

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON

sist. 29446



**PILOTES DE FRICCION**

**TESIS PROFESIONAL**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**INGENIERO CIVIL**  
PRESENTA  
**ROBERTO PEÑA HERNANDEZ**

SAN JUAN DE ARAGON, ESTADO DE MEXICO

1981



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON



PILOTES DE FRICCIÓN

TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTA  
ROBERTO PEÑA HERNANDEZ

SAN JUAN DE ARAGON, ESTADO DE MEXICO

1981



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON  
DIRECCION

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVANZADA

Sr. ROBERTO PEÑA HERNANDEZ  
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 3 de julio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. RAUL CARRANZA ESLAVA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "PILOTES DE FRICCIÓN", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento, me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., julio 4 de 1980.  
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería  
Unidad Académica  
Departamento de Servicios Escolares

A MI MADRE :

Sra. Guadalupe Hernández de Peña.

Con cariño, respeto y gratitud, por su sacrificio y apoyo para que lograra una profesión.

A MIS HERMANOS :

Con agradecimiento.

Armando y Marisela.

A MI ESPOSA:

Con todo mi Amor.

Martha.

I N D I C E  
= = = = =

	PAGINA
	= = = = =
I. INTRODUCCION	
I.1    Definiciones	1
I.2    Generalidades	1
II. ESTUDIOS GEOTECNICOS	
II.1    Generalidades	3
II.2    Investigación del Subsuelo	3
II.3    Procedimientos Principales de Exploración	3
II.4    Separación y Profundidad de las Muestras Exploratorias	4
II.5    Requisitos Mínimos para la Investigación del Subsuelo del Sitio a donde se va a Cimentar - (Según el Reglamento para Construcciones del Distrito Federal)	4
III TIPOS DE SOLICITACIONES	
III.1    Cargas Transmitidas por la Super-e estructura	6
III.2    Cargas de Diseño	7
IV. TEORIA DE FALLA	
IV.1    Tipos de Fallas	13
IV.2    Teoría de Meyerhof	14
IV.3    Teoría de Skempton	17
IV.4    Teoría de Terzaghi	19



V.	ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA	
V.1	Factores que Influyen en la Capacidad de Carga	22
V.2	Capacidad de Carga en Arcillas	22
V.3	Capacidad de Carga en Arenas	26
VI.	ASENTAMIENTOS	
VI.1	Problemática para la Evaluación de los Asentamientos	28
VI.2	Hipótesis	28
VI.3	Procedimiento de Cálculo	34
VII.	FRICCION NEGATIVA	
VII.1	Definición de Fricción Negativa	38
VII.2	Evaluación de la Fricción Negativa	39
VIII.	MÉTODOS CONSTRUCTIVOS	
VIII.1	Pilotes Colados en el Lugar	45
VIII.2	Pilotes Hincados a Presión ó Preexcavados.	51

## IX. EJEMPLOS

IX.1	Planteamiento	55
IX.2	Investigación del Subsuelo	55
IX.3	Análisis y Diseño	56

X	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	81
---	--------------------------------	----

	BIBLIOGRAFIA	83
--	--------------	----

# PILOTES DE FRICCIÓN

## I.- INTRODUCCION.

### I.1.- Definiciones.

**Cimentación.**-Cimentación es el conjunto formado por la subestructura, y el suelo sobre la que ésta se apoya.

**Pilotes.**-Los Pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos más resis-tentes que los mantos superficiales, o bien cuando la estructura debe construirse en un sitio cubierto de agua.

**Pilotes de Fricción.**- Los Pilotes de Fricción son aquellos que transmiten la carga de la estructura, no necesariamente toda la -- carga al subsuelo, transmitiendola principalmente (más del 80%) -- por la adherencia que se desarrolla en el fuste (fricción positiva) en el caso de suelos cohesivos o de fricción, entre suelo y pilote en el caso de suelos friccionantes. La resistencia por punta en este tipo de pilotes es pequeña.

**Fuste.**- Fuste es el área lateral del pilote.

### I.2.- Generalidades.

Los Pilotes pueden clasificarse atendiendo a diferentes causas:

A) Respecto a los materiales empleados en su elaboración:

- De Madera
- De Acero
- De Concreto Simple
- De Concreto Reforzado
- De Concreto Pre-esforzado
- Mixtos.

B) Respecto al lugar de su construcción:

- Prefabricados; cuando el pilote se fabrica en lugar distinto al de su hincado.
- Fabricados en el lugar de hincado.

C) Respecto a la sección transversal:

- Hueca
- Maciza

D) Respecto a su apoyo:

- Pilotes de Fricción; cuando la mayor parte de carga del pilote se transmite al terreno por fricción en su superficie lateral.
- Pilotes de Punta; cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite por apoyo directo del extremo del pilote a un manto resistente.
- Pilotes de apoyo Mixto; cuando parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción y el resto por apoyo directo.

E) Respecto a su dirección:

- Pilotes Verticales
- Pilotes Inclinados

El uso de pilotes de fricción es común cuando se tienen grandes espesores de suelo cohesivo blando ó arena suelta, localizándose el estrato resistente a bastante profundidad, presentándose para otro tipo de cimentaciones asentamientos considerables.

Se enunciarán los estudios geotécnicos pertinentes para el diseño de una cimentación a base de pilotes de fricción, así como las acciones que se deberán tomar en cuenta para el análisis.

De las experiencias tenidas en base a observaciones, se hará el análisis de capacidad de carga para los pilotes de fricción, así como el análisis de asentamientos debidos a la consolidación regional. Se enunciarán las diferentes teorías sobre la fricción negativa, este factor resulta importante para la determinación de la capacidad de carga de los pilotes, ya que al presentarse la fricción negativa, la capacidad de carga de los pilotes se verá disminuida notablemente.

Se hará alusión a las recomendaciones que el reglamento del Distrito Federal considera como mínimas, para la ejecución de una obra cimentada con pilotes de fricción.

## II.- ESTUDIOS GEOTECNICOS

### II.1.- Generalidades .

Para el proyecto de una cimentación por medio de pilotes de fricción, se requiere como elemento esencial un perfil del suelo, que es el que representa los resultados de sondeos exploratorios. El perfil del suelo provee parte de la información necesaria, que complementada con la obtenida en los ensayos de laboratorio es necesaria para la determinación del tipo de cimentación, como pueden ser pilotes de fricción, pilotes de punta, pilotes mixtos, etc.

### II.2.- Investigación del Subsuelo.

La exploración del subsuelo debe considerar la magnitud de la construcción a ejecutar. Si la construcción proyectada implica un gasto ínfimo, se deben de realizar un número pequeño de perforaciones de reconocimiento, y algunos ensayos de identificación, clasificación y resistencia sobre muestras representativas de los suelos. Si la construcción es de un volumen mayor, se debe de efectuar una investigación completa y elaborada, siendo el costo de ésta pequeño, comparada con las economías que pueden efectuarse utilizando en el proyecto los resultados obtenidos. Los estudios pueden efectuarse por procedimientos directos e indirectos. Los procedimientos directos, están basados en observaciones y en la ejecución de sondeos, mientras que los procedimientos indirectos, se basan en métodos geofísicos. Sin embargo los procedimientos indirectos deberán complementarse con los procedimientos directos.

### II.3.- Procedimientos Principales de Exploración.

La investigación del subsuelo debiera ser precedida de una revisión de la información existente de planos geológicos del terreno, en que se va a construir o cerca del lugar. Esta información debe ser verificada y complementada con investigaciones de tipo directo. Primeramente se efectúan sondeos por algún método rápido, obteniéndose muestras lo más intactas posibles, este

tipo de sondeos se le conocen como perforaciones exploratorias. Además se pueden obtener muestras más apropiadas (muestras inalteradas) y ejecutar ensayos en el terreno. Con las muestras se determinan las propiedades índice del suelo por medio de ensayos efectuados en laboratorio. Los ensayos en el terreno como los de penetración estandar, los de corte en el lugar y los de bombeo, proporcionan información directa para la elaboración del perfil estratigráfico del suelo y obtención de las propiedades del suelo en el sitio, como la determinación de la posición del nivel freático, etc.

Los procedimientos de perforación para la obtención de las muestras queda determinado en gran parte por la economía y condiciones del lugar.

#### II.4.- Separación y Profundidad de las Muestras Exploratorias.

Los espaciamientos entre las perforaciones exploratorias están en función de la magnitud de la obra. Sin embargo las perforaciones resultan poco económicas por lo que son usuales los métodos de auscultación (métodos de penetración), que son más rápidos y económicos.

La profundidad a explorarse depende principalmente de la existencia de estratos comprensibles, debido a que se pueden generar asentamientos provocados por las presiones ejercidas por la presencia de las cargas implantadas por las estructuras.

Los resultados de estas exploraciones se condensan en los valores de las propiedades índice y ensayos normales de penetración, con los cuales se obtienen si es necesario la densidad relativa, permeabilidad de los estratos de arena, ó la resistencia al corte y compresibilidad de las capas de arcilla.

#### II.5.- Requisitos Mínimos para la Investigación del Subsuelo del Sitio a donde se va a Cimentar (Según el Reglamento para Construcciones del Distrito Federal).

Los requisitos mínimos para cimentar son los que se enuncian a continuación:

A) Espesores de material compresible fluctuante entre  $3 \leq H \leq 20$  m. con  $\bar{W} \geq 6$  ton/m<sup>2</sup> ó  $D_f > 2.5$  m.

- 1.- Sondeos de penetración estandar para la determinación de la estratigrafía, posición del nivel freático (si este existe en la profundidad explorada), propiedades índice. Los sondeos se harán a una profundidad por lo menos dos veces el ancho de la planta de la subestructura, excepto cuando el estrato resistente se encuentre a una profundidad menor, en cuyo caso esta será la profundidad del sondeo.
- 2.- Estimaciones de las propiedades mecánicas pertinentes a partir de las propiedades índice, siempre que existan correlaciones aplicables a los materiales del sitio.
- 3.- Investigaciones de la tendencia de los movimientos del subsuelo debido a consolidación regional.

B) Espesores de material compresible  $H > 20$ m. con  $\bar{W} > 4$  ton/m<sup>2</sup> ó  $D_f > 2.5$  cm.

- 1.- Las del punto 1 del inciso A)
- 2.- Las del punto 2 del inciso A)
- 3.- Las del punto 3 del inciso A)

C) Zonas desconocidas.

Se efectúan sondeos de penetración estandar, según los resultados obtenidos se clasifican en los incisos anteriores.

