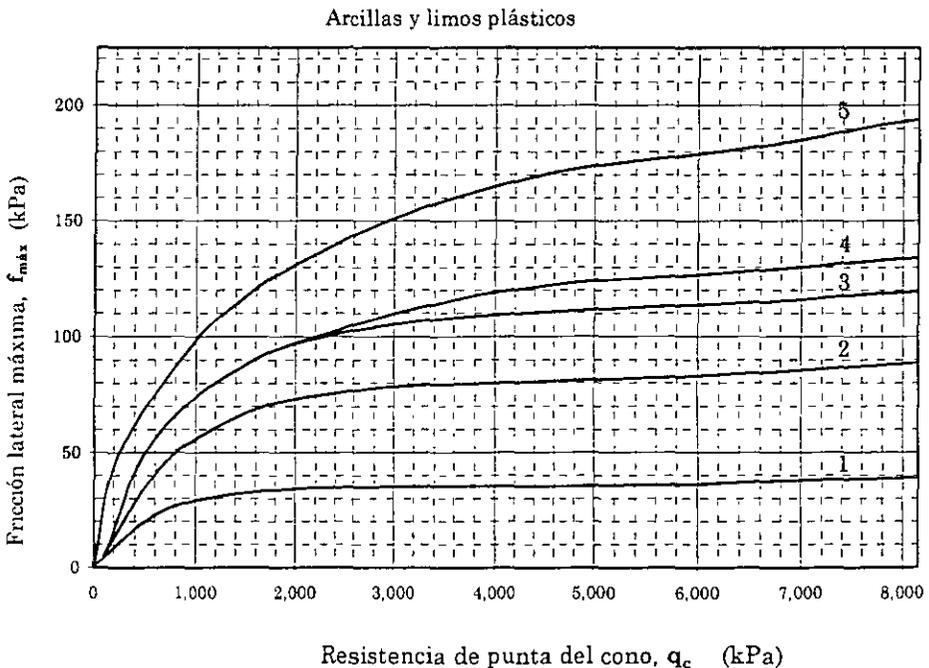


Fig. 3.5, Relación entre la resistencia de punta del cono y la fricción lateral máxima en arcillas y limos plásticos, (Briaud and Miran, 1991)

Tabla 3.14, Curvas para arcillas y limos plásticos en el método del L.P.C. (Briaud and Miran, 1991) para diferentes tipos de pilas o pilotes, procedimientos de instalación y rangos de  $q_c^*$ .

Curva No.	$q_c$ (Mpa)	Tipo de pilote (Tabla 3.5)	Comentarios del procedimiento de instalación
1	< 0.7	1-17	
	> 0.70	1, 2	Valores muy probables cuando se usan herramientas sin dientes o con hojas cortadoras de mayor diámetro y donde pueda formarse una costra de material remoldeado a lo largo de la perforación. Usar estos valores también en perforaciones profundas bajo el nivel freático que requieran limpiarse varias veces. Asimismo, usarlas en los casos donde se permite la relajación de las paredes de la perforación debido a incidentes que retrasan o detienen la colocación del concreto. En todas esas condiciones, la experiencia muestra, sin embargo, que $f_{max}$ puede estar entre las Curvas 1 y 2; usar un valor intermedio de $f_{max}$ si éste se garantiza con una prueba de carga.
2	> 1.2	4, 5, 8, 9, 10, 11, 13, 14, 15	En los pilotes de acero la experiencia muestra que, para suelos plásticos, el valor de $f_{max}$ es frecuentemente tan reducido como el dado por la Curva 1; por tanto, cuando no se disponen de pruebas de carga previas, usar esa curva. Para pilotes de concreto hincados, usar la Curva 3 en suelos de baja plasticidad con arena o con capas de arena, grava y boleos y cuando $q_c > 2500kPa$ ( $255t/m^2$ ).
	> 1.2	7	Usar estos valores en suelos donde $q_c < 2500kPa$ ( $255t/m^2$ ) y la velocidad de penetración es lenta; de otra forma usar la Curva 1. Para penetraciones lentas, cuando $q_c > 4500kPa$ ( $458t/m^2$ ), usar la Curva 3.
	> 1.2	6	Usar la Curva 3 apoyándose en pruebas de carga previas.
	> 1.2	1, 2	Usar estos valores cuando se utiliza un método cuidadoso de perforación mediante helicoides equipado con dientes, y se coloca de inmediato el concreto. En suelos con $q_c > 4500kPa$ ( $458t/m^2$ ), puede usarse la Curva 3 si se cuenta con una supervisión constante, con limpieza y rimado de las paredes de la perforación, seguida por la colocación inmediata del concreto.
	> 1.2	3	Para perforaciones en seco. Se recomienda vibrar el concreto después de sacar el ademe. En el caso de perforaciones bajo el nivel freático, donde se requiere bombeo y se necesita un movimiento frecuente del ademe, usar la Curva 1, a menos que se disponga de resultados de pruebas de carga.
3	> 7.5	12	En condiciones usuales de ejecución.
5	> 5.0	16, 17	En el caso de que haya inyección en forma selectiva y repetidamente, con baja velocidad de flujo, será posible usar la Curva 5, si esto es justificado con pruebas de carga previas.

\* $q_c$ , resistencia promedio por punta en pruebas de cono estático.

1MPa = 10 2hg/cm<sup>2</sup>

▪ Con relaciones teóricas

Hasta hace algunos años, la práctica general para evaluar la capacidad de carga por fricción de pilotes en suelos predominantemente cohesivos se fundamentaba en un enfoque de "esfuerzos totales", es decir, con la resistencia al corte no drenada de la arcilla,  $c_u$ . Para ello, se desarrollaron correlaciones empíricas entre  $c_u$  y la fricción lateral de un pilote. Debido a que ese enfoque no ha demostrado en forma definitiva su confiabilidad, particularmente cuando  $c_u > 25kPa$  ( $2.5t/m^2$ ), algunos investigadores propusieron como método alternativo de cálculo un análisis en función de "esfuerzos efectivos", esto es, con el método utilizado para suelos predominantemente friccionantes.

- Criterio de esfuerzos totales

Este criterio, conocido también como Método  $\alpha$ , propone calcular la capacidad de carga última por fricción lateral o adherencia de un pilote hincado en arcilla homogénea, con la ecuación:

$$Q_s = \alpha c_{us} A_s \quad (3.34)$$

donde:

- $Q_s$ , capacidad de carga última de un pilote por fricción lateral.
- $\alpha$ , factor de adherencia dado por la Fig. 3.6 según su condición de hincado.
- $c_{us}$ , resistencia al corte no drenada, promedio, del suelo a lo largo del fuste
- $A_s$ , área lateral del fuste del pilote.

Los valores de  $\alpha$  varían en un rango amplio y disminuyen rápidamente al aumentar la resistencia al corte; en pilotes hincados  $\alpha$  varía aproximadamente de 1.0 para arcilla muy blanda, a 0.25 en arcillas duras.

Siempre se recomienda que la capacidad de carga última que resulte de la ecuación anterior se confirme con pruebas de carga.

- Criterio de esfuerzos efectivos

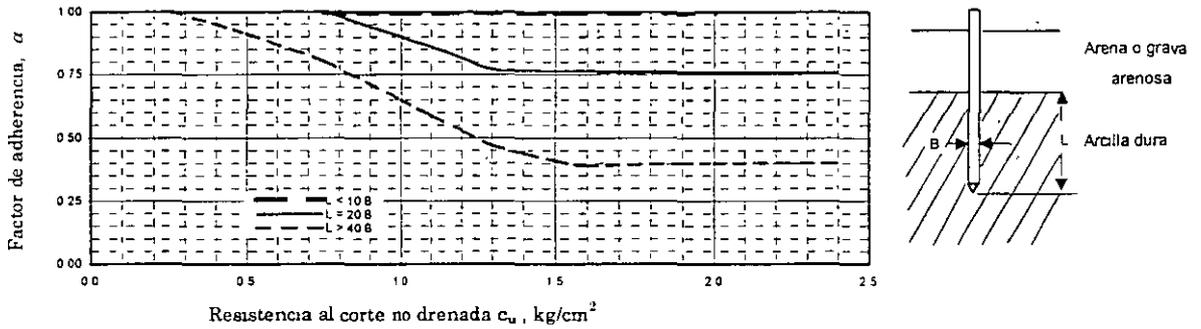
Inmediatamente después del hincado de un pilote, la fricción lateral o adherencia está dada prácticamente por la resistencia al corte no drenada de la arcilla remoldeada; sin embargo, en etapas subsecuentes y sobre todo, al final de la construcción de la cimentación, esa fricción lateral queda gobernada por los parámetros efectivos de resistencia al corte drenada,  $c$  y  $\phi'$ , de la arcilla remoldeada que ha fallado muy cerca del fuste.

En el caso de una arcilla saturada, la fricción lateral última puede calcularse aproximadamente con la resistencia al corte drenada del suelo remoldeado, suponiendo que la cohesión es nula; es decir, la adherencia sólo depende del ángulo de fricción efectiva  $\phi'$  entre la arcilla y el fuste del pilote; la capacidad de carga última,  $Q_s$ , se calcula entonces con las ecuaciones (3.12) o (3.14) establecidas para suelos predominantemente friccionantes.

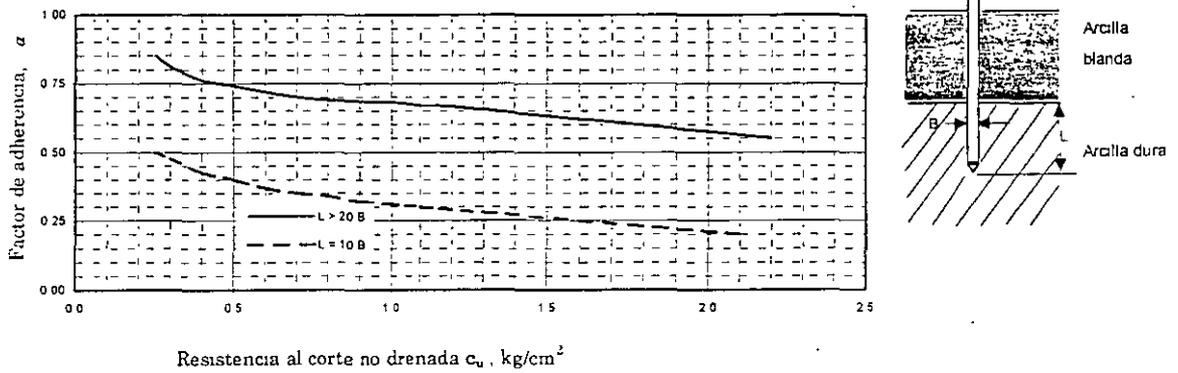
El valor medio de  $f_s$  se calcula con los valores de fricción lateral determinados a distintas profundidades a lo largo del fuste del pilote, usualmente suponiendo que  $K_s = K_o$  y que  $\delta = \phi'$ , donde  $K_o$  es el coeficiente de empuje de tierra en reposo y  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el suelo y el pilote.

Resultados de pruebas de carga indican que para arcillas con  $c_u$  menor de  $100kPa$  ( $10.2t/m^2$ ), poco preconsolidadas,  $\beta$  varía entre 0.25 y 0.32 (CGS, 1992).

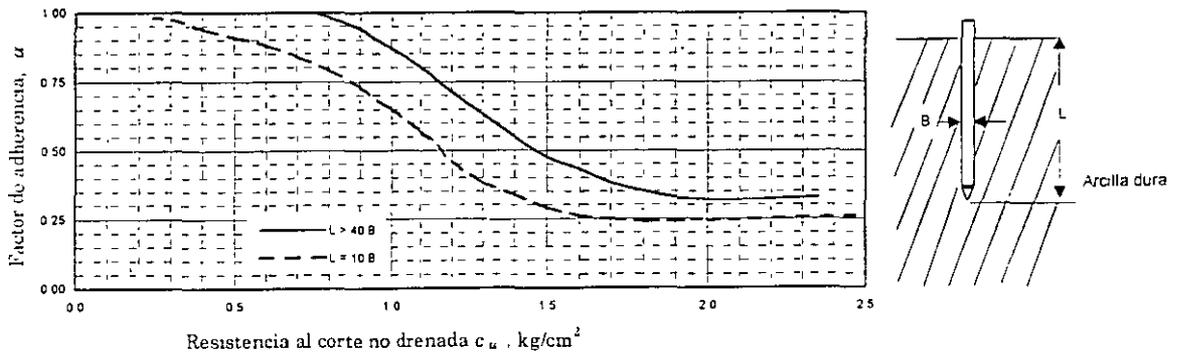
En arcillas de consistencia muy firme a dura, la capacidad por fricción de los pilotes no puede estimarse en forma confiable, ya que se conoce poco sobre el efecto del hincado en la adherencia y sobre el área de contacto efectiva pilote-suelo. Para diseños preliminares puede usarse la relación de la Fig. 3.6, pero en el diseño final se recomienda determinar la capacidad última a partir de pruebas de carga.



a) Pilotes hincados a través de arenas o gravas arenosas hasta arcilla dura.



b) Pilotes hincados a través de arcilla blanda hasta arcilla dura.



c) Pilotes sin estratos arriba de la arcilla dura.

NOTAS:

- 1 Las gráficas no son aplicables a secciones H o en cruz, ni a pilotes o pilas coladas in situ
- 2 El factor de seguridad no deberá ser menor de 2.5 excepto para diseños basados en resultados confiables de pruebas de carga

Fig. 3.6, Factor de adherencia vs. resistencia al corte para distintas condiciones de hincado de pilotes en arcilla dura (CGS, 1985)

Algunos autores recomiendan para obtener la capacidad de carga permisible del pilote se recomienda aplicar un factor de seguridad mínimo de 2.5, siempre y cuando se realicen pruebas de carga durante la construcción de la cimentación. De no efectuar estas pruebas, debe emplearse un factor de seguridad mínimo de 3.

□ Asentamiento de pilotes aislados

Se considera que los pilotes trabajan aislados cuando el espaciamiento entre ellos es mayor de siete diámetros y su cabeza no está en contacto con el suelo. Las pocas observaciones de campo disponibles indican que el asentamiento se produce principalmente debido a deformaciones locales por cortante a lo largo del fuste del pilote, en vez de consolidación; por ello, se recomienda fundamentar en pruebas de carga el análisis de asentamientos de pilotes.

b) Pilas coladas *in situ*

Las pilas coladas *in situ* (con o sin ampliación en su base), se han usado preferentemente en suelos predominantemente cohesivos duros, es decir, con  $c_u > 100kPa$  ( $10.2t/m^2$ ).

□ Capacidad de carga en la base

Para el cálculo de la capacidad de carga en la base o punta de una pila en suelos predominantemente cohesivos se aplican los mismos criterios que en pilotes hincados, con algunas variantes que toman en cuenta el tipo de pila y su procedimiento constructivo. Se pueden utilizar criterios apoyados en pruebas de campo o fundamentados en correlaciones teóricas.

Cuando se tienen mediciones de cono estático, la capacidad de carga última en la base de una pila se calcula también con la ecuación (3.3) del inciso "a" de 3.3.1, o con el criterio del L.P.C. mediante la ecuación (3.4), pero con un valor de  $K_c$  de 0.37.

Si se cuenta con mediciones presiométricas, la capacidad de carga última se determina con la ecuación (3.5), utilizando un valor de  $K_q$  de 1.2.

En el caso de aplicar relaciones teóricas, la carga última de pilas puede estimarse con el Criterio de

Skempton (1951), mediante la ecuación (3.33), con un valor de  $N'_c = 7$  para diámetros de la base,  $B_b$ , comprendidos entre 0.5 y 1.0m (1.64 y 3.3ft) y  $N'_c = 6$  para  $B_b > 1.0m$  (3.3ft).

□ Capacidad de carga por fricción

Los criterios para calcular la capacidad de carga por fricción de pilas en suelos predominantemente cohesivos son también los utilizados en pilotes hincados, con adecuaciones por su procedimiento constructivo.

Si se dispone de mediciones de fricción con cono, la capacidad de carga última por adherencia se calcula con la ecuación (3.10). A falta de mediciones de fricción lateral, puede emplearse el criterio del L.P.C., con la Tabla 3.8 para establecer el tipo de pila y definir con la Tabla 3.14 la curva de la Fig. 3.5 que debe usarse para obtener el valor de  $f_{sc}$  en función de la resistencia de punta del cono  $q_c$ , y del tipo de suelo y pila.

Si se tienen mediciones presiométricas, la capacidad última por fricción se estima con la ecuación (3.11), utilizando el valor de  $f_{sp}$  obtenido en las curvas de la Fig. 3.4, a partir de la presión límite,  $p_L$ , y del tipo de pilote y suelo dado por la Tabla 3.10.

En la determinación de la capacidad de carga se aplican también los criterios de esfuerzos totales y de esfuerzos efectivos citados en el inciso "a" de 3.3.2, con algunas particularidades.

▪ Criterio de esfuerzos totales

La capacidad de carga última por fricción lateral entre la arcilla y el fuste de una pila colada *in situ*,  $Q_s$ , puede obtenerse de la ecuación (3.34). El valor de  $\alpha$  está afectado en forma importante por el procedimiento de perforación ó excavación, que puede ocasionar el remoldeo o reblandecimiento de la arcilla, así como por la estructura de ésta y en particular de su grado de fisuración; se recomienda usar un valor de  $\alpha$  comprendido entre 0.2 y 0.4. Usualmente en esa ecuación se emplea el valor mínimo de la resistencia al corte no drenada  $c_u$ , limitándolo a un máximo de  $100kPa$  ( $10t/m^2$ ).

