



3 CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL SUELO SOMETIDO A CARGA LATERAL

Un punto clave en el diseño de pilas de cimentación es la determinación de la capacidad de carga lateral, aunque deberá siempre revisarse la magnitud de los desplazamientos admisibles. Para los dos apoyos en estudio, se revisaron las condiciones de capacidad de carga lateral en detalle, considerándolos como pilas aisladas, obteniéndose la distribución de elementos mecánicos en la pila y su correspondiente deformada, para revisar los niveles de carga a los que estará sometida la pila por el efecto de carga lateral.

3.1 Resistencia última del suelo

3.1.1 Criterio del American Petroleum Institute (API)

Arcillas

Para materiales arcillosos blandos, el American Petroleum Institute (API, 1993) recomienda calcular la capacidad de carga última, P_u , utilizando las siguientes expresiones:

$$P_u = 3c + \gamma X + Jc \frac{X}{D} \quad (3.1)$$

$$P_u = 9c \text{ para } X \geq X_R \quad (3.2)$$

Donde :

P_u : Resistencia última (en psi o kPa)

c : Resistencia cortante no drenada para muestras de arcillas inalteradas (en psi o kPa)

D : Diámetro de la pila (en pulgadas o mm)

γ : Peso volumétrico efectivo del suelo (en lb/in³ o MN/m³)



J : Constante empírica adimensional, que toma valores en un rango de 0.25 a 0.50, los cuales se obtuvieron de pruebas de fluencia. En los casos revisados en este informe se tomó $J= 0.5$, para arcillas blandas y $J= 0.25$ para arcillas duras.

X : Profundidad por debajo de la superficie del suelo (en pulgadas o mm)

X_R : Profundidad por debajo de la superficie del suelo, por debajo del quiebre que define la reducción de resistencia (en pulgadas o mm).

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{c} + J}$$

Para una condición de esfuerzos constantes con la profundidad, el valor mínimo puede ser 2.5 veces D .

Cabe hacer notar que cuando la resistencia varía con la profundidad se deberá tomar el menor de los valores calculados con las expresiones 3.1 y 3.2, como P_u .

Arenas

Por otro lado, se ha visto que la capacidad de carga lateral última para arenas presenta variaciones en un rango que está definido por las expresiones 3.3 y 3.4; estas expresiones se especifican para calcular P_u en depósitos de suelo poco profundos (ecuación 3.3) y para depósitos profundos (ecuación 3.4), como sigue:

$$P_{u_s} = (C_1 \cdot H + C_2 \cdot D) \cdot \gamma \cdot H \quad (3.3)$$

$$P_{u_d} = C_3 \cdot D \cdot \gamma \cdot H \quad (3.4)$$

Donde :

P_u : Resistencia última (fuerza/unidad de longitud), (en lb/in o kN/m), la que resulte menor de las expresiones 3.3 y 3.4.

γ : Peso volumétrico efectivo del suelo (lb/in³ o kN/m³)

H : Profundidad (en pulgadas o m)

ϕ' : Ángulo de fricción interna de la arena, en grados

C_1, C_2, C_3 : Coeficientes determinados de la Figura 3.1, y son función de ϕ'

D : Diámetro promedio de la pila de la superficie a la profundidad de interés (en pulgadas o metros).

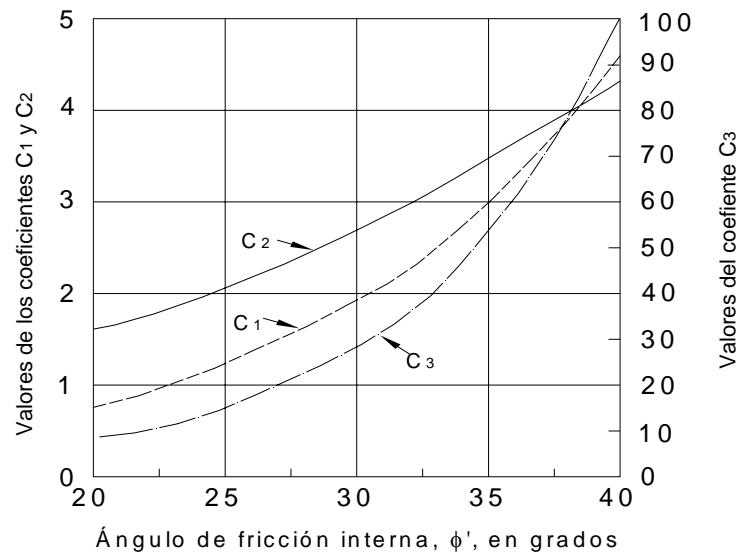


Figura 3.1. Coeficientes C_1 , C_2 y C_3 en función de ϕ' para determinar P_u

Resistencia última del suelo para pilas aisladas

En esta sección la resistencia última del suelo se determinó con las expresiones presentadas anteriormente para las pilas aisladas de los sitios en donde se practicaron pruebas de carga lateral, en la tabla 3.1 se muestra las profundidades de desplante de las pilas en las cuales se llevaron a cabo las pruebas de carga lateral. Las distribuciones de la resistencia última con la profundidad se muestran en las Figuras 3.2 a 3.4.

Tabla 3.1 Información de las pilas analizadas por carga lateral

Sitio	Profundidad de desplante de pilas (m)	Diámetro de la pila (m)
San Antonio, PCLS	25.6	0.63
San Antonio, PCLC	25.6	0.68
Periférico	20.8	0.68