### III. TIPOS DE SOLICITACIONES.

#### III.1 Cargas Transmitidas por la Super-estructura.

La finalidad de una cimentación es recibir las cargas de la super-estructura, concentradas en columnas o muros y -- transmitir las al terreno.

La super-estructura se define como parte de la estructura, que se construye con la finalidad de ser ocupada, o de servir de ella para el fin proyectado, por ejemplo en el caso de un edificio, la super-estructura está formada por traveses, muros, columnas, etc.

La sub-estructura es la parte de la estructura necesaria para apoyar la super-estructura con la finalidad de descargar las cargas al terreno que esta le transmite.

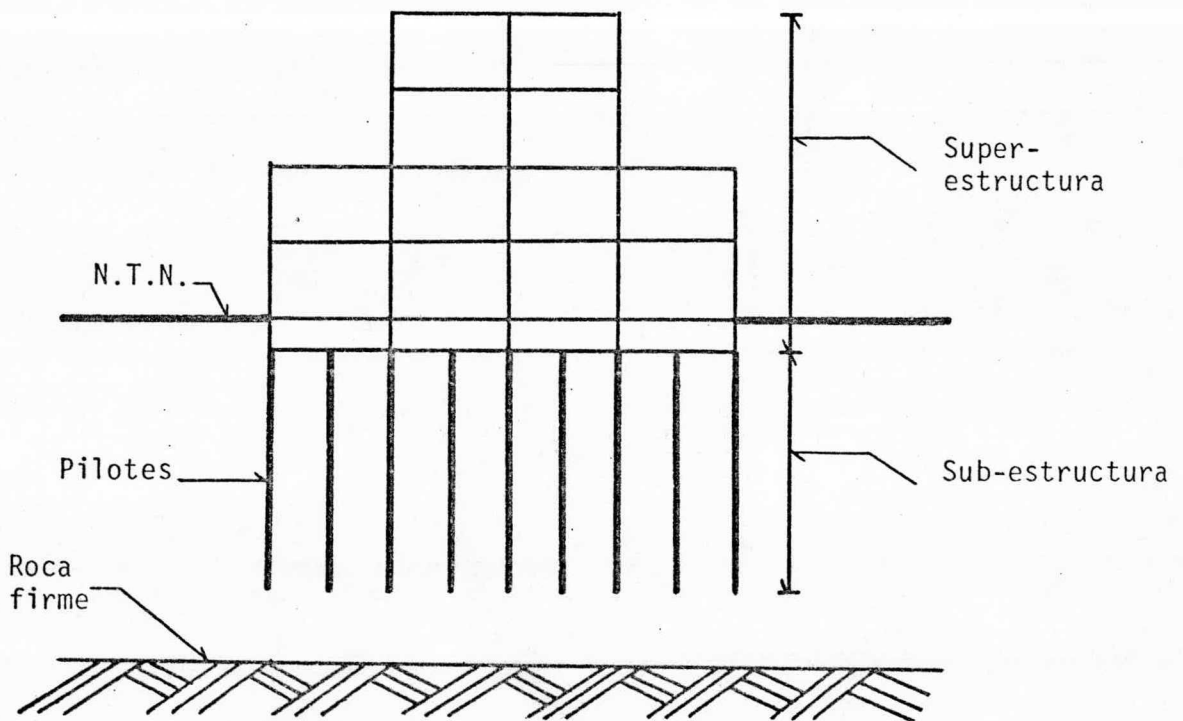


FIG. III.1.- ILUSTRACION GRAFICA DE LA SUPER-ESTRUCTURA Y SUB-ESTRUCTURA .



### III.2 Cargas de Diseño.

Para el diseño de las cimentaciones se debe de considerar el efecto combinado de las cargas más probables de - - - ocurrir simultáneamente como sismo, viento, carga muerta, carga viva, efectos por consolidación regional, lastres que graviten sobre los elementos de cimentaciones, etc.

Existen diversos tipos de solicitaciones entre los cuales se pueden enunciar los siguientes :

-Cargas Permanentes.

- a) Carga muerta.- En estas cargas queda clasificado el peso de losas, trabes, muros, etc.

-Cargas Variables .

- a) Carga Viva.- Entre estas cargas se encuentran las inducidas por peso propio de las personas, muebles en si, - las cargas gravitacionales que no son de caracter permanente.

-Cargas accidentales.- Estas cargas se dividen en :

- a) Carga por viento.
- b) Carga por sismo.

-Cargas Permanentes.

- a) Carga Muerta.- Son aquellas que obran en forma continúa su localización y magnitud no se modifican con el tiempo. Tal es el caso de trabes, muros, pisos, etc. Se considera el peso de todos los materiales que intervienen en la construcción. Al hacerse modificaciones de proyecto de la super-estructura la parte más afectada es la cimentación (sub-estructura). La carga muerta se obtiene al realizar el producto del volúmen de los elementos estructurales por el peso volumétrico de los materiales que constituyen dichos elementos.

-Cargas Variables.

- a) Carga Viva.-Son las cargas que no actúan en forma continua sobre la estructura como son: personas, muebles - equipo, mercancía, etc., este tipo de cargas varían de posición y magnitud. La carga viva es dependiente del destino que se le vaya a dar a la construcción, en el caso de edificios dependerá también de las dimensiones del área tributaria.

El Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal especifica los valores que se deben de tomar de las cargas vivas para edificios, según el destino de éste y el área tributaria de los elementos estructurales a diseñar. Se clasifican tres tipos de cargas vivas y son las siguientes:

- 1) Carga Viva Máxima.-Esta carga se debe considerar en el diseño de estructuras por carga gravitacional. Para casas habitación, oficinas, laboratorios, etc., su valor se obtiene de la expresión:

$$W_m = 120 + 420 A^{-1/2}$$

donde

$W_m$  = Carga viva máxima

$A$  = Área tributaria del elemento analizado.

La carga viva máxima  $W_m$  además de las otras cargas actuantes es empleada para el cálculo de los asentamientos inmediatos en los suelos en los cuales se va a cimentar.

- 2) Carga Viva Instantánea.-Esta carga se emplea en el diseño ante cargas accidentales como son el sismo y el viento, y cuando se tengan cargas más desfavorables que las uniformemente repartidas sobre el total del área.

- 3) Carga Viva Media. -La carga viva media se empleará para obtener los asentamientos diferidos en suelos poco permeables saturados. En estas condiciones los efectos por hundimientos diferenciales son de suma importancia.

El buen diseño de una cimentación se logra haciendo un estudio del suelo lo más completo posible, para conocer con mayor veracidad el comportamiento de éste, bajo las cargas a la que estará sujeto.

-Cargas Accidentales.

- a) Cargas por Viento. -El viento es un fluido en movimiento el cual genera presiones sobre los objetos que se le interponen, ocasionando cargas inclinadas. La presión de viento se supone que actúa sobre las estructuras en forma horizontal con intensidad variable. Cuando la componente horizontal de la carga que actúa sobre los pilotes es pequeña en relación con la carga vertical, se puede soportar ésta dentro de los límites de seguridad con pilotes verticales. Por lo que no se suelen adoptar medidas especiales, en cimentaciones de pilotes para edificios sometidos solamente a cargas horizontales inducidas por el viento, como ocurre en el caso de pilotes en muelles y embarcaderos, en puentes, muros de retención donde la componente horizontal es relativamente grande y los pilotes verticales no suelen ofrecer mucha confianza para resistir las fuerzas horizontales, por lo que se ve en la necesidad de emplear pilotes inclinados los cuales tienen una resistencia mayor a las cargas horizontales.

La acción del viento produce fuerzas laterales que a su vez se transmiten a la cimentación provocando en ésta fuerzas cortantes y momentos de volteo. En las columnas de edificios angostos del lado donde pega el viento, la reacción puede llegar a ser negativa, presentándose tensiones, caso que nunca se sucita en las columnas del lado opuesto de donde pega el viento, debido a que generalmente se presentan presiones ocasionando un incremento notable de las cargas, debido principalmente a la succión provocada por el aire.

La intensidad del viento se obtiene por medio de la expresión siguiente:

$$P = 0.0055 c V^2 \quad (3.1)$$

donde

- P = Presión de viento ( $\text{kg/m}^2$ )
- c = Factor de empuje (valor determinado en el Art. 255 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal).
- V = Velocidad de diseño ( km/h )

La velocidad de diseño se obtiene con la ecuación 3.2 . La estructura se clasifica de acuerdo con los Artículos 253 y 257 .

$$V_{10} = (Fr) V \quad (3.2)$$

La ecuación anterior determina la velocidad hasta una altura de 10 metros, para alturas mayores la variación de la velocidad del viento es una curva, la cual se obtiene con la ecuación 3.3 .

$$V_z = \frac{V_{10}}{(10)^{1/3}} Z^{1/3} \quad (3.3)$$

donde Z son las diferentes alturas a las que se desea conocer la velocidad del viento.

La carga de viento se obtiene al multiplicar la presión que el viento ejerce con el ancho de la superficie expuesta en cada uno de los tramos estudiados.

$$W_i = P_i d_i \quad (3.4)$$

Los momentos flexionantes se pueden determinar usando cualquiera de los métodos conocidos como el método de - - Newmark. La presión de contacto en el terreno se determina con la ecuación 3.5 para aquellos casos que la excentricidad sea menor o igual a  $\frac{L}{6}$  y sea en una sola dirección.

$$q = \frac{P}{B L} \pm \frac{6 M}{B L^2} \quad ( 3.5 )$$

donde

- q = Intensidad de la presión del suelo
- B, L = Dimensiones del cimiento.
- M = Momento máximo.
- P = Carga axial.

Cuando se tengan excentricidades en dos direcciones las presiones de contacto se calcularán con la ecuación siguiente :

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x C_y}{I_x} \pm \frac{M_y C_x}{I_y}$$

donde

- q = Intensidad de la presión del suelo.
- Mx, My = Momentos alrededor de los ejes x e y
- Ix, Iy = Momentos de inercia con respecto a los ejes x e y
- Cx, Cy = Distancias perpendiculares de los ejes centroidales principales a los bordes del cimiento.

Las excentricidades máximas son  $\frac{B}{6}$  y  $\frac{L}{6}$

Los valores de la presión del suelo deben ser menores que los permisibles para que le cimiento se considere aceptable.

b) Carga por Sismo.

