

SEGUNDO ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

**PILOTES EN LA CIMENTACION SOBRE  
SUELOS BLANDOS**

POR: AUGUSTO ESPINOSA SILVA

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA  
Santafé de Bogotá, D.C. Septiembre de 1.993

# PILOTES EN LA CIMENTACION

## SOBRE SUELOS BLANDOS

Por: Augusto Espinosa Silva<sup>1</sup>

### INTRODUCCION

En una de sus clases casi ya legendarias, en la Universidad de Illinois, uno de sus alumnos preguntó irreverente al profesor Ralph B. Peck qué era una cimentación profunda. "Pues bien - contestó el Dr. Peck - una cimentación profunda es aquella que no es superficial". Conociendo su proverbial caballerosidad y sus dotes de maestro inimitable, a fé que tenía razón. Podría decirse, en consecuencia, que no es una cimentación profunda la basada en pilotes de apenas pocos metros de longitud; así como no es una cimentación superficial la que se apoya sobre zapatas o losa colocadas a varios niveles bajo tierra.

---

<sup>1</sup> I.C. Universidad Nacional, M.S. Universidad de Illinois, profesor de tiempo parcial Universidad de Los Andes, Ingeniero Consultor Socio de AREAS LTDA.

El depósito de la Arcilla de Bogotá tiene tan particulares condiciones de resistencia y compresibilidad que, unidas a su profundidad de varios centenares de metros, han obligado a los ingenieros locales - a veces con la ayuda, el empujón o la simple compañía, de profesionales foráneos - a desarrollar procedimientos audaces de cimentación, o a transgredir los límites de ciertas técnicas según se ha establecido en otras latitudes (3,4,5).

En lo anterior no se está cayendo en el pecado sobre el que alertaba el profesor Aleksandar Vesic (30) en una conferencia en Bogotá, según el cual "extrapolar en ciencia es peligroso; extrapolar en ingeniería es simplemente criminal". En la experiencia bogotana apenas se está demostrando que ciertos tabúes no corresponden a la realidad.

#### **APUNTES PARA LA HISTORIA**

En qué momento las cimentaciones fueron cambiando desde la tradición indígena que prescribía que los postes de las viviendas para los caciques deberían estar sujetos por la sangre de una adolescente virgen, recién sacrificada, es cosa que se desconoce. Esta sería la primera cimentación piloteada de nuestra historia... piloteada en el corazón de una doncella (8).

Con el tiempo vendría la cal en las carabelas y, fieles a la tradición indígena,

los conquistadores mezclarían en su argamasa la sangre de esclavos con lo cual se anticiparían varios siglos a reforzar con hierro las edificaciones.

Los pilotes de madera se utilizaron desde tiempo inmemorial. Aquellos hincados en suelo permanentemente saturado, han sido encontrados **petrificados**, o poco menos. Para desecar la Sabana, a alguien se le ocurrió traer el eucalipto, función de la que habría sido testigo en los bosques de Bolonia. Por una parte pues, se logró reducir el área pantanosa y desencadenar un cambio ecológico que no cesa; por otra, se nacionalizó una especie maderable útil a la industria de la construcción de la cual han recibido no pocos beneficios los ingenieros geotecnistas de la ciudad.

A comienzos de siglo (1.930 ?), la empresa Bavaria decidió adquirir una piloteadora de vapor considerada, seguramente, como desecho en el Canal de Panamá. En los archivos de la empresa aún se conservan los planos impecablemente elaborados a lápiz y firmados por el Ing. Luis María Salamanca, profesor que fue de varias generaciones de ingenieros graduados en la Universidad Nacional. Según esos diseños y con esa máquina se piloteó todo el lote que fue de la planta industrial, según ha podido verificarse ahora que se intenta cambiarle de uso. La reliquia del Canal se paseó por cuanto lote requirió de pilotaje entonces. El pilote típico tenía sección cuadrada de 0.30 m de lado y hasta 15.0 m de longitud.

Es lo más seguro que a esa máquina la haya sucedido en el usufructo del

pilotaje en la ciudad, la firma internacional **Raymond Piling Co.** Los pilotes que se construyeron con este sistema fueron encamisados y colados in-situ.

Traídas ya por constructores nacionales vinieron al país las muy famosas máquinas piloteadoras de marca **Benoto** de origen francés. Estas máquinas entre otras obras, acometieron el pilotaje de los puentes de la calle 26, construídos durante la alcaldía de don Fernando Mazuera Villegas, con posterioridad a 1.958.

En el año de 1.962 se hicieron los primeros **caissons**, o pilas revestidas en concreto y excavadas a mano, para una de las torres del complejo de Bavaria en la zona de San Diego, hoy en el centro de la capital. La técnica fue traída al país por el Ing. Antonio Páez Restrepo, según se dijo entonces en seguimiento de los llamados en México " pozos indios ", con no pocos avances logrados en la ciudad de Chicago (1). Sobre estos caissons se cimentaron los más distinguidos edificios de la época, entre ellos el de la Panamerican Life Insurance Co., el del Banco Grancolombiano, el de Seguros Tequendama, el primer Hilton, Avianca y, para culminar, la torre de Colpatria en cuya cimentación prácticamente se tocan las campanas de los caissons del perímetro exterior de la torre.

En la década de los 60<sup>s</sup> aparecieron también las bautizadas por la sabiduría popular máquinas **tres palos**, que construyeron pilotes encamisados y colados con "bala" hasta de 30.0 m de profundidad. Estos recursivos implementos

desaparecieron de la ciudad probablemente en 1.983, aunque aún se utilizan en otras partes del país.

Las máquinas rotatorias, equipadas con Kelly, hicieron su aparición entre 1.966 y 1.967 con equipos que en su momento importó la firma Cuéllar, Serrano, Gómez (hoy para estos efectos Equipos, Andamios y Encofrados). Le siguieron en 1.969 las primeras máquinas Watson importadas por Fausto Galante & Cía., que trabajaron en el edificio Colseguros, y en 1.976 las máquinas de marca Soilmec, estas últimas de origen italiano. Por esta época comenzó la utilización de lodos de perforación (1.970) y se empleó el tubo tremie para el colado de los pilotes (1.973), primero por Fausto Galante & Cía. y después por las demás firmas.

En 1.973 la firma Subsuelos S.A. hizo su aportación básica al introducir los pilotes planos, tipo **barrete**, y las pantallas, en Bogotá desde 1.975. Como un cruce de tales cortinas fue concebida la cimentación para el edificio del Banco de Occidente, construido en 1.978.

Sólo en 1.980, a raíz de la construcción de los puentes durante la alcaldía de Hernando Duran Dussán, y a partir del empujoncito técnico del profesor Victor de Mello y de las pruebas de carga que se efectuaron en esa época, se inició la construcción masiva de pilas pre-excavadas para la cimentación de edificios en la zona blanda de la arcilla de Bogotá. Hoy en día es ésta la técnica predominante, con

excelentes resultados si se analiza el inmenso número de pilotes construídos hasta la fecha (6,21).

A partir de 1.986 la conformación de la firma Geoconstrucciones aportó dinámica al proceso y consolidó la utilización de micro-pilotes y pernos de anclaje, además de las técnicas ya establecidas.

En 1.992 hizo su aparición la firma Soluciones de Cimentación con su pilote excavado mediante hélice continua y colado en mortero a presión. Este tipo de pilote había sido utilizado ya en proyectos civiles hace por lo menos una década. No prendió en Bogotá entonces; ahora parece que si llegó para quedarse, como que varias de las firmas establecidas anuncian su pronta implementación y la inyección de concreto.

El resumen de esta historia aparece representado en forma de diagrama de barras en la **Fig. 1**.

## **ANALISIS DE CAPACIDAD**

### Elementos Básicos

De acuerdo con las conclusiones de McClelland (13), no fue fácil en un

comienzo hacer los planteamiento matemáticos que condujeran a un análisis racional de la capacidad de cimientos profundos. El propio Terzaghi, en 1.943 (23), se mostró pesimista en relación con la posibilidad práctica de dicha formulación.

Desde principios de siglo se trató de independizar la capacidad proveniente de la punta del pilote de la generada en su flanco. Esta consideración puede hacerse de la siguiente manera (7):

$$Q_o = Q_p + Q_s = q_o A_p + f_s A_s \quad \dots (1)$$

donde,

$Q_o$  = Carga última

$Q_p$  = Carga última en la punta

$Q_s$  = Carga última en el fuste

$q_o$  = Resistencia última en la punta

$f_s$  = Resistencia última en el fuste

$A_p$  = Area en la punta

$A_s$  = Area de la cara del fuste

Para ilustrar mejor el fenómeno físico y abrir el camino para que una formulación más racional pudiera ser hecha, Vesic (29) describió en 1.973 las formas

en que usualmente se presenta la falla por esfuerzo cortante bajo un cimiento (Fig. 2). Queda así claramente establecido cómo un cimiento muy superficial colocado en suelo denso falla en **corte generalizado**; si la densidad y la profundidad son intermedias, el tipo de falla es menos caracterizado y recibe el nombre de **corte local**; por último, si el suelo es poco denso o el cimiento muy profundo, la falla ocurre por **punzonamiento**. En la misma Fig. 2 es evidente que para cualquiera densidad del suelo, la falla tiene ocurrencia por punzonamiento para una relación de profundidad a diámetro mayor que :

$$\frac{D}{B} \geq 4.5 \quad \dots (2)$$

Otros puntos básicos para la formulación de una teoría coherente tienen que ver con el mecanismo de transferencia de la carga desde el pilote hasta el suelo que les rodea. Los más significativos son:

- . La movilización completa de la resistencia del fuste del pilote requiere sólo de un desplazamiento relativo de éste variable entre 6 mm y 10 mm.
  
- . Por el contrario, la movilización plena de la resistencia por la punta requiere de un desplazamiento cercano al 10 % del diámetro para pilotes hincados y de 30 % del mismo diámetro para pilotes pre-excavados.

Los porcentajes indicados pueden obrar como criterio de falla en pruebas de carga en las que no se presenta un quiebre notorio en la curva carga-desplazamiento.

En el caso de pilotes pre-excavados, sólo una delgada capa de varios centímetros de espesor se ve afectada por el proceso de excavación; si éste es bajo agua o lodos, puede causarse un humedecimiento generalizado alrededor del pilote. En algunos casos puede causarse hasta relajación de esfuerzos y apertura de microfisuras alrededor del pilote.

En el caso de los pilotes hincados en arcillas de consistencia media, la alteración ocasionada por los esfuerzos de hincamiento puede propagarse hasta un diámetro alrededor del pilote; si la arcilla es firme, el daño puede extenderse a varios diámetros. En arenas y limos, variará entre 1 y 2 diámetros alrededor del pilote.

El efecto local de daño alrededor del fuste, en arcillas, se disipa muy pronto una vez las propiedades tixotrópicas de éstas llevan a su progresivo endurecimiento.

Las curvas de carga-deformación dejan ver claramente (**Fig. 3**) que las

resistencias no se desarrollan simultáneamente en la cara y la punta de los pilotes, por lo cual la Ecuación (1) está sustentada en una falacia fundamental que no ayudó a la fluidez de los primeros intentos por formular el problema de manera matemática.

Al parecer, por causa de fenómenos de transferencia de carga, la resistencia a lo largo del fuste no es constante, sino baja en los extremos del pilote y máxima hacia su parte media (Reese (21)).