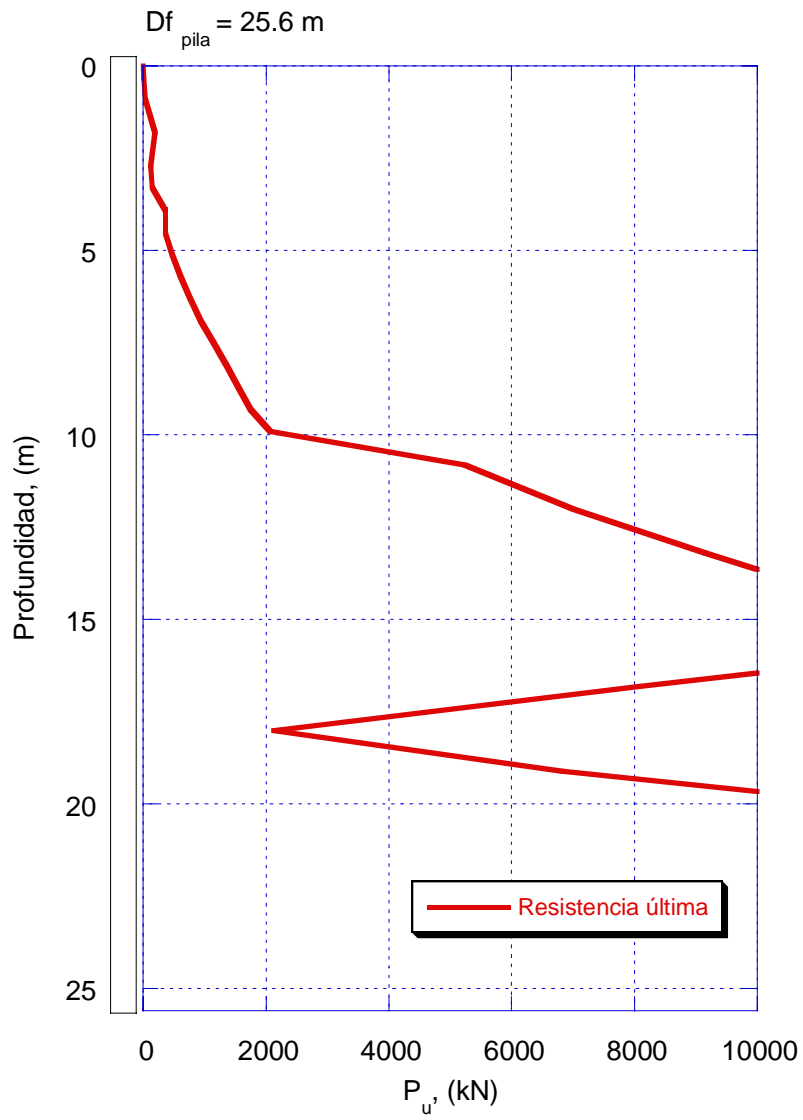


Figura 3.2. Perfil de resistencia última del suelo ante carga lateral para la pila localizada en el Sitio San Antonio, PCLS

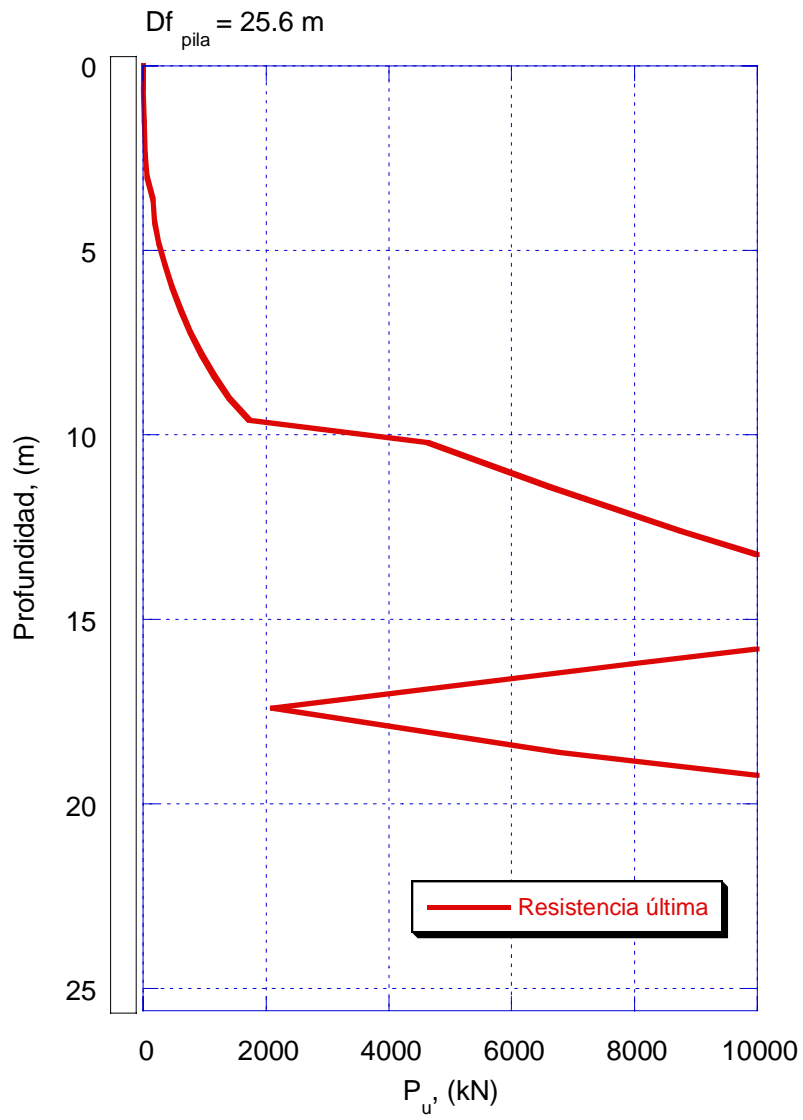


Figura 3.3. Perfil de resistencia última del suelo ante carga lateral para la pila localizada en el Sitio San Antonio, PCLC

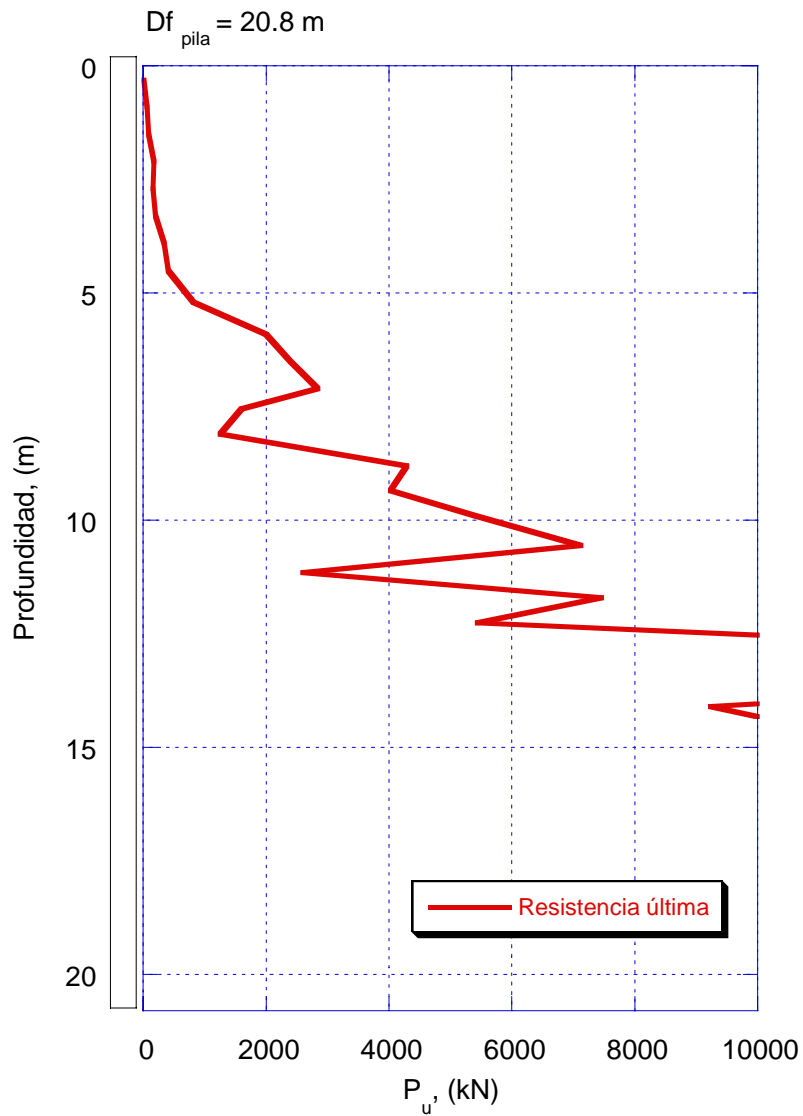


Figura 3.4. Perfil de resistencia última del suelo ante carga lateral para la pila localizada en el Sitio Periférico



3.2 Generación de curvas p-y

Como ya se mencionó, para llevar a cabo los análisis de interacción suelo--pila se requieren obtener las relaciones de carga lateral-desplazamiento lateral, usualmente denominadas curvas p-y. En seguida se describe cómo se obtuvieron para este estudio.