El sismo es un factor importante en el diseño de las cimentaciones debido a que las fuerzas dinámicas que se generan en el pilote a causa de los movimientos horizontales producen fuerzas cortantes. Los movimientos diferenciales que se suscitan entre pilote y pilote, generan fuerzas cortantes y momentos flexionantes los cuales -- pueden ocasionar graves problemas en la cimentación. -- Tambien se llegan a producir momentos de volteo induciendo en los pilotes fuerzas axiales y momentos flexionantes, que se suman a los inducidos por los desplazamientos relativos de la masa del suelo.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción, cuando estan embebidos en suelos friccionantes en presencia de ondas sísmicas compresionales y transversales se ve -- disminuída debido a que los sedimentos finos saturados pueden reducir considerablemente la resistencia al esfuerzo cortante, debido a que las presiones de poro se elevan en forma notable, durante los movimientos fuertes del suelo. En un caso extremoso el suelo (arena -- suelta) puede llegar a licuarse produciendo la falla de la cimentación.

## IV. - TEORIA DE FALLA

### IV.1.- Tipos de Fallas.

En el comportamiento de las cimentaciones se ha observado, que la falla por capacidad de carga generalmente ocurre en forma de rotura por corte del suelo en que se desplanta la cimentación. Existen diversos tipos de falla, que dependen principalmente de la comprensibilidad relativa del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de cargas existentes.

- A) **Falla por Corte General.** - Se caracteriza por la existencia de un patrón de rotura bien definido, que consiste en una superficie de deslizamiento continuo, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno. La tendencia al hinchamiento en el suelo adyacente a los lados de la cimentación, el colapso ocurre de un solo lado.

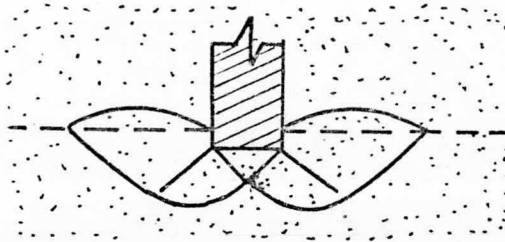


FIG. IV.1 FALLA POR CORTE GENERAL.

- B) **Falla Por Corte Local.** - Se caracteriza por un patrón de rotura que solo se define claramente debajo de la cimentación, consiste en una cuña y superficies de deslizamiento que empiezan en el borde de la cimentación.

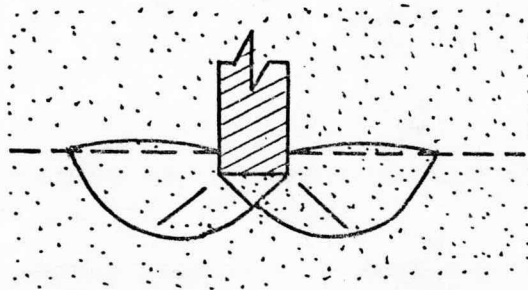


FIG. IV.2 FALLA POR CORTE LOCAL

C) Falla por Punzonamiento.- Se caracteriza por un patrón de rotura que no es fácilmente observable. La penetración --subsecuente de la cimentación se debe a la rotura vertical por un corte alrededor de la misma. El suelo situado fuera del área de carga denota sólo mínimas alteraciones y --casi no se observan movimientos de éste junto a la cimenta--ción.

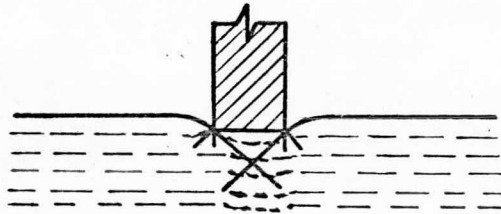


FIG. IV.3 FALLA POR PUNZONAMIENTO

#### IV.2 Teoría de Meyerhof.

En la teoría de Meyerhof, el suelo que se localiza sobre el nivel de desplante del cimiento se encuentra sujeto a esfuerzos cortantes, efecto que otros investigadores como Terzaghi despreciaron. El suelo que rodea el cimiento es un medio de propagación de superficies de deslizamiento.

El mecanismo de falla para cimentaciones profundas pro--puesto por Meyerhof es el que se ilustra en la figura IV.4 ( b )

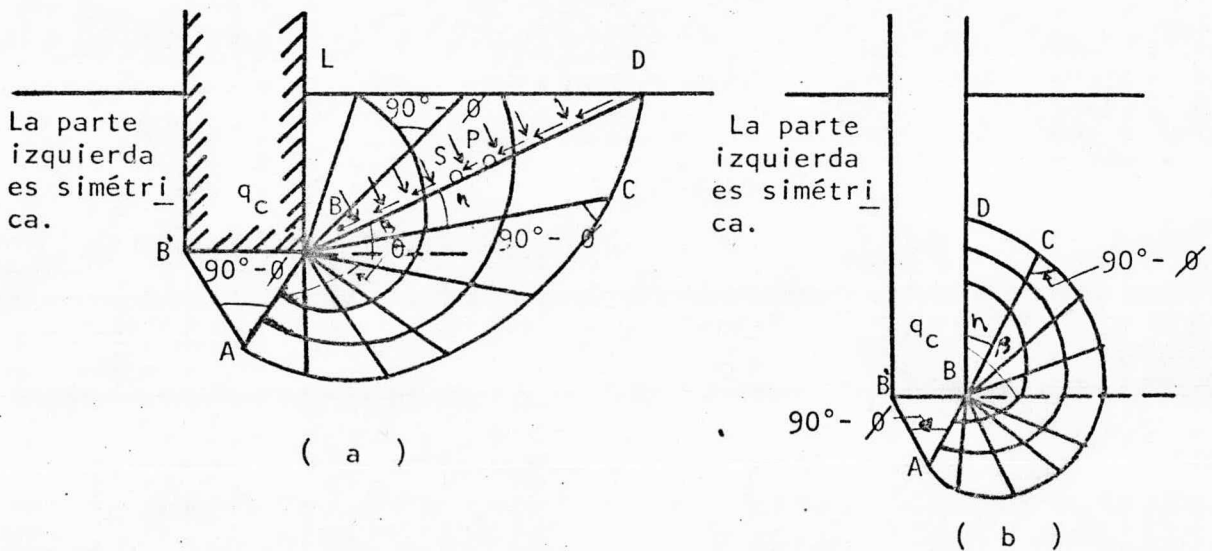


FIG. IV.4 MECANISMOS DE FALLA PROPUESTOS POR MEYERHOF.

- a) A poca Profundidad
- b) A gran Profundidad



Meyerhof considera dos zonas de esfuerzo, una de esfuerzo cortante radial y otra de esfuerzo cortante mixto, el esfuerzo varía entre el esfuerzo cortante radial plano. Supone que la zona de esfuerzo ABB' es de esfuerzos uniformes y se considera en estado activo de Rankine; la cuña ABC fig. IV.4 (a), se encuentra limitada por un arco espiral logarítmico, es de esfuerzo cortante radial y la cuña BCDE es una zona de transición en la que los esfuerzos varían desde el estado de corte radial, hasta los de estado pasivo.

La ecuación propuesta por Meyerhof para estimar la capacidad de carga, depende de la profundidad de desplante de la cimentación como de la rugosidad de ésta.

Para una cimentación profunda, el método anterior tropieza con la dificultad de que, cuando la superficie de falla no llega a alcanzar la superficie libre del terreno, la altura sobre la cual se desarrolla la resistencia al esfuerzo cortante del suelo resulta muy incierta, y por lo tanto debe suponerse. En un intento de eliminar esta limitación, Meyerhof ha extendido el análisis de cimentaciones superficiales a cimentaciones profundas.

La fórmula propuesta por Meyerhof para el cálculo de la capacidad de carga en pilotes, queda expresada de la siguiente forma:

$$q_c = \frac{cN'c}{F.S.} + \gamma DN'q \quad (4.1)$$

El valor obtenido en la expresión anterior se multiplica por el área transversal de la base del pilote obteniéndose la capacidad de carga del pilote donde:

- c = Cohesión.
- $\gamma$  = Peso volumétrico del suelo
- D = Profundidad a la que se encuentra el estrato resistente.
- N'c y N'q = Factores de capacidad de carga se obtienen de la figura IV.5
- D' = La profundidad a la que debe penetrar el pilote en el estrato resistente.
- F.S. = Factor de Seguridad
- D' =  $4 B \operatorname{tg} \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$