Algunos diseñadores optan por desprestigiar los primeros metros más superficiales del pilote, y los de la base de éste, sobre todo cuando la pila es acampanada y se supone que su resistencia en la punta inhibe la del fuste en su inmediata cercanía.

Kerisel (9) y Vesic (27) antes de 1.970 llamaron la atención sobre el hecho, demostrado experimentalmente por éste último en pilotes embebidos en la arena del río Ogeechee, de que tanto la resistencia por la punta como la fricción lateral solo crecían con la profundidad hasta un valor crítico entre 10 y 20 diámetros, definición que aceptó el propio Meyerhof (15) con base en su propia experimentación.

Después el mismo Vesic (30) en 1.977 decidió olvidarse de este

concepto e incorporar su contenido en los valores resultantes del concepto de **índice de rigidez**.

### Capacidad en la Base

Las teorías convencionales postulan que la resistencia última en la punta,  $q_o$ , puede expresarse de la siguiente forma generalizada:

$$q_o = cN_c + q_{vo} N_q \quad \dots (3)$$

Sin embargo, más recientes investigaciones parecen demostrar que, a profundidad, el esfuerzo existente alrededor del pilote está dado por:

$$\sigma_o = \frac{1 + 2K_o}{3} q_{vo} \quad \dots (4)$$

En estas condiciones, la Ecuación (3) debe escribirse así:

$$q_o = cN_c + \sigma_o N_q \quad \dots (5)$$

donde:

$c$  = intercepto de cohesión en el diagrama de Mohr

$q_{v0}$  = esfuerzo normal de la sobrecarga

$\sigma_0$  = esfuerzo normal medio en la base del pilote

$N_c, N_q, N_0$  = factores de capacidad portante

Debe anotarse que, dadas las circunstancias de la instalación del pilote,  $K_0$  puede llegar a variar entre:

$$0.4 \leq K_0 \leq 2.5 \quad \dots (6)$$

En la **Fig. 4** se presentan los valores de  $N_c$  y  $N_q$  calculados por los sistemas que podrían llamarse convencionales, según los presentó Meyerhof (15) en su conferencia Terzaghi.

En la **Fig. 5**, los valores de  $N_q$  presentados por Vesic (30) en la que ha debido ser su conferencia Terzaghi pero no fue.

Debe entenderse que el Índice de Rigidez ( $I_r$ ) está dado por:

$$I_r = \frac{G_s}{c + \sigma_0 \tan \phi} \quad \dots (7)$$

y que el Índice de rigidez con deformación volumétrica ( $I_{rv}$ ) se expresa así:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \epsilon_v} \quad \dots (8)$$

El valor de la deformación volumétrica ( $\epsilon_v$ ) puede tenerse en cuenta de acuerdo con la formulación siguiente (2):

$$\epsilon_v = \frac{1 - 2\mu}{2(1 - \mu)} \frac{\sigma_z}{G_s} \quad \dots (9)$$

Para efectos prácticos, Trautmann & Kulhawy, citados en (12) proponen que:

$$\epsilon_v = 0.005 (1 - \phi_{rel}) \frac{\sigma_c}{\rho_a} \quad \dots (10)$$

donde:

$$\phi_{rel} = \frac{\bar{\Phi} - 25^\circ}{45^\circ - 25^\circ}$$

$\rho_a$  = presión atmosférica

### Capacidad en el Fuste

La forma teórica de expresar la resistencia lateral del pilote esta dada por (30):

$$f_s = c_a + q_s \tan \delta \quad \dots (11)$$

donde:

$c_s$  = adhesión

$q_s$  = esfuerzo normal a la cara del pilote

$\delta$  = ángulo de fricción pilote - suelo

en condiciones de **esfuerzos efectivos** esta formulación quedaría así:

$$f_s = N_s \alpha_v \quad \dots (12)$$

donde:

$$N_s = K_s \tan \phi = (1 - \sin \phi) \tan \phi \quad \dots (12a)$$

$K_s$  = coeficiente de presión en la cara del pilote

Para valores normales de  $\phi$  entre  $15^\circ$  y  $30^\circ$ ,  $0.2 < N_s < 0.3$ .

Esto sin embargo, los métodos más utilizados para calcular la capacidad del fuste de los pilotes varían según los autores correspondientes. Los principales de dichos métodos serían:

#### El Método $\alpha$

De acuerdo con este método, principalmente propuesto por Tomlinson (24), se aprovecha la reconsolidación del suelo arcilloso alrededor del pilote. El método se reconoce también por ser una consideración de esfuerzos totales, o  $\phi = 0$ .

La capacidad lateral se calcula así:

$$f_s = \alpha s_u \quad \dots (13)$$

donde:

$\alpha$  = Factor experimental dependiente de la resistencia del suelo

$s_u$  = resistencia no drenada

#### El método $\lambda$

Propuesto por Vijayvergiya y Focht (14), establece que la capacidad lateral de los pilotes en arcillas debe calcularse según se indica a continuación:

$$f_s = \lambda (\sigma_v + 2s_u) \quad \dots (14)$$

donde:

$\lambda$  = coeficiente dado en la **Fig. 6**

Los pilotes cortos presuponen un embebimiento en suelos arcillosos firmes o muy firmes; para pilotes de 20.0 m o más, sus resultados son compatibles con los de los demás métodos presentados.

El Método  $\beta$

El método fue sugerido por Burland en 1.973.

La formulación similar a la contenida en la Ecuación (12), establece que:

$$f_s = \beta q_v \quad \dots (15)$$

donde:

$$\beta = K_0 \tan \delta$$

Los valores de  $\beta$  varían entre 0.25 y 0.40 para las expresiones usadas de  $\delta$ .

El Método  $\rho$

Las investigaciones de Vesic (27) sobre varios tipos de pilotes en diversos sitios típicos lo llevaron a concluir que el parámetro definido como  $q_0/f_s$ , de la carga por la punta en relación con la fricción lateral, es independiente del tamaño del pilote y sólo dependiente de la densidad del suelo granular expresada en términos del ángulo de fricción interna,  $\phi$ .

En estas condiciones puede escribirse que:

$$f_s = \rho q_0 \quad \dots (16)$$

donde:

$$\rho = (0.11) (10)^{-1.3 \tan \phi} \quad \dots (16a)$$

El factor 0.11 fue determinado para pilotes hincados. Para pilotes pre-excavados se ha usado con éxito 0.06, tomando el suelo por capas con la resistencia adecuada para cada capa (30).

## **EVALUACION DE ASENTAMIENTOS**

### Generalidades

En la teoría se ha demostrado, Poulos y Davis (18), la falacia fundamental que consiste en calcular el asentamiento de pilotes con base en la teoría de la consolidación unidimensional. Esta conclusión, por otra parte, está refrendada por la práctica de asentamientos bajos en comparación con los que resultarían de dicha teoría.

Debe anotarse que una cimentación sobre pilotes, dimensionada con adecuados factores de seguridad, se comporta de manera cuasi-elástica y la deformación a largo plazo es sólo una proporción menor del asentamiento total. Adicionalmente, la deformación masiva del suelo sujeto a consolidación es incompatible con la

deformación intrínseca del pilote, a no ser que se presenten severas deformaciones de cortante entre el pilote y el suelo que los soporta. Cuando el grupo de pilotes es considerablemente grande, el sistema se asemeja a una losa y en este caso la deformación por consolidación reviste mayor importancia.

#### Método de Cálculo

Inicialmente, después de un completo desarrollo de la aplicación, Poulos y Davis (17) en 1.974 presentaron las soluciones elásticas para un grupo de problemas en geotecnia y mecánica de las rocas. Una de tales soluciones fue la de **pilotes flotantes** en una masa de suelo cohesivo. Se sabe que si el pilote está dimensionado correctamente, vale decir con un adecuado factor de seguridad a la falla, su deformación estará dentro del rango elástico.

En estas condiciones, los autores citados postularon que el asentamiento para un pilote debería ser:

$$\rho = \frac{P}{L E_s} I_p \quad \dots (17)$$

donde

$\rho$  = desplazamiento del pilote

L = longitud del pilote

d = diámetro

$h$	=	espesor del suelo cohesivo
$E_s$	=	módulo de elasticidad del suelo en la punta del pilote
$\mu_s$	=	relación de Poisson del suelo
$P$	=	carga total del pilote
$I_p$	=	factor de influencia

En la **Fig. 7**, Koerner (10) agrupó, para su presentación, los esquemas dados originalmente por Poulos y Davis (17) para relaciones de Poisson variables entre 0.0 y 0.5. Los valores para  $I_p$  varían, en términos generales, entre 0.5 para pilotes cortos y 2.8 para pilotes largos.

Posteriormente los mismos Poulos y Davis (18) publicaron su libro específicamente dedicado a pilotes. De acuerdo con lo establecido en ese documento:

$$\rho = \frac{P}{d E_s} I \quad \dots (18)$$

donde:

$I$	=	$I_0 R_k R_h R_\mu$
$I_0$	=	factor de influencia para pilote incompresible, $\mu_s=0.5$
$R_k$	=	corrección por compresibilidad
$R_h$	=	corrección por espesor de la capa elástica
$R_\mu$	=	corrección por relación de Poisson

Los diagramas correspondientes se presentan en la **Fig. 8**.

Adicionalmente, se propusieron por los mismos Poulos y Davis (18) correcciones para pilotes apoyados en la punta, acampanados, y para el caso especial de un suelo **Gibson** que es aquel en el que el módulo de elasticidad (y otras propiedades como la resistencia no drenada) presentan un valor uniformemente creciente con la profundidad.

Para calcular el asentamiento de grupos de pilotes, los mismos autores proponen la utilización de uno de dos caminos: la carga total del grupo sobre un pilote, o la carga promedio sobre un pilote aumentada su influencia por la transferencia de los demás del grupo. Parece más sencillo usar la siguiente formulación, consecuencia del último camino mencionado:

$$\rho_G = R_s P_{av} \rho_1 \quad \dots (19)$$

donde:

- $\rho_G$  = asentamiento del grupo
- $R_s$  = relación de asentamiento
- $P_{av}$  = carga promedio en un pilote del grupo
- $\rho_1$  = asentamiento en un pilote bajo la carga unitaria

además:

$$R_s = \sum_{j=1}^n \alpha_{1j} \quad \dots (20)$$

donde:

$\alpha_{1j}$  = factor de interacción en el pilote 1 por el pilote J del grupo  
n = número de pilotes en el grupo

En la **Fig. 9** se muestra, para un caso específico, cual sería el asentamiento para un número creciente de pilotes en el grupo. La conclusión obvia, de este análisis, es que a mayor carga en el grupo, mayor número de pilotes para soportarla y mayor también el asentamiento resultante, siempre dentro del rango elástico del dimensionamiento de la unidad de pilote.

En la misma **Fig. 9**, y para corroborar lo dicho, se presenta el asentamiento de un dado típico, soportado por pilotes, en su desarrollo en el tiempo en la medida en que fue recibiendo carga. En este caso puede asumirse que la aplicación de carga fue un proceso lineal. Se observa cómo durante 11 semanas la curva asentamiento-tiempo es lineal; a partir de ese punto también es una línea recta con menor pendiente por 5 semanas más.

## **EJERCICIO PRACTICO EN BOGOTA**

### Fundamentos Analíticos

El ejercicio de las cimentaciones profundas en la ciudad de Bogotá se

fundamenta en una base analítica, verificada mediante pruebas de carga, y en número considerable de edificaciones sobre pilotes cuyo seguimiento en el tiempo ha permitido los ajustes necesarios y el perfeccionamiento de los métodos de cálculo.