Curva p-y para arcillas blandas

Para arcillas blandas se utilizó la siguiente expresión para construir las curvas p-y (Desai y Kuppusamy, 1968):

$$\frac{p}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad (3.5)$$

Curva p-y para arcillas rígidas

En el caso de arcillas rígidas la expresión empleada para la construcción de las curvas p-y es:

$$\frac{p}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/4} \quad (3.6)$$

Donde para ambas expresiones tenemos:

p_u : Resistencia lateral última (kPa)

p : Resistencia lateral (kPa)

y : Deflexión lateral (m)

y_c : $2.5\varepsilon_c D$, es la deflexión lateral de referencia (m)

D : Diámetro de la pila (m)

ε_c : 0.02, para arcillas blandas

ε_c : 0.01, para arcillas rígidas

Curva p-y para arenas

Por otro lado para construir las curvas p-y para las arenas se usó (API, 1993):

$$P = A \cdot P_u \cdot \tanh \left[\frac{k \cdot H}{A \cdot P_u} \cdot y \right] \quad (3.7)$$

Donde :

A, es un factor para cuantificar la condición de carga cíclica o estática. $A = 0.9$ para carga cíclica



$$A = \left(3.0 - 0.8 \frac{H}{D} \right) \geq 0.9 \text{ para carga estática}$$

P_u : Capacidad de carga última en la profundidad H , lb/in (kN/m)

k : Módulo de reacción inicial del subsuelo (lb/in³ o kN/m³).

y : Deflexión lateral (en pulgadas o metros)

H : Profundidad (en pulgadas o metros)

El módulo de reacción inicial del subsuelo se puede obtener de la Figura 3.5, en función del ángulo de fricción interna efectiva, ϕ' .

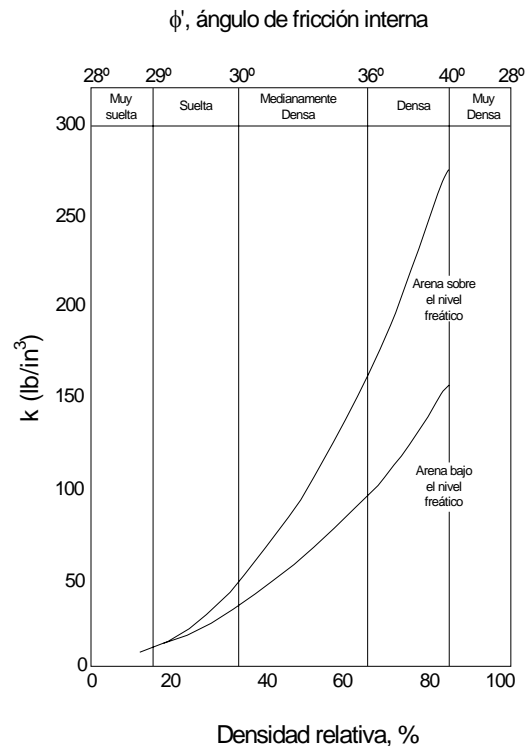


Figura 3.5 Módulo de reacción del suelo en función de la densidad relativa (API, 1993)

Una forma alterna de estimar el módulo de reacción del subsuelo, k , es mediante la expresión propuesta por Pyke y Beikae (1983), en función del módulo de elasticidad secante, E_s , obtenido con la relación de Yoshida y Yoshinaka (1972), planteada a partir del valor de N_{70} , número de golpes para la prueba de penetración estándar, corregido por energía del martillo al 70%; estas expresiones se presentan a continuación:

$$E_s = 650N_{70} \quad (3.8)$$



$$k = \frac{1.8E_s}{D} \text{ para arcillas} \quad (3.9)$$

$$k = \frac{E_s}{D} \text{ para arenas} \quad (3.10)$$

Donde :

E_s : Módulo de elasticidad secante (kPa)

N : Número de golpes para la prueba de penetración estándar, corregido por energía del martillo al 70%

k : Módulo de reacción del subsuelo (kN/m^3)

D : Diámetro de la pila, m

El valor de N_{70} se determinó con la siguiente expresión:

$$N_{70} = \eta_1 N_{spt} \quad (3.11)$$

$$\eta_1 = \frac{E_r}{E_{rb}}$$

Donde :

E_r : Energía real, igual a 80 para el martillo de seguridad

E_{rb} : Energía estándar de SPT.

Cálculo de curvas p-y

A continuación se presentan las curvas p-y que representan el comportamiento no lineal de suelo a diferentes profundidades, para los dos sitios estudiados (Figuras 3.6 a 3.8).