Los valores de  $\alpha$  se considerarán dependiendo del tipo de perforación (en seco o con lodos) y de si tienen o no ampliación en la base (campana). Se ha recomendado (Reese and O'Neill, 1989) adoptar un valor de  $\alpha = 0.55$  para  $c_{us} > 190 \text{ kPa}$  ( $19 \text{ t/m}^2$ ) y desprejciar la fricción lateral en el tramo superior del fuste de la pila hasta una profundidad de  $1.5 \text{ m}$ ; en pilas con campana se desprejcia la fricción lateral en un tramo igual a una vez el diámetro del fuste por arriba de la campana. Existen gráficas que relacionan el valor de  $\alpha$  con  $c_{us}$  para pilas perforadas o excavadas (Coduto, 1994).

▪ Criterio de esfuerzos efectivos

El cálculo por fricción en las pilas coladas *in situ* se efectúa con la ecuación (3.12). Con frecuencia se supone que  $K_s$  es igual a  $K_o$  y que  $\delta = \phi'$ ; sin embargo, como  $K_o$  depende de la historia geológica de cada arcilla en particular, el método sólo puede aplicarse cuando se haya determinado éste con métodos apropiados o en pruebas de carga.

Si se desea aplicar la ecuación (3.14), debe tenerse en cuenta que, en suelos predominantemente cohesivos, es difícil valuar  $\beta$ , ya que su magnitud es mayor cerca de la superficie del terreno -debido a la preconsolidación que normalmente existe en esa zona-, y decrece gradualmente con la profundidad, pudiendo llegar a un valor constante.

□ Asentamiento de pilas coladas *in situ*

Los asentamientos inmediatos de pilas coladas en arcillas duras pueden estimarse con la ecuación (3.28). Si existe fricción negativa, el incremento de asentamientos correspondiente se calculará incluyendo en las cargas el valor de la fricción negativa estimada.

c) Grupos de pilotes o pilas

□ Capacidad de carga de grupos en suelos predominantemente cohesivos

La capacidad de carga de un grupo de pilotes en arcilla homogénea, no sujeta a fricción negativa, con sus cabezas por arriba del terreno natural, puede definirse como el valor mínimo obtenido con los siguientes dos criterios:

- La suma de las capacidades de todos los pilotes individuales.
- La capacidad de carga de la base de la envolvente del grupo más la fricción sobre el área lateral de dicha envolvente.

Usualmente se adopta el primer criterio, aplicando un factor de reducción que depende del espaciamiento entre pilotes (Tabla 3.15).

Tabla 3.15, Factores de reducción de capacidad de carga para grupos de pilotes en arcilla (SMMS, 1983).

Espaciamiento, en diámetro del pilote	Factor de reducción
10	1
8	0.95
6	0.9
5	0.85
4	0.75
3	0.65
2.5	0.55

Es común en la práctica desprejciar los efectos de grupo en la capacidad de carga de grupos de pilotes apoyados en arcillas con valores de  $c_u$  mayores de  $100 \text{ kPa}$  ( $10.2 \text{ t/m}^2$ ).

□ Asentamiento de grupos de pilotes o pilas

El asentamiento de grupos de pilotes hincados en suelos predominantemente cohesivos se trata para dos condiciones: grupos de pilotes de punta y grupos de pilotes de fricción.

▪ Grupos de pilotes o pilas de punta

El asentamiento de grupos de pilotes o pilas de punta, aunque puede ser ligeramente mayor que el de elementos aislados, en general es aceptable para las condiciones de servicio, por lo que en muchas ocasiones se omite su análisis. Sin embargo, en

estructuras sensibles a asentamientos o cuando en el subsuelo existen capas compresibles subyacentes, no debe omitirse.

Se acostumbra reemplazar al grupo de pilotes o pilas por una zapata imaginaria en la base de éstos y usar criterios elásticos para calcular el asentamiento, añadiendo la propia compresión de los elementos.

▪ Grupos de pilotes de fricción

Los asentamientos de pilotes de fricción hincados en suelos predominantemente cohesivos, son principalmente de dos tipos: inmediatos, es decir, se presentan al aplicar la carga y diferidos o por consolidación, los cuales ocurren bajo cargas permanentes de larga duración.

- Asentamientos inmediatos

Los asentamientos inmediatos son generalmente despreciables comparados con los debidos a consolidación. Para su estimación existen criterios como los señalados en el inciso "c" de 3.3.1 para grupos en suelos predominantemente friccionantes.

- Asentamientos diferidos

Los asentamientos diferidos se estiman con los métodos empleados para cimentaciones superficiales, usando suposiciones empíricas sobre la transferencia de carga del grupo de pilotes al suelo. La magnitud de los asentamientos, en particular de los diferenciales entre grupos de pilotes, es difícil de predecir y menos confiables que la de cimientos superficiales.

Para determinar los asentamientos por consolidación se requiere conocer el incremento de esfuerzos en el subsuelo. De manera simplista, ese incremento de esfuerzos puede determinarse suponiendo que la carga soportada por el grupo se transfiere al suelo a través de una zapata equivalente localizada a partir del tercio inferior de los pilotes (Terzaghi and Peck, 1967). El método supone que la carga se distribuye en una pirámide con lados inclinados 30° con la vertical (Fig. 3.7); así, a una cierta profundidad, el esfuerzo es igual a la carga soportada por el grupo dividida entre el área de la sección transversal de la pirámide a dicha profundidad.

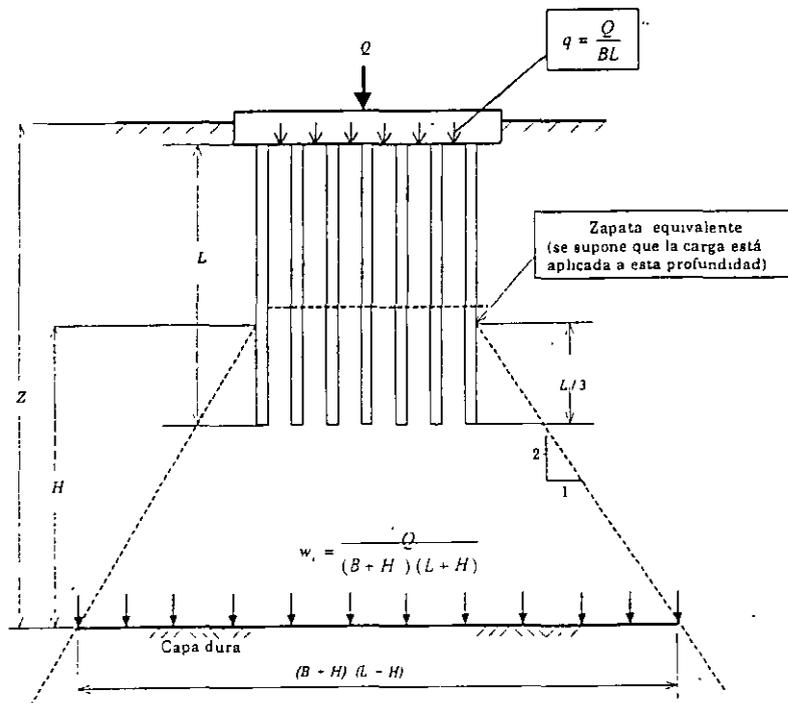


Fig. 3.7, Distribución de esfuerzos bajo un grupo de pilotes de fricción en arcilla homogénea, con el concepto de zapata equivalente (CGS, 1985).

El asentamiento por consolidación primaria del grupo de pilotes es igual a la compresión de la capa de espesor  $H$  bajo la distribución de cargas indicada y se calcula con la ecuación:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \quad (3.35)$$

donde:

$\Delta H$ , asentamiento por consolidación primaria

$C_c$ , índice de compresibilidad, igual al cambio en la relación de vacíos para un ciclo logarítmico de esfuerzo aplicado, en la curva  $e - \log p'_o$  del suelo.

$\Delta p$ , incremento de presión efectiva.

$e_o$ , relación de vacíos inicial.

$H$ , espesor del estrato arcillosos considerado, medido a partir del tercio inferior de los pilotes.

$p'_o$ , presión vertical inicial efectiva.

El método de cálculo de incremento de esfuerzos señalado, no es aplicable a suelos sujetos a consolidación regional. Además, al aplicarlo, se determinan valores de asentamiento mayores que los reales; por tanto, donde las consideraciones de asentamiento gobiernen el diseño, puede conducir a pilotes con longitudes no económicas. Las pruebas de campo y observaciones de asentamientos a largo plazo de pilotes en arcillas sensitivas, sugieren que la suposición de una zapata equivalente no es representativa del asentamiento real del grupo de pilotes.

Algunos investigadores señalan que el asentamiento de un grupo de pilotes se debe principalmente a la reconsolidación de la arcilla después del hincado y a la deformación por flujo plástico de corte con poca contribución del asentamiento por consolidación (CGS, 1985).

Todos los pilotes tienen un plano neutro localizado a cierta profundidad en el suelo, donde existe un equilibrio entre las cargas que actúan sobre ellos arriba de ese plano y la resistencia por punta y fricción bajo él.

Las cargas actuantes son las de servicio más la de arrastre causada por la deformación por flujo plástico de corte en combinación con la diferencia en rigideces entre el suelo y pilotes. En consecuencia, para calcular el asentamiento de un grupo de pilotes (o de un pilote aislado) en un suelo sujeto a asentamiento por consolidación debido únicamente a las cargas de servicio, se sigue el mismo enfoque que el de pilotes en suelos donde ocurre asentamiento por consolidación del suelo alrededor del pilote debido a otras causas.

Se recomienda que el análisis de asentamientos incluya el efecto de la reconsolidación del suelo alrededor de los pilotes después de hincados éstos. En suelos arcillosos esa reconsolidación puede tomar mucho tiempo -más de un año en grandes grupos de pilotes.

En grupos de pilas coladas en arcillas duras ( $c_u > 100 \text{ kPa}$ ,  $1 \text{ kg/cm}^2$ ), por su alta capacidad de carga, el asentamiento se analiza generalmente como el de un elemento individual.

#### d) Influencia del procedimiento constructivo en el diseño

En los siguientes párrafos se tratan algunos aspectos constructivos que influyen en el diseño y comportamiento de una cimentación profunda en suelos predominantemente cohesivos.

##### □ Pilotes hincados

En pilotes hincados es importante de considerar lo siguiente:

##### ▪ Resistencia al hincado

Para el hincado de pilotes de punta apoyados en suelos arcillosos duros se aplican las consideraciones hechas en el inciso "d" de 3.3.1 para suelos predominantemente friccionantes. Sin embargo, cuando los pilotes se hincan en suelos predominantemente cohesivos homogéneos suaves subyacidos por arcillas duras, dentro de perforaciones previas de menor diámetro, la resistencia al hincado puede confundirse

con el llamado efecto de "émbolo o pistón". Este efecto se presenta cuando el agua o lodo dentro de la perforación están impedidos de fluir lateralmente o hacia la superficie y a su vez restringen la penetración del pilote durante su hincado.

Para evitar ese efecto, los pilotes se diseñan y fabrican con un tubo o conducto central que comunica la punta de aquellos con una salida lateral. El conducto debe tener el diámetro necesario para que permita la salida completa del fluido atrapado en la perforación. Además, es necesario que unos días después de terminado el hincado de cada pilote, se realice un rehincado para asegurar la profundidad de desplante especificada.

#### ▪ Desplazamientos debidos al hincado

El volumen de suelo desplazado por el hincado de pilotes en suelos predominantemente cohesivos, generalmente provoca un bufamiento en la superficie del terreno; también puede ocasionar una emersión en los pilotes adyacentes, que les hace perder capacidad.

El volumen expandido en la superficie del terreno es del orden de un 40 a 60 % del volumen del pilote (CGS, 1985); si ese volumen de bufamiento es inaceptable, se utiliza la perforación previa para disminuirlo. Se ha observado que en un radio igual a 1.2 veces el diámetro del pilote a partir de la periferia de éste, el suelo es arrastrado hacia abajo, mientras que de 1.2 a 9.0 diámetros se mueve hacia arriba (Coduto, 1994). El problema es de mayor importancia cuando se hincan grupos con numerosos pilotes.

#### ▪ Alteración causada por el hincado

El hincado de pilotes en suelos predominantemente cohesivos induce en éstos cierta alteración que depende de: 1) las propiedades de los suelos, en particular de su sensibilidad al remoldeo; 2) la geometría de los pilotes (forma, diámetro, longitud), su número y espaciamiento entre ellos y 3) el método de hincado. La alteración provoca una pérdida

temporal de resistencia en los suelos y la correspondiente reducción de capacidad de carga. Se ha observado que los suelos adyacentes a pilotes hincados llegan a remoldearse hasta en una distancia igual a una vez el diámetro del pilote.

El remoldeo cambia la estructura de la arcilla y reduce la resistencia a un valor cercano a la resistencia residual. Sin embargo, los análisis actuales se fundamentan en la resistencia de pico, considerando implícitamente la diferencia entre ésta y la residual.

En arcillas blandas, sensitivas, el hincado puede ocasionar el remoldeo completo del suelo. El efecto de esa alteración disminuye con el tiempo transcurrido después del hincado, a medida que se consolida el suelo adyacente al pilote y alcanza generalmente un cierto aumento en la capacidad de carga. Este incremento ocurre más lentamente alrededor de un pilote de acero o de concreto que en uno de madera. En arcillas muy sensitivas y en arcillas duras, preconsolidadas, la resistencia al corte final puede ser menor que la que tenía en estado inalterado debido a la pérdida de la estructura del suelo.

Por lo antes anotado, las pruebas de carga en un pilote en suelos arcillosos, no deben efectuarse sin estar consciente de estos procesos. Es aconsejable retrasar la prueba por lo menos 2 semanas después del hincado.

#### ▪ Presión de poro inducida por el hincado

El hincado de pilotes puede generar un incremento notorio en las presiones de poro en el agua, las cuales se distribuyen en la masa de arcilla hasta alcanzar distancias considerables y provocan los siguientes efectos: 1) reducen temporalmente la capacidad de soporte del pilote y de pilotes adyacentes; 2) afectan el proceso de reconsolidación de la arcilla alrededor de un pilote, obligando a retrasar la aplicación de la carga (son frecuentes retrasos de más de 30 días) y 3) alteran drásticamente las condiciones de estabilidad natural en terrenos inclinados.

La relación entre el exceso de la presión de poro con respecto al esfuerzo vertical efectivo original puede alcanzar valores tan altos como 1.5 y 2.0 junto al pilote, y disminuir gradualmente a 0 en un radio de 20 a 30 diámetros (Poulos and Davis, 1980).

El exceso de la presión de poro reduce en forma importante la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, lo cual facilita el hincado del pilote. La presencia de ese exceso de presión de poro es siempre una condición transitoria; con el tiempo se restablece la condición hidrostática; un pilote aislado se disipa aproximadamente en un mes, pero en grupos, dado que el exceso de presión se desarrolla en un volumen mucho mayor de suelo, puede requerirse de más de un año para su completa disipación.

El hincado de pilotes en la vecindad de taludes ha sido en ocasiones el detonador de deslizamientos, debido al aumento de la presión de poro que genera (CGS, 1985). Las presiones de poro pueden reducirse con secuencias de hincado adecuadas y/o realizando perforaciones previas.

#### □ Pilas coladas *in situ*

La construcción pilas coladas *in situ* en arcillas induce remoldeo y reblandecimiento considerable del suelo perimetral, con espesor del orden de 25mm, 1in (Meyerhof, 1976). La experiencia ha demostrado que no se produce aumento apreciable de la capacidad de carga por fricción lateral con el tiempo, debido a que la consolidación de la arcilla blanda adyacente al fuste es muy lenta.

Por su parte, la resistencia al corte de la capa de apoyo formada por arcilla homogénea de baja a media sensibilidad, permanece para fines prácticos sin cambio apreciable durante la construcción de la pila.

De pruebas de carga a escala natural realizadas en pilas construidas en arcillas preconsolidadas por desecación, se observó que cuando en las perforaciones se empleaba lodo bentonítico ligero ó polímero, la adherencia pila-suelo era mayor que cuando dichas perforaciones se realizaron en seco. Lo anterior se atribuye a que tanto la

bentonita ligera como el polímero protegen al suelo y producen juntas a través de las cuales puede penetrar el exceso de agua de la mezcla de concreto, para ayudar a mantener los esfuerzos laterales efectivos y reducir por su acción lubricante la alteración que provoca la herramienta de perforación en las paredes de ésta (O'Neill, 1999).

#### f) Algunos aspectos de capacidad de carga de pilotes en suelos predominantemente cohesivos

En la capacidad de carga de pilotes o pilas en suelos predominantemente cohesivos es importante considerar los siguientes aspectos:

#### □ Efecto combinado de punta y fricción

Si el diseño considera que la carga se va a transmitir por el efecto combinado de punta y fricción, se debe tomar en cuenta que la proporción de la carga soportada varía según el tipo y geometría del pilote, las propiedades del suelo el procedimiento de hincado y la magnitud de la carga aplicada.

La capacidad de carga en pilas coladas *in situ* puede considerarse compuesta por la fricción lateral y la resistencia por punta. Como se ha señalado, la contribución relativa de estas dos componentes es función de la rigidez de la pila y de la compresibilidad de la arcilla alrededor del fuste y por debajo de su base.