Lo métodos de cálculo podrían resumirse así:

• Carga en el Fuste

Se utiliza una variante del **Método  $\alpha$** , según se describió atrás. Así, se tiene para la carga última de un pilote flotante en la masa arcillosa:

$$P_u = \alpha S_u (\pi d L_e) \quad \dots (21)$$

donde (3):

$\alpha$  = 0.875, según se ha evaluado experimentalmente

$S_u$  = resistencia no drenada

$d$  = diámetro del pilote

$L_e$  = longitud efectiva del mismo

Si se desprecia la costra superficial, generalmente eliminada al excavar para los sótanos, la resistencia en la arcilla de Bogotá puede representarse así, con lo cual se le presta la debida consideración al hecho de que el depósito es en realidad un **suelo Gibson**:

$$S_{u1} = q_u/2 = \text{cte.} \quad 5.0 \text{ m} \leq Z \leq 15.0 \text{ m}$$

$$S_{u2} = T Z \quad 15.0 \text{ m} \leq Z \leq 45.0 \text{ m}$$

donde:

- $S_{u1}$  = resistencia no drenada en la superficie (ton/m<sup>2</sup>)  
 $S_{u2}$  = resistencia no drenada a profundidad (ton/m<sup>2</sup>)  
 $T$  = constante de proporcionalidad = 0.10 - 0.20  
 $Z$  = profundidad (m)

Al hacer el desarrollo de la Ecuación (21) se obtiene la útil relación siguiente:

$$P_u = U d \quad \dots (22)$$

donde:

- $U$  = constante de proporcionalidad de carga  
 $d$  = diámetro del pilote

(Unidades compatibles)

Ver la distribución en la **Fig. 10**.

### Carga en la Base

La carga en la base del pilote, generalmente se desprecia, aún con la consideración de que a altas profundidades relativas  $N_c \approx 9$ . Cuando, sin embargo, la punta se hace descargar sobre un estrato granular competente ha sido habitual evaluar cuál es la capacidad de esta capa, de acuerdo con las recomendaciones de Peck, Hanson &

Thornburn (10), así:

$$q_a = 0.22 N \quad \dots (23)$$

donde:

- $q_a$  = capacidad unitaria en la punta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )  
 $N$  = número de golpes, penetración estandar

Curiosamente, estos valores coinciden con la carta de resistencia última presentada por Reese (21) en su conferencia Terzaghi, sin el debido crédito.

#### Medio Estratificado

Cuando se trata de un medio estratificado y la punta del pilote se apoya sobre una capa granular más resistente, pero de espesor finito, puede utilizarse con ventaja la formulación de Meyerhof (15) según la cual:

$$q_p = q_o + \frac{(q_l - q_o) D_b}{10 B} \leq q_l \quad \dots (24)$$

donde:

- $q_p$  = capacidad unitaria en la punta del pilote  
 $q_o$  = capacidad unitaria en la punta del estrato blando, arriba o abajo del punto de análisis  
 $q_l$  = capacidad límite

$D_s$  = penetración del pilote en el estrato competente ( o también  
H = distancia a la base del estrato competente )

### Verificación de Comportamiento

Para efectos de verificar el comportamiento de las cimentaciones sobre pilas o pilotes se han hecho seguimientos por varios años de fundaciones típicas, que han permitido acercar los términos entre la teoría y la práctica y establecer las consecuencias de pequeñas variaciones en la geometría de los pilotes en relación con la estratigrafía local de los suelos.

La revisión de algunos casos es pertinente:

#### Bogotá Hilton

El primer edificio para el hotel Bogotá Hilton ( hoy Orquídea Real ) fue construido en el año 1968. Con 42 plantas y 2 sótanos, ostentó durante algún tiempo el título de edificio más alto de la ciudad. De acuerdo con las recomendaciones del Ing. Antonio Páez Restrepo, este edificio fue cimentado sobre **caissons** de profundidad variable entre 25.0 m y 38.0 m, apoyados sobre las Arcillolitas moradas y abigarradas de la Formación Bogotá. Las cargas por columna varían entre 800 ton y 1500 ton. La capacidad portante por la punta de estos elementos acampanados, fue de 15.0 kg/cm<sup>2</sup>.

En la **Fig. 11** se resume el perfil estratigráfico generalizado, tal como fue interpretado en obra.

En la **Fig. 12** se aprecia la localización general de la torre y el esquema de cimentación.

En la **Fig. 13** se presenta la "banda" de asentamientos medidos en un lapso de un año. Asentamiento máximo, 29 mm; asentamiento mínimo, 20 mm en relación inversa con la penetración en la arcillolita muy firme. Interesa también la comparación entre las tasas de asentamiento registradas como 5 mm/mes durante la construcción activa, y sólo 1 mm/mes cerca de un año después de iniciado el edificio cuando tenía ya la casi totalidad de la carga muerta.

#### Edificio A

Este edificio denominado **A** es una estructura de 12 pisos y un sótano, cimentado sobre pilotes pre-excavados de 40.0 m de profundidad efectiva en la arcilla típica de Bogotá, sin apoyo especial en la punta. Las cargas por columna pueden variar entre 200 ton y 600 ton. Un pilote típico de  $\phi=0.60$  m está dimensionado para soportar entre 110-120 ton de carga.

En la **Fig. 14** se presenta la "banda" de asentamientos correspondientes. Asentamiento máximo, 50 mm; asentamiento mínimo, 36 mm. Las tasas de asentamiento mientras se construyó la estructura

llegaron a 12 mm/mes; en la parte intermedia de la construcción bajaron a 5 mm/mes y al finalizar el control, un año después de iniciado el edificio, llegaron a 1 mm/mes.

### Edificio B

Este edificio se compone de cuatro torres, cada una con 12 pisos y sótano y medio. Por causa de las cargas diferenciales en los distintos apoyos, entre 200 ton y 800 ton, se optó por una solución piloteada con elementos pre-excavados a profundidades variables entre 32 m y 42 m, siendo las unidades más largas las correspondientes a los puntos más cargados, con el fin de tratar de homogeneizar lo más posible los asentamientos.

En la **Fig. 15** se presenta la "banda" de asentamientos. El asentamiento máximo, cercano a 45 mm; el asentamiento mínimo, 32 mm; el promedio 36 mm. En las épocas de construcción más activa, las tasas de asentamiento alcanzaron 11 mm/mes; en las épocas intermedias, 5 mm/mes. Ya en la semana 40 los asentamientos mostraban tasas inferiores a 1 mm/mes y se suspendió el control.

### Edificio C

Este conjunto de cuatro edificios de 12 pisos y sótano y medio, tiene la peculiaridad de que los pilotes se apoyaron en la punta, parcialmente,

sobre un estrato arenoso a 38.0 m de profundidad y así fue considerado en el diseño, teniendo en cuenta la posibilidad de falla por punzonamiento.

En la **Fig. 16** se presenta la banda de asentamientos correspondiente, la cual presenta la peculiaridad de diferenciar las columnas de baja carga ( $P < 200$  ton) con asentamientos máximos de 40-50 mm; las columnas de carga intermedia ( $200 \text{ ton} < P < 600$  ton) con asentamientos de 60-80 mm; y, por último, las columnas de carga elevada ( $P > 600$  ton) con asentamientos de 80-95 mm. La lectura se hizo hasta 47 semanas después de iniciada.

Torres construidas con posterioridad en el mismo conjunto presentan aún la división en tres, pero el equilibrio se obtiene en 30 semanas con asentamientos máximos de 50 mm.

#### Edificio D

El edificio registrado tiene 10 pisos de altura y un sótano. Las cargas pueden variar entre 180 ton y 500 ton. Se trae a colación por considerar que es el límite superior de aplicación de un sistema de placa-pilotes de corta longitud.

La solución de cimentación fue conformada por una losa corrida, aligerada ( $e = 1.20$  m) apoyada sobre una malla de pilotes de madera

con 8.0 m y 10.0 m de longitud, los más largos hacia el centro de la losa y los más cortos en su perímetro.

En la **Fig. 17** se aprecia la "banda" de asentamientos correspondiente. Asentamiento máximo, cercano a 200 mm; asentamiento mínimo, 115 mm. Las tasas de asentamiento pasaron de un vertiginoso 22 mm/mes a 9 mm/mes, luego a 2 mm/mes, 1.9 mm/mes y, finalmente, a 0.5 mm/mes, pero sólo 3.5 años después de iniciada la construcción.

Se concluye en este caso particular, que los asentamientos han tenido lugar como respuesta a largo plazo de los suelos por efecto de consolidación primaria e, incluso, secundaria. Otro efecto que se registró fue la extrema sensibilidad del conjunto en el sentido de que pequeñas vibraciones como un pilotaje en la vecindad o un sismo sentido en la ciudad fueron suficientes para desencadenar movimientos adicionales de un sistema supuesto ya en equilibrio.

#### **AGRADECIMIENTOS**

El autor desea agradecer particularmente a la Escuela Colombiana de Ingeniería los esfuerzos conducentes a la celebración de estos **Encuentros**, que se han constituido en foros apropiados para la interacción conceptual entre los ingenieros dedicados a la geotecnia, las estructuras y la construcción.

A los colegas respetadísimos Luis Guillermo Aycardi y Armando Palomino el reconocimiento por su liderazgo permanente.

Santafé de Bogotá, septiembre de 1.993

## APENDICE A - RELACIONES USUALES

Parece conveniente agrupar en este apéndice las relaciones usuales que conducen a una cabal determinación de los parámetros cuyo uso es imprescindible en las formulaciones propuestas en el presente trabajo.

### Angulo de Fricción

Peck et. al. propusieron en la primera edición de su libro una relación que desde entonces ha sido utilizada indiscriminadamente. De acuerdo con este planteamiento:

$$\phi = 28.5^\circ + \frac{N}{4}$$

Más modernamente, con base en datos experimentales, Kishida propuso la siguiente:

$$\phi = 15.0^\circ + \sqrt{20N}$$

Los valores de  $\phi$  son menores de acuerdo con Kishida para  $N < 15$ , y mayores hasta  $5^\circ$  para  $N$  mayor que la cifra citada.

### Cono y Penetración

Originalmente, Meyerhof propuso que:

$$\begin{aligned} q_o &= 40N \text{ (ton/m}^2\text{)} \\ f_o &= 0.2N \text{ (ton/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Investigaciones más recientes de Robertson et. al. (1.983) hacen variar la primera relación entre 10 para suelos muy finos y 80 para gravillas; para un  $D_{50} = 0.1$  mm el valor se aproxima a 40 según lo indicado por Meyerhof.

Módulo de Elasticidad

Desde las sugerencias de Bjerrum se sabe que el módulo de Elasticidad está relacionado con la resistencia al corte de los suelos cohesivos. Para este autor la relación  $E_u/S_u$  podría variar entre 150 y 1500 dependiendo del índice de plasticidad de la arcilla y de su historia de carga.