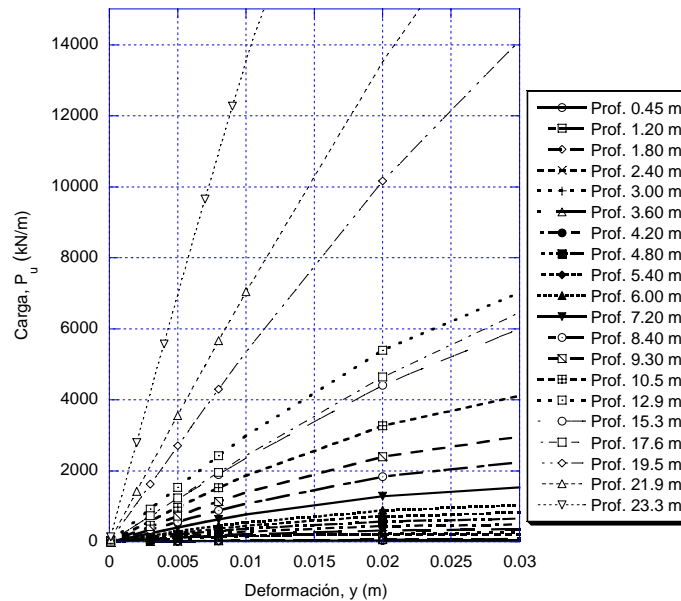


Figura 3.6 Curvas p-y para el sitio San Antonio, PCLS

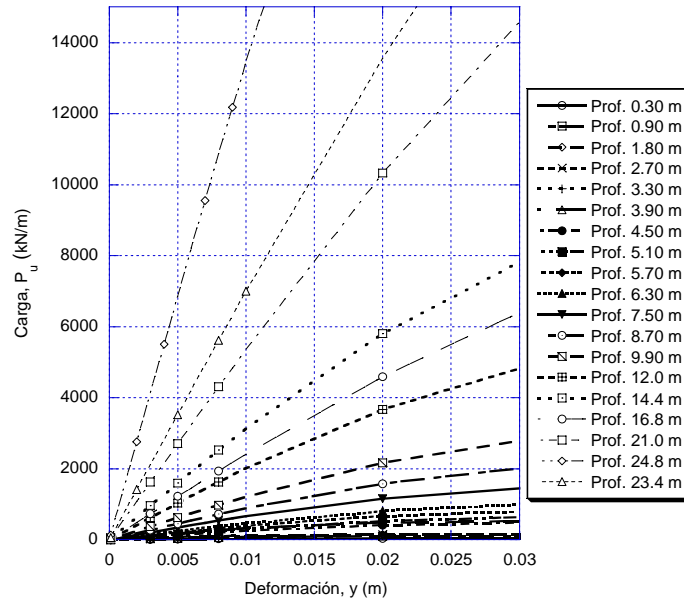


Figura 3.7 Curvas p-y para el sitio San Antonio, PCLC

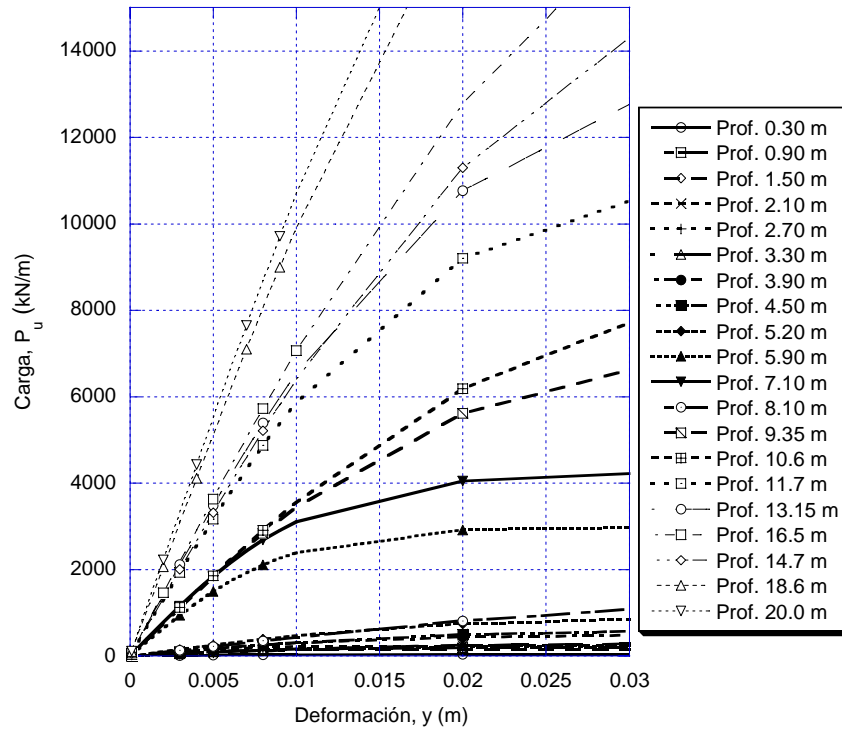


Figura 3.8 Curvas p-y para el Sitio Periférico

3.3 Modelado de la respuesta de pilas ante carga lateral

Los sistemas suelo-pila suelen representarse mediante elementos lineales que usualmente son reemplazados por resortes lineales o no-lineales (ver Figura 3.9). Estos resortes sirven de interfaz entre la pila y el suelo, los cuales transmiten las cargas y deformaciones que se presentan en el sistema debido a una sollicitación (e.g. carga lateral inducida por sismo). A menudo, el método de elementos finitos es usado para resolver las ecuaciones diferenciales que rigen la deformación en la viga (elástica) de cimentación (Desai y Kuppusamy, 1968).

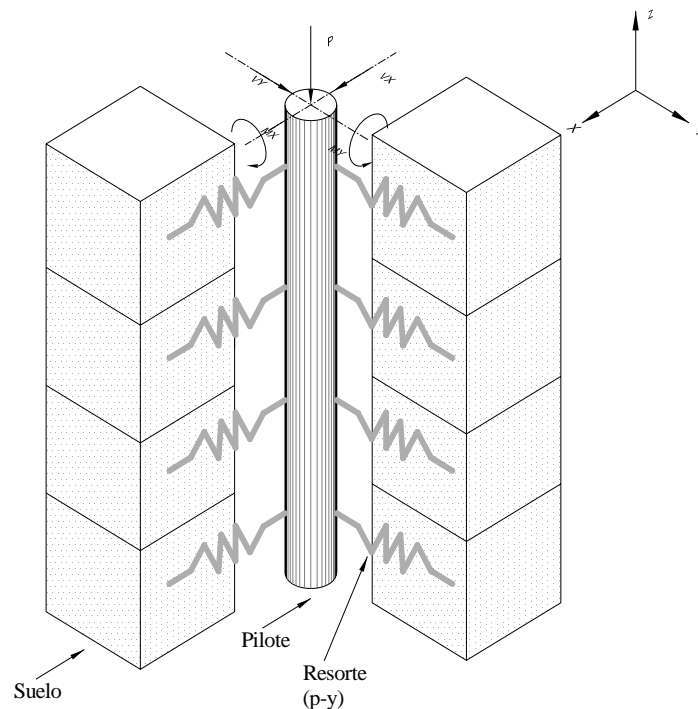


Figura 3.9 Representación esquemática de un sistema suelo-pila

En este trabajo se utilizó el programa (SSTIN-IDE) desarrollado por Desai y Kuppusamy (1968), que emplea el método de elementos finitos para obtener el comportamiento de sistemas suelo-pila. El programa se aplica a problemas de pilas con cargas axiales y laterales, además de muros de retención.

El procedimiento involucra el análisis del sistema estructural como una serie de elementos unidimensionales. El suelo es simulado usando resortes equivalentes, lineales y no lineales, colocados en las intersecciones o nodos de los elementos. Los elementos estructurales son considerados como elementos viga sujetos a carga lateral en las direcciones x y y , y carga axial en la dirección z .

Los desplazamientos nodales se multiplican por la constante del resorte para obtener el valor p , de un nodo dado. El parámetro p es la resistencia equivalente del suelo actuando en cada nodo.