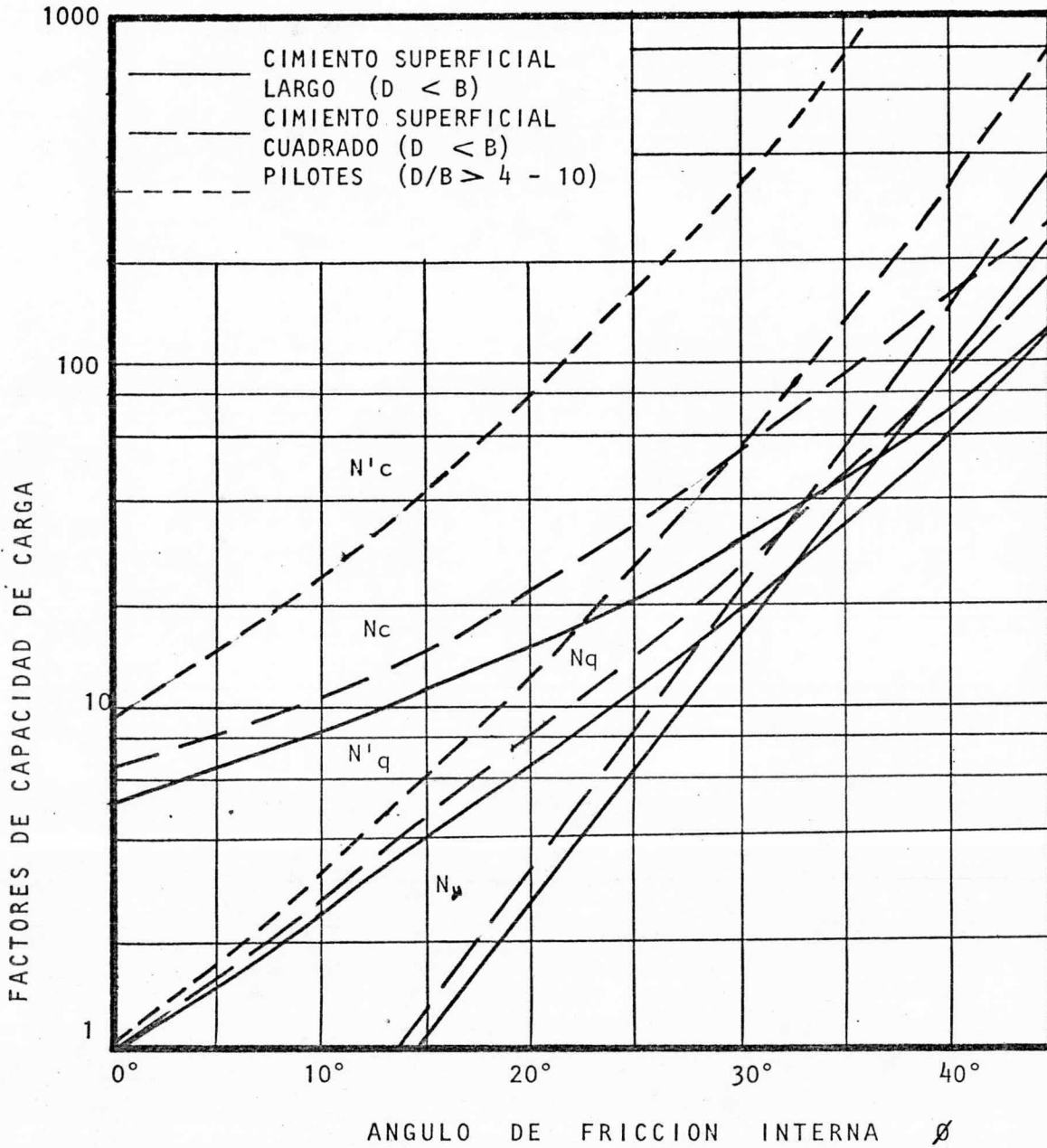


FIG. IV.5 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PROPUESTOS POR MEYERHOF PARA CIMIENTOS SUPERFICIALES Y PILOTES

Cuando el pilote no penetra, Meyerhof recomienda interpolar linealmente los factores de capacidad de carga  $N'_c$  y  $N'_q$  con los de cimientos superficiales.

### IV.3 Teoría de Skempton.

La teoría elaborada por Skempton considera que el valor del factor de capacidad de carga  $N_c$  no es independiente de la profundidad como Terzaghi considera en su teoría de capacidad de carga en cimentaciones, encontrando que  $N_c$  crece al aumentar la profundidad de desplante del cimiento, hasta llegar a un valor límite, o sea que llega a un valor donde deja de crecer.

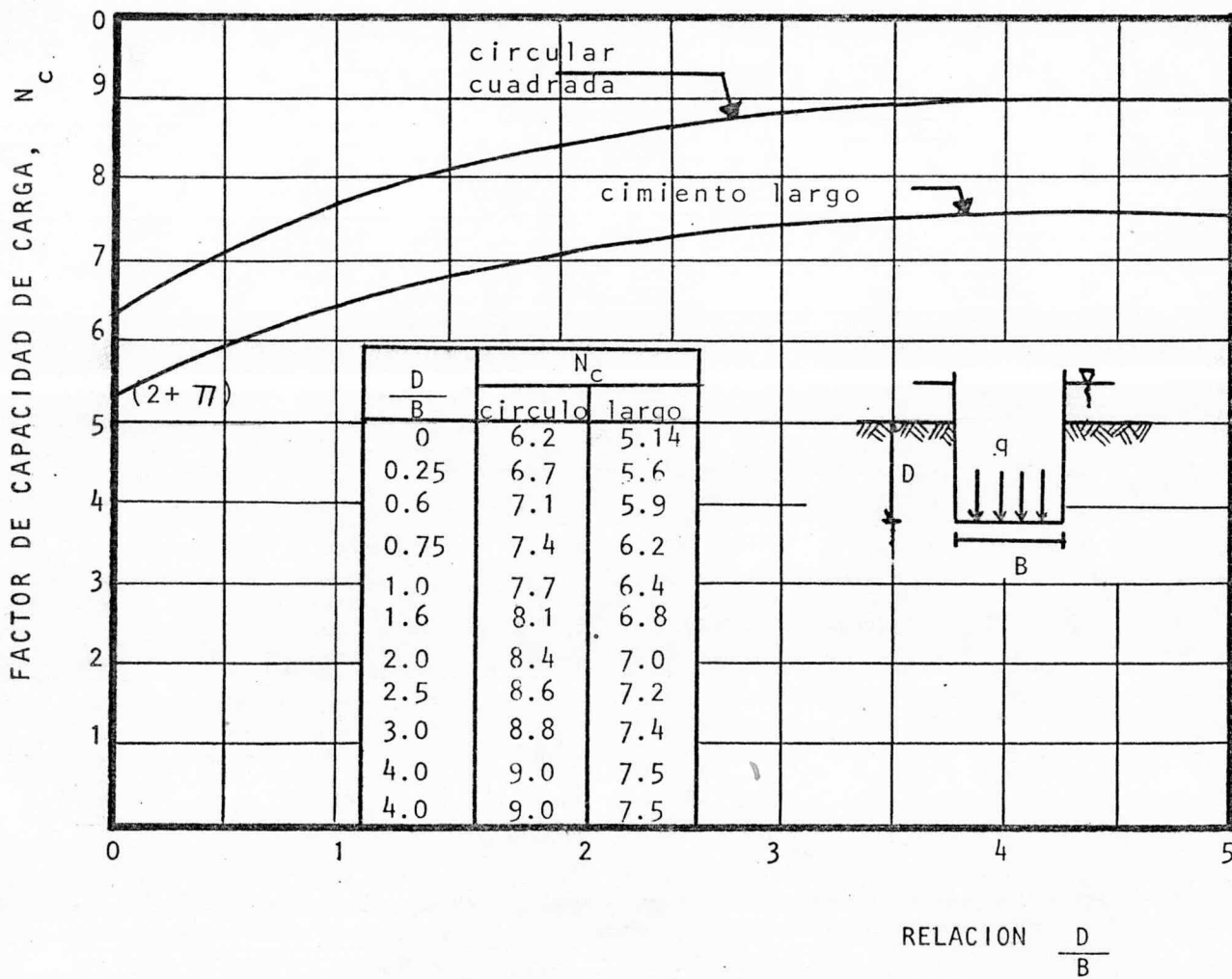
Skempton propone la expresión siguiente para el cálculo de la capacidad de carga en suelos cohesivos.

$$q_c = cN_c + \gamma D_f \quad (4.2)$$

donde

- $c$  = Cohesión
- $\gamma$  = Peso volumétrico del material
- $D_f$  = Profundidad de desplante
- $N_c$  = Factor de capacidad de carga, depende de la relación  $D/B$ , en que  $D$  es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y  $B$  es el ancho del pilote. En la figura VI.6 se observan los resultados obtenidos en los experimentos efectuados por Skempton.

FIG. IV.6 VALORES DE  $N_c$  SEGUN SKEMPTON, PARA SUELOS PURAMENTE COHESIVOS.



El término  $\gamma D_f$  representa la presión del suelo al nivel de desplante, este término se deberá manejar de acuerdo a la estratigrafía del terreno, dependiente de espesores y pesos específicos respectivos. A las presiones ejercidas por el suelo, se le deben sumar las presiones ejercidas por las acciones que se presenten en la superficie en forma distribuida.

#### IV.4 Teoría de Terzaghi.

Terzaghi supone que el terreno sobre la base del cimiento, solamente produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga  $\gamma D_f$ , la cual actúa en un plano horizontal que pasa por la base del cimiento, despreciando la resistencia al esfuerzo cortante del terreno arriba del nivel de desplante de la cimentación.

Para suelos cohesivos y friccionantes, Terzaghi propone el mecanismo de falla que se ilustra en la fig. IV.7

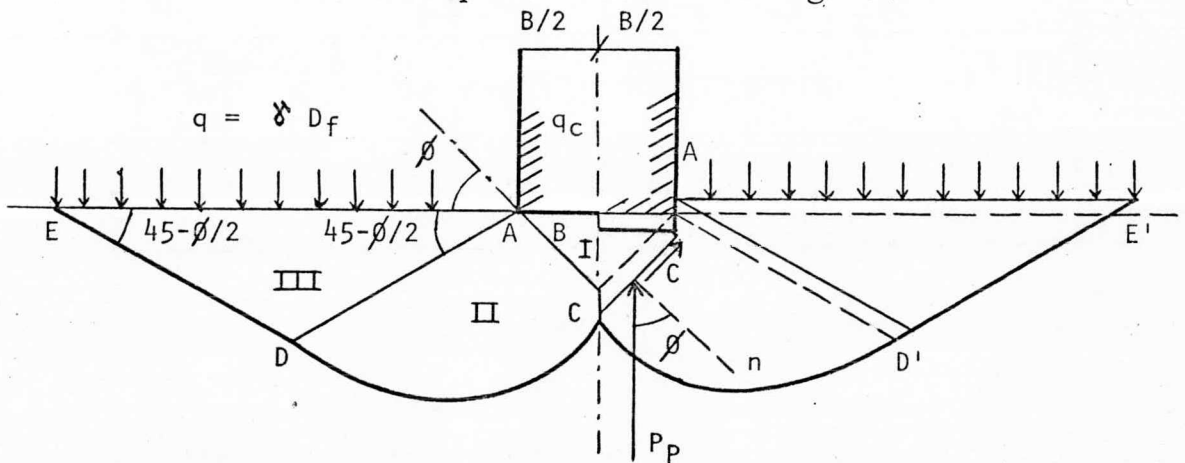


FIG. IV.7 MECANISMO DE FALLA DE UN CIMIENTO CONTINUO POCO PROFUNDO SEGUN TERZAGHI.