Si el suelo bajo la base tiene una compresibilidad igual o mayor que la del suelo alrededor del fuste, la carga última del pilote está dada por la ecuación (3.2). Sin embargo, cuando el suelo bajo la base es menos compresible que el situado alrededor del fuste, los movimientos relativos entre el fuste y el suelo serán generalmente demasiado pequeños como para movilizar la fricción total y se recomienda utilizar como carga última en el pilote el valor de  $Q_p$ .

La decisión de tomar en cuenta la contribución de la fricción lateral y de la resistencia en la base, deberá hacerse con precaución una vez que se hayan llevado a cabo pruebas de carga. Estas pruebas deben indicar si la resistencia disponible es compatible con las deformaciones, tanto alrededor del fuste como en la base, y definir cualquier posibilidad de reducción de la resistencia por fricción lateral con el tiempo. La

selección de la carga permisible se fundamenta en el asentamiento permisible de la pila determinado a partir de dichas pruebas.

□ Efecto de escala

Como se trató para suelos predominantemente friccionantes en el inciso "e" de 3.3.1, en el caso de pilotes o pilas de diámetro mayor o igual de 0.5 m apoyados en arcilla dura, se recomienda corregir la capacidad de carga última por punta mediante un factor empírico de reducción (Meyerhof, 1983).

Para pilotes hincados en arcilla fisurada dura, el factor empírico de reducción  $R_b$  puede determinarse con la ecuación (3.32) usando un valor de  $n = 1$ . En el caso de pilotes o pilas instalados en perforaciones previas el factor de reducción está dado por la ecuación:

$$R_b = \frac{B_b + 1}{2B_b + 1} \leq 1 \quad (3.36)$$

donde:

$R_b$ , factor empírico de reducción, adimensional.

$B_b$ , diámetro de la base o punta del pilote,  $m$ .

La fricción lateral unitaria de pilotes o pilas en arcilla fisurada de una cierta cohesión, es prácticamente independiente de su diámetro.

3.3.3 Cimentaciones profundas en suelos con condiciones especiales

Se trata a continuación lo relativo a cimentaciones profundas en suelos con condiciones especiales, como son las alojadas en materiales con cohesión y fricción y en depósitos estratificados, así como sometidas a la acción de fuerzas ambientales, en particular suelos expansivos y fricción negativa.

a) Cimientos profundos en suelos con cohesión y fricción

Cuando los cimientos profundos se instalan en arcillas arenosas que tienen un carácter predominantemente cohesivo, la capacidad de carga por punta y por fricción se determina

usualmente ignorando la componente friccionante; de manera similar, en arenas arcillosas con cohesión relativamente pequeña, la capacidad se calcula sin considerar la componente cohesiva.

Sin embargo, en arcillas arenosas o limos arenosos que tienen cohesión apreciable y, además, características friccionantes, se ha sugerido (Tomlinson, 1977) calcular la resistencia por punta con los factores de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_q$  propuestos por Terzaghi, aplicando la ecuación:

$$Q_p = [1.3c_u N_c + p'_o (N_q - 1)] A_p \quad (3.37)$$

donde:

$Q_p$  capacidad de carga en la punta del pilote o pila.

$c_u$ , resistencia al corte no drenada (cohesión) del suelo de apoyo.

$N_c, N_q$ , factores de capacidad de carga (Tabla 3.16).

$p'_o$ , presión vertical efectiva en la punta del pilote o pila.

$A_p$ , área de la punta del pilote o pila.

Tabla 3.16, Factores de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_q$  para falla general (Terzaghi and Peck, 1967).

$\phi$	$N_c$	$N_q$
0	5.1	1.0
5	6.5	1.6
10	8.4	2.5
15	11.0	3.9
20	14.8	6.4
25	20.7	10.7
30	30.1	18.4
35	46.1	33.3
40	75.3	64.2

Se recomienda que la capacidad de carga última en la punta no exceda de  $10.5 MPa$  ( $1070t/m^2$ ), a menos que las pruebas de carga del pilote o pila indiquen valores mayores.

Por su parte, la fricción lateral en el fuste del pilote o pila se calcula considerando la suma de las componentes friccionante y cohesiva del suelo, con los métodos descritos en los subincisos 3.3.1 y 3.3.2.

Es importante distinguir a los suelos cohesivo-friccionantes, uniformes, de los suelos estratificados, ya que en una investigación del subsuelo pobremente realizada no llega a detectarse la estratificación.

b) Cimientos profundos en depósitos estratificados

Si en el subsuelo existen depósitos estratificados, la cimentación profunda se diseña con los métodos descritos en los incisos 3.3.1 y 3.3.2, según el caso, pero prestando atención tanto a la rigidez relativa y resistencia de las distintas capas que atraviesan los pilotes o pilas, a fin de evaluar la contribución relativa de cada una de ellas en la capacidad de carga, como a la estratigrafía bajo la punta del pilote o pila y que afecta a la estabilidad y al asentamiento del grupo.

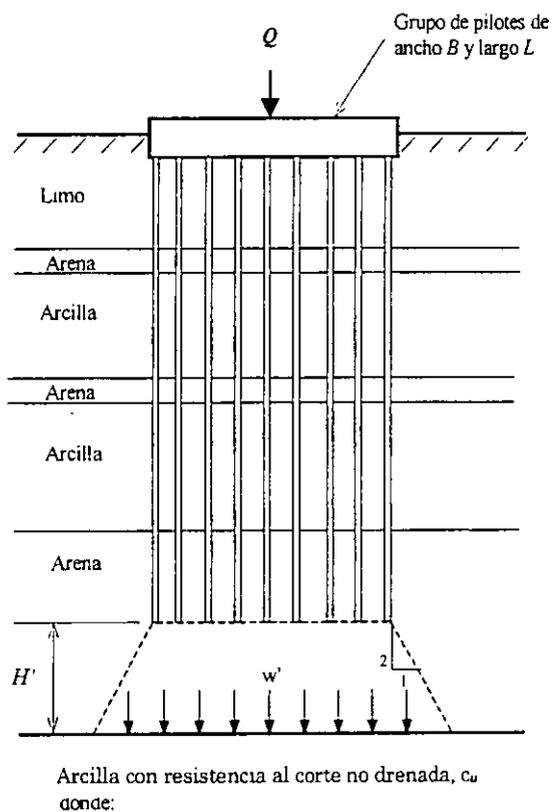
En pilotes o pilas que penetran capas de suelos débiles hasta alcanzar un estrato resistente, la capacidad de soporte depende fundamentalmente de la resistencia movilizada en el estrato de apoyo. Debido a la alta rigidez de la capa resistente y del pilote o pila, los desplazamientos relativos entre éste y las capas superiores de suelos son generalmente insuficientes para movilizar significativamente la fricción lateral.

Cuando los cimientos penetran una profundidad significativa en el estrato de apoyo, la capacidad de carga está dada por las resistencias de punta y de fricción lateral de ese estrato; se considera que las capas superiores solo contribuyen como sobrecarga. En casos donde el estrato de apoyo sea un suelo predominantemente friccionante, la profundidad crítica,  $D_c$ , se toma a partir de la frontera superior de dicho estrato.

En depósitos muy estratificados, la capacidad de carga de pilotes hincados depende tanto de la fricción lateral como de la resistencia por punta, aunque la contribución de una u otra es difícil de valuar y puede requerir de pruebas de carga para su verificación. Siempre que sea posible, los pilotes deben hincarse hasta llegar a una capa con suficiente resistencia y espesor como para suponer que generan su capacidad de carga enteramente en ese estrato. Es necesario comprobar que la capa de apoyo se extienda por debajo de la punta del pilote una profundidad

tal que se garantice la seguridad contra falla por punzonamiento en el estrato subyacente débil.

El factor de seguridad contra falla por punzonamiento puede evaluarse (CGS, 1985), suponiendo que la carga total,  $Q$ , sobre el grupo de pilotes, se transmite al suelo a través de una zapata hipotética localizada en la base del grupo, distribuida piramidalmente con sus lados con inclinación 1:2 (horizontal a vertical). El esfuerzo resultante,  $w'$ , en la frontera superior del estrato débil se calcula como muestra la Fig. 3.8.



$$w' = \frac{Q}{(B + H')(L + H')}$$

El grupo de pilotes no fallará por punzonamiento si

$$w' < 3 c_u$$

Fig. 3.8, Seguridad de grupos de pilotes contra falla por punzonamiento (CGS, 1985).

Cuando la capa débil es un suelo cohesivo, con resistencia al corte no drenada igual a  $c_u$ , el margen de seguridad contra falla por punzonamiento será suficiente si:

$$w' < 3c_u \quad (3.38)$$

Para evaluar los asentamientos de grupos de pilotes en suelos estratificados se aplican los métodos presentados en el inciso "c" de 3.3.1, siempre que la capa de apoyo se extienda hasta una profundidad cuando menos igual a tres veces el ancho del grupo de pilotes. Se considera que el asentamiento bajo la punta de los pilotes se debe únicamente a las capas compresibles, suponiendo que la carga total,  $Q$ , sobre el grupo se transmite y distribuye en el suelo como indica la Fig. 3.8; los esfuerzos se calculan actuando sobre las capas compresibles por debajo de la punta de los pilotes y los asentamientos correspondientes se determinan con la ecuación (3.35) del inciso "c" de 3.3.2. En general este tipo de análisis sobrestima los asentamientos.

c) Cimientos profundos ante fuerzas ambientales

El análisis y diseño de cimentaciones profundas debe incluir también los problemas inducidos por fuerzas generadas ante condiciones ambientales diferentes de las fuerzas verticales u horizontales debidas a cargas muertas y vivas nominales de la estructura. En general un pilote o pila se diseña con una resistencia satisfactoria por punta, fricción lateral o ambas, pero en muchas ocasiones se omiten las fuerzas ambientales a las cuales la cimentación profunda puede quedar sujeta durante su vida útil.

Entre las fuerzas ambientales que pueden tener influencia en el comportamiento de una cimentación profunda se encuentran las provocadas por los siguientes fenómenos:

- Movimientos de hielo, nieve y congelación del agua.
- Empuje lateral del agua en movimiento rápido o en avenidas de ríos con arrastre de materiales (sobre todo en estribos y apoyos de puentes).
- Hundimiento de la superficie del terreno en suelos colapsables, al aumentar la humedad o al saturarse.
- Acción de suelos arcillosos expansivos, al modificarse su contenido de agua.
- Oleaje sobre estructuras en costas o fuera de ellas.

- Vientos huracanados que producen fuerzas laterales en la superestructura.
- Fricción negativa motivada por hundimiento regional, al abatirse los niveles piezométricos o por sobrecargas adyacentes a la cimentación profunda.
- Efecto de ondas sísmicas de cortante.
- Falta de soporte lateral del cimiento profundo por licuación de suelos predominantemente friccionantes finos.

La mayor parte de las fallas de diseño de cimentaciones profundas se deben a que no se han tomado en cuenta (o se han subestimado) alguna de las fuerzas ambientales, pensando que el factor nominal de seguridad sería suficiente para absorberlas. Muchos de los factores citados no pueden evaluarse con análisis y modelos matemáticos; se tiene que recurrir a reglas empíricas basadas en experiencias previas; tomando, además, en cuenta el proceso constructivo. En estas condiciones la instrumentación de campo de cimentaciones profundas es muy importante.

d) Cimientos profundos en suelos expansivos

Los cimientos profundos alojados en arcillas expansivas pueden estar sujetos a fuerzas de tensión debido a los cambios de humedad en las capas superiores de esos suelos; a la zona comprendida por esas capas se le conoce como zona activa. En el diseño de los cimientos profundos debe considerarse el efecto de esa fuerza de tensión, tanto en su integridad estructural, como en la deformación de la cimentación, asegurando que la resistencia del tramo localizado bajo la zona activa sea suficiente para soportar, por fricción lateral, la fuerza de tensión generada.

La magnitud de la fuerza generada por la expansión de la arcilla y que debe ser resistida por el pilote o pila, se calcula con la ecuación:

$$Q_{te} = p \sum_{L=0}^{L=L_a} c_{us} \Delta L \quad (3.39)$$

donde:

- $Q_{te}$ , fuerza de tensión por expansión.
- $L$ , longitud total del pilote o pila.
- $L_a$ , longitud del pilote o pila en la zona activa

En ocasiones puede convenir el empleo de pilotes o pilas con ampliación en la base bajo la zona activa; en estos elementos, el fuste debe diseñarse para soportar las tensiones ejercidas por las fuerzas de extracción y llevar el acero de refuerzo a la campana, hasta por lo menos 10cm (4in) arriba de su base. Las fuerzas de tensión pueden eliminarse aislando a los pilotes o pilas de la zona activa mediante la aplicación de una película o capa de bitumen en su fuste, o con el empleo de camisas flotantes alrededor de éste.

e) Cimientos profundos sujetos a fricción negativa

Un depósito de arcilla que se encuentre sometido a un proceso de consolidación, induce en los cimientos profundos fuerzas de arrastre que tienden a aumentar la carga sobre ellos. A este fenómeno se le conoce como fricción negativa y se presenta cuando los suelos están sujetos a alguna de las siguientes condiciones: 1) tienen abatimientos piezométricos por extracción de agua; 2) soportan sobrecargas en la superficie debido a rellenos recientes o a otras estructuras y 3) presentan reconsolidación de la capa de arcilla remoldeada alrededor de los pilotes o pilas.

El hundimiento que se requiere entre el suelo y el cimiento profundo para generar fricción negativa es muy pequeño, menor de 1mm (0.04in) (Fellenius and Broms, 1969 y Fellenius, 1972). Ese movimiento relativo ocurre como resultado de la diferencia de rigideces entre cimiento y suelo y se presenta en cualquier tipo de depósitos.

La fricción negativa debida a la reconsolidación de una capa de arcilla remoldeada alrededor de pilotes hincados es muy grande cuando ésta tiene una sensibilidad mayor de 3; la fuerza de arrastre que debe considerarse en este caso es el peso del material compresible situado entre los pilotes de un grupo. Si la sensibilidad de la arcilla es menor de 3, la consolidación posterior al remoldeo por hincado queda limitada a un volumen anular delgado alrededor del pilote y el peso transferido a éste es pequeño.

Al estimar la fricción negativa debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- El esfuerzo cortante que se desarrolla por fricción negativa en el contacto entre el suelo y el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente

de un grupo de ellos, no puede ser mayor que la resistencia al corte del suelo. Este esfuerzo máximo solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.

- La fricción negativa desarrollada en un pilote o pila o subgrupo de ellos en el interior de un grupo, no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria del o de los elementos considerados.
- Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa, no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.

En suelos predominantemente cohesivos, un método que con mucha frecuencia se utiliza para calcular la fricción negativa unitaria,  $f_n$ , consiste en suponer que ésta es proporcional a la resistencia al corte no drenada de los suelos, es decir:

$$f_n = \alpha c_{us} \quad (3.40)$$

donde:

- $f_n$ , fricción negativa unitaria
- $\alpha$ , factor de adherencia dado en la Fig. 3.6 y que usualmente varía entre 0.5 y 1.0
- $c_{us}$ , resistencia al corte no drenada del suelo cohesivo a lo largo del fuste del pilote o pila.

Algunas observaciones en pilotes instrumentados han mostrado que la magnitud de  $f_n$  es función del esfuerzo efectivo actuante en el pilote y se calcula de la misma forma que la resistencia por fricción positiva, es decir:

$$f_n = p'_{os} K_s \tan \phi' = \beta p'_{os} \quad (3.41)$$

donde:

- $p'_{os}$ , presión vertical efectiva, media, a lo largo del fuste del pilote o pila, incluyendo el esfuerzo debido a la parte consolidada de rellenos recientes.
- $K_s$ , relación entre los esfuerzos horizontal y vertical del suelo, efectivos, en el fuste del pilote o pila, igual o mayor que  $K_o$ .
- $\phi'$ , ángulo de fricción efectivo de la arcilla.

En la mayoría de las arcillas y limos plásticos, puede suponerse que el valor de  $\beta$  está comprendido entre 0.2 y 0.3.

Para el caso de suelos predominantemente friccionantes, la fricción negativa unitaria está dada por:

$$f_n = \left( \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{1 + \text{sen}^2 \phi} \tan \phi \right) p'_{os} \quad (3.42)$$

donde:

$\phi$ , ángulo de fricción interna del material para la condición de esfuerzos totales.

La fuerza total de fricción negativa,  $F_n$ , en un pilote o pila es:

$$F_n = f_n A_s \quad (3.43)$$

donde:

$A_s$ , área del pilote o pila en contacto con la capa de arcilla en proceso de consolidación.

En un grupo, la fuerza  $F_n$  está limitada por el peso de la arcilla comprendido en aquél, de manera que:

$$F_n \leq s^2 \gamma_m H \quad (3.44)$$

donde:

- s, espaciamiento de los pilotes o pilas en el grupo.
- H, espesor del estrato de arcilla considerado.
- $\gamma_m$ , peso volumétrico de la arcilla.

Se ha sugerido que la fricción negativa en el fuste de un cimiento profundo es menor que la fricción positiva desarrollada en la misma capa de suelo por una carga de compresión, aunque se cree que es mayor que la desarrollada ante una carga de extracción (CGS, 1985). La fricción negativa en pilotes se ha intentado disminuir con la aplicación de bitumen o alguna otra capa viscosa en el fuste de éstos antes de instalarlos; en pilas coladas en el lugar se han usado camisas flotantes.