Con el fin de incorporar el comportamiento no-lineal del suelo, se emplea un procedimiento de incrementos de carga. La carga total es dividida entre el número de incrementos. Para cada incremento el comportamiento es tomado de forma lineal, pero para incluir aproximadamente el comportamiento no-lineal, se permite el cambio en la rigidez del resorte de un incremento a otro. Así, el comportamiento del suelo es función del estado de esfuerzos y deformaciones. Las curvas de resistencia–deformación (p - y) para el comportamiento lateral son simuladas usando una función matemática basada en el modelo Ramberg-Osgood generalizado (ver Figura 3.10). La resistencia lateral del suelo (p), es expresada en función de los desplazamientos u como:

$$p = \frac{(k_0 - k_f)u}{\left[1 + \left(\frac{(k_0 - k_f)u}{p_f}\right)^m\right]^{1/m}} \quad (3.12)$$

Donde, k_0 es la rigidez inicial del resorte, k_f es la rigidez final del resorte, p_f es la carga correspondiente al punto de fluencia y m es el orden de la curva. Cuando la relación se reduce a una ley hiperbólica, $m = 1$, $k_f = 0$ y $p_f = p_u$ (p_u es la resistencia última del suelo), la expresión se simplifica como:

$$p = \frac{u}{a + bu} \quad (3.13)$$

Donde, $1/a = k_0$ y $1/b = p_u$

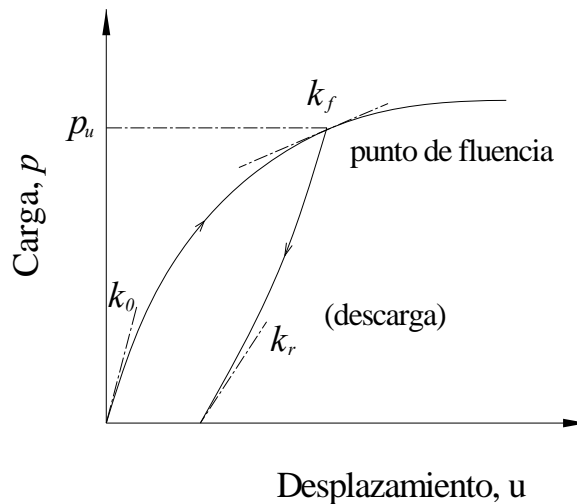


Figura 3.10 Modelo Ramberg-Osgood

3.4 Análisis del comportamiento suelo pila

Se llevó a cabo el análisis del comportamiento suelo-pila para las pilas aisladas de los dos sitios en donde se cuenta con resultados de pruebas de carga. Se hace notar que en el sitio denominado San Antonio se llevaron a cabo dos pruebas de carga lateral, en una de ellas se procedió a aplicar la carga al nivel del terreno natural (PCLS) mientras que en la otra (PCLC) se realizó una excavación a los 1.5 metros de profundidad aplicándose la carga a este nivel. Una vez determinadas las resistencias últimas del suelo y las curvas p - y para cada apoyo, se realizaron los modelos de elementos finitos con los que se obtuvieron las deformaciones, cortantes y momentos flexionantes a lo largo de la pila.

Las pilas se modelaron asumiendo un comportamiento elástico lineal. Se consideró un módulo de elasticidad del concreto, E_c , de 26578 MPa y 31156 MPa, y un módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , de 11074 MPa y 12981 MPa para los sitios San Antonio y Periférico respectivamente. Las longitudes efectivas (L_e) de las pilas son variables para todos los apoyos y se calcularon a partir del contacto entre el terreno y hasta la profundidad de desplante, D_f , de las pilas (ver Tabla 3.2); el diámetro de la pila fue variable según cada sitio de prueba. Las fuerzas cortantes en la pila se aplicaron en el inicio de la pila como lo muestra la Figura 3.11. Las cargas se aplicaron con base en las etapas de carga y descarga reportadas en cada una de las pruebas de carga. Se consideraron pilas aisladas en los análisis.

Tabla 3.2 Profundidad de desplante y longitudes efectivas de las pilas

Sitio	D_{pila} (m)	D_{fp} (m)	L_e (m)
San Antonio, PCLS	0.63	25.6	25.6
San Antonio, PCLC	0.68	25.6	24.1
Periférico	0.68	20.8	20.8

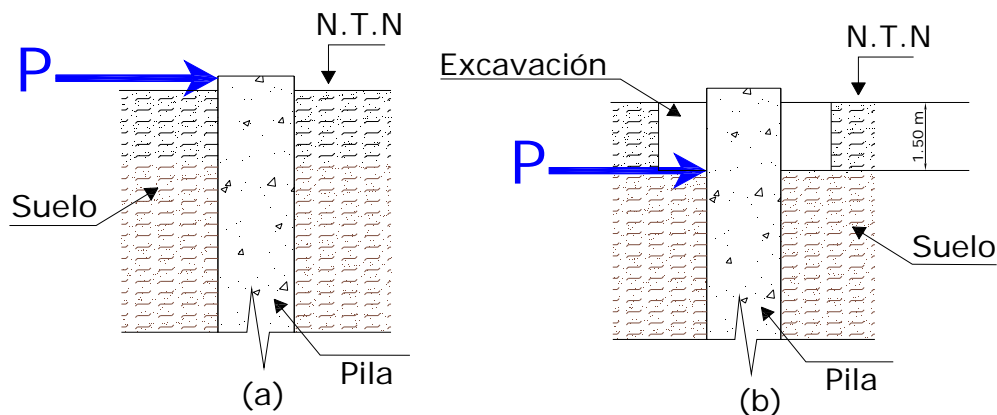


Figura 3.11 Esquema de aplicación de la carga lateral en pilas, a) Periférico y San Antonio, PCLS y b) Sitio San Antonio, PCLC

3.5 Diagramas de deformaciones, cortantes y momentos en pilas

En esta sección se calcularán las deformaciones, las fuerzas cortantes y momentos flexionantes que ocurren en las pilas debido a carga lateral. Las fuerzas laterales en las pilas, fueron aplicadas a cada modelo para su análisis con el programa SSTIN-IDE; las longitudes efectivas así como las profundidades de desplante de las pilas se muestran en la Tabla 3.2, en ésta también se muestran las profundidades de desplante.

Los resortes que representan la rigidez al corte del suelo, se caracterizaron empleando las curvas p-y obtenidas en los incisos anteriores para cada pila. De estas curvas se obtuvieron los parámetros k_0 , y p_u . Se empleó el modelo de Ramberg-Osgood con los valores de $m = 1$, $k_f = 0$, esto es, una relación hiperbólica de fuerza-deformación.

En las Figuras 3.12 a 3.14 se presentan las deformaciones, fuerzas cortantes y momentos flexionantes que se desarrollan a lo largo de la pila para la condición en la cual se aplicó la carga que produjo la deformación lateral máxima durante la ejecución de la prueba de carga. En la Tabla 3.3 se presenta un resumen de las deformaciones, fuerzas cortantes y momentos flexionantes máximos para cada pila. Los valores de los elementos mecánicos encontrados son aquellos que corresponden a un mismo nivel de desplazamiento del obtenido durante la prueba de carga. En esta tabla también se puede observar que el desplazamiento máximo en la cabeza de la pila es de 9.64 cm y se obtuvo en la pila PCLC del sitio San Antonio.