La zona I es una cuña que se mueve como un cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. La zona II es una zona de deformación tangencial radial; la frontera AC de esta zona forma con la horizontal el ángulo  $\phi$ , si la base del cimiento es rugosa; si se idealiza como lisa la base del cimiento, dicho ángulo será igual a  $45 + \frac{\phi}{2}$ . La frontera AD forma un ángulo  $45 - \frac{\phi}{2}$  con la horizontal en cualquiera de los 2 casos mencionados. La zona III, es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

Para que el cemento penetre en el terreno, tendrá que vencer las fuerzas resistentes a dicha penetración: como son los efectos producto de la cohesión y de la resistencia pasiva del suelo desplazado; actuantes en la superficie AC. Por estar tratándose un caso de falla incipiente, los empujes formarán un ángulo  $\phi$  con las superficies; es decir serán verticales en cada una de ellas. Terzaghi en su análisis despreja el peso de la cuña I; obteniendo la expresión siguiente, para el cálculo de la capacidad de carga:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

donde

- c = Cohesión
- $\gamma$  = Peso volumétrico del material
- Df = Profundidad de desplante de la cimentación
- B = Ancho de la cimentación
- Nc, Nq y  $N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga; dependen del ángulo de fricción interna  $\phi$  y se obtienen de la figura IV. 8

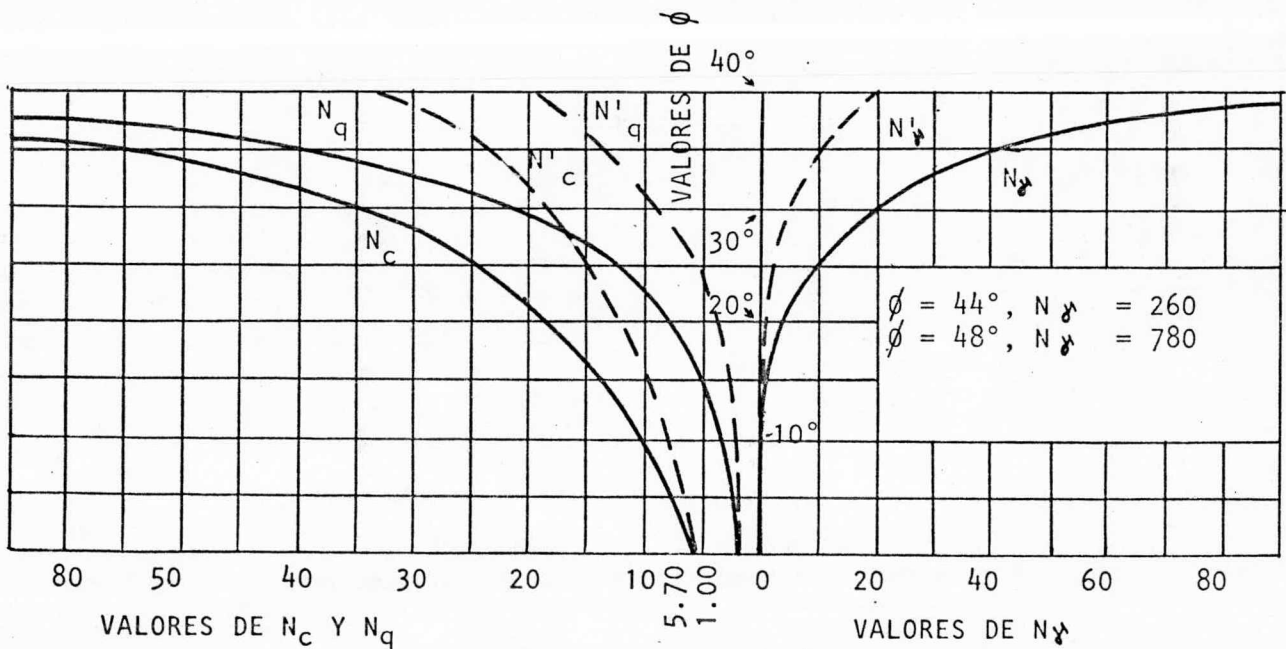


FIG. IV.8 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA APLICACION DE LA TEORIA DE TERZAGHI

Comparando las teorías de falla expuestas aplicándolas a un problema de cimentación por medio de pilotes trabajando por punta desplantadas a una profundidad de 20 m. que atraviesan un estrato de arena suelta de  $\gamma = 1.5 \text{ ton/m}^3$  con un ángulo de fricción interna igual a  $25^\circ$ ; para un pilote de 0.50 m. de diámetro. Los resultados obtenidos usando un factor de seguridad igual a 3 son los siguientes:

Factores de Capacidad de carga.	Terzaghi	Meyerhof
$N_q$	13	15
$N_{\gamma}$	10	9

Con el método de Terzaghi, la capacidad de carga obtenida en el pilote fué de 25.68 toneladas, mientras que usando la ecuación propuesta por Meyerhof, se determinó una capacidad de carga de 19.87 toneladas, se puede ver que los resultados no difieren mucho, sin embargo en los valores obtenidos por el método de Terzaghi, se puede confiar plenamente cuando la cimentación se desplanta a una profundidad menor ó igual a dos veces el ancho de la misma. El método de Meyerhof es apropiado para usarse en arena y gravas, debe tenerse un especial cuidado en los valores obtenidos ya que en ocasiones resultan un poco altos. La teoría de capacidad de carga expuesta por Skempton, es apropiada cuando tienen suelos puramente cohesivos ( $\phi = 0$ ) ya sea aplicado en cimentaciones superficiales, como en cimentaciones profundas.

## V. ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.

### V.1 Factores que Influyen en la Capacidad de Carga.

La capacidad de carga de las cimentaciones queda determinada esencialmente por las propiedades mecánicas del suelo como son: Densidad, resistencia al esfuerzo cortante y características de deformación. Así como de las características físicas de la cimentación (dimensiones, profundidad de desplante, forma y rugocidad). También depende en gran parte del procedimiento constructivo que se emplee en la cimentación. Por consiguiente se genera una gran problemática para los cálculos elaborados matemáticamente, de tal manera que se ha optado por el empleo de métodos simplificados, para la determinación de la capacidad de carga de las cimentaciones.

En la determinación de la capacidad de carga de los pilotes de fricción, es decir los que no se apoyan en un estrato resistente, sino aquellos que transmiten las cargas de la estructura a un estrato cuya resistencia por punta no es suficiente para soportar las cargas ejercidas por la superestructura; basando su capacidad de carga en la fricción que se desarrolla entre el suelo y el fuste de los pilotes, existe incertidumbre en los métodos usados hasta la fecha, principalmente en los pilotes desplantados en arenas, debido a que la resistencia de un pilote por fricción lateral queda determinada por diversos factores muy difíciles de cuantificar como son la compacidad, posición del nivel freático y perturbaciones sobre los pilotes, debidas a la hincas de otros ó nuevas excavaciones, etc.

### V.2 Capacidad de Carga en Arcillas.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción en arcillas se obtiene valuando la fricción positiva desarrollada a lo largo de la superficie lateral de contacto entre pilotes y suelo. Existen varios criterios para determinar la capacidad de carga, el Departamento del Distrito Federal designa la siguiente fórmula para la determinación de la capacidad de carga como la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales.

$$C_f = nA_L fF_R \quad (5.1)$$



donde

- Cf = capacidad de carga por fricción, en ton.
- A<sub>L</sub> = área lateral del pilote, en m<sup>2</sup>.
- f = adherencia lateral media pilote-suelo, en ton/m<sup>2</sup>.
- FR = factor de resistencia igual a 0.7 (art.268)

Para arcillas blandas la adherencia se toma igual a la cohesión la cual se obtiene de la prueba de compresión simple ó de la prueba triaxial no consolidada y no drenada, la cohesión es igual a:

$$c = \frac{q_u}{2} \quad ( 5.2 )$$

donde

- c = cohesión
- q<sub>u</sub> = resistencia de la arcilla a la prueba de compresión simple.

Algunos autores como Tomlinson difieren en el hecho de tomar el valor de la cohesión como igual a la adherencia, en base a pruebas efectuadas se formuló la tabla 5.1 en la cual se relaciona la cohesión con la adherencia en función del material de que está fabricado el pilote.

Tabla 5.1

MATERIAL DEL PILOTE	CONSISTENCIA DE LA ARCILLA	COHESION "C" Ton/m <sup>2</sup>	ADHERENCIA "f" Ton/m <sup>2</sup>
Concreto y Madera	Blanda	0 - 4	0 - 3.5
	Firme	4 - 8	3.5 - 4.5
	Dura	8 - 15	4.5 - 7.0
Acero	Blanda	0 - 4	0 - 3
	Firme	4 - 8	3 - 4
	Dura	8 - 15	?

La cimentación además de los pilotes está constituida por una losa de cimentación, la capacidad de carga del suelo en contacto con la losa de cimentación, se evalúa con la expresión siguiente:

$$Cl = c Ncs Al F_R + Pv Al \quad (5.3)$$

donde

- Cl = capacidad de carga de la losa de cimentación, en ton.
- c = cohesión reducida, en ton/m<sup>2</sup>
- Al = área de la losa, descontando el área que ocupan los pilotes, en m<sup>2</sup>
- Ncs = coeficiente de capacidad de carga
- F<sub>R</sub> = factor de resistencia igual a 0.7 (Art. 268)
- Pv = presión vertical ejercida a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton/m<sup>2</sup>

La cohesión reducida es igual a:

$$c = \alpha c^* \quad (5.4)$$

donde

- $\alpha$  = a 0.67 para suelos arenosos con compacidad relativa menor del 70% y en suelos arcillosos con resistencia a la -- compresión simple qu menor de 5 ton/m<sup>2</sup>. En cualquier otro caso será igual a uno.
- c\* = a el valor medio de la cohesión y de la inclinación de la - envolvente de los círculos de Mohr a la falla del suelo en prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo in situ.

El coeficiente de capacidad de carga Ncs se obtiene de la - figura V.1 .