La fricción negativa y la resistencia por fricción positiva no pueden ocurrir simultáneamente en el mismo tramo de pilote o pila. Si se aplica una carga temporal (por ejemplo carga viva) en la

cabeza de un pilote sujeto a fricción negativa, la deformación elástica inducida en la porción superior de éste es suficiente para generar resistencia por fricción positiva y reducir la fuerza de arrastre. Cuando se retira la carga temporal se restablece la fricción negativa en el pilote, es decir, el rebote elástico del pilote y su correspondiente movimiento ascendente en la longitud afectada invierte la dirección de las fuerzas cortantes a lo largo de él. Por lo anterior, deben considerarse separadamente dos combinaciones de carga: carga permanente más fricción negativa (sin carga viva), y carga permanente más carga viva (sin fricción negativa).

En el diseño se debe considerar que los pilotes penetran en el estrato compresible a la misma velocidad que el nivel neutro que separa ambas zonas y en el cual no existe desplazamiento relativo pilote-suelo. El plano neutro corresponde al sitio donde la fricción negativa cambia a fricción positiva. Su posición se determina por aproximaciones sucesivas hasta cumplir con la igualdad:

$$Q_p + F_p = \Sigma Q + F_n \quad (3.45)$$

donde:

- $Q_p$ , capacidad de carga por punta, sin factor de resistencia,  $F_R$
- $F_p$ , fuerza total debida a fricción positiva afectada por  $F_R = 1$
- $F_n$ , fuerza total debida a fricción negativa afectada por  $F_R = 1$
- $\Sigma Q$ , combinación de cargas permanentes sin factor de carga  $F_c$ .

La ubicación del plano neutro gobierna tanto la carga máxima en el pilote como su asentamiento. Para evitar la emersión de la cimentación, debe verificarse en el diseño que el nivel neutro se encuentre suficientemente alto, sin que los asentamientos resulten excesivos. Si tanto la fricción negativa, como la resistencia por fricción positiva y la resistencia en la punta del pilote se determinan suponiendo valores que subestiman la resistencia del suelo, la carga máxima calculada en el pilote es también subestimada y el plano neutro queda localizado a mayor profundidad en el subsuelo.

El asentamiento de la cabeza de un pilote o pila será igual al asentamiento del suelo bajo el plano

neutro más la compresión elástica del pilote debido a la carga muerta aplicada y a la fuerza de arrastre. Es condición para este análisis que el hundimiento de la punta del pilote o pila sea igual o mayor al requerido para movilizar su resistencia última de punta; en la mayoría de los suelos, el movimiento requerido para ello en pilotes hincados es de 1 a 2 % el diámetro del pilote en la punta, y en pilas de 5 a 10 % el diámetro en su base.

El cálculo de asentamientos se realiza con los métodos convencionales. La carga muerta aplicada en la cabeza del pilote se supone que actúa en una zapata equivalente localizada a la profundidad del plano neutro y la carga distribuida desde este plano. El asentamiento de la cabeza del pilote es la suma del asentamiento de la zapata equivalente más la compresión de los pilotes arriba del plano neutro.

La capacidad estructural de un pilote cuando está sujeto a carga permanente más fricción negativa, sin incluir carga viva, está gobernada por su resistencia en el plano neutro. La resistencia estructural del pilote confinado se determina como una columna corta sujeta a la carga permanente, más la carga viva, pero sin fricción negativa.

En el caso de pilotes inclinados sometidos a fricción negativa, éstos quedan forzados a flexionarse por el asentamiento del suelo. Por esta razón, se recomienda evitar su uso ó, al menos limitar la inclinación a valores que pueden seguir el asentamiento sin que se induzca excesiva flexión en ellos. Los pilotes que queden flexionados, combados o dañados durante la instalación, tendrán reducida capacidad de soportar la carga de servicio en condición de fuerza de arrastre.

### 3.3.4 Cimentaciones profundas en roca

Las cimentaciones profundas apoyadas o empotradas en roca son capaces de soportar grandes cargas; las más usuales consisten en pilas coladas *in situ*, aunque también se emplean pilotes hincados de acero o de concreto con punta de acero.

En la mayoría de las cimentaciones profundas en formaciones rocosas se necesita una exploración detallada del subsuelo que debe incluir por lo menos: 1) sus características

estructurales, como estratificación, foliación, rumbo y echado de los estratos, particularmente cuando existan problemas de estabilidad, y 2) la presencia de discontinuidades, tales como juntas, fallas o canales de disolución en rocas sedimentarias y oquedades en rocas ígneas extrusivas.

Para el diseño es importante tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Las rocas sedimentarias laminadas, como caliza y arenisca, a menudo se encuentran en capas delgadas separadas por arcillas o lutitas blandas. La capacidad de carga de estos materiales depende en gran medida de las propiedades de la arcilla o de las lutitas blandas, por lo que se hace necesario el muestreo inalterado de ellas para determinar su resistencia.
- Ciertas lutitas, limolitas y argilitas se reblandecen o expanden al ser expuestas al aire. Los materiales que contienen sulfatos en forma de piritas o anhidritas pueden hidratarse con gran expansión volumétrica. En esos casos se recomienda ensayar núcleos de estas rocas en pruebas de desmoronamiento (slaking) por inmersión en agua y determinar sus características de expansión si la tendencia al desmoronamiento es pronunciada.
- Las rocas calcáreas con cavernas de disolución constituyen un problema difícil de cimentación, por lo que al construir sobre terreno calizo se debe revisar la información geológica y aerofotogramétrica para encontrar evidencias de dolinas o de formación de cavernas.

#### a) Pilotes hincados

Cuando en roca se hincan pilotes de acero de sección H, pilotes de tubo metálico o pilotes de concreto precolado con punta de acero, quedan incertidumbres en cuanto a la profundidad de penetración alcanzada y a la calidad de la roca en el desplante.

Por esta razón, la capacidad de carga de este tipo de elementos no puede calcularse con certeza mediante los métodos empíricos y semiempíricos convencionales, y deberá estimarse a partir de observaciones de hincado, experiencia local y pruebas de carga.

Las características de dureza y echado de la roca condicionan la selección del tipo de pilote y el diseño de su punta; por ejemplo, la punta de los pilotes H se refuerza generalmente agregando placas soldadas o remachadas para reducir la presión entre el acero y la roca a valores comprendidos entre 21 y 42MPa (210 y 420kg/cm<sup>2</sup>). En la Tabla 3.17 se presentan algunas propiedades de las rocas en las que con mayor frecuencia se apoyan cimentaciones.

b) Pilas coladas *in situ*

Cuando se emplean pilas coladas *in situ* puede conocerse, por inspección visual, el área de contacto con la roca y evaluar la capacidad de carga por medio de los métodos de diseño que se presentan más adelante.

Se recomienda que las pilas queden empotradas en la roca una longitud de 1 a 3 veces su diámetro. Dependiendo de las condiciones de empotramiento, la capacidad de carga se determina con uno de los siguientes criterios:

- La capacidad de carga se deriva únicamente de la resistencia por punta. Esta hipótesis puede ser conservadora, independientemente del proceso de construcción; sin embargo, si el fondo de la excavación no se limpia adecuadamente, la capacidad de carga se desarrollará después de que ocurran asentamientos provocados por la expulsión o compresión de azolves dejados en el fondo de la perforación.
- La capacidad de carga se deriva de la fricción lateral o adherencia entre el concreto y la roca a lo largo del área lateral de contacto. Esta hipótesis no es necesariamente conservadora, ya que la resistencia por adherencia depende en gran medida de la calidad de la superficie de la roca en las paredes del tramo empotrado.
- La capacidad de carga se deriva tanto de la resistencia por punta como de la fricción lateral. Esta hipótesis conduce a valores altos de la capacidad de soporte; no se debe emplear a menos que se verifique su aplicabilidad con pruebas de carga a escala natural o en experiencia local bien fundada y documentada.

□ Capacidad de carga por punta

Existen diversos métodos para estimar la capacidad de carga por punta; entre los de uso más frecuente se encuentra el fundamentado en la resistencia a la compresión simple de núcleos de roca y el que se apoya en mediciones presiométricas.

- Con el índice de calidad de la roca (RQD)

Un criterio simplista, pero de uso frecuente para estimaciones preliminares de la presión de contacto admisible en rocas, es el que utiliza el concepto de Índice de Calidad ó RQD por sus siglas en inglés (Rock Quality Designation). Por medio de la Tabla 3.18, se determina una presión de contacto admisible tentativa de rocas fisuradas,  $q_a$ , para el RQD obtenido en su muestreo. Los valores de  $q_a$  están establecidos con base en asentamientos permisibles. Si estos valores exceden a la resistencia a la compresión no confinada de muestras intactas de roca (como puede ser el caso de algunas lutitas), se recomienda utilizar en el prediseño este último valor.

- Con mediciones presiométricas

Como opción, las propiedades de una masa rocosa pueden determinarse con mediciones presiométricas. Se considera que la presión límite presiométrica,  $p_L$ , es un índice de resistencia de la roca y que la capacidad de carga última de una pila empotrada en ella está dada por la ecuación:

$$Q_p = [K_b(p_L - p_{ho}) + p_o] A_p \quad (3.46)$$

donde:

$p_L$ , presión límite presiométrica en la zona comprendida dos diámetros arriba y abajo de la base de la pila.

$p_{ho}$ , presión horizontal en reposo de la roca, en el desplante del cimiento, obtenida en mediciones presiométricas.

Tabla 3.17, Propiedades de distintas rocas como terreno de cimentación (NAVFAC DM-7,1971).

Tipo	Roca	Peso volumétrico seco <i>kN/m<sup>3</sup></i>	Módulo de elasticidad 10 <sup>3</sup> <i>MPa</i>	Resistencia a la compresión  <i>MPa</i>	Características estructurales			
IGNEA:	Intrusiva (de grano grueso)	-Predomina el feldespato color claro Granito (abunda el cuarzo).	26.9	28 a 49	70 a 176	Generalmente se encuentran como intrusiones dentro de una gran masa. Pueden presentar un sistema de fracturamiento cerrado, excepto donde el intemperismo ha atacado de la superficie hacia abajo. Puede haber intemperismo localizado profundo en la intersección de sistemas principales de fracturamiento.  En forma de cuerpos laminados caracterizados por extensos sistemas de juntas, mas abiertas en basalto que en riolita y andesita. Puede tener cavidades, huecos, capas de ceniza volcánica o pómez como resultado de vulcanismo concurrente con la extrusión.  Exhibe estructuras de flujo; puede ser muy vesicular. Estructura ligera y relativamente porosa formada en erupciones volcánicas.		
		-Diorita (poco cuarzo)	28.2	35 a 56				
	Extrusiva (de grano fino)	-Predomina hierro y magnesio. Gabro.	28.8	49 a 84	106 a 21			
		-Predomina el feldespato, color claro: Riolita (abunda el cuarzo)	25.9	35 a 56				
		-Andesita (poco cuarzo)	26.6	42 a 63	70 a 176			
		-Predomina hierro y magnesio Basalto	28.5	49 a 91	176 a 281			
		-Obsidiana	22.4	7 a 28	14 a 56			
		-Toba	16.0	1 a 7	1 a 7			
	METAMÓRFICA:	Foliada (laminada)	-Esquisto micáceo (de grano medio)	26.7	14 a 35		35 a 106	A menudo muy plegada y distorsionada. Se presenta fracturamiento, reblandecimiento, intemperismo o erosión profunda en zonas de intenso movimiento. El intemperismo produce residuos micáceos arcillosos.  Menos distorsión que en las rocas muy foliadas. El residuo de la intemperización es rasposo con partículas resistentes de cuarzo.  La cuarcita y el mármol pueden ser muy duros y con un sistema de fracturas finas únicamente. Algunas serpentinas son blandas a gran profundidad.
			-Pizarra oscura (de grano fino)	26.9	35 a 56		90 a 141	
Bandeada (foliación incompleta)		-Gneiss de grano grueso con abundante cuarzo	27.1	28 a 56	70 a 141			
Masiva		-Cuarcita (predomina el cuarzo)	26.6	42 a 56	106 a 246			
		-Mármol (predomina la calcita)	26.9	49 a 70	84 a 211			
		-Serpentina relativamente blanda	25.3	7 a 35	7 a 70			
SEDIMENTARIA:		Arcillosa (predominan los minerales de arcilla)	-De grano fino, laminada: Lutita (tamaños de arcilla)	16.0 a 22.4	4 a 14	0.1 a 35	Gran variación en las propiedades mecánicas de materiales formados por compactación únicamente o por cementación. Las lutitas de compactación pueden reblandecerse, desmoronarse y expandirse al aire. Los tipos de cementación (argilita) no son susceptibles al intemperismo.  Su resistencia y permeabilidad dependen del tipo y grado de cementación. El fracturamiento, plegamiento y junteo dan lugar al deterioro de los materiales cementantes.  En la caliza se pueden formar grandes cavidades y canales de disolución en fracturas y sistemas de juntas. La dolomía, que puede recrystalizarse a partir de la caliza, es menos soluble.	
			-Limolita	17.6 a 24.0	4 a 14	0.1 a 35		
	Sílicea (predomina el sílice)	-Conglomerado (grano grueso)	24.8	7 a 35	35 a 106			
		-Brecha (grano grueso)	25.3	7 a 35	35 a 106			
		-Arenisca de grano medio	23.5	7 a 21	28 a 84			
	Calcárea (predomina el carbonato de calcio)	-De grano fino o cristalino fino Caliza (algo estratificada)	26.4	14 a 42	35 a 106			
		-Dolomía (cierta recrystalización)	26.7	28 a 56	49 a 141			

Notas:

- Los valores de las propiedades indicados corresponden a especímenes sanos, no intemperizados, sin huecos ni fracturas (roca sana), ensayados en seco en el laboratorio.
- La elasticidad y resistencia dependen de la porosidad y de la textura. La elasticidad y resistencia de especímenes saturados ensayados son generalmente del 80 a 90 % de los valores anotados.
- Los valores para lutita y limolita no incluyen materiales que son esencialmente arcillas duras y que se pueden muestrear con equipo y herramientas para suelos.

1MPa = 10.2kg/cm<sup>2</sup>

Tabla 3.18, Presión de contacto admisible,  $q_a$ , en rocas fisuradas (Peck *et al.*, 1974).

RQD*	$q_a$	
	MPa	kg/cm <sup>2</sup>
100	28.0	300
90	19.0	200
75	11.0	120
50	6.0	65
25	2.8	30
0	0.9	10

\* RQD, índice de calidad de la roca, en %

$p_o$ , presión vertical total a la profundidad de desplante del cimientto.

$K_b$ , factor presiométrico, adimensional, que depende de la relación  $D_b/B$  (penetración/diámetro) de la perforación en roca, según la Tabla 3.19.

Tabla 3.19, Valores del factor presiométrico,  $K_b$ , para rocas.

$K_b$	$D_b/B$
0.8	0
2.8	1
3.6	2
4.2	3
4.9	5
5.2	7

Para determinar la capacidad de carga admisible generalmente se recomienda un factor de seguridad global mínimo de 3.

- Con resistencia de núcleos de roca

La capacidad de carga última en la base de una pila puede calcularse como función de la resistencia al corte de la roca con la ecuación:

$$Q_p = q_u K_{sp} d A_p \quad (3.47)$$

en la que:

$$d = 1.0 + 0.4D_b / B \leq 3 \quad (3.48)$$

donde:

$Q_p$ , capacidad de carga última en la base.

$q_u$ , resistencia a la compresión no confinada, promedio, de núcleos de roca.

$K_{sp}$ , coeficiente empírico que depende del espaciamiento y abertura de las discontinuidades de la roca.

$d$ , factor de profundidad, adimensional.

$A_p$ , área de la base de la pila.

$D_b$ , penetración de la pila en la formación de roca considerada.

$B$ , diámetro de la perforación en el empotramiento (socket).

La ecuación (3.47) es similar a la utilizada para calcular la capacidad de carga de cimentaciones superficiales en roca, pero afectada por el factor de profundidad  $d$ .

El coeficiente  $K_{sp}$  toma en cuenta el efecto de escala y la presencia de discontinuidades; su valor puede estimarse con la ecuación:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_d}{B}}{\frac{10}{3} \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_d}}} \quad (3.49)$$

donde:

$s_d$ , espaciamiento de las discontinuidades.

$t_d$ , abertura de las discontinuidades.

La ecuación (3.49) es válida sólo para:  $0.05 < s_d/B < 2.0$  y  $0 < t_d/s_d < 0.02$ .

Es importante señalar que los valores del parámetro básico  $q_u$  son en general poco representativos de las propiedades mecánicas de la masa de roca, debido al efecto de alteración inducido por el muestreo y a la ausencia de discontinuidades en los especímenes ensayados. Esta solución no debe aplicarse cuando los cimientos se apoyan en rocas

estratificadas blandas, como es el caso de algunas lutitas y calizas.

donde:

- $p_a$ , presión atmosférica.
- $b$ , factor empírico, igual a 0.63.