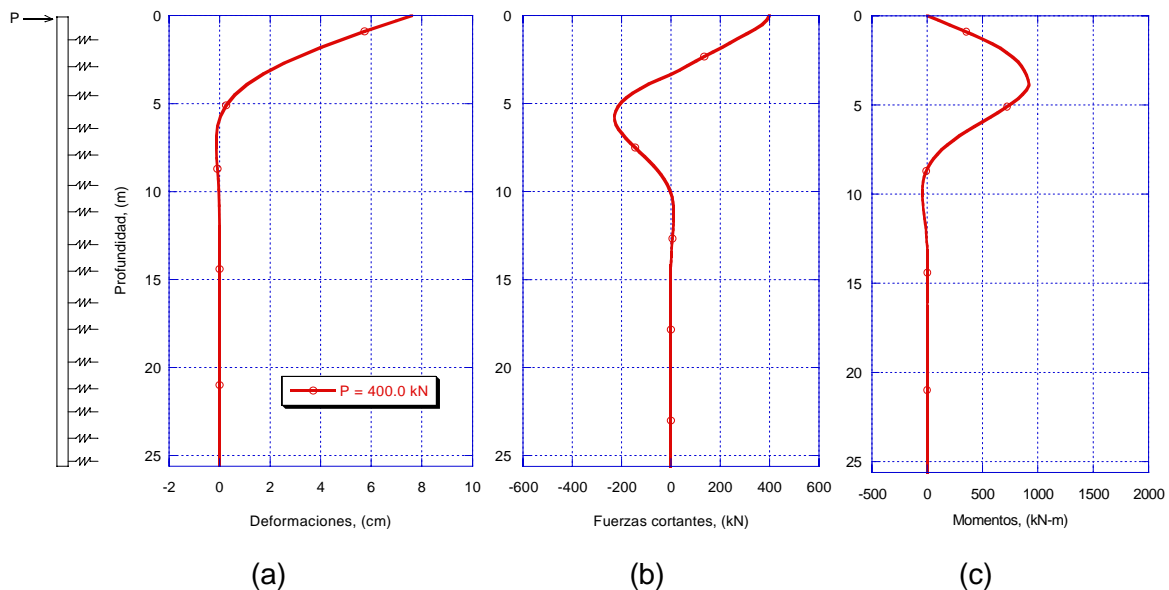


Figura 3.12 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) a lo largo de una pila del sitio San Antonio, PCLS

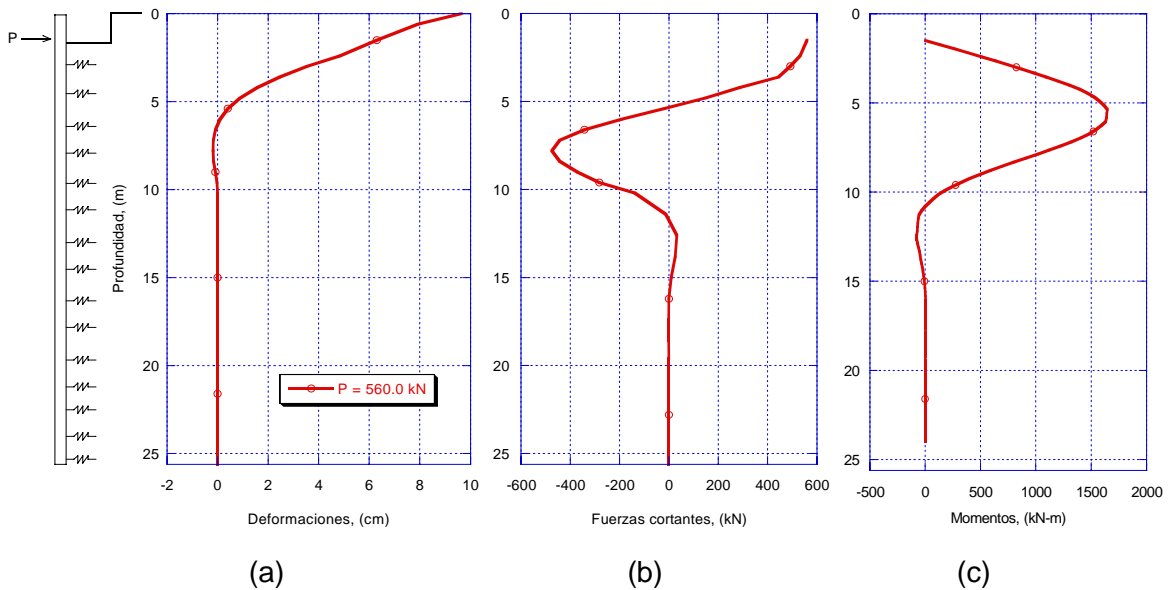


Figura 3.13 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) a lo largo de una pila del sitio San Antonio, PCLC

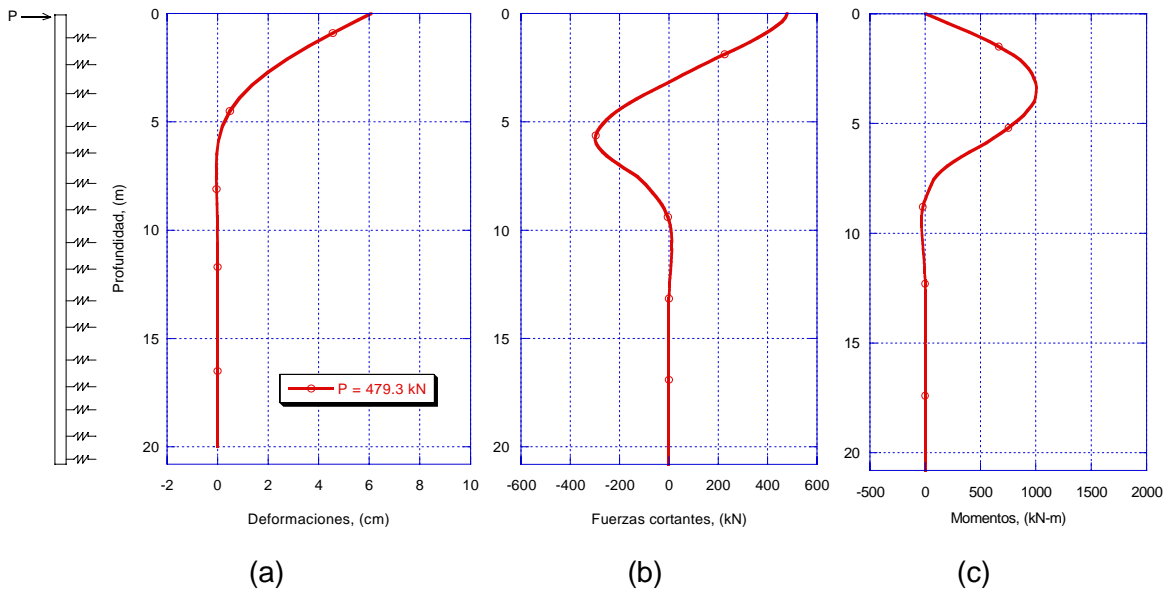


Figura 3.14 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) a lo largo de una pila del sitio Periférico

**Tabla 3.3 Resumen de las deformaciones, fuerzas cortantes y momentos flexionantes máximos en las pilas**

Apoyo	Deformaciones en la cabeza	Fuerza cortante aplicada*	Momento flexionante
	(cm)	(kN)	(kN-m)
San Antonio, PCLS	7.60	400.0	921.8
San Antonio, PCLC	9.64	560.0	1644.9
Periférico	6.07	479.3	1005.6

* Ver figura 3.11 para el nivel de aplicación de la carga

3.6 Efectos de grupo

3.6.1 Criterio propuesto por Bowles, 1996

En la mayoría de las soluciones de cimentaciones profundas, las pilas se utilizan en grupos para transferir la carga estructural al suelo. Uno de los factores más complejos de evaluar es la capacidad de carga lateral de un grupo de pilas y su relación con la capacidad de carga lateral de una pila aislada. La experiencia ha mostrado que la resistencia de las pilas en grupo es generalmente menor a la suma de las resistencias individuales de cada uno de ellos, cuando el espaciamiento centro a centro de las pilas es menor que 8 veces el diámetro de la pila, 8D. Por lo tanto para espaciamientos menores a 8D es necesario evaluar el efecto de grupo de pilas cargadas lateralmente.