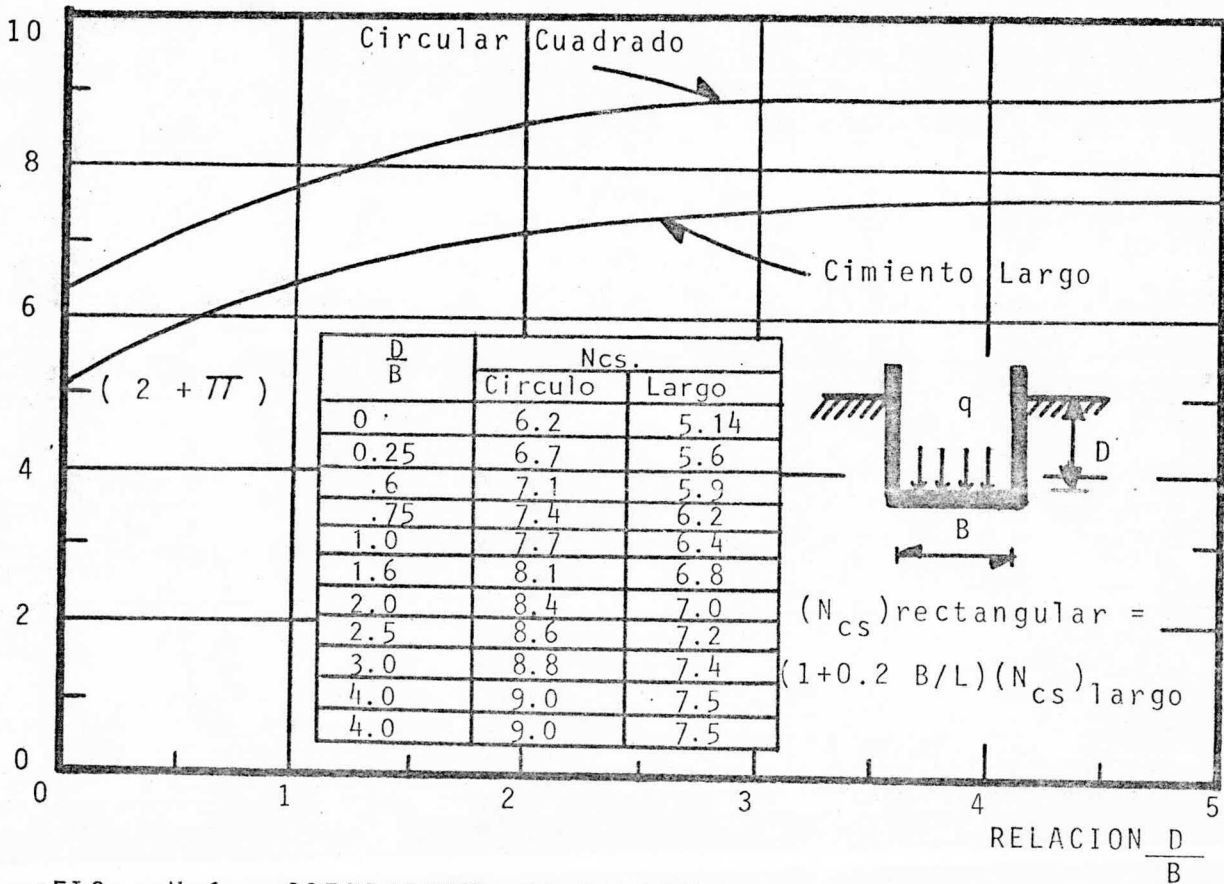


FIG. V.1.- COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga de los pilotes se debe revisar como una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes, la cual se determina con la ecuación 5.5

$$R = \left[ (c N_{cs}) F_R + P_v \right] A_p \quad (5.5)$$

donde

R = capacidad de carga, en ton.

c = cohesión igual a  $\frac{q_u}{2}$  (ton/m<sup>2</sup>).

Ncs = coeficiente de capacidad de carga.

A<sub>p</sub> = área transversal de la pila (m<sup>2</sup>).

P<sub>v</sub> = presión vertical del suelo (ton/m<sup>2</sup>).

F<sub>r</sub> = factor de resistencia igual a 0.7 (Art. 268).

El valor de la capacidad de carga de la pila al igual que la suma de la capacidad de carga de la losa y pilotes individuales - debe ser mayor que la suma de las cargas permanentes, vivas - con intensidad máxima, peso de contratrabes, losa, pilotes, - - afectadas por un factor de seguridad. El Reglamento del D. D. F. en el Art. 220 recomienda usar un factor de seguridad igual a - 1.4, para que la cimentación se comporte adecuadamente durante su vida de servicio.

### V.3 Capacidad de Carga en Arenas.

La capacidad de carga en pilotes de fricción embebidos en arenas como se mencionó anteriormente es un problema sin solución convincente en el aspecto teórico. Existen varias teorías relacionadas con la fricción que se desarrolla entre la arena y - fuste del pilote. Algunas de estas teorías consideran una ley -- lineal de la fricción aumentando esta con la profundidad, si la - fricción se toma como una fracción de la presión normal (  $\gamma Z$  ) la presión lateral será (  $K_0 \gamma Z$  ) donde:

- $K_0$  = coeficiente de empuje del suelo en reposo, varía de 0.40 en arenas sueltas a 0.60 en arenas más compactas.
- $\gamma$  = peso volumétrico del suelo
- $Z$  = profundidad a la cual se desea conocer el empuje horizontal

La fricción en el pilote se obtiene con la siguiente expresión.

$$f_{fr} = K_0 \gamma Z \operatorname{tg} \delta \quad (5.6)$$

donde

$\delta$  = ángulo de fricción entre suelo y pilote, generalmente se - considera igual a  $\frac{2}{3} \phi$

Para el cálculo de la capacidad de carga se hace uso de la expresión:

$$C_f = \frac{1}{2} P \quad ( K_0 \gamma L \tan \delta ) L \quad (5.7)$$

Simplificando la ecuación anterior se tiene:

$$C_f = \frac{1}{2} P \quad K_0 \gamma L^2 \tan \delta \quad (5.8)$$

donde

Cf = capacidad de carga por fricción, en ton.

P = perímetro del pilote

Los demás componentes de la expresión 5.8 tienen el mismo significado enunciado anteriormente.

Cuando se emplee la ecuación 5.8 para evaluar la fricción se usará un factor de seguridad de 3 ó 4, empleándose éste como una guía para el diseño de la cimentación, recomendándose efectuar pruebas de carga para obtener valores más reales.

## VI. ASENTAMIENTOS.

### VI.1 Problemática para la Evaluación de los Asentamientos.

Los pilotes de fricción son el tipo de cimentación más recomendable para cimentar estructuras con cargas grandes por unidad de área, sobre suelos compresibles de gran espesor o cuando el suelo está sujeto a consolidación, reduciéndose con esta cimentación la acción de la fricción negativa.

El diseño de una cimentación de pilotes de fricción, se rige por lo general por los asentamientos medios o diferenciales que se evalúen. Es difícil la determinación de los valores de dichos asentamientos, debido a lo complejo para determinar los esfuerzos y las deformaciones para cargas actuando en el interior del semiespacio elástico (problema de Mindlin). La interacción entre suelo y pilote es compleja debido a lo sensible a las reacciones esfuerzo-deformación-tiempo de suelo y pilotes, además de las deformaciones producidas en el suelo por factores independientes a las cargas permanentes de la cimentación como la eliminación de las presiones de poro existentes mediante el hincado de los pilotes.

Las dificultades para estimar los asentamientos aumentan cuando, además del proceso de consolidación provocado por las cargas permanentes de la estructura y operaciones de construcción, debe de considerarse un proceso de consolidación regional que da lugar a una redistribución de esfuerzos de contacto pilote-suelo con variaciones de signo de la adherencia a lo largo del fuste de los pilotes.

Resendiz y Auvinet desarrollaron un método para determinar los esfuerzos existentes entre pilote-suelo cuando éste se halla sujeto a un proceso de consolidación regional, con el cual se puede determinar la magnitud de la fricción positiva y negativa, y zonas en que se presenta a lo largo de los pilotes.

### VI.2 Hipótesis.

- A) Se supone que la densidad de los pilotes es suficientemente grande y uniforme en el área de la cimentación de manera que el sistema de cargas impuesto al suelo por punta y por cada diferencial de longitud del conjunto de pilotes, es equivalente a una carga de igual magnitud distribuida uniformemente, a la profundidad correspondiente, en el área encerrada por la envolvente del conjunto de pilotes. La presión

uniforme  $\Delta P_h$ , aplicada a la profundidad  $h$  y equivalente al sistema de cargas transmitidas al suelo por la diferencial de longitud  $\Delta h$  de  $n$  pilotes, es:

$$\Delta P_h = \frac{\sum_{i=1}^n f_{hi} \quad \Phi_i \Delta h}{A} \quad (6.1)$$

y la presión uniforme  $\Delta P_p$  aplicada a la profundidad  $(D_f + L)$  y equivalente al sistema de cargas por punta del conjunto de pilotes, es:

$$\Delta P_p = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{pi}}{A} \quad (6.2)$$

donde

- $f_h$  = Fricción ó adherencia unitaria desarrollada entre pilote y suelo a la profundidad de  $h$ .
- $\Phi_h$  = Perímetro de la sección recta del pilote a la misma profundidad.
- $Q_p$  = Fuerza en la punta de los pilotes.
- $A$  = Area en planta encerrada por la envolvente de los  $n$  pilotes.

- b) La deformación del suelo bajo la cimentación es predominantemente vertical y debida al incremento de esfuerzo normal en esa misma dirección.

El incremento vertical de esfuerzo  $\Delta \nabla_v$  en cualquier elemento de suelo se puede calcular como la integral de los incrementos debidos a  $\Delta P_h$  para toda  $h$  entre  $D_f$  y  $D_f + L$ , y a  $\Delta P_p$  (fig. VI.1) tenemos:

$$\Delta \nabla_v = \int_{D_f}^{D_f + L} d \nabla_v (h) \quad (6.3)$$

donde  $d \nabla_v(h)$  es el incremento de esfuerzo que resulta en en el punto considerado por efecto de las presiones uniformes  $\Delta P_p$  ó  $\Delta P_h$ .

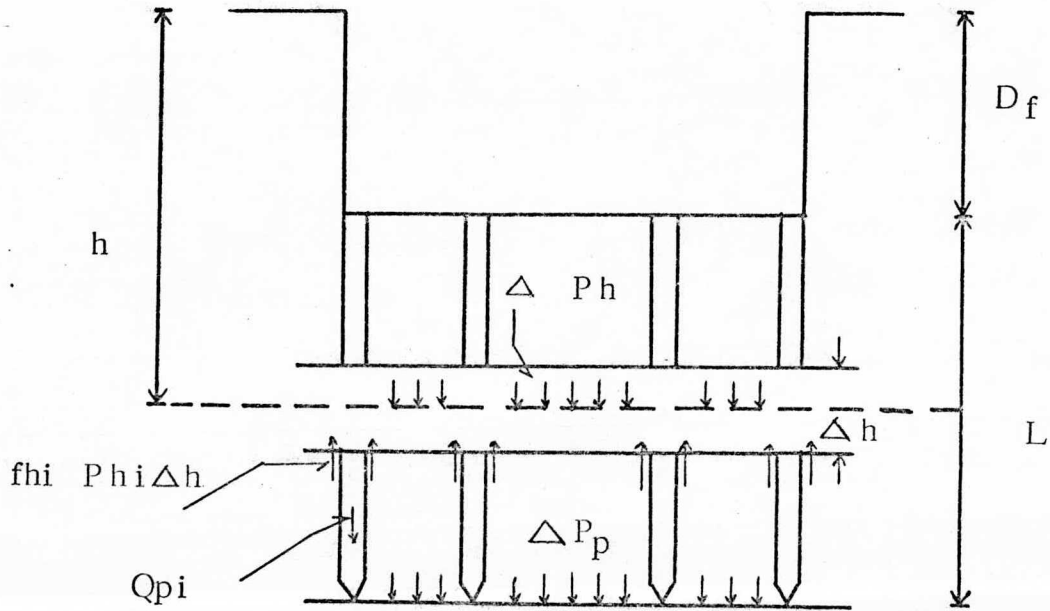


FIG. VI.1 CARGAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS,  $\Delta P_h$  Y  $\Delta P_p$

donde

$f_{hi} \Phi_i \Delta h$  = Reacción del suelo contra el pilote debida a la fricción ( positiva ó negativa ) actuando en  $\Delta h$

$\Delta P_h$  = Carga uniformemente repartida debida a la fricción - ( positiva ó negativa ) que el pilote trasmite al suelo.