□ Capacidad de carga por fricción

Cuando la carga se transmite por fricción lateral en el tramo de pila empotrada en la roca, la capacidad de carga última puede estimarse con la ecuación:

$$Q_s = \pi B D_b \tau_s \quad (3.50)$$

donde:

- $Q_s$ , capacidad de carga última por fricción lateral.
- $\tau_s$ , resistencia última unitaria, promedio, por fricción entre pila y roca

El valor de  $\tau_s$  depende de la resistencia del concreto y/o roca, así como de la calidad de la superficie de contacto expuesta por la perforación; sus límites usualmente varían entre 0.7 y 2.1MPa (7 a 21kg/cm<sup>2</sup>). Para determinar la capacidad permisible por fricción entre la pila y la roca se recomienda utilizar un factor de seguridad global no menor de 2.5.

En la resistencia última por fricción entre pila y roca influye en forma importante la rugosidad de la perforación. Se consideran dos condiciones de rugosidad (CGS, 1985), una para pilas convencionales y otra para pilas ranuradas o estriadas.

▪ Pilas convencionales

Las pilas que se excavan y construyen con métodos convencionales, normalmente tienen un contacto concreto-roca relativamente liso. La relación entre la fricción pila-roca y la resistencia a la compresión del material de menor resistencia (roca o concreto), está dada aproximadamente por la ecuación (Horvath et al., 1983):

$$\frac{\tau_s}{P_a} = b \left( \frac{q_u}{P_a} \right)^{0.5} \quad (3.51)$$

Sin embargo, si la resistencia a la compresión del concreto,  $f'_c$ , de las pilas es menor que  $q_u$ , la resistencia admisible no será mayor de:

$$q_a = 0.05 f'_c \quad (3.52)$$

▪ Pilas ranuradas o estriadas

En las paredes de la perforación en rocas pueden hacerse ranuras, hendiduras o estrias para aumentar la rugosidad roca-concreto y, por tanto, incrementar la resistencia en el fuste de la pila. Para determinar el valor de  $\tau_s$  se emplea la ecuación (3.51) con un valor de  $b = 1.9$  para ranuras de ancho y profundidad mayores de 10mm (0.4in) y espaciamiento de ellas comprendido entre 50 y 200mm, 2 y 8in, (CGS, 1992).

Para aplicar este criterio de diseño es necesario que la roca expuesta en la perforación se encuentre razonablemente sana, sin fracturamiento producido por el proceso de excavación y libre de lodos y detritus de perforación. La experiencia muestra que, aunque factible, esto no es fácil de lograr. Antes del vaciado del concreto se requiere de una cuidadosa inspección visual de la perforación.

□ Asentamientos

El análisis de asentamientos de pilotes y pilas apoyados o empotrados en roca es un problema difícil y con frecuencia impreciso, debido a la naturaleza discontinua de las masas rocosas.

En roca sana los asentamientos elásticos generalmente son muy pequeños y pueden despreciarse. Los asentamientos importantes están comúnmente asociados con la presencia de juntas abiertas en la masa rocosa y, en rocas sedimentarias, con intercalaciones de material compresible. Cuando se prevea esta última

situación, se necesitarán investigaciones y análisis especiales y/o pruebas de carga, los cuales deben realizarse por personal capacitado en este tipo de trabajo.

En cimientos de grandes dimensiones o que transmitan cargas importantes, se requiere la estimación de asentamientos, para lo cual conviene tomar en cuenta lo siguiente:

- Estimación con módulos elásticos de núcleos de roca.

La magnitud de los asentamientos determinada con los módulos elásticos de núcleos de roca es poco confiable, ya que por las dimensiones de éstos se desprecia el efecto de las juntas y discontinuidades de la formación; las hipótesis que se establecen sobre la influencia de las juntas son arbitrarias y, por tanto, los resultados del cálculo deben considerarse con cuidado.

- Estimación con mediciones presiométricas.

Este procedimiento requiere de un gran número de pruebas para determinar la variación del módulo presiométrico de la roca, incluyendo en alguna medida la influencia de juntas y otras discontinuidades. Las pruebas presiométricas pueden ser el mejor procedimiento para obtener resultados confiables en rocas muy fracturadas; sin embargo, no toman en cuenta el efecto de juntas horizontales de reducido espesor o de vetas compresibles.

- Estimación con soluciones elásticas.

El manual de cimentaciones canadiense (CGS, 1985), utiliza el método propuesto por Pells y Turner para estimar el asentamiento de pilas trabajando por fricción o por fricción y punta:

En pilas de fricción se determina por tanteos el diámetro y longitud de la perforación requeridos en el empotramiento para que el esfuerzo cortante medio inducido sea menor o igual que la resistencia última por fricción

entre pila y roca. Con las dimensiones de la pila consideradas y los módulos de elasticidad de la roca y concreto, se calcula el asentamiento con la ecuación:

$$s_p = \frac{Q}{\frac{B}{2} E_r} I_s \quad (3.53)$$

donde:

- $s_p$ , asentamiento en la base de la pila.
- $Q$ , carga aplicada en la cabeza de la pila (carga de servicio).
- $I_s$ , factor de influencia de asentamiento.
- $B$ , diámetro de la perforación en el empotramiento en roca.
- $E_r$ , módulo de elasticidad de la roca.

El método propone una gráfica para obtener  $I_s$  a partir de distintos valores de  $L_{sr}/r_s$  y de  $E_c/E_r$  (donde  $L_{sr}$  es la longitud nominal de empotramiento en la roca,  $r_s$  es el radio de la perforación en el empotramiento y  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto), y otra para determinar un factor de reducción por empotramiento (Pells and Turner, 1979; CGS, 1985). Si los asentamientos calculados exceden a los permisibles, se procede a ajustar el diámetro y/o longitud supuestos inicialmente y se realiza otro tanteo.

En el caso de pilas de fricción y punta se procede también por tanteos. Primero se elige el diámetro de la perforación en el empotramiento y, despreciando la resistencia de punta, se determina la longitud de empotramiento en la roca,  $(L_{sr})_{max}$ , para que la carga de servicio,  $Q$ , sea soportada sólo por la resistencia permisible  $\tau_{as}$ . La fracción de carga soportada por la base de la pila,  $Q_p$ , se calcula eligiendo un valor de longitud de empotramiento,  $L_{sr}$  menor que  $(L_{sr})_{max}$  para obtener, por medio de una gráfica, la relación  $Q_p/Q$ . La resistencia por fricción del tramo de pila en roca se calcula con la ecuación  $Q_s = (1 - Q_p/Q) Q$ , que al dividirla entre el área lateral de

empotramiento permite calcular la resistencia última por fricción,  $\tau_s$ . Si el valor calculado es diferente de la fricción permisible, se procede a modificar  $L_{st}$  hasta llegar a la igualdad.

El asentamiento de la pila se calcula con la ecuación (3.53) utilizando los factores de influencia  $I_s$  correspondientes a esta condición. El método también propone una gráfica (Pells and Turner, 1979; CGS, 1985) que proporciona valores de  $I_s$  en función de la relación  $L_{st}/r_s$ .

▪ Estimación con pruebas de placa.

Este método tiene la ventaja de que incluye la influencia de las discontinuidades y de la alteración de la roca, pero debe tenerse en cuenta la importancia del efecto de escala en los resultados. Se recomienda que la placa tenga el mismo diámetro que el cimientto profundo lo cual, por razones prácticas, rara vez ocurre. Generalmente se usan placas de menores dimensiones, vigilando siempre que su diámetro sea mayor que la mitad del cimientto y superior a 30cm (1ft). Las pruebas de placa deben realizarse con cuidado, ya que los resultados son frecuentemente erráticos; por ello, para obtener una evaluación confiable del comportamiento del cimientto, se requiere efectuar un conjunto de pruebas. Debido a su alto costo, en general las pruebas sólo se justifican en proyectos grandes ó en estructuras muy sensibles a deformaciones.

c) Grupos

En grupos de pilotes o pilas apoyados o empotrados en roca, la capacidad de carga del conjunto se determina como la suma de las capacidades de carga individuales de los elementos que los constituyen.

3.4 SOLICITACIONES VERTICALES DE TENSION

Los cimienttos profundos deben resistir en muchas ocasiones fuerzas de tensión, por lo que debe revisarse tanto su resistencia a la extracción

como su capacidad estructural para resistir los esfuerzos inducidos.

Las fuerzas de tensión pueden ser permanentes, temporales o accidentales. Son provocadas por la excentricidad en la aplicación de carga en un grupo de pilotes ó, en el caso de estructuras hidráulicas, por subpresiones hidrostáticas en exceso al peso propio de las estructuras. En chimeneas, edificios altos, tanques elevados y puentes basculantes levantados, pueden generarse tensiones por efecto de sismo o viento. Asimismo, como se trata en el inciso "d" de 3.3.3, la expansión de arcillas puede también generar esfuerzos de tensión en pilotes o pilas.

El movimiento ascendente estático puede tolerarse en aquellos casos donde se pueda confiar en la tensión sin que se presenten movimientos excesivos. La fuerza de tensión sobre una estructura se transmite al pilote por fricción entre la superficie lateral del pilote y el concreto; cuando esta fuerza es mayor que la resistencia que puede desarrollarse por fricción, se requerirá de anclajes mecánicos.

La capacidad a la tensión de cimienttos profundos puede estimarse de manera similar a la capacidad a compresión, pero ignorando la contribución de la base (salvo en pilas con campana).

La fuerza de extracción es resistida por la fricción lateral a lo largo de su fuste o vástago y por el peso del pilote o pila; la ecuación general para estimar esta capacidad es:

$$Q_t = Q_{st} + W_p \quad (3.54)$$

donde:

- $Q_t$ , capacidad de carga última a la tensión ó extracción
- $Q_{st}$ , capacidad última a la tensión, por fricción lateral.
- $W_p$ , peso del pilote o pila.

3.4.1 Cimienttos profundos a tensión en suelos predominantemente friccionantes

Por la influencia que tiene el procedimiento de instalación en la resistencia a la tensión en suelos

predominantemente friccionantes, se tratan por separado los pilotes hincados y las pilas coladas *in situ*.

a) Pilotes hincados

El fuste de los pilotes generalmente tiene sección transversal constante y su fricción lateral se supone que es igual a la componente de capacidad de carga del pilote a compresión, calculada como se indica en el inciso "a" de 3.3.1. Sin embargo, se conoce que la resistencia real a la extracción es considerablemente menor que la resistencia a la compresión.

Cuando los pilotes se construyen fundamentalmente para resistir fuerzas de tensión, es común aumentar la resistencia a la extracción ensanchando el diámetro de aquellos en una o más de las secciones transversales; como ejemplo se citan los pilotes de base ensanchada y los de tipo tornillo. Para esos pilotes, la resistencia última a la tensión está dada por la fricción lateral a lo largo del fuste, así como por la resistencia movilizada por arriba de las secciones de mayor diámetro; esta última componente se considera como resistencia por punta.

La capacidad de carga última por tensión de pilotes aislados,  $Q_t$ , se acostumbra estimar con la ecuación:

$$Q_t = \frac{2}{3} p K_s \tan \delta \sum_{L=0}^{L=L_e} p'_{os} \Delta L + W_p \quad (3.55)$$

donde:

- $p$ , perímetro del pilote
- $K_s$ , relación entre los esfuerzos horizontal y vertical del suelo, efectivos, en el fuste del pilote.
- $\delta$ , ángulo de fricción pilote-suelo.
- $L_e$ , longitud efectiva del pilote.
- $p'_{os}$ , presión vertical efectiva promedio a lo largo del fuste del pilote.
- $\Delta L$ , diferencial de longitud del pilote.
- $W_p$ , peso del pilote o pila

Puede notarse que la ecuación es similar a la utilizada para calcular la capacidad de carga por compresión, pero aplicando un factor de reducción de 2/3.

En la Tabla 3.11 del inciso "a" de 3.3.1, aparecen valores de  $K_s$  para pilotes hincados en arenas; en caso de pilotes instalados con chiflón, el valor de  $K_s$  se reduce hasta 0.3 - 0.6.

Es importante destacar que el valor de la presión  $p'_{os}$  aumenta con la profundidad hasta la profundidad crítica, más allá de la cual permanece constante. Además, el peso del pilote debe considerarse como sumergido en el tramo donde se encuentre bajo el nivel freático.

Usualmente se recomienda usar un factor de seguridad global no menor de 3. Sin embargo, algunos autores señalan que la resistencia a la extracción es aproximadamente la mitad que la de compresión, por lo que recomiendan usar factores de seguridad globales del orden del doble de los que se aplican en elementos sujetos a compresión.

En el caso de pilotes de sección "H", para calcular la capacidad a la extracción se aplican las expresiones ya señaladas, considerando que su perímetro corresponde al de su envolvente, por lo que se tratan como si fueran pilotes rectangulares.

b) Pilas coladas *in situ*

La capacidad de carga por tensión de pilas de fuste recto en suelos predominantemente friccionantes, puede estimarse con la ecuación (3.55), pero considerando valores de  $K_s$  no mayores de 0.4 y de  $\delta$  comprendidos entre 2/3 y 3/4 del ángulo de fricción interna del suelo.  $\phi$ . En caso de usar botes excavadores debajo del nivel freático, el valor de  $\phi$  se limita a 28° (NAVFAC, 1986).

En pilas con campana, debido a que en su construcción intervienen factores que no pueden ser controlados en forma confiable, es difícil estimar su capacidad a la tensión; el único método confiable para conocer esa capacidad es a partir de pruebas de extracción. En suelos predominantemente friccionantes bajo agua, no deben emplearse campanas.

c) Grupos de pilotes o pilas

Se considera como condición última de capacidad de un grupo de pilotes o pilas cuando el bloque del suelo alrededor de éste muestra un movimiento

ascendente. El tamaño y la forma del bloque dependen de la forma como los pilotes o pilas transfieran la carga de tensión al suelo. Este es un mecanismo muy complejo y depende de factores como el método de instalación y características del pilote y la estratigrafía y propiedades del suelo. Se acostumbra determinar la resistencia a la extracción de grupos con el menor de los siguientes dos valores:

- La suma de la resistencia a tensión de los pilotes individuales del grupo.
- El peso efectivo del suelo comprendido en la pirámide truncada, cuadrada, con su base menor en la punta de los pilotes o pilas y lados inclinados 75° respecto a la horizontal.

Para simplificar los cálculos, el peso de los pilotes o pilas puede suponerse aproximadamente igual al del suelo desplazado; debe añadirse, además, el peso de sus cabezales.

### 3.4.2 Cimientos profundos a tensión en suelos predominantemente cohesivos

También, debido a la influencia del proceso constructivo, se tratan por separado los pilotes hincados y las pilas coladas *in situ*.

#### a) Pilotes hincados

En suelos predominantemente cohesivos, la capacidad última a la tensión de un pilote hincado se calcula con la ecuación:

$$Q_t = p \sum_{L=0}^{L=L_e} \alpha c_{us} \Delta L + W_p \quad (3.56)$$

donde:

- $\alpha$ , factor de adherencia, que depende del procedimiento de instalación.
- $c_{us}$ , resistencia al corte no drenada, promedio, del suelo a lo largo del fuste del pilote.
- $W_p$ , peso del pilote

Para determinar la longitud efectiva del pilote en suelos predominantemente cohesivos, se recomienda considerar el tramo de variación estacional o de suelos que no contribuyen confiablemente a la movilización de la fricción

lateral. La zona de variación estacional dependerá de las condiciones locales; usualmente se supone una profundidad de 1.5m (5ft) cuando no se cuenta con información local. El factor de seguridad global que se recomienda aplicar a la ecuación anterior es generalmente de 3. En pilotes de sección "H", se aplica lo señalado al final del inciso "a" de 3.4.1.

#### b) Pilas coladas *in situ*

Para pilas de sección transversal constante, la capacidad de carga admisible por tensión puede calcularse con la ecuación (3.56), pero considerando el valor de  $\alpha$  acorde al procedimiento constructivo.

Respecto a pilas con campana, la capacidad de carga a la tensión se determina con el menor de los siguientes valores:

- La capacidad última del área anular,  $Q_{bt}$ , existente entre la campana y el fuste de la pila, calculada con la ecuación:

$$Q_{bt} = \frac{\pi}{4} (B_b^2 - B_s^2) N_c c_u + W_p \quad (3.57)$$

donde:

- $B_b$ , diámetro de la campana de la pila.
- $B_s$ , diámetro del fuste de la pila.
- $c_u$ , resistencia al corte no drenada del suelo sobre la campana
- $N_c$ , factor de capacidad de carga, adimensional, igual a 9.
- $W_p$ , peso propio pilote

La capacidad última por fricción lateral,  $Q_{st}$ , a lo largo de una superficie cilíndrica, considerando un diámetro medio de la campana y del fuste, según la ecuación:

$$Q_{st} = \pi \left( \frac{B_b + B_s}{2} \right) \sum_{L=0}^{L=L_e} c_{us} L_e + W_p \quad (3.58)$$

donde:

- $c_{us}$ , resistencia no drenada del suelo a lo largo de la longitud de la pila.
- $W_p$ , peso propio pilote

Para cargas sostenidas, la capacidad admisible puede obtenerse utilizando un factor de seguridad global mínimo de 3. Sin embargo, para el diseño final se recomienda efectuar pruebas de carga a escala natural.

c) Grupos

La capacidad admisible a la tensión de un grupo de pilotes o pilas en suelos predominantemente cohesivos, se considerará igual al menor de los siguientes dos valores:

- La suma de la resistencia a tensión de los pilotes o pilas individuales del grupo.
- La suma de la resistencia al corte movilizada a lo largo de la superficie lateral de la envolvente del grupo, más el peso total del suelo y de los pilotes o pilas individuales del grupo.