En la **Fig. 18a** se presenta la relación postulada por Duncan y Buchignani en la que se enlazan los cuatro factores que influyen en el asunto. Por su parte, Poulos & Davis proponen, con base en el cálculo a partir del comportamiento real de pilotes la relación reproducida en la **Fig. 18b**. Para la arcilla de Bogotá, el autor ha encontrado valores cercanos a  $E_s = 615 \text{ ton/m}^2$ , que se ha incorporado en la información recogida por Poulos & Davis; este, y otros valores, permiten pensar que para la arcilla de Bogotá es válido proponer que

$$E_u = 200 S_u$$

Para arenas, se ha propuesto por diversos autores que:

$$E_s = (1 - 6) q_c$$

$$\underline{S_u / \sigma_{vo}}$$

Para esta utilísima relación se ha sugerido por Karlsson & Viberg, ponerla en términos del límite líquido ( $w_L$ ), así:

$$\frac{S_u}{\sigma_{vo}} = 0.5 w_L$$

También por Jamiolkowski et. al. :

$$\frac{S_u}{\sigma_{vo}} = (0.23 \pm 0.04) OCR^{0.8}$$

## APENDICE B - REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. BAKER, C.N. y GNAEDINGER, J.P. History of Chicago Building Foundations 1.948-1.983. Taks Force Report, Chicago Committee on High-Rise Buildings. 1.984.
2. BOWLES, Joseph E. Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill, 4th Ed 1.988.
3. ESPINOSA S., Augusto Análisis Económico de los Tipos de Cimentaciones en el Ambito de Bogotá. V Jornadas Geotécnicas, S.C.I. 1.988.
4. ESPINOSA S., Augusto Anclajes en Suelos. 2o. Simposio Nacional de Concreto Pre-esforzado. Asocreto, Pereira 1.991.
5. ESPINOSA S., Augusto Las Trampas Ocultas en Estructuras de Cimentación. Reunión del Concreto. Asocreto, Cartagena 1.992.
6. ESPINOSA, A. y PALOMINO, A. Sistemas de Excavación - Pantallas. Primer Encuentro de Ingeniero de Suelos y Estructuras. Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá 1.991.
7. FELLENIUS, Bengt H. Pile Foundations. Ch. 13 Foundation Engineering, edited by Hsai-Yang Fang. Van Nostrand Reinhol. 1.991.
8. HERNANDEZ R., Guillermo De los Chibchas a la Colonia y a la República. Ediciones Internacionales, Bogotá 1.978.
9. KERISEL, Jean Deep Foundations - Basic Experimental Facts. Proc. North Amercian Conference on Deep Foundations, Mexico City 1.964.

10. KOERNER, Robert M. **Construction and Geotechnical Methods in Foundation Engineering.** McGraw-Hill Book Co. 1.984.
11. KRISHNAN, R., GAZETAS, G. y VELEZ, A. **Static and Dynamic Lateral Deflexion of Piles in Non-Homogeneous Soli Stratum.** Geotechnique 33, No. 3. 1.983.
12. KULHAWY, Fred H. **Drilled Shaft Foundations.** Ch. 14 Foundation Engineering, edited by Hsai-Yang Fang. Van Nostrand Reinhold. 1.991.
13. McCLELLAND, Bramlette **Desing and Perfomance of Deep Foundations.** Perfomance of Earth and Earth Supported Structures. ASCE 1.972.
14. McCLELLAND, Bramlette **Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures.** 9th Terzaghi Lecture. JGED, ASCE. Jul 1.974.
15. MEYERHOF, Gregory G. **Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations.** 11th Terzaghi Lecture. JGED, ASCE. March 1.976.
16. PECK, R.B. et. al. **Foundation Engineering.** John Wiley & Sons, 1.974.
17. POULOS, H.G. y DAVIS, E.H. **Elastic Solutions for Soils and Rock Mechanics.** John Wiley and Sons, NY 1.974.
18. POULOS, H.G. y DAVIS, E.H. **Pile Foundation Analysis and Design.** Wiley International 1.980.
19. O'NEILL, M.W. y REESE, L.C. **Behavior of Bored Piles in Beaumont Clay.** JSMPD, ASCE. Feb 1.972.
20. REESE, Lymon C. **Construction of Drilled Shafts.** Cimientos profundos colados in-situ, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Ed Limusa (1.976) 1.990.

21. REESE, Lymon C. Design and Construction of Drilled Shafts. 12th Terzaghi Lecture. JGED, ASCE. Jan 1.978.
22. SCHOUSBOE, I. et. al. Suggested Design and Construction Procedures for Pier Foundations. ACI 336, 312 - 72. Aug. 1.972.
23. TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, 1.943.
24. TOMLINSON, M.J. The Adhesion of Piles driven in Clay Soils. 4th. Int. on Soil Mechanics. London, 1.957.
25. TOUMA, F.T. y REESE, L.C. Behavior of Bored Piles in Sand. JGED, ASCE. Jul 1.974.
26. VELEZ, Alvaro. et. al. Lateral Dynamic Response of Constrained Head Piles. JGED, ASCE. Aug. 1.983.
27. VESIC, Aleksandar S. Test on instrumented Piles, Ogeechee River Site. JSMFD, ASCE. Mar 1.970.
28. VESIC, Aleksandar S. Breakout Resistance of Objects embedded in Ocean Bottom. JSMFD, ASCE. Sept 1.971.
29. VESIC, Aleksandar S. Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. JFSMA, ASCE. Jan 1.973.
30. VESIC, Aleksandar S. Design of Pile Foundations. Transportation Reserch Board, NRC 1.977.
31. XANTHAKOS, Petros P. Slurry Walls. McGraw-Hill Boock Co. 1.979.
32. XANTHAKOS, Petros P. Ground Anchors and Anchored Structures. John Wiley & Sons Inc. 1.991.

SEGUNDO ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

**PILOTES EN LA CIMENTACION SOBRE  
SUELOS BLANDOS**

**POR: AUGUSTO ESPINOSA SILVA**

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA  
Santafé de Bogotá, D.C. Septiembre de 1.993**



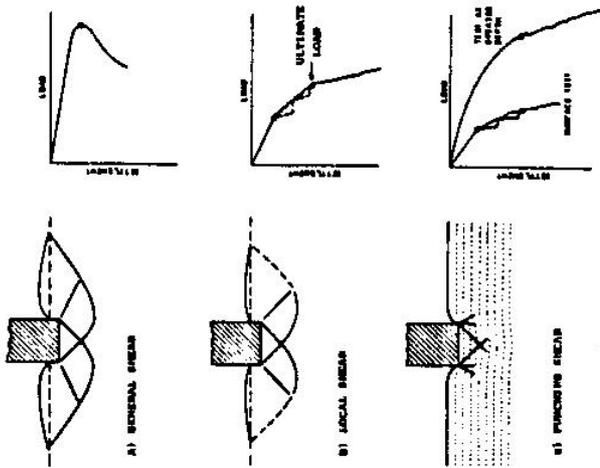
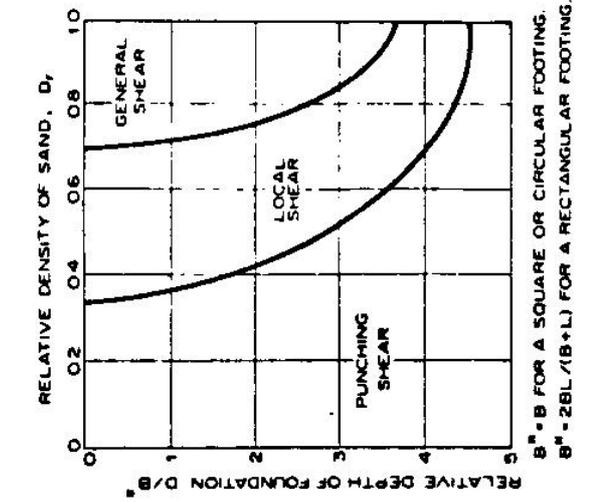


FIGURA No. 2 - MODOS DE FALLA DE CIMIENTOS EN ARENAS (VESIC [29])

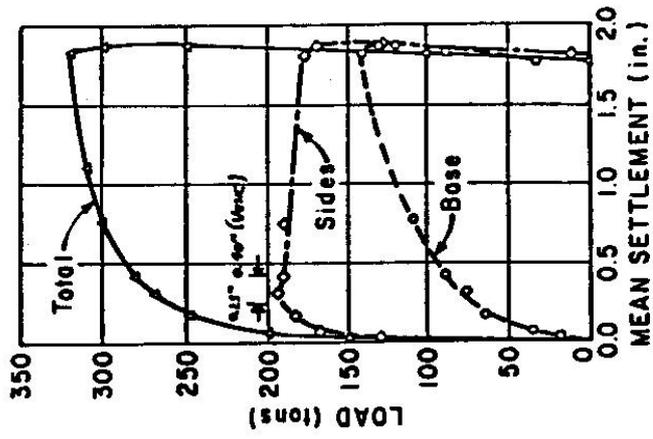


FIGURA No. 3 - CONTRIBUCION DE LA PUNTA Y LA CARA DEL PILOTE A LA CARGA TOTAL EN RELACION CON SU ASENTAMIENTO (RESEE [21])

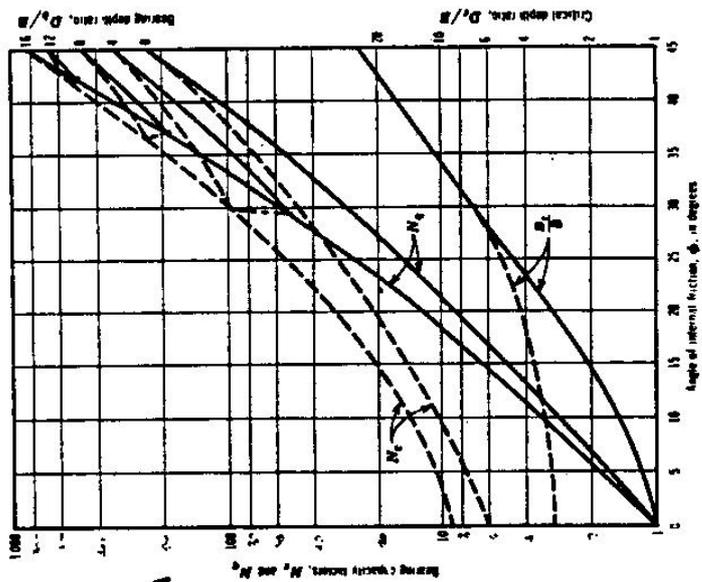


FIGURA No. 4 — FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE Y RELACIONES DE PROFUNDIDADES CRITICAS (MEYERHOF [15])

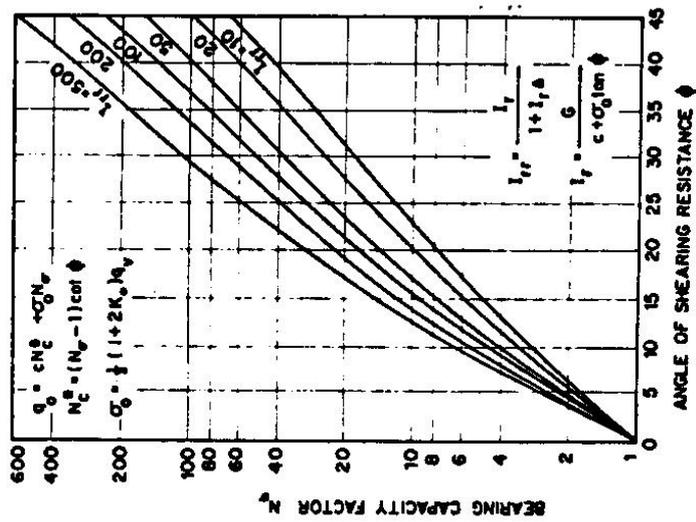


FIGURA No. 5 - FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE E INDICES DE RIGIDEZ (VESIC [30])