En este contexto, se han utilizado las siguientes expresiones para estimar la capacidad de carga lateral en grupos de pilas propuestas por Bowles, 1996:

Si el módulo de reacción del subsuelo para una pila, k_{sp} , es igual a,

$$k_{sp} = C_{mp} (A_s + B_s Z^n) \quad (3.14)$$

donde:

C_{mp} : Factor de tamaño/forma, igual a 2 para una pila aislada

A_s : Constante definida para el módulo de reacción lateral o vertical del subsuelo

B_s : Coeficiente para tomar en cuenta la variación con la profundidad

Z : Profundidad de interés

n : Exponente dado para el mejor ajuste de k_s

y el módulo de reacción del subsuelo para un grupo de pilas, k_{sg} , es igual a,

$$k_{sg} = C_{mg} (A_s + B_s Z^n) \quad (3.15)$$



donde:

C_{mg} : Factor de tamaño/forma para un grupo de pilas.

La razón entre estas dos expresiones es igual a,

$$\frac{k_{sp}}{k_{sg}} = \frac{C_{mp}(A_s + B_s Z^n)}{C_{mg}(A_s + B_s Z^n)} \quad (3.16)$$

simplificando la expresión anterior tenemos:

$$\frac{k_{sp}}{k_{sg}} = \frac{C_{mp}}{C_{mg}} \quad (3.17)$$

despejando k_{sg} :

$$k_{sg} = k_{sp} \left(\frac{C_{mg}}{C_{mp}} \right) \quad (3.18)$$

calculando C_m y k_{sg} se tiene que,

$$\text{para } D > 0.457 \text{ m; } C_m = 1.0 + \left(\frac{457}{D} \right)^{0.75} \geq 1.5 \quad (3.19)$$

donde:

D, es el diámetro de la pila, mm

para este trabajo $D=700$ mm

$$C_m = 1.0 + \left(\frac{457}{700} \right)^{0.75} = 1.72$$

por lo tanto

$$C_{mg} = C_m + 2(0.5)$$

$$C_{mg} = 1.72 + 2(0.5) = 2.72$$

finalmente tenemos que,

$$k_{sg} = k_{sp} \left(\frac{2.72}{2} \right) = 1.36k_{sp} \quad (3.20)$$

Por lo tanto los módulos de reacción del subsuelo para el grupo de pilas se obtienen multiplicando los valores del módulo de reacción de subsuelo calculados para una pila aislada por 1.36.



3.6.2 Criterio propuesto por Duncan y coautores, 1991

Los desplazamientos horizontales excesivos de pilas en grupo pueden causar daños a puentes y edificios. Debido al efecto de grupo, el apoyo puede deformarse más que una pila aislada sujeta a la misma carga lateral. Esto es debido a los efectos de interacción cuando la deflexión de cada pila en el grupo causa una deformación en el suelo que la rodea y ésta a su vez incrementa la deflexión de las pilas cercanas.

El desplazamiento lateral de un grupo de pilas puede ser estimado con la siguiente expresión empírica (Duncan *et al.*, 1991):

$$Y_g = \frac{A + N_{pila}}{B \sqrt{\frac{S}{D} + \frac{P_{sp}}{CP_N}}} Y_{sp} \quad (3.21)$$

donde:

Y_{sp} : Desplazamiento lateral de una pila con la cabeza empotrada sujeta a una carga lateral, P_{sp}

N_{pila} : Número de pilas en el grupo

S : Espaciamiento promedio de las pilas

D : Diámetro de la pila

A , B y C son coeficientes que dependen del tipo de suelo, en la Tabla 3.4 se presentan los valores para arcillas y arenas

P_{sp} : Carga lateral promedio por pila ($P_{sp} = P_{Yg}/N_{pila}$)

P_{Yg} : Carga lateral en el grupo de pilas

$$P_N = K_p \gamma D^3 \quad \text{para arenas} \quad (3.22)$$

$$P_N = s_u D^2 \quad \text{para arcillas} \quad (3.23)$$

γ : Peso volumétrico total del suelo

K_p : Coeficiente de tierras pasivo de Rankine ($K_p = \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$)

ϕ' : Ángulo de fricción interna de las arenas que comprende los estratos que se encuentran en el intervalo de profundidades que van de la cabeza de las pilas, a ocho veces su diámetro,

s_u : Resistencia al corte no-drenada de las arcillas que comprende los estratos que se encuentran en el intervalo de profundidades que van de la cabeza de las pilas, a ocho veces su diámetro.

Tabla 3.4 Valores de los coeficientes que se emplean en la ecuación 3.21

	Arcillas	Arenas
A	16	9
B	5.5	3
C	3	16



3.6.3 Desplazamientos laterales considerando efectos de grupo

En los incisos anteriores se describieron dos criterios para considerar el efecto de grupo en la capacidad de carga lateral de las pilas. En la Tabla 3.5 se presentan los resultados de los desplazamientos laterales empleando ambos criterios, para los dos apoyos considerados en este estudio, se ha hecho la suposición de que se tiene un grupo de cuatro pilas como tradicionalmente se emplean en la práctica ingenieril. En general se puede observar que los desplazamientos del grupo, Y_g , son del orden del doble del desplazamiento de una pila aislada, Y_{sp} .

Empleando el criterio de Bowles, se realizaron análisis de desplazamientos laterales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes a lo largo de la pila, aplicando la carga lateral que corresponde a las cuatro pilas del grupo (Figuras 3.15 a la 3.17). El desplazamiento lateral del apoyo con respecto al de una pila aislada, resumido en la Tabla 3.5 para cada apoyo analizado, es de dos a tres veces el estimado para una pila aislada.

Se debe de enfatizar que dichos desplazamientos son excesivos y por ende se espera que antes de alcanzar tales cargas, se alcance la carga de falla del grupo. La carga considerada en los análisis es cuatro veces la de falla que se obtuvo para las pilas aisladas de la sección anterior. Estos resultados ponen en evidencia que el comportamiento de un grupo de pilas no resulta de la superposición del comportamiento de cuatro pilas aisladas.