3.4.3 Cimientos profundos a tensión en roca

La estimación de la capacidad a la tensión de pilas empotradas en roca se realiza con los criterios de capacidad de carga por fricción señalados en el inciso "b" de 3.3.4, utilizando las ecuaciones (3.50) a (3.52) según el caso, con las limitaciones que ahí se señalan. Sin embargo, el diseño final de las pilas debe fundamentarse preferentemente en pruebas de extracción.

3.4.4 Diseño con pruebas de extracción

Cuando la capacidad de carga a tensión de los pilotes o pilas es una limitante importante para el diseño de cierta estructura, se recomienda determinar esta capacidad con base en resultados de pruebas de carga a tensión a escala natural, que permitan, además, analizar los efectos diferidos en el tiempo.

Sin duda, la manera más confiable de diseñar pilotes o pilas sujetos a extracción, es por medio de pruebas de carga. Las pruebas deben diseñarse y realizarse de acuerdo con lo señalado en el Capítulo 7. La capacidad admisible a tensión generalmente se calcula a partir de la resistencia última a la extracción obtenida en esas pruebas, afectada por un factor de seguridad global mínimo de 2.

3.5 SOLICITACIONES HORIZONTALES ESTÁTICAS

3.5.1 Antecedentes

Frecuentemente las cimentaciones profundas deben ser diseñadas para soportar tanto cargas axiales como cargas laterales. Algunos ejemplos de aplicación son:

- Cimentaciones profundas de edificios altos, torres de transmisión, grúas torre, entre otros, para soportar cargas de viento o sismo.
- Cimentaciones profundas de muelles y estructuras similares, sujetas a efectos de oleaje, corrientes marinas o fluviales y golpes de embarcaciones.
- Cimentaciones profundas de puentes, sometidos a cargas dinámicas, efectos de coceo o simplemente empuje de suelos.

Ante las solicitaciones horizontales pueden adoptarse dos criterios para el diseño:

- 1° Diseño por carga lateral última, asegurando un adecuado factor de seguridad contra la falla.
- 2° Diseño en función de la deformación lateral máxima permisible, bajo las cargas de trabajo.

Por lo general, el segundo criterio es el que rige finalmente, ya que está asociado con la funcionalidad de la estructura. Y en muchos casos resulta que al aplicar este criterio la carga admisible que se obtiene está muy por debajo de la carga última.

A continuación se exponen los principales métodos para el análisis de pilotes o pilas, con los que se puede determinar la carga lateral última, o bien evaluar su respuesta bajo las cargas de trabajo, en cuanto a deflexión y otros elementos mecánicos que intervienen en el diseño estructural.

En los primeros subcapítulos se analizan elementos individuales, y se tratan por separado los casos de cimentaciones profundas en suelos predominantemente friccionantes y en

suelos predominantemente cohesivos, distinguiendo entre pilotes de fricción y pilotes de punta o pilas.

Posteriormente se presentan también casos especiales en que se tienen suelos estratificados o pilotes sujetos a cargas excéntricas o inclinadas, así como grupos de pilotes.

3.5.2 Diseño de pilotes individuales, por carga lateral última (Poulos and Davis, 1980)

Tanto los pilotes como las pilas resisten cargas laterales al movilizar la reacción pasiva del suelo circundante. La magnitud y distribución de la reacción depende de la rigidez relativa de los elementos de la cimentación y del suelo, así como de las condiciones de frontera de su cabeza y punta.

a) Pilotes de fricción

- En suelos predominantemente friccionantes
- Criterio estático

El método más simple para estimar la resistencia lateral última de un pilote no arriostrado en su cabeza, consiste en revisar las condiciones de equilibrio a partir del diagrama de cuerpo libre que se muestra en la Fig. 3.9.

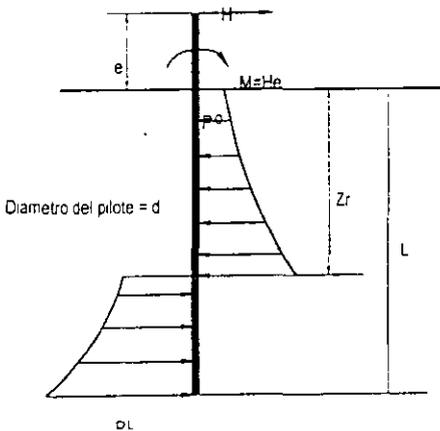


Fig. 3.9, Pilote de fricción con carga lateral.

El pilote está sujeto a una fuerza horizontal  $H$  y a un momento  $M$ , y la presión de suelo última a cualquier profundidad  $z$  bajo la superficie del terreno es  $p_u$ . La combinación límite de  $H$  y  $M$ ,  $H_u$  y  $M_u$  que provoca la falla, se puede obtener considerando el equilibrio de las fuerzas horizontales y momentos, y resolviendo las

ecuaciones simultáneas resultantes para la profundidad de rotación desconocida,  $z_r$ , y la carga horizontal última  $H_u$ . En la Fig. 3.10 se muestra la solución en forma gráfica.

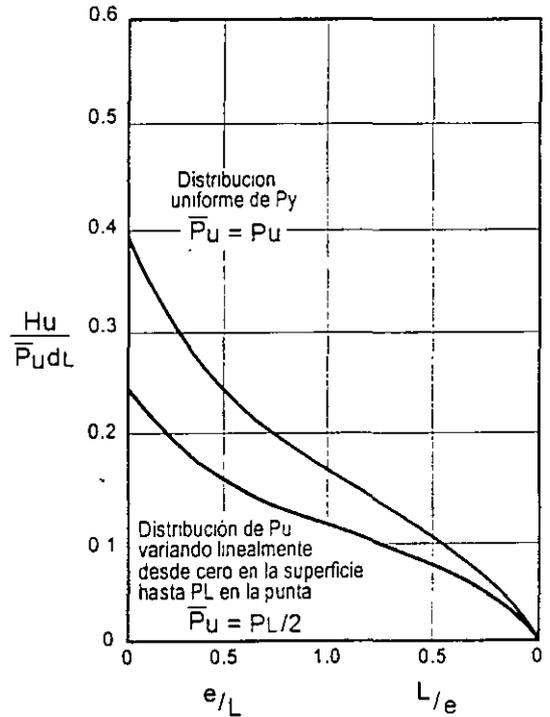


Fig. 3.10., Resistencia lateral última de pilotes de fricción, con cabeza libre, (Poulos and Davis, 1980)

▪ Criterio de Broms

Se considera que la distribución de la resistencia del suelo con la profundidad es:

$$p_u = 3 \sigma'_v K_p \quad (3.59)$$

donde:

$\sigma'_v$  = Esfuerzo vertical efectivo

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

$\phi$  = Ángulo de fricción interna (en términos de esfuerzos efectivos).

En la Fig. 3.11 se encuentra graficada la resistencia lateral última para pilotes cortos (a), en función de los parámetros adimensionales  $L/d$  y  $H_u/K_p \gamma d^3$ , y para pilotes largos (b), en términos de  $H_u/K_p \gamma d^3$  y  $M_y d^4 / K_p$ , con cabeza libre o fija.

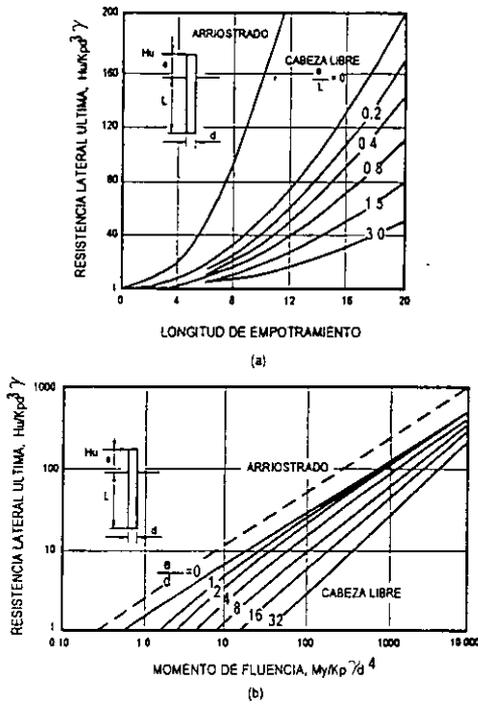


Figura 3.11, Resistencia lateral última de pilotes de fricción, (Poulos and Davis, 1980)

▪ Criterio de Brinch-Hansen

Es aplicable para cualquier otra distribución de la resistencia del suelo con la profundidad, en el cual el centro de rotación se determina por tanteos. Y luego la carga última se calcula empleando la expresión:

$$P_u = qK_q + cK_c \quad (3.60)$$

donde,

$q$  = esfuerzo vertical a la profundidad  $z$   
 $c$  = cohesión

$K_c$  y  $K_q$  = factores que dependen de  $\phi$  y de  $z/d$  (Fig. 3.12).

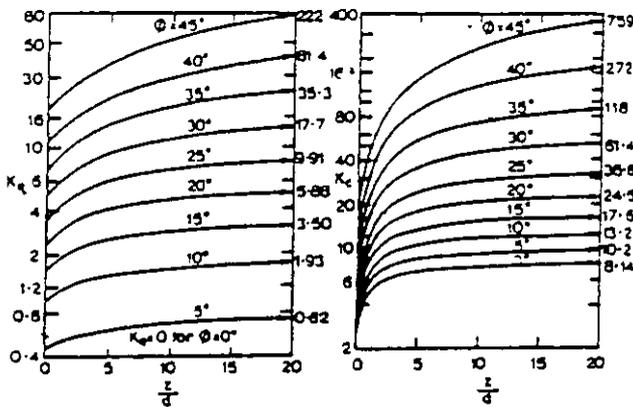


Fig. 3.12, Factores de resistencia lateral  $K_c$  y  $K_q$  (Poulos and Davis, 1980)

- En suelos predominantemente cohesivos
- Criterio estático

La carga última se obtiene como:

$$P_u = K_c c \quad (3.61)$$

donde  $K_c$  es el factor de resistencia lateral, el cual depende de la relación entre la adherencia y la cohesión  $\frac{c_a}{c}$ , y del factor de forma del pilote definido por la relación  $\frac{d}{b}$ .

En la Fig. 3.13 se muestra como varía dicho factor en función del factor de forma para valores de  $\frac{c_a}{c} = 1$  y  $0$ .

▪ Criterio de Broms

En la Fig. 3.14 se presenta graficada la carga última esperada en pilotes de fricción con cabeza libre o fija, en función de los parámetros adimensionales  $\frac{L}{d}$  y  $\frac{H_u}{c_u d^2}$  para pilotes cortos (a), y en términos de los parámetros adimensionales  $\frac{H_u}{c_u d^2}$  y  $\frac{M_y}{c_u d^3}$ , para pilotes largos (b).

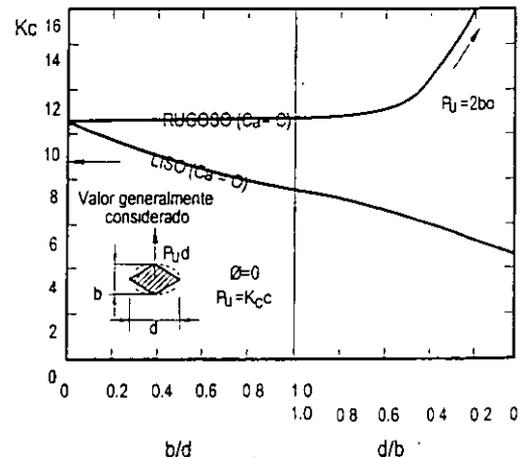


Fig. 3.13, Factor de forma y relación adherencia-cohesión

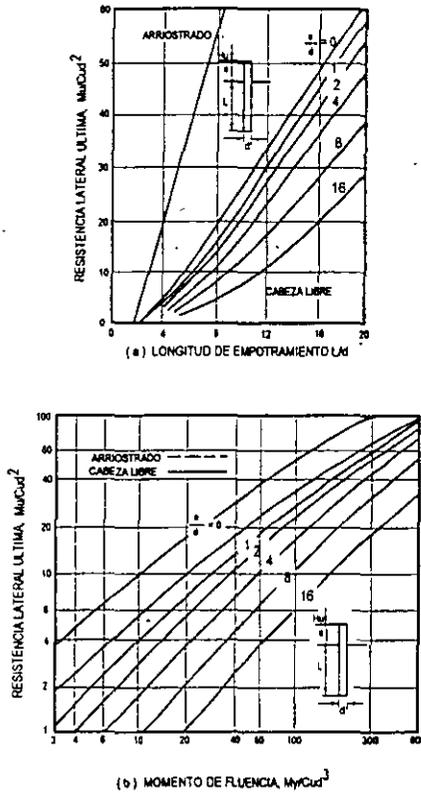


Fig. 3.14, Resistencia lateral última de pilotes de fricción en suelos predominantemente cohesivos (Poulos and Davis, 1980)

Soluciones de deformación plana

En este caso se emplean soluciones que consideran al pilote como una placa rígida con un ancho igual al diámetro del mismo, la cual puede girar libremente en un suelo puramente cohesivo, con respecto a un punto intermedio que divide a la placa en una porción superior y otra inferior.

Entonces, la falla del pilote se compara con la de una zapata corrida, cercana a un talud vertical. Al desarrollarse la falla, la presión en la porción superior del pilote es  $2c$ , mientras que la presión actuante en la porción inferior es  $5.14c$  (Davis and Booker, 1973).

En la Fig. 3.15 se indican las soluciones obtenidas para ambas porciones, inferior y superior.

Puede apreciarse que, para fines prácticos, ambas soluciones son coincidentes.

Cabe señalar que las soluciones de la Fig. 3.15 desprecian el peso del suelo por lo que tienden a

ser conservadoras para suelos con un peso considerable, sin embargo resultan adecuadas para tablestacas hincadas someramente y grupos de pilotes en filas con poco espaciamiento.

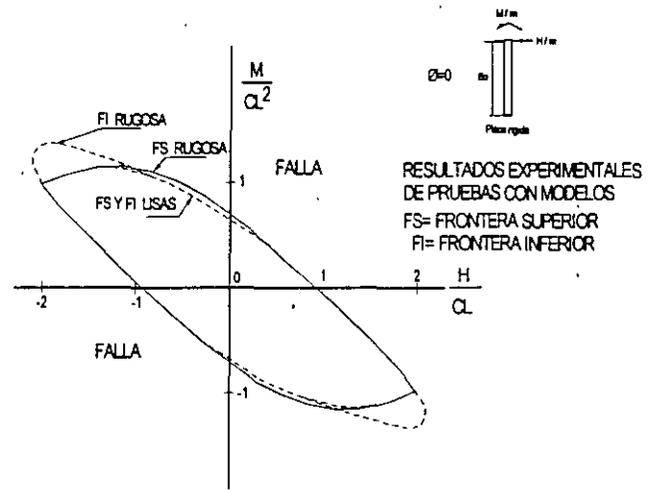


Fig. 3.15, Falla de una placa rígida vertical sometida a carga horizontal y momento

b) Pilotes de punta y/o pilas

En el caso de pilotes o pilas empotrados en un estrato resistente, son aplicables los mismos criterios antes expuestos, sea que se trate de elementos con cabeza arriostrada o no-arriostrada. La única modificación consiste en hacer intervenir la presión actuante en la punta como una fuerza resistente horizontal, cerca de la cual se encuentra el centro de rotación.

3.5.3 Diseño de pilotes individuales, por deformación lateral (Poulos and Davis, 1980 y Hunt, 1985).

En muchos casos prácticos, el diseño de pilotes o pilas sometidos a cargas laterales dependerá de la satisfacción de un requerimiento de deformación lateral o deflexión máxima, que puede resultar en cargas laterales admisibles mucho menores que la resistencia lateral última.

Los métodos de diseño tradicionales consideraban valores empíricos de cargas admisibles para ciertos tipos de pilotes, con las cuales se limitaban sus deformaciones. Sin embargo, ahora existen métodos teóricos que permiten predecir razonablemente la magnitud de las deformaciones para cualquier caso particular.

Los métodos empleados son:

- El análisis a partir de un módulo de reacción lateral.
- El análisis elástico, que considera al suelo como un medio continuo.

a) Método del módulo de reacción

Fue propuesto originalmente por Winkler (1867) y consiste en caracterizar al suelo mediante una serie de resortes linealmente elásticos e independientes, cuya constante de deformación es el módulo de reacción lateral ( $k_h$ ), el cual relaciona la carga ( $p$ ) que actúa en un cierto punto del pilote o la pila con la deflexión ( $\rho$ ) medida en el mismo punto, como se indica a continuación:

$$p = k_h \rho \quad (3.62)$$

Otra forma en la que se acostumbra expresar la relación es:

$$w = K \rho \quad (3.63)$$

donde,

$w$  = reacción del suelo por unidad de longitud del pilote o la pila.