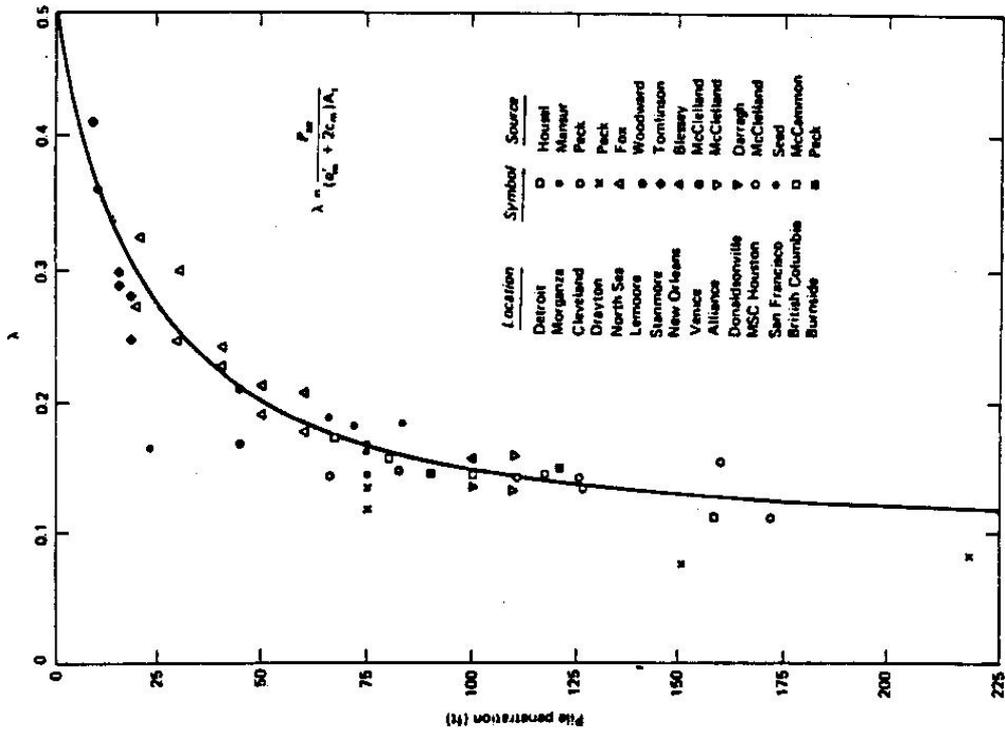


FIGURA No. 6 - EL METODO  $\lambda$  (VIJAYVERGIYA [14])

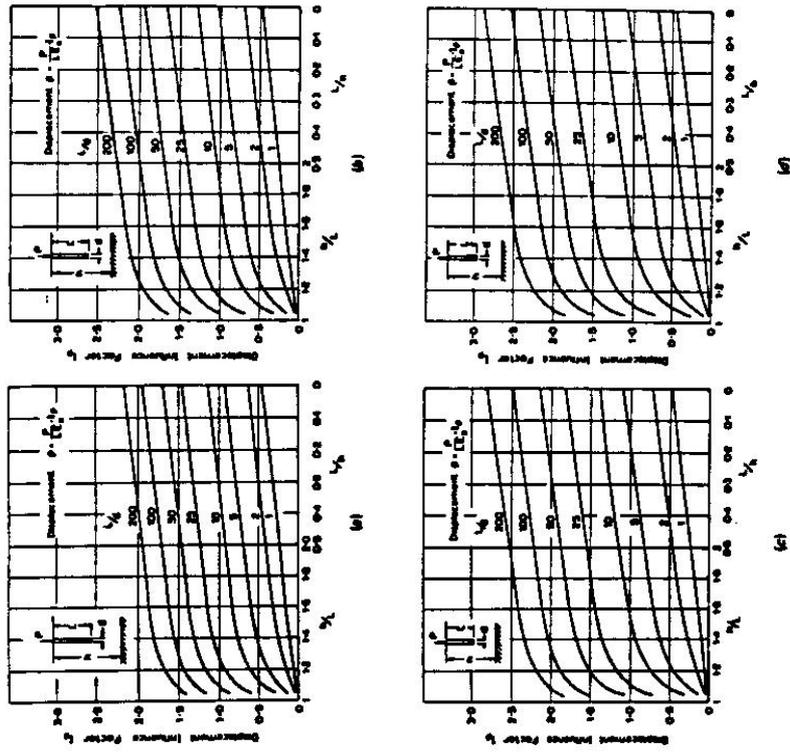
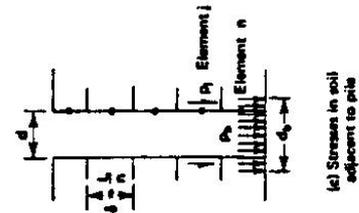
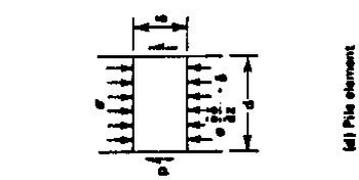
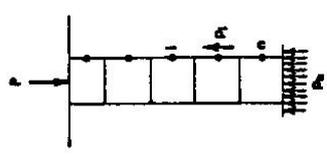
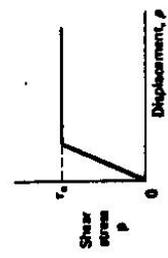
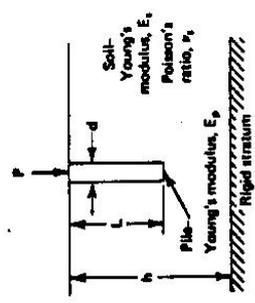


Figure 2.39 Influence factors for vertical pile settlement as a function of Poisson's ratio where (a)  $\nu = 0$ , (b)  $\nu = 0.2$ , (c)  $\nu = 0.4$  and (d)  $\nu = 0.5$ . (After Poulos and Davis, Ref. 49.)

FIGURA No. 7 - FACTORES DE INFLUENCIA PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN PILOTES (PILLOS & DAVIS [17], KOERNER [10])



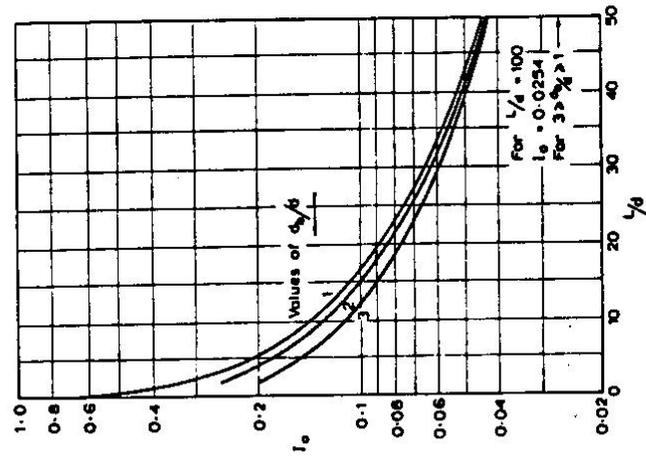


FIGURE 5.18 Settlement-influence factor,  $I_s$ .

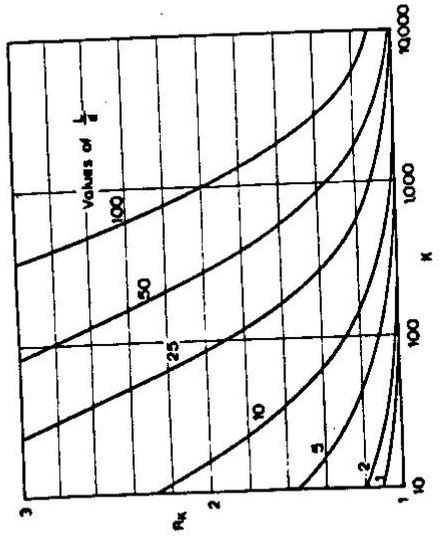


FIGURE 5.19 Compressibility correction factor for settlement,  $R_k$ .

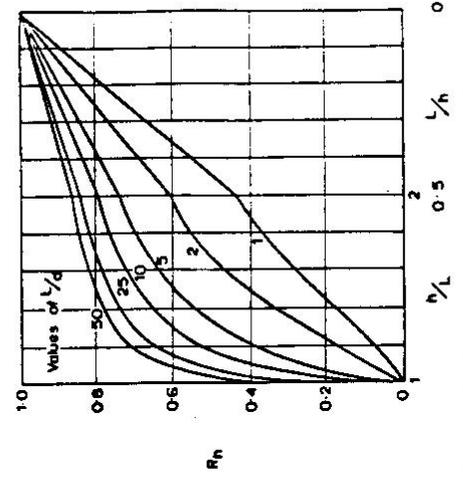


FIGURE 5.20 Depth correction factor for settlement,  $R_h$ .

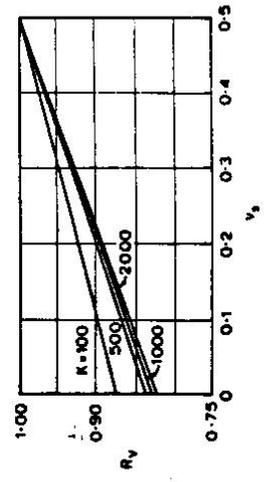
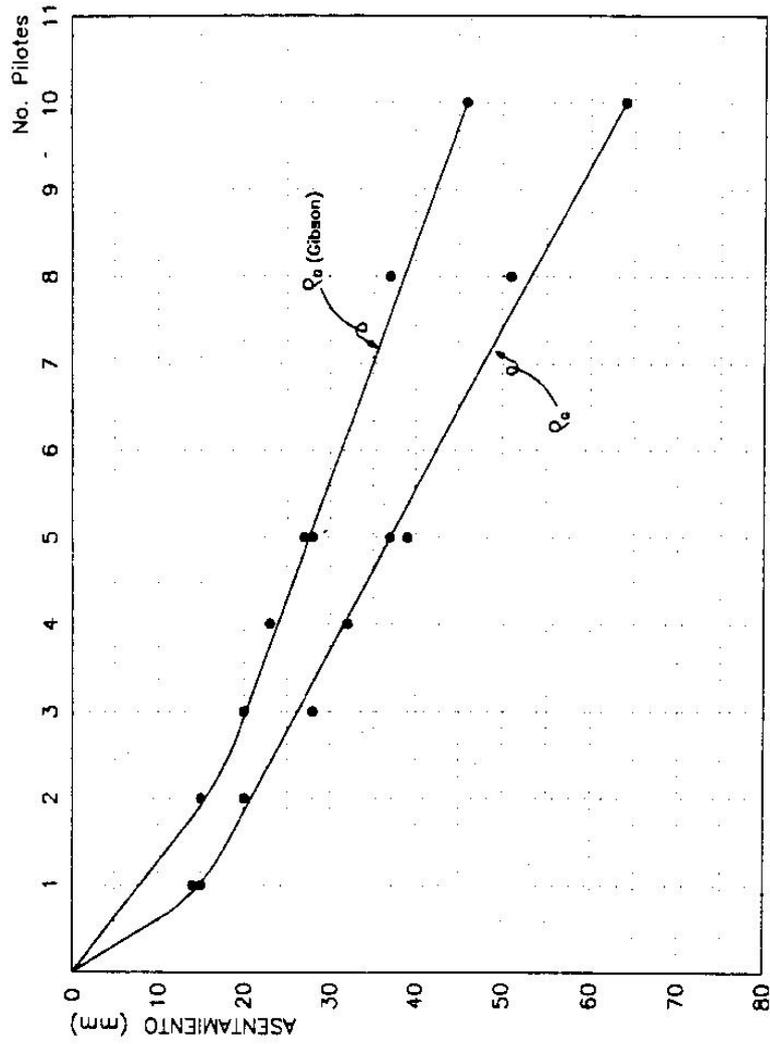


FIGURE 5.21 Polson's ratio correction factor for settlement,  $R_p$ .