$\Delta P_p$  = Carga uniformemente repartida debida a las fuerzas - en la punta.



El problema de Mindlin se basa en una carga puntual aplicada verticalmente hacia abajo en el interior de un semiespacio elástico. Transformándola a una carga distribuida uniformemente en una superficie horizontal en el interior del semiespacio elástico, produce de igual manera, incrementos de esfuerzo vertical positivos en puntos situados abajo del nivel de aplicación de la carga, y negativos en puntos por encima de dicho nivel. Si la carga esta dirigida hacia abajo (fricción positiva) tendrá signo positivo, en caso contrario (fricción negativa), signo negativo. El incremento de esfuerzo puede expresarse de la siguiente manera:

$$\Delta c_h = + \Delta Ph I \quad (6.4)$$

Donde I es función de la profundidad y dimensiones del área cargada, varía de 1.0 a 0.5 (tablas 6.1 y 6.2; figuras VI.2 y VI.3)

TABLA 6.1 VALORES DE I AREA CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA

c / a	$\nu$	0	0.5
1		0.7	0.75
2	I	0.56	0.58
3	.	0.54	0.54
$\infty$		0.5	0.5

c Profundidad del área cargada

2a Diámetro del área cargada

TABLA 6.2 VALORES DE I. AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

c/a	I						
	0			$\nu$	0.5		
	1	2	5		b/a	1	2
0.5	0.91	0.94	0.95		0.96	0.98	0.985
1	0.71	0.78	0.82		0.765	0.83	0.865
2.5	0.555	0.59	0.645		0.56	0.62	0.675
5	0.51	0.535	0.555		0.51	0.535	0.565
$\infty$	0.50	0.50	0.50		0.50	0.50	0.50

c profundidad del área cargada  
 2a dimensión menor del área cargada  
 2b dimensión mayor del área cargada

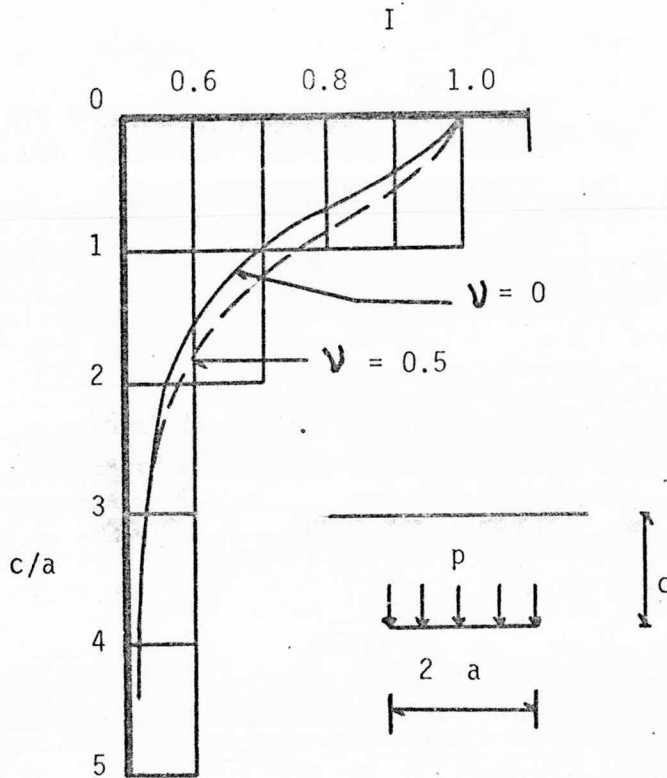


FIG. VI.2 VALORES DEL I AL CENTRO DE UN AREA CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

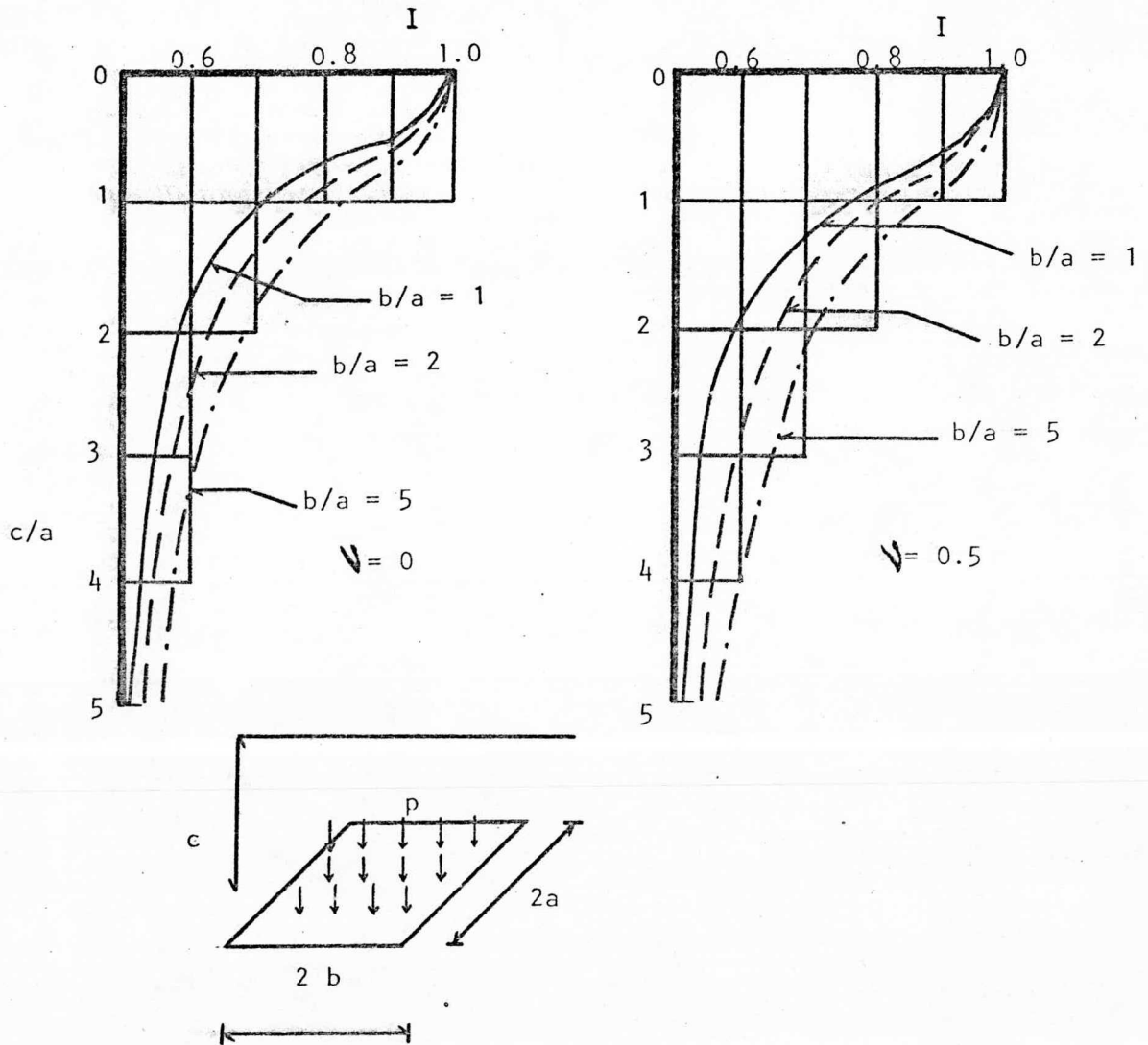


FIG. VI.3 VALORES DE  $I$  AL CENTRO DE UN AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

Por equilibrio, inmediatamente arriba del área donde se está aplicando la carga se presenta un decremento de esfuerzo vertical,  $\Delta dh$ , cuyo valor absoluto es el complemento de  $\Delta ch$ , es decir:

$$\Delta dh = - \Delta Ph (1-I) \quad (6.5)$$

Los esfuerzos verticales en cualquier otro punto pueden calcularse por Boussinesq, suponiendo que:

- El incremento de esfuerzos  $\Delta ch$  produce incremento de esfuerzo sólo hacia abajo del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie del semiespacio.
- El decremento de esfuerzo  $\Delta dh$  produce decrementos de esfuerzo sólo hacia arriba del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie de un semiespacio que se prolonga hacia arriba.

O sea que se considerará aplicada una carga horizontal uniformemente repartida en el interior del semiespacio, produciendo incremento de esfuerzo solamente del punto de aplicación hacia abajo, en caso de disminución de esfuerzo, éste se considerará del punto de aplicación de la carga hacia arriba.

Los errores mayores para el cálculo de esfuerzos que se tienen en la transformación del problema de Mindlin al problema de Boussinesq ocurren cerca de la punta de los pilotes cuando el espaciamiento entre ellos es grande. En los demás niveles de la zona de incremento positivo, se obtienen resultados satisfactorios aún cuando se tienen espaciamientos grandes.

En las zonas de decrementos de esfuerzo, el error es mayor al aumentar el espaciamiento, los errores en los esfuerzos en esta zona se traducen en errores muy pequeños en los asentamientos, dada la gran diferencia entre los módulos de carga y descarga para todos los suelos compresibles.

### VI.3 Procedimiento de Cálculo.

- A) Se considerará como zona compresible la limitada por dos fronteras horizontales: la superior correspondiente a la losa de cimentación (o a un nivel a partir del cual se prevea que el suelo no sufrirá deformaciones), y la inferior a la máxima profundidad a la que existan suelos compresibles.