$K$  = módulo de reacción en unidades de fuerza/longitud<sup>2</sup> ( $K=k_h d$ )

$D$  = diámetro o ancho del pilote o la pila

Para el análisis, se asume que el pilote o la pila se comporta como una viga cuya deformación está determinada por la ecuación:

$$E_p I_p \frac{d^4 \rho}{dz^4} = -p d \quad (3.64)$$

donde,

$E_p$  = módulo de elasticidad del pilote o la pila

$I_p$  = momento de inercia de la sección del pilote o la pila

$Z$  = profundidad en el suelo

$d$  = diámetro o ancho del pilote o la pila

Combinando las ecuaciones (3.62) y (3.64) se obtiene la ecuación que gobierna la deflexión en un pilote o pila:

$$E_p I_p \frac{d^4 \rho}{dz^4} + k_h d \rho = 0 \quad (3.65)$$

Esta ecuación puede resolverse analíticamente o bien numéricamente. La solución analítica resulta conveniente cuando el módulo de reacción es constante a todo lo largo del pilote o pila. Si no es así, conviene más aplicar una solución numérica, mediante diferencias finitas.

Dependiendo de la relación entre la carga y la deformación, el análisis puede tener dos variantes:

- Análisis lineal, cuando hay una relación directa entre la presión y la deflexión en cualquier punto a lo largo del pilote o la pila.

- Análisis no lineal, cuando no existe tal relación entre la presión y la deflexión del pilote o la pila.

- Análisis lineal

En suelos predominantemente friccionantes usualmente se asume que el módulo de reacción crece linealmente con la profundidad.

Para tal caso, la variación de  $k_h$  a lo largo del pilote o la pila puede expresarse como:

$$k_h = n_h \left( \frac{z}{d} \right) \quad (3.66)$$

donde,

$n_h$  = coeficiente del módulo de reacción

$z$  = profundidad

$d$  = ancho o diámetro del pilote

Si bien no hay una solución exacta, existen métodos aproximados para obtener la deflexión ( $\rho$ ) y el giro ( $\theta$ ) en la cabeza de pilotes o pilas, por ejemplo aplicando las siguientes ecuaciones generales:

$$\rho = \left( \frac{H}{k_h d L^2} \right) I_{\rho H} + \left( \frac{M}{k_h d L^2} \right) I_{\rho M} \quad (3.67)$$

$$\theta = \left( \frac{H}{k_h d L^2} \right) I_{\theta H} + \left( \frac{M}{k_h d L^2} \right) I_{\theta M} \quad (3.68)$$

Los factores  $I_{\rho H}$  e  $I_{\rho H}$  se encuentran graficados en la Fig. 3.16.

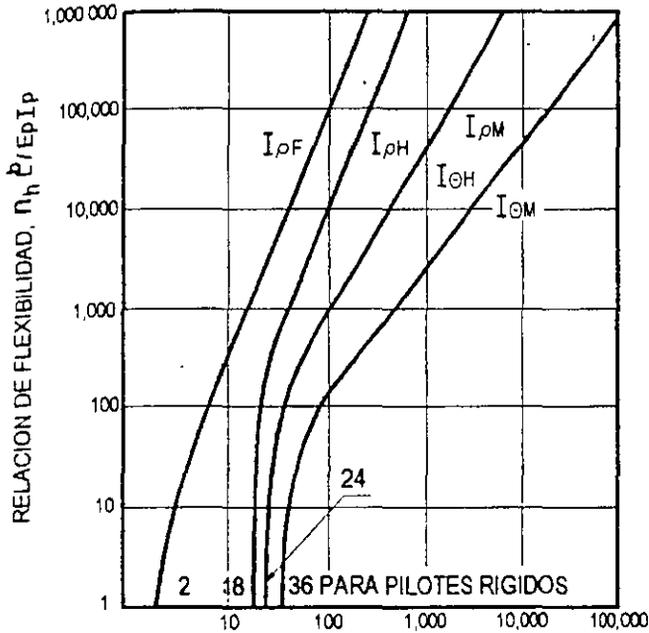


Fig. 3.16, Factores de deflexión y giro en la cabeza de pilotes o pilas (Poulos and Davis, 1980)

Otras soluciones aplicables son:

$$\rho = C_y \frac{HT^3}{E_p I_p} \quad (3.69)$$

$$M_z = C_m HT \quad (3.70)$$

Los coeficientes  $C_y$  y  $C_m$  están graficados en las Figs. 3.17 y 3.18, para diferentes valores de  $M/HT$ , donde,

$M$  = momento aplicado  
 $H$  = Carga horizontal aplicada

El factor  $T$  ya ha sido definido por la ecuación (25) y el factor de profundidad  $Z$  es:

$$Z = z/T \quad (3.71)$$

donde,

$z$  = profundidad respecto a la superficie del terreno.

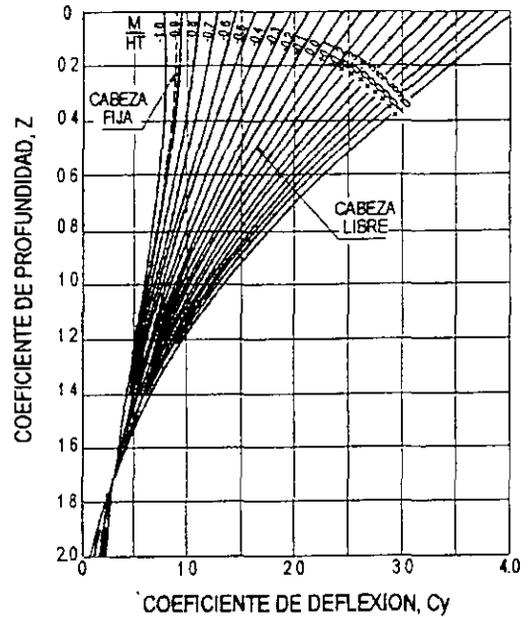


Fig. 3.17, Coeficiente de deflexión  $C_y$  (Poulos and Davis, 1980)

▪ Análisis no-lineal

En realidad la relación entre la presión y la deflexión en cualquier punto a lo largo de un pilote o una pila no es lineal.

Para tener en cuenta tal condición existen varios procedimientos, sin embargo el enfoque más comúnmente empleado parece ser el de las curvas "p-y", desarrollado por Reese ( $p$  = presión,  $y$  = deflexión).

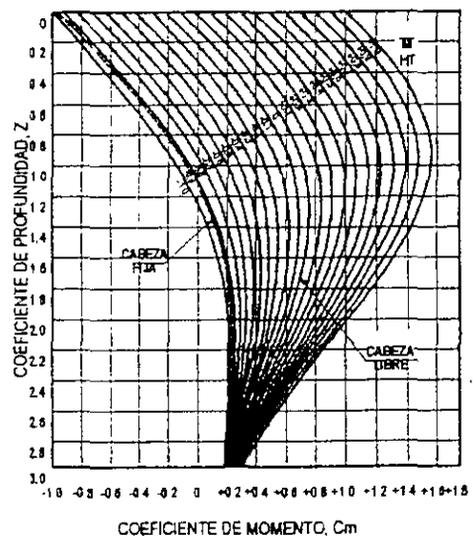


Fig. 3.18, Coeficiente de momento  $C_m$  (Poulos and Davis, 1980)

La ecuación diferencial que se plantea en este caso es la siguiente:

$$\frac{d^2 M}{dz^2} + (P_z) \frac{d^2 \rho}{dz^2} - p = 0 \quad (3.72)$$

donde:

- $\rho$  = deflexión.
- $M$  = momento a la profundidad  $z$  en la pila.
- $z$  = profundidad.
- $P_z$  = carga axial en la pila a la profundidad  $z$ .
- $p$  = reacción del suelo por unidad de longitud (en este caso,  $p$  actúa como una carga lineal equivalente).

Esta es una ecuación más general que la ecuación 3.66, ya que incorpora los efectos de la carga axial y de la variación de la rigidez del pilote o la pila con la profundidad.

Como antes se mencionó, la solución se obtiene aplicando diferencias finitas.

El objeto del método es definir una serie de curvas " $p-y$ ", en diferentes puntos a lo largo del pilote o pila (Fig. 3.19), tales que cumplan la compatibilidad entre la carga y la deflexión correspondiente a cada punto. Reese desarrolló un programa de cómputo conocido como "LPILE" (1977), basado en este procedimiento.

Al igual que en el método del módulo de reacción lateral, para definir las curvas mostradas en la Fig. 3.19 se tiene como premisa que el comportamiento del suelo a una profundidad determinada es independiente de los puntos vecinos. Si bien esto no es estrictamente cierto, Reese comprobó a través de pruebas de carga que los resultados obtenidos son bastante cercanos a los reales.

Frydman (1975) propuso un procedimiento alternativo y quizás más generalizado para la determinación de las curvas " $p-y$ ", haciendo uso de los resultados de pruebas de campo con el presurómetro, considerando que pueden representar el comportamiento deformacional de un pilote o pila sujetos a una carga lateral, y teniendo en cuenta un cierto factor de escala igual a la relación de diámetros.

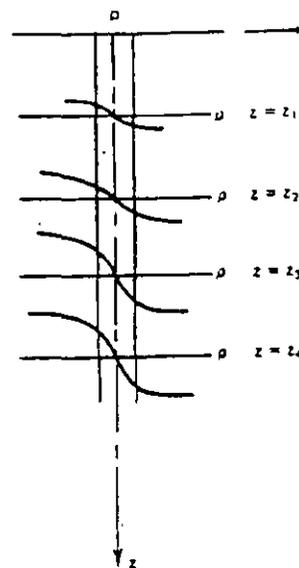


Fig. 3.19, Esquema de las curvas " $p-y$ "

b) Método del medio continuo y elástico

Para este análisis se considera al suelo como un medio elástico continuo con un módulo de elasticidad  $E_s$  y una relación de Poisson  $\nu_s$ , y al pilote o pila como una lámina vertical rectangular y delgada, de ancho  $d$ , longitud  $L$  y rigidez  $E_p I_p$  constante.

El método consiste en dividir al pilote o la pila en  $n+1$  elementos, todos de longitud  $\delta$ , excepto aquellos cercanos a la punta y la cabeza, que presentan una longitud  $\delta/2$ . Entonces, a cada elemento se le somete a un esfuerzo horizontal uniforme  $p$ , el cual se considera constante en toda la sección del pilote o la pila, y se calculan sus desplazamientos.

Asumiendo que el suelo presenta un comportamiento puramente elástico, los desplazamientos horizontales del suelo y la cimentación profunda deben ser iguales.

Los desplazamientos del suelo pueden expresarse como:

$$\{s\rho\} = \frac{d}{E_s} [I_s] \{p\} \quad (3.73)$$

donde,

$\{s\rho\}$  = vector columna de desplazamientos del suelo

$\{p\}$  = vector de carga horizontal  
 $[I_s]$  = matriz de factores de influencia

Los elementos  $I_{ij}$  de la matriz  $[I_s]$  se obtienen mediante la integración sobre un área rectangular de la ecuación de Mindlin para el cálculo del desplazamiento horizontal causado por una carga puntual dentro de la masa de suelo.

Para la determinación de los desplazamientos se hace uso de la ecuación (3.64), que al ser resuelta mediante diferencias finitas, considerando las condiciones de frontera apropiadas para la cabeza y la punta, se obtiene la gran variedad de soluciones expuestas en el libro de Poulos (Poulos and Davis, 1980).

3.5.4 Diseño de pilotes individuales, en condiciones especiales (Poulos and Davis, 1980)

a) Suelos estratificados

□ Diseño por carga lateral última

En este caso habrá que establecer la forma en que varía la resistencia del suelo con la profundidad, en toda la longitud de los pilotes o las pilas.

Si la resistencia crece en forma aproximadamente lineal se podrán emplear los criterios expuestos en el inciso "a" de 3.5.2.

Por otro lado, si la distribución de la resistencia es más bien uniforme y casi no varía con la profundidad deberán emplearse los criterios descritos en el inciso "b" de 3.5.2.

Para cualquier otra distribución de la resistencia del suelo con la profundidad, se puede emplear el criterio estático convencional (inciso "a", de 3.5.2) que consiste en revisar las condiciones de equilibrio del elemento de cimentación, después de haber definido el centro de rotación mediante tanteos.

□ Diseño por deformación lateral

Para tener en cuenta la influencia de la estratigrafía en la deflexión de pilotes o pilas sujetos a una carga lateral en el método del módulo de reacción, Davisson y Gill han propuesto, para un sistema de dos estratos, ajustar los factores de influencia  $I_{\rho H}$ ,  $I_{\rho M}$  e  $I_{\rho F}$  para suelos con un módulo de reacción  $k$  uniforme (Fig. 3.16), empleando otros factores de corrección que se encuentran graficados en las Figuras 3.20 a 3.22:

Los factores de corrección dependen de la relación entre el espesor del estrato superior  $h_1$  y la longitud del pilote  $L$ , así como de la relación entre el módulo de reacción del estrato superior  $k_1$  y del estrato inferior  $k$ .

Estos resultados aplican a pilotes de mediana rigidez  $\left(\frac{kdL^4}{E_p I_p} = 256\right)$

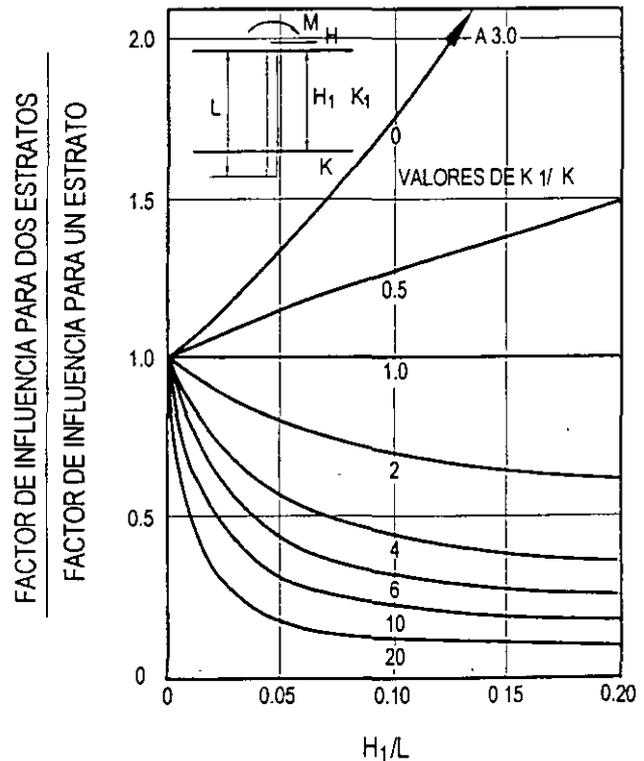


Fig. 3.20, Factor de corrección del valor de  $I_{\rho H}$  para un sistema de dos estratos

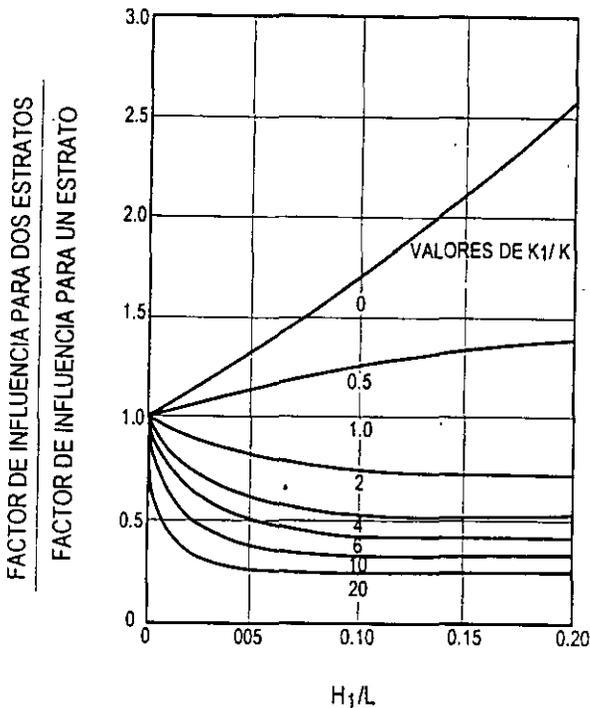


Fig. 3.21, Factor de corrección del valor de  $I_{DM}$  para un sistema de dos estratos

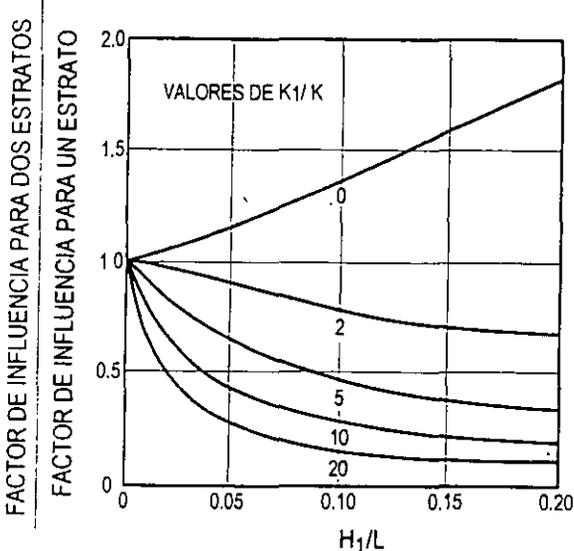


Fig. 3.22, Factor de corrección del valor de  $I_{DF}$  para un sistema de dos estratos

- b) Pilotes o pilas sujetos a cargas inclinadas
- Diseño por carga lateral última
- En suelos predominantemente friccionantes

En este caso la carga lateral última es función tanto de la resistencia lateral como de la resistencia vertical del pilote o la pila.