No. Pilotes	Carga Total	Asentamiento mm	
		$Q_c$ (Gibson)	$Q_a$
1	119.1	0.014	0.015
2	103.7	0.015	0.020
3	100.6	0.020	0.028
4	102.9	0.023	0.032
5	100.8	0.028	0.039
5	106.5	0.027	0.037
5	110.4	0.028	0.039
8	103.7	0.037	0.051
10	115.3	0.046	0.064

FIGURA No. 9 - ASENTAMIENTOS EN GRUPOS DE PILOTES

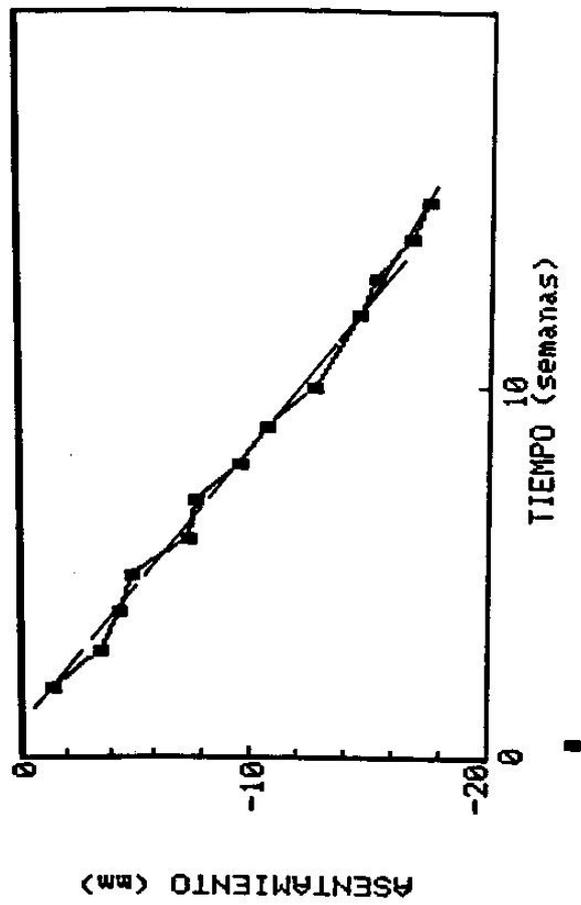


FIGURA No. 9 - ASENTAMIENTOS DE GRUPOS DE PILOTES

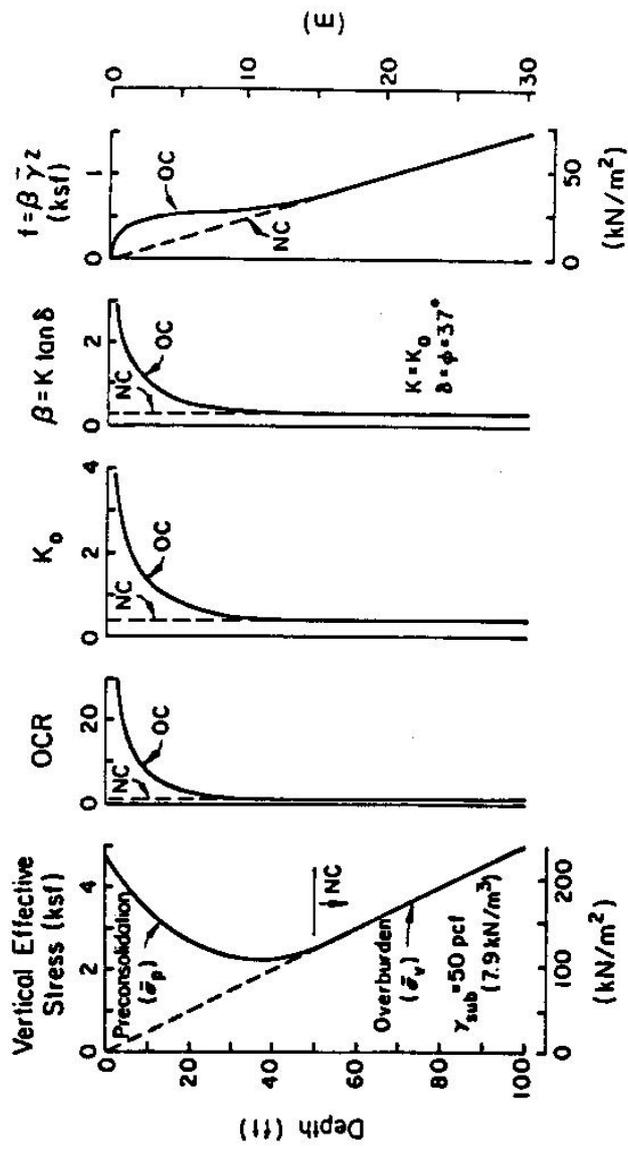
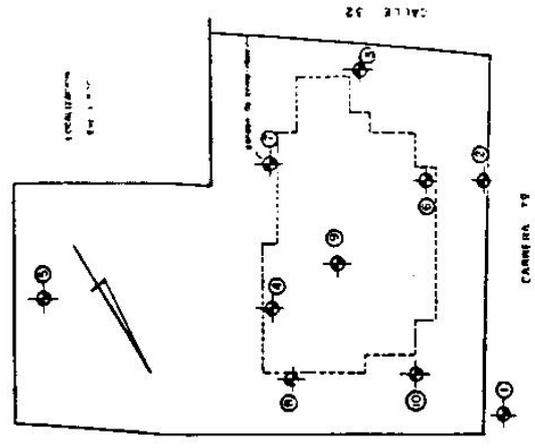