Tabla 3.5 Desplazamientos laterales máximos considerando efectos de grupo y pila aislada

Apoyo	Sin considerar efecto de grupo	Considerando efecto de grupo (Bowles, 1996)	Considerando efecto de grupo (Duncan et al., 1991)
	Y_{sp} (cm)	Y_g (cm)	Y_g (cm)
San Antonio, PCLS	7.60	62.6	25.2
San Antonio, PCLC	9.64	120.0	60.0
Periférico	6.07	50.1	22.1

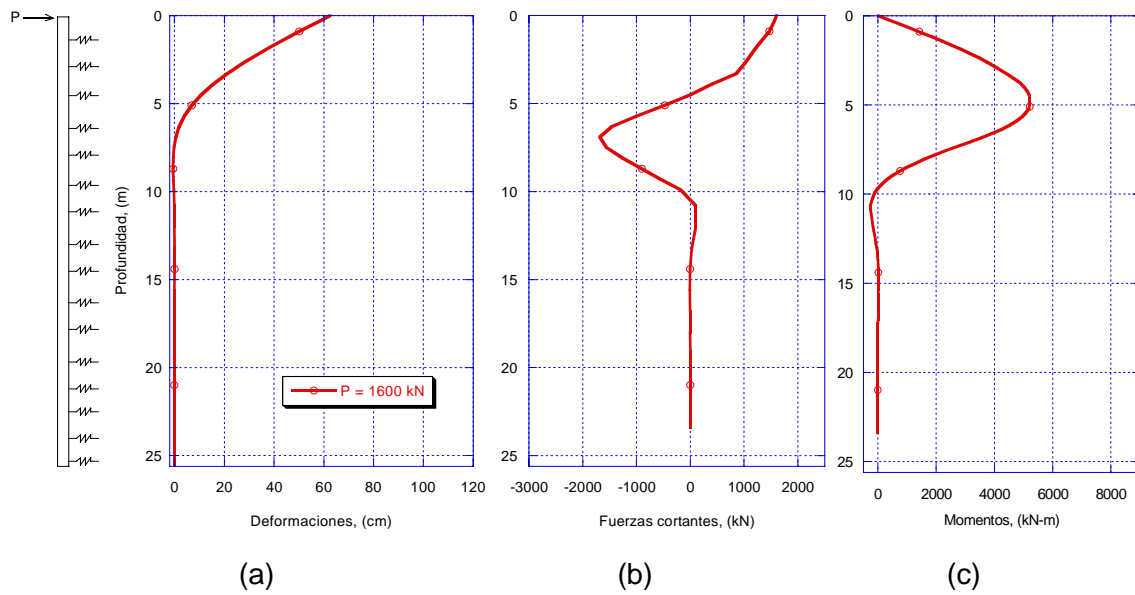


Figura 3.15 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) del sitio San Antonio, PCLS, considerando efecto de grupo

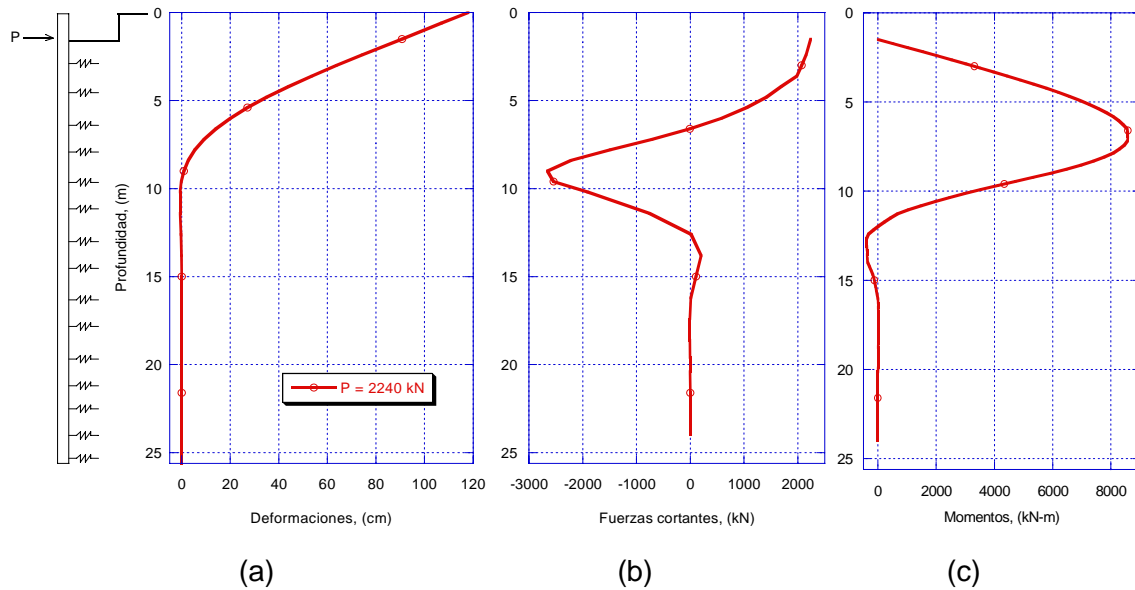


Figura 3.16 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) del sitio San Antonio, PCLC, considerando efecto de grupo

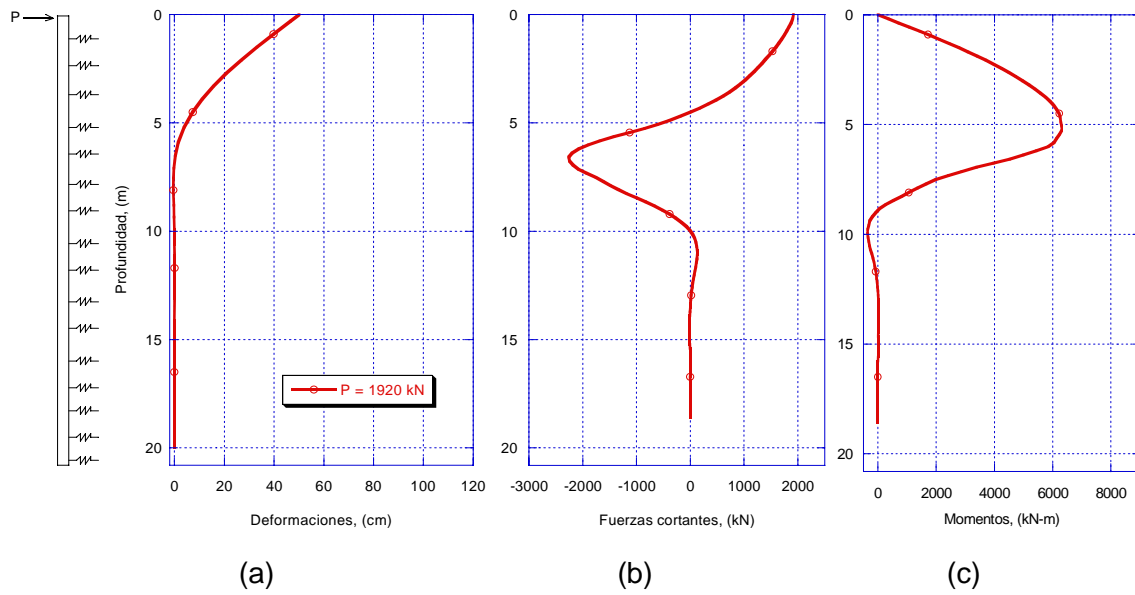


Figura 3.17 Diagramas de deformaciones (a), fuerzas cortantes (b), y momentos flexionantes (c) sitio Periférico considerando efecto de grupo