Por lo anterior, la falla lateral se analiza solamente que la inclinación de la carga sea considerable, y en tal caso simplemente se compara la resistencia lateral última,  $H_u$ , calculada con alguno de los criterios antes descritos, contra la componente horizontal de la carga aplicada,  $P_u$ , verificando que:

$$H_u < P_u \tan \delta \quad (3.74)$$

donde,

$\delta$  = ángulo de inclinación de la carga, respecto a la vertical

- En suelos predominantemente cohesivos

A diferencia del caso anterior, la resistencia lateral no depende de la resistencia vertical. De manera que independientemente del grado de inclinación, deben revisarse los dos tipos de falla probable.

Entonces el valor admisible de la carga inclinada,  $Q_u$ , será el menor de los siguientes valores:

$$Q_u = P_u \sec \delta \quad (3.75)$$

$$Q_u = P_u \operatorname{cosec} \delta \quad (3.76)$$

- Equivalencia con pilotes o pilas inclinados

Es razonable aceptar que un pilote o pila inclinados, sujetos a cargas verticales, pueden considerarse como elementos verticales equivalentes, sujetos a cargas inclinadas (Fig. 3.23), de manera que son aplicables los mismos criterios de revisión antes descritos.

- Diseño por deformación lateral

Haciendo referencia al método del módulo de reacción, los valores de  $k_h$  y  $n_h$  han sido obtenidos para pilas verticales, por lo que estos no son directamente aplicables a pilotes o pilas inclinados para el cálculo de su deformación lateral. En investigaciones realizadas por Kubo con modelos en arcillas, y por Awad and Petrasovits con modelos en arenas, se ha visto que la inclinación positiva (en dirección contraria a la carga lateral) contribuye a disminuir la deflexión.

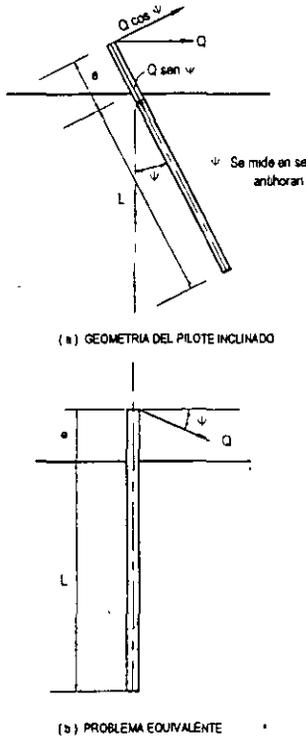


Fig. 3.23. Pilote inclinado

3.5.5 Diseño de Grupos de pilotes y/o pilas (Poulos and Davis, 1980)

a) Diseño por carga lateral última

La resistencia lateral de un grupo de  $n$  pilotes será igual al menor de los siguientes valores:

- La suma de la resistencia lateral de los  $n$  pilotes que forman el grupo.
- La resistencia lateral de un bloque equivalente definido con la envolvente del grupo de pilotes.

El primer valor se puede obtener aplicando cualquiera de los criterios descritos en los subcapítulos anteriores.

Para obtener el segundo valor debe considerarse la resistencia al esfuerzo cortante que puede existir en la base del bloque equivalente, teniendo en cuenta el ancho que se tiene en sentido perpendicular a la dirección de la carga horizontal.

Si el grupo es relativamente angosto y es solicitado en el sentido largo, la resistencia lateral

última del bloque podrá determinarse aplicando la teoría de la plasticidad.

Por otra parte, si el grupo está compuesto por pilotes ligados con un cabezal rígido, la resistencia última del bloque podrá calcularse como la suma de la resistencia lateral de un pilote muy rígido, con cabeza arriostrada, más la resistencia al corte de la base.

Así como en el cálculo de la capacidad de carga vertical, en la determinación de la resistencia lateral de un grupo de pilotes también existe el concepto de eficiencia del grupo, que se define como:

$$nL = \frac{\text{Resistencia lateral última del grupo}}{n \times \text{Resistencia lateral última de un pilote individual}}$$

La eficiencia disminuye a medida que aumenta el número de pilotes o que se reduce el espaciamiento entre ellos.

Comparando la eficiencia  $n$  de los grupos de pilotes solicitados por cargas axiales con la eficiencia  $nL$  de grupos solicitados por cargas laterales, se observa que siempre es mayor la primera.

Para un análisis más detallado de la eficiencia de grupos de pilotes ante cargas laterales, puede aplicarse el método de elementos finitos.

Haciendo un análisis de deformación plana, en el que se considere el comportamiento no-lineal del suelo puede obtenerse una curva  $p$ - $y$  para todo el grupo.

En caso de tener grupos de pilotes verticales con algunos pilotes inclinados, para el cálculo de la resistencia lateral se procede tal y como se ha dicho, se elige el menor de los siguientes valores:

- La suma de la resistencia lateral de los  $n$  pilotes que forman el grupo.
- La resistencia lateral de un bloque equivalente definido con la envolvente del grupo de pilotes

Sin embargo, dependiendo de la ubicación y distribución de los pilotes inclinados dentro del

grupo habrá que tomarlos en cuenta en el cálculo del segundo valor.

Por ejemplo si se encuentran solamente en el perímetro y presentan una inclinación hacia fuera, puede asumirse que el área en planta que cubre la base del bloque resistente es la envolvente que definen las puntas de los pilotes inclinados perimetrales.

Por otra parte, si también existen algunos pilotes inclinados en el centro, debe considerarse la resistencia al corte adicional que proporcionan en la dirección contraria a la carga.

#### b) Diseño por deformación lateral

Muchos métodos para analizar el comportamiento de grupos de pilotes o pilas hacen uso de la teoría del módulo de reacción, sin embargo el criterio elástico permite hacer un análisis más adecuado, ya que al considerar un medio continuo permite valuar los efectos de interacción, y además presenta la ventaja de poder incluir en los análisis elementos inclinados sujetos a diferentes tipos de cargas.

Empleando el método elástico Poulos analizó en primer lugar la interacción entre dos pilotes para posteriormente extender los resultados al comportamiento de grupo, mediante el principio de superposición.

Aplicando el principio de superposición, el análisis de dos pilotes o pilas puede extenderse a un grupo de cuatro o más elementos, para obtener la deflexión y el giro provocados por una carga lateral y/o momento.

De manera que empleando los desplazamientos unitarios de los elementos individuales y aplicando los factores de interacción apropiados se puede valuar el desplazamiento del grupo. Dicho desplazamiento puede ser expresado convenientemente en términos de una relación de desplazamientos  $R_R$ , que es la relación entre el desplazamiento del grupo y el desplazamiento de un solo pilote solicitado por la carga o momento promedio de los pilotes individuales.

Otra alternativa consiste en expresar el desplazamiento en términos de un factor de reducción de grupo  $R_R$ , definido como la relación del desplazamiento del grupo y el

desplazamiento de un pilote solicitado por la carga o momento total como grupo.

$R_R$  se calcula como:

$$R_R = \frac{\rho G}{H_G \bar{\rho}} \quad (3.77)$$

donde  $\bar{\rho}$  es el desplazamiento unitario de referencia apropiado y  $\rho G$  es el desplazamiento del grupo. Cuando prevalecen las condiciones elásticas en el suelo,  $R_R$  y  $R_p$  se relacionan simplemente como:

$$R_p = R_R n \quad (3.78)$$

donde  $n$  es el número de pilotes del grupo.

En problemas prácticos,  $R_p$  es el indicador más empleado. Sin embargo, al analizar el comportamiento teórico de varios grupos de pilotes, el empleo de  $R_R$  presenta varias ventajas, ya que su valor oscila entre 1 y  $\frac{1}{n}$ .

El coeficiente  $R_R$  puede tener diferentes usos y significados, dependiendo del tipo de carga, condición de frontera en la cabeza y si se refiere a deflexión o giro. Estos valores se identifican como sigue:

$R_{R_pH}$  = factor de reducción de grupo para deflexión causada por carga horizontal.

$R_{R_pM}$  = factor de reducción de grupo para deflexión causada por la aplicación de momento.

$R_{R_gH}$  = factor de reducción de grupo para giro causado por carga horizontal (=  $R_{R_pM}$ ).

$R_{R_gM}$  = factor de reducción de grupo para giro causado por la aplicación de momento.

$R_{R_pF}$  = factor de reducción de grupo para pilas con cabeza arriostrada

#### 3.5.6 Diseño a partir de pruebas de carga lateral

Las pruebas de carga lateral generalmente se emplean para la obtención de valores más reales del módulo de reacción del suelo  $k_h$ , con los que se puede efectuar diseños más racionales aplicando las teorías ya comentadas para el cálculo de deflexiones.

Las pruebas de carga lateral pueden ser efectuadas en dos pilotes o pilas adyacentes, empujando una hacia el otro, o bien, separándolos. El último procedimiento minimiza el efecto de la superposición de esfuerzos si los pilotes se encuentran muy cercanos.

En la mayoría de los casos, las pruebas no solo se limitan a la medición del desplazamiento de la cabeza de los pilotes (con teodolitos y deformímetros de precisión), sino que además se registran los momentos flexionantes (con transductores de deformación colocados en el acero de refuerzo o en el cuerpo de elementos metálicos), además de las deflexiones en función de la profundidad (a través de tuberías de inclinómetro).

### 3.6 SOLICITACIONES DINÁMICAS

En los subcapítulos anteriores se han expuesto algunos de los métodos de diseño de cimentaciones profundas sujetas a cargas verticales y/o horizontales, las cuales por simplicidad se consideran estáticas, utilizando generalmente la magnitud máxima que pueden alcanzar.

Sin embargo, en ocasiones puede requerirse también evaluar el efecto dinámico o cíclico de las cargas.

Al diseñar cimentaciones bajo tales condiciones se debe revisar su respuesta, expresada como esfuerzo, deformación, deflexión, entre otros., y compararla con el criterio adoptado.

Para estimar adecuadamente dicha respuesta se deben considerar tres puntos principales:

- La definición de las cargas aplicadas directamente a la cimentación (cargas de maquinaria, fuerzas de oleaje, hincado de pilotes)
- La definición de las cargas que actúan y que se transmiten a través del suelo (cargas sísmicas, explosiones y fuentes de vibración ligera).
- El empleo de métodos adecuados de análisis.

La selección de los parámetros del suelo y de la cimentación para emplearse en el análisis.

Por ejemplo, en caso de que la medida de referencia sea la deflexión, se sabe que una carga horizontal cíclica al actuar sobre un pilote individual provoca la disminución de la rigidez del suelo que lo rodea, lo que se traduce en un aumento de la deflexión, la cual puede llegar a duplicarse si la carga se repite 50 veces o más; dicho de otra forma, la carga cíclica provoca que el módulo de reacción del suelo se reduzca a un valor aproximado del 30%, del correspondiente a una carga monotónica (TGC, 1992).

El estudio detallado de estos tópicos puede consultarse en las referencias: Leonards, 1962; CFE, 1981; CFE, 1993; y, Nieto y Reséndiz, 1967.

### REFERENCIAS

- Albiero, J.H. and Cintra, J.C., 1998, *Fundações: Teoria e Prática*, Editora Pini Ltda., (2ª edición), Sao Paulo, Brasil.
- Baguelin, F., Jezequel, J.F. and Shields, D.F., 1978, *The pressuremeter and foundation engineering*, Trans Tech. Publications, Rockport, Mass.
- Blanchet, R., Tavenas, F.A. and Garneau, R., 1980, *Behaviour of friction piles in soft sensitive clays*, Canadian Geotechnical Journal, Vol 17, No. 2.
- Bhushan, K., 1982, *New design correlations for piles in sand*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 108, GT11, ASCE.
- Bowles, J., 1996, *Foundation, analysis and design*, Mc-Graw-Hill Co. (5th edition), New York.
- Briaud, J-L, 1987, *The pressuremeter*, Texas A & M University, Civil Engineering Department, College Station, Tx.
- Briaud, J-L, 1988, *Evaluation of cone penetration test methods using 98 pile load tests*, Proceedings of the First Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1 at Orlando, Fla., Vol. 2, De Ruiter ed., Balkema, Rotterdam.

- Briaud, J-L and Miran, J., 1991a, The flat dilatometer test, The Federal Highway administration (FHWA), Washington, D.C.
- Briaud, J-L and Miran, J., 1991b, The cone penetrometer test, Texas A & M University, Civil Engineering Department, College Station, Tx.
- CFE, Instituto de Investigaciones Eléctricas (1981), Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño Estructural de Cimentaciones, México.
- CFE, Instituto de Investigaciones Eléctricas (1993), Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, México.
- CGS, 1985, Canadian Foundation Engineering Manual, Part 3: Deep Foundations, Canadian Geotechnical Society, Bi Tech, Vancouver, B.C.
- CGS, 1992, Canadian Foundation Engineering Manual, Part 3: Deep Foundations, Canadian Geotechnical Society, Bi Tech, Richmond, B.C.
- Coduto, D.P., 1994, Foundation design, principles and practices, Prentice Hall, New Jersey.
- DDF, 1993, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, No 218, Tomo II.
- DDF, 1995, Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, No 300, Tomo VI.
- Fellenius, B.H. and Broms, B.B., 1969, Negative skin friction for piles driven in clay, Proceedings 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 2, SMMS, México, D.F.
- Fellenius, B.H., 1972, Downdrag on long pile in clay due to negative skin friction, Canadian Geotechnical Journal, Vol 9, No. 4.
- Horvath, R.G., Kenney, T.C. and Kozicki, P., 1983, Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, No. 4.
- Hunt, R.E. (1985), Geotechnical Engineering, Analysis and Evaluation, Mc Graw Hill Book Company, E.U.A.
- Kulhawy, F. H., 1990, Drilled shaft foundations, Engineering Handbook, H. Y. Fang ed. (2<sup>nd</sup> edition), Van Nostrand, Co., New York.
- Leonards, G.A. (1962), Foundation Engineering, Mc Graw Hill Book Company, USA.
- Meyerhof, G.G., 1970, Safety factors in soil mechanics, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 4.
- Meyerhof, G.G., 1976, Bearing capacity and settlement of pile foundations, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No GT3, ASCE
- Meyerhof, G.G., 1983, Scale effects of ultimate pile capacity, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No GT6, ASCE.
- NAVFAC DM-7, 1971, Design Manual: Soil mechanics, foundations, and earth structure Naval Facilities Engineering Command, Department of the Army, Washington, D.C.
- NAVFAC DM-7, 1986, Foundations & structures design manual 7.02, Naval Facilities Engineering Command, Department of the Army, Washington, D.C.
- Nieto, J.A. y Reséndiz D. (1967), Criterios de diseño para cimentaciones de maquinaria, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- O' Neill, M.W., 1999, Some effects of construction on the performance of deep foundations, Proceedings of the OTCR Conference Analysis, Design and Construction, J. M. Roesset ed., Geotechnical Special Publication No 88, ASCE.
- Peck, R.B., 1967, Bearing capacity and settlement: certainties and uncertainties, Proceedings of a Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations at Duke University on 1965, Duke University, Durham, N.C.

- Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H., 1974, *Foundation engineering*, (2<sup>nd</sup> edition), John Wiley, New York.
- Pells, P.J.N. y Turner, R.M., Elastic solutions for the design and analysis of rock-socketed piles, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, No. 3.
- Poulos, H.G. and E.H. Davis (1980), *Pile Foundation Analysis and Design*, J. Wiley and Sons Inc., New York, USA.
- Prakash, S., and Sharma, H., 1990, *Pile foundations in engineering practice*, J. Wiley & Sons, Inc., New York.
- Reese, L. C. and Wright, S., 1977, *Drilled shaft design and construction guidelines manual*, Vol. 1, U.S. Department of Transportation, federal highway Administration, Washington, D.C.
- Reese, L.C. and O'Neill, M.W., 1989, *New design method for drilled shafts from common soil and rock tests*, *Foundation Engineering: Current principles and Practices*, Vol. 2, F.H. Kulhawy ed., ASCE.
- Sharma, H.D., and Joshi, R.C., 1988, *Drilled pier behavior in granular deposits*, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25, No. 2.
- Simons, N.E. and Menzies, B.K., 1977, *A short course in foundation engineering*, Newnes Butterworths, London.
- Skempton, A.W., 1951, *The bearing capacity of clays*, *Proceedings of the British Building Research, Congress*, London.
- SMMS, 1983, *Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, D.F.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B., 1967, *Soil mechanics in engineering practice*, 2<sup>nd</sup> edition, J. Wiley and Sons, New York.
- TGC Geotecnia, S.A. (1992), *Diseño Geotécnico de Cimentaciones*, México.
- Tomlinson, M.J., 1977, *Pile, design and construction practice*, A Viewpoint Publication, Cement and Concrete Association, London.
- Vesic, A.S. 1967, *Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand*, *Proceedings of a Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations at Duke University on 1965*, Duke University, Durham, N.C.
- Vesic, A.S., 1970, *Test on instrumented piles, Ogeechee River site*, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol 96, GT , ASCE.
- Vesic, A.S., 1977, *Design of pile foundations, Synthesis of Highway Practice No. 42*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

**Nota de los Editores:**

En relación con el diseño de cimentaciones profundas utilizando correlaciones empíricas basadas en la prueba de "CPT" (Penetración con Cono Estático), por razones de espacio varios métodos no han sido incluidos en este Capítulo 3, sin embargo, tomando en cuenta las sugerencias de los revisores de este Manual, se considera recomendable utilizar alternativamente los métodos contenidos en la referencia que se indica más abajo, para valuar la carga por punta y por fricción, tanto en grupos de pilotes como en elementos aislados.

Lunne, T. *et al.*, 1997, *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, Blackie Academic Publishers, UK.