FIGURA No. 10 - RESISTENCIA DE UN PILOTE EN LA SABANA DE BOGOTA

**LOCALIZACION DE SONDEOS**



**PERFIL ESTRATIGRAFICO**

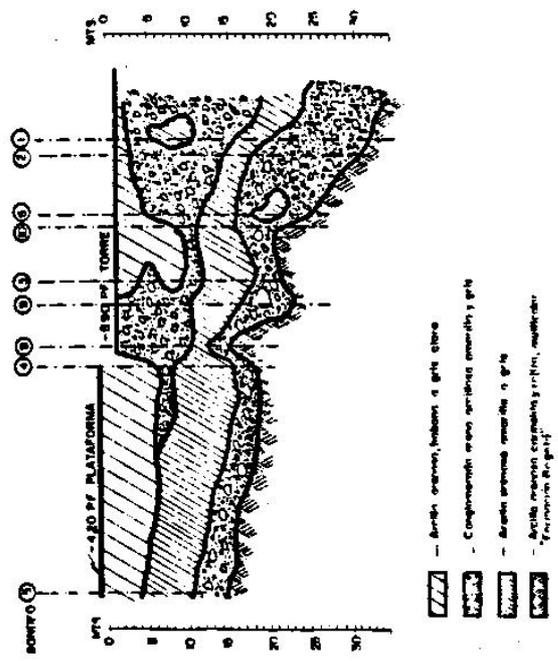


FIGURA No. 11 - BOGOTA HILTON - PERFIL ESTRATIGRAFICO



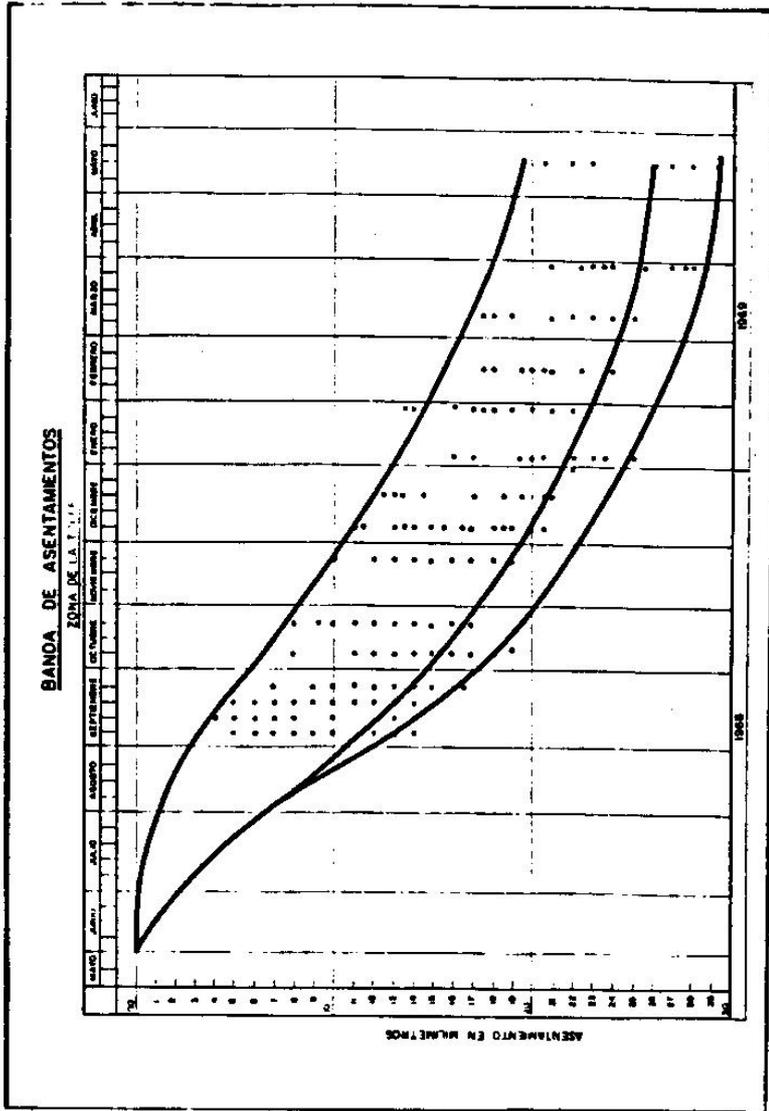


FIGURA No. 13 — BOGOTA HILTON — BANDA DE ASENTAMIENTOS

EDIFICIO A

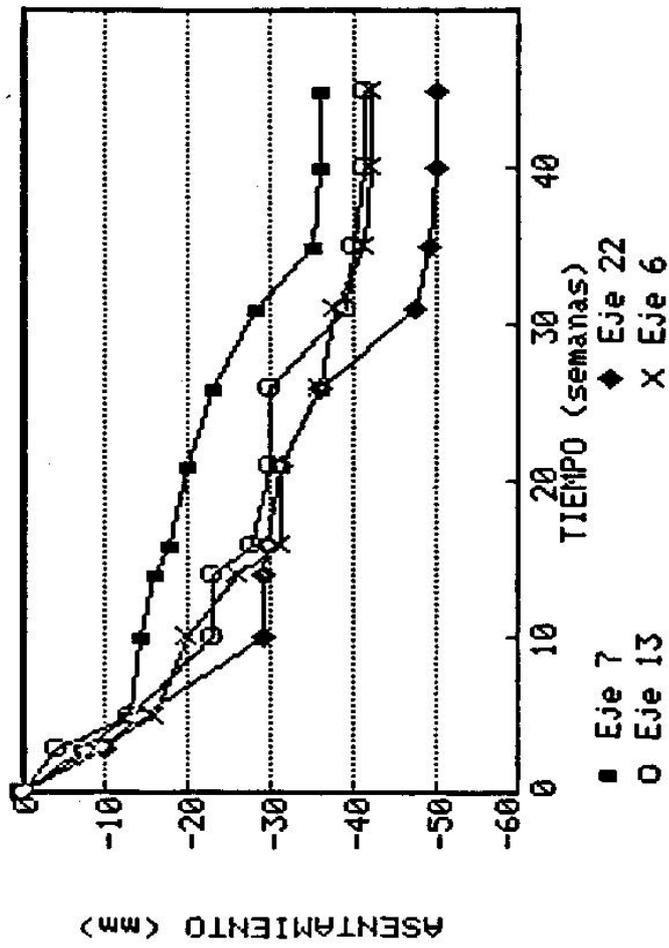


FIGURA No. 14 - EDIFICIO A - BANDA DE ASENTAMIENTOS

ASENTAMIENTO EJE I TORRE I

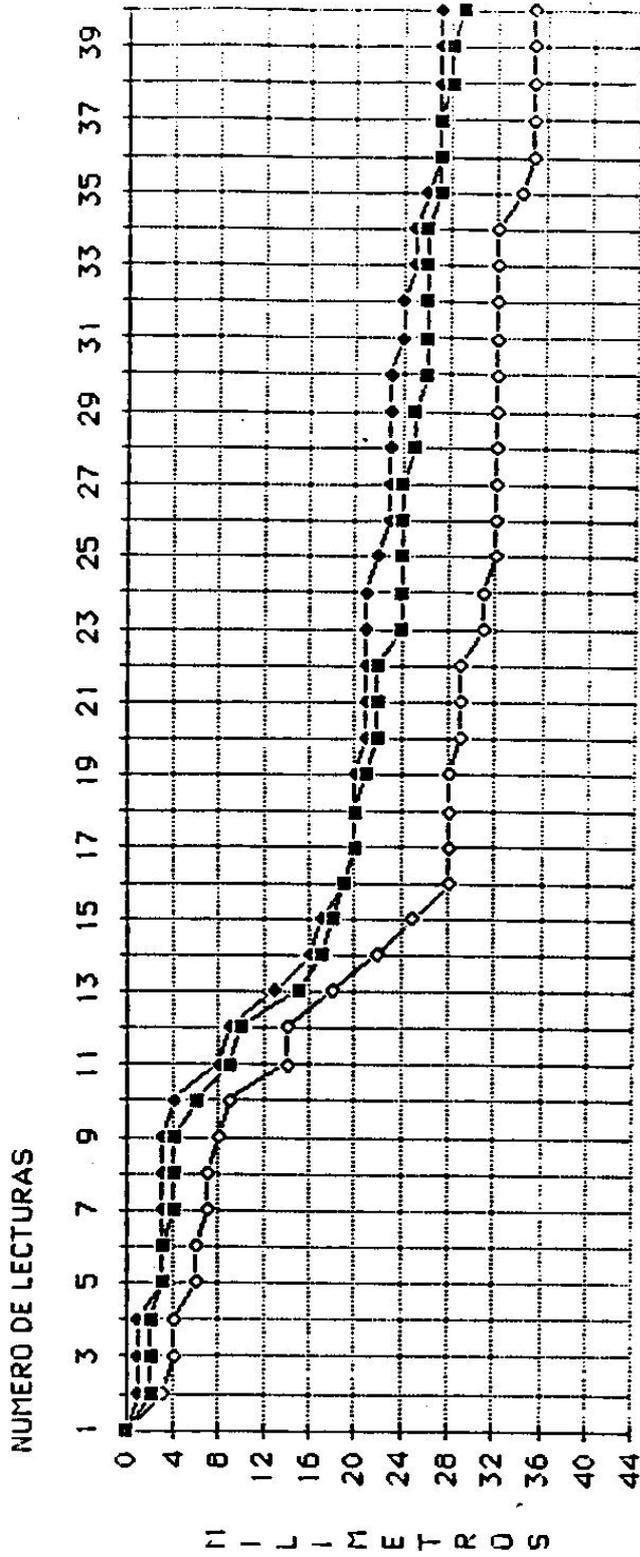


FIGURA No. 15 - EDIFICIO B - BANDA DE ASENTAMIENTOS

ASENTAMIENTO EJE 3 TORRE 1

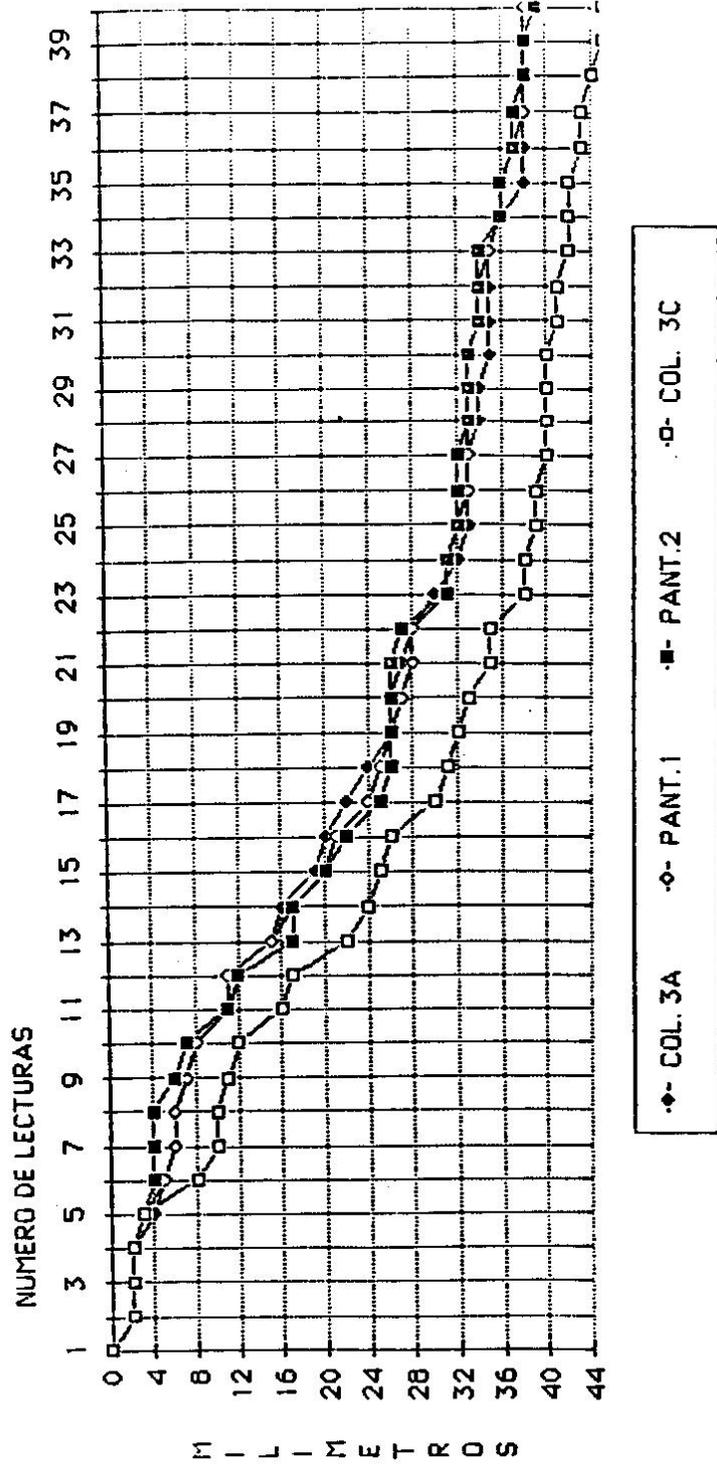
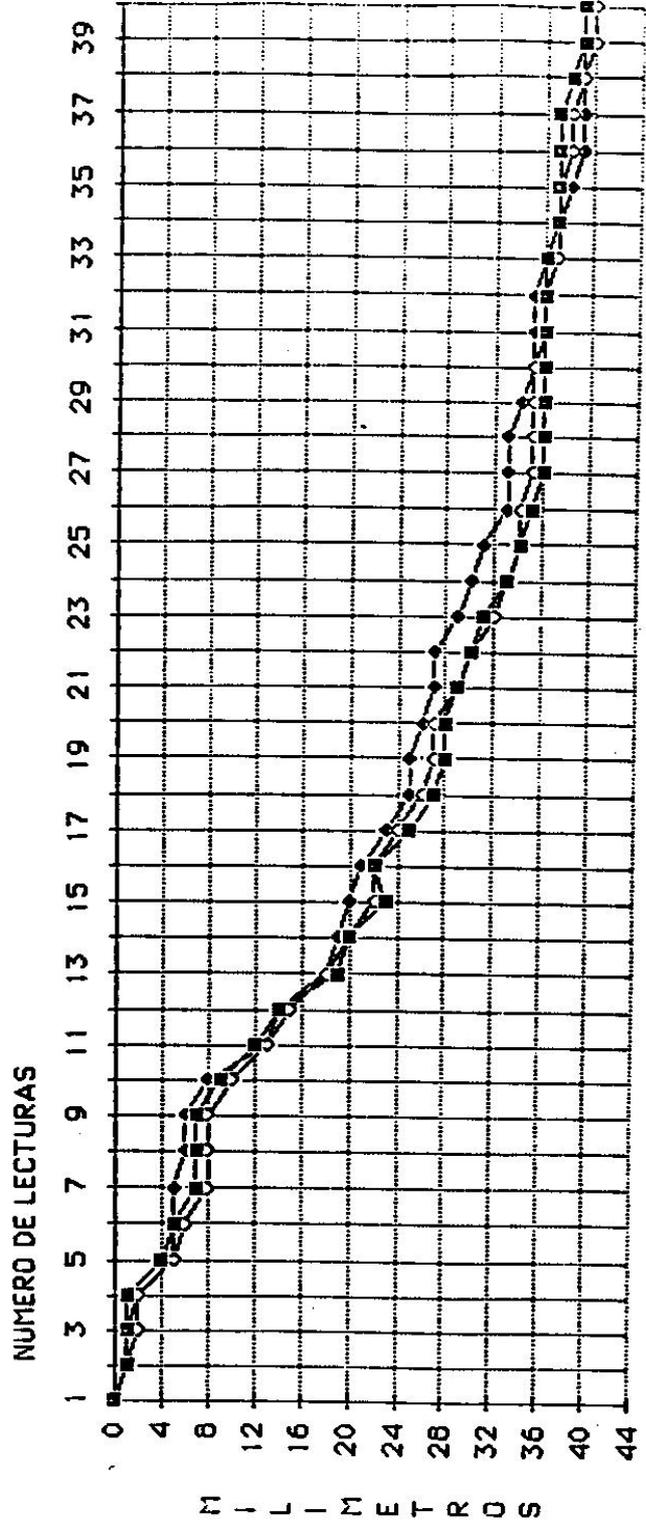


FIGURA No. 15 - EDIFICIO B - BANDA DE ASENTAMIENTOS

ASENTAMIENTO EJE 6 TORRE 1



◆- COL. 6A    ◊- COL. 6B    ■- COL. 6C

FIGURA No. 15 - EDIFICIO B - BANDA DE ASENTAMIENTOS

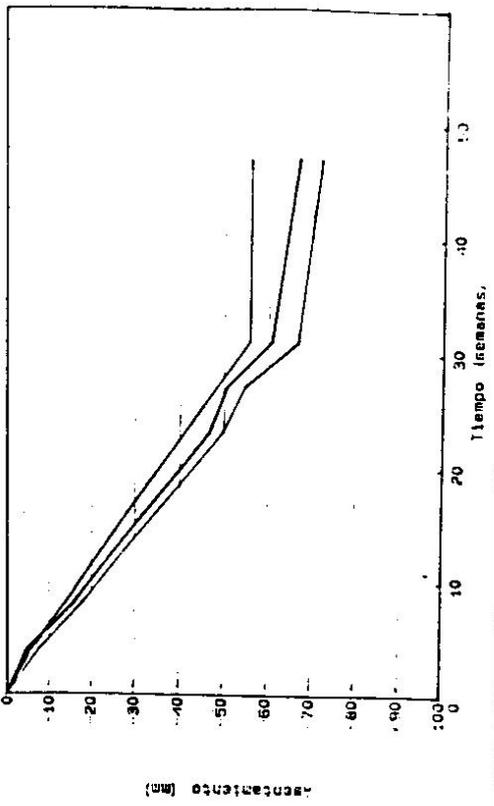
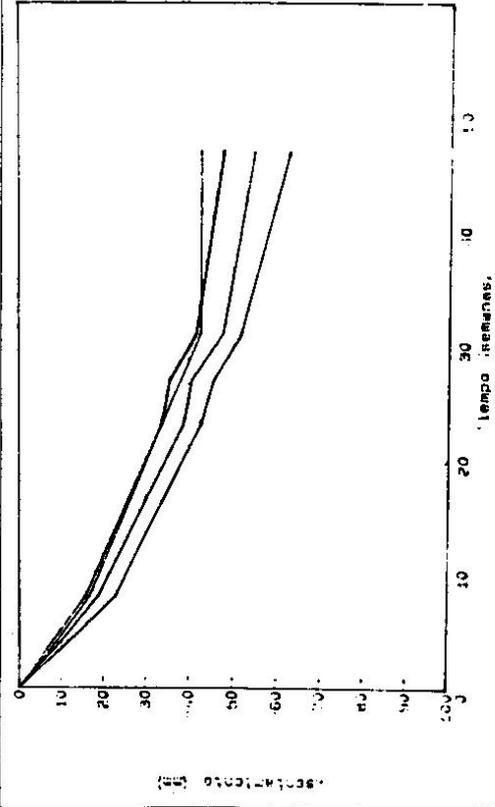


FIGURA No. 16 - EDIFICIO C - BANDA DE ASENTAMIENTOS

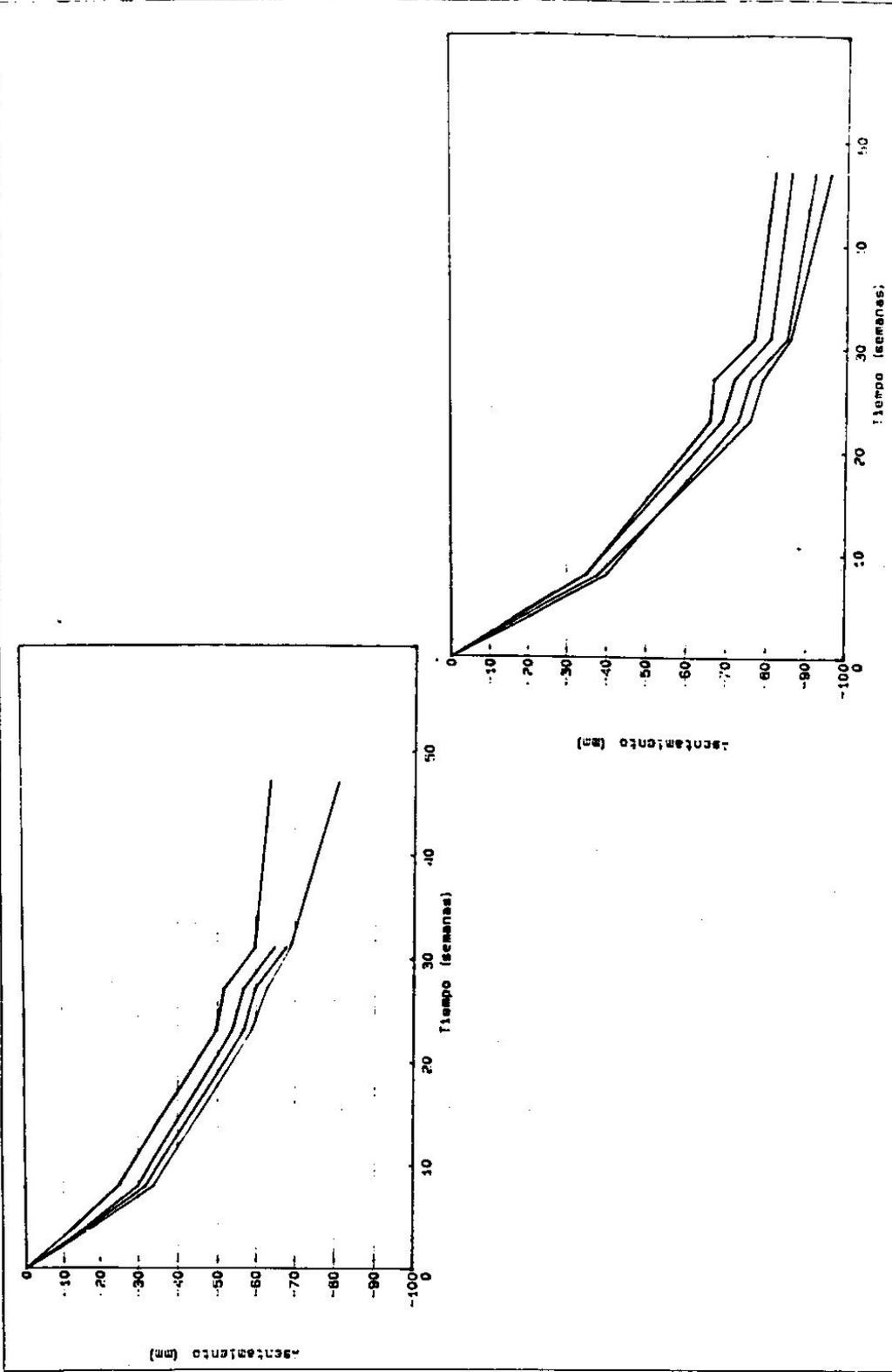


FIGURA No. 16 - EDIFICIO C - BANDA DE ASENTAMIENTOS

EDIFICIO D

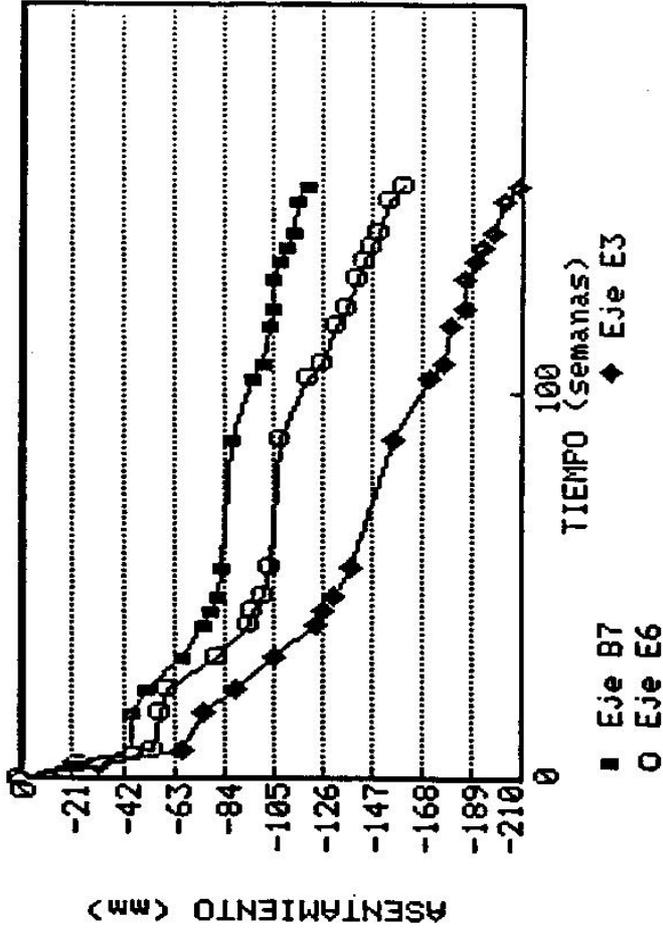


FIGURA No. 17 - EDIFICIO D - BANDA DE ASENTAMIENTOS

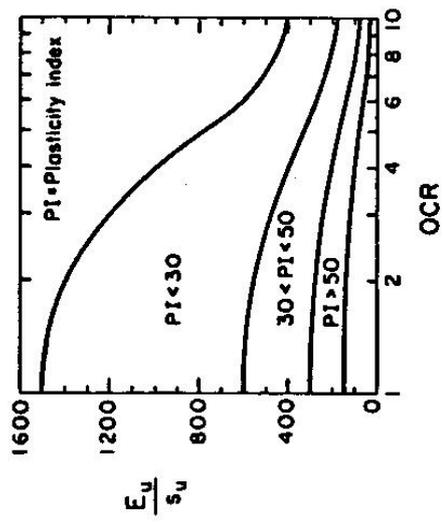


FIGURA No. 18a - Correlacion presentada por Duncan & Buchignani

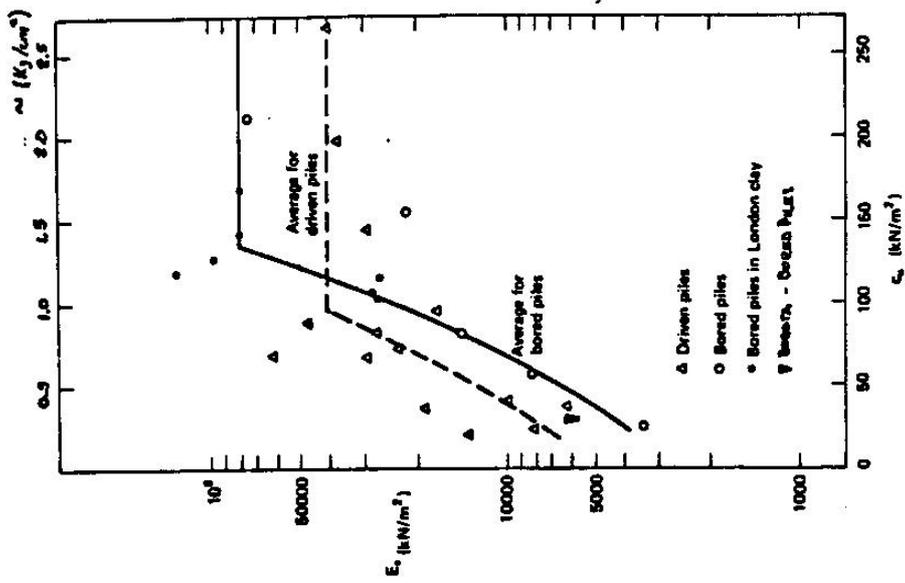


FIGURA No. 18b - Datos experimentales de Poulos & Davis