- B) Se obtendrá la distribución de esfuerzo cortante pilote-suelo.
- C) Calcúlese los cambios de esfuerzo vertical en los puntos de interés con la siguiente secuela:

- Dividase la longitud de los pilotes en  $m$  tramos.
- Considerese aplicada al nivel medio de cada tramo  $j$  una presión uniforme  $P_j$  en toda el área piloteada, y al nivel de la punta de los pilotes una presión uniforme  $P_p$  en que:

$$P_j = \triangle P_h I \quad (6.6)$$

$$P_p = \triangle P_p I \quad (6.7)$$

$P_j$  tomará el signo correspondiente a la fricción (positiva o negativa)

- Calcúlese el cambio de esfuerzo vertical en los puntos abajo del nivel de aplicación en cada tramo  $P_j$  y  $P_p$  mediante la solución de Boussinesq la cual es un caso particular del problema de Mindlin fig. VI.4

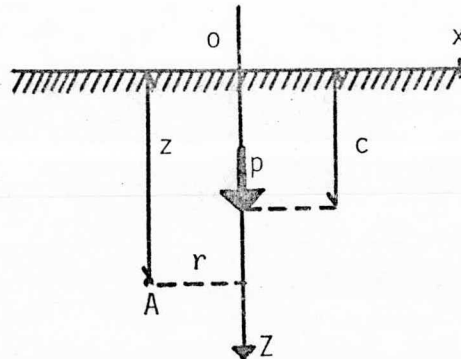


FIG. VI.4 EL PROBLEMA DE MINDLIN

El problema de Boussinesq consiste en hacer  $c = 0$ , con lo que la carga concentrada queda aplicada en la frontera del medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico.

La carga aplicada en la superficie induce esfuerzos en los puntos de cualquier vertical trazada en el medio fig. VI.5, donde  $P$  representa la carga concentrada la cual actúa en la vertical. Donde  $(x, y, z)$  son las coordenadas del punto en que se desea conocer los esfuerzos, referidas a un sistema cartesiano ortogonal cuyo origen coincide con el punto donde se aplica la carga  $P$ .

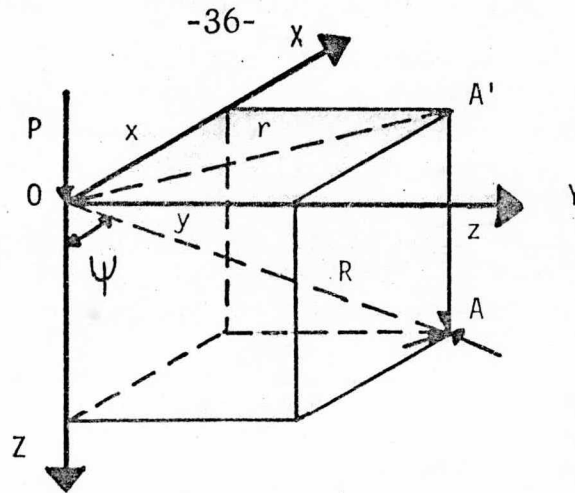


FIG.VI.5 ESFUERZOS PROVOCADOS EN UN PUNTO DE UNA MASA DE SUELO POR UNA CARGA CONCENTRADA.

Si  $r$  es la distancia radial de  $A'$  a  $O$  y  $\Psi$  el ángulo entre el vector posición de  $A(R)$  y el eje  $Z$ , los esfuerzos en el punto- $A$  se escriben:

$$\nabla_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{\cos^5 \Psi}{Z^2} = \frac{3P}{2\pi} \frac{Z^3}{R^5} \quad (6.8)$$

existen otras condiciones de carga como las de una carga lineal uniformemente distribuida, área rectangular uniformemente -- cargada la cual se puede determinar con la integración de la -- ecuación 6.8 en toda el área rectangular obteniéndose la expresión:

$$\nabla_z = \frac{W}{4\pi} \left[ \frac{2xyz (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}}{z^2(x^2 + y^2 + z^2) + x^2 y^2} \cdot \frac{x^2 + y^2 + 2z^2}{x^2 + y^2 + z^2} + \right. \\ \left. \text{ang. tg.} \cdot \frac{2x y z (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}}{z^2(x^2 + y^2 + z^2) - x^2 y^2} \right] \quad (6.9)$$

-Considerese aplicadas en el nivel medio de cada tramo  $j$  una presión uniforme  $d_j$  y al nivel de la punta de los pilotes una presión uniforme  $d_p$ , en que:

$$d_j = \Delta P_h (1 - 1) \quad (6.10)$$

$$d_p = \Delta P_p (1 - 1) \quad (6.11)$$

donde  $d_j$  y  $d_p$  son de sentido contrario a  $P_j$  y  $P_p$ .

-Determinese los cambios de esfuerzo vertical en puntos arriba de los niveles de aplicación de  $d_j$  y  $d_p$ , mediante la solución de Boussinesq.

-Calculese los incrementos netos de esfuerzo vertical como la suma algebraica de incrementos y decrementos debido a las cargas de los distintos tramos en que se dividió la longitud de los pilotes.

D) Finalmente se determinan los asentamientos bajo cualquier punto de la cimentación sumando las deformaciones verticales del suelo producidas por los incrementos de esfuerzos previamente calculados a lo largo de la vertical que pasa por el punto de interés.

## VII.- FRICCIÓN NEGATIVA

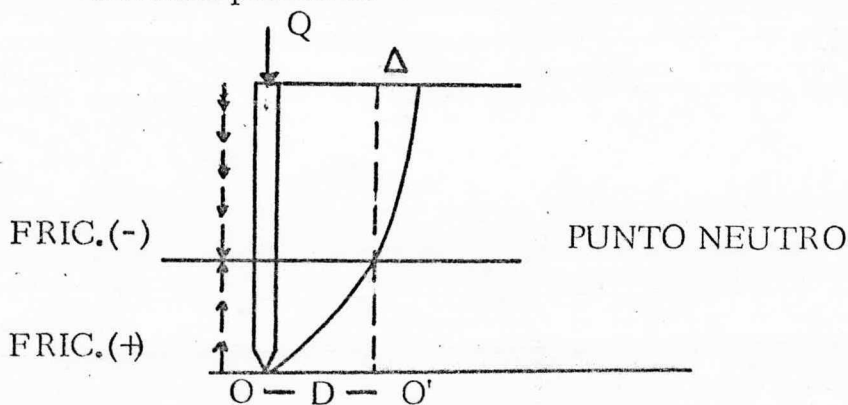
### VII.1.-Definición de Fricción Negativa.

Los esfuerzos en dirección decendente, que se desarrollan en el fuste de los pilotes, alojados en estratos compresibles, - cuando dichos estratos tienden a disminuir su espesor (proceso de consolidación) se le conoce como fricción negativa. La fricción negativa es debida a que el suelo se cuelga del pilote, provocando una disminución en la capacidad de carga del pilote.

El proceso de consolidación del suelo es efecto de diversas causas: Peso de una estructura que se haya construido, peso propio del suelo, principalmente si se trata de relleno reciente, por pérdida de agua en el subsuelo debida a el bombeo de las aguas existentes en el subsuelo, por evaporación, etc., provocándose con esto el abatimiento del nivel freático, lo cual genera una disminución de la relación de vacíos existentes, ocasionando la consolidación de la masa del suelo.

Las capas de suelo más próximas a la superficie se consolidan más rápido que las capas inferiores debido a que la presión ejercida por las estructuras es mayor en la superficie; así como la pérdida de agua y disminución de la relación de vacíos provocando consolidación.

Cuando la penetración del pilote en el estrato comprensible es inferior que el asentamiento de la superficie existe una profundidad en la que el suelo y el pilote deciden a una misma velocidad, este punto es llamado punto neutro. Abajo del cual el suelo se asienta menos que el pilote, produciendose la fricción positiva.



$D$  = Penetración del Pilote

$\Delta$  = Asentamiento de la Superficie

FIG. VII. 1 DISTRIBUICION DE LA FRICCIÓN A LO LARGO DEL PILOTE Y ASENTAMIENTO DE LOS ESTRATOS.



La fricción negativa por lo tanto depende de dos factores: - El asentamiento del suelo en la parte superior del estrato y la penetración del pilote en el mismo.

## VII.2.-Evaluación de la Fricción Negativa.

La fricción negativa  $S ( Z )$  son esfuerzos de corte desarrollados en el fuste de los pilotes, para su evaluación se han propuesto valores empíricos y elaborados los cuales están basados en el análisis de este fenómeno.

Los valores de esfuerzo recomendados para el cálculo de la fricción negativa en pilotes son los siguientes:

Tipo de Suelo	Esfuerzos	$\left[ \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right]$
Arcilla y limos	0.7 a 3	
Arcillas muy duras	5 a 20	
Arena suelta	1 a 4	
Arena densa	3 a 7	

Existen diversos criterios para la evaluación de la fricción negativa.

El primer criterio relaciona  $S ( Z )$  con la resistencia al corte no drenada  $C_u$  del suelo, en ensayos triaxiales no consolidados, no drenados (UU), o en ensayos de veleta in situ. La fricción negativa queda determinada por la ecuación:

$$S ( Z ) = \alpha C_u \quad ( 7.1 )$$

donde  $\alpha$  varía de 1.35 para arcillas blandas a 0.5 para arcillas firmes preconsolidadas. Para pilotes con perforación previa, dichos valores se reducen a la mitad.

Para  $\alpha = 1$  los valores obtenidos coinciden con algo de dispersión, con la fricción negativa presentada en pilotes tubulares de acero hincados en estrato limoarenoso.

Un segundo criterio consiste en la evaluación de la fricción negativa en condiciones de resistencia drenada del suelo determinada con la siguiente expresión:

$$S ( Z ) = \bar{\sigma}_z K f (\phi) \quad ( 7.2 )$$

donde

$\overline{\nabla}_z$  = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de interés

K = relación entre el esfuerzo efectivo horizontal

f( $\phi$ ) = función relacionada con el ángulo de fricción  $\phi$  del suelo en términos de esfuerzo efectivos.

Algunos consideran que el coeficiente K igual a es coeficiente  $K_o$ , donde:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi \quad (7.3)$$

En los pilotes hincados en suelos blandos prevalecen condiciones de plastificación cerca del fuste. De acuerdo con el círculo de Mohr de falla en condiciones drenadas, se tiene:

$$\frac{\overline{\nabla}_h}{\overline{\nabla}_z} = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{1 + \text{sen}^2 \phi} \quad (7.4)$$

Donde  $\phi$  debe de obtenerse de la realización de pruebas en material remoldeado.

Por lo general en la ecuación 7.2 f( $\phi$ ) se toma igual a  $\tan \phi$ , lo que es consistente con el enfoque de la ecuación 7.4, pero parece incompatible con la suposición de que  $K = K_o$ . Se llega así a las expresiones siguientes:

$$\frac{S(Z)}{\overline{\nabla}_z} = (1 - \text{sen } \phi) \tan \phi \quad (7.5)$$

$$\frac{S(Z)}{\overline{\nabla}_z} = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{1 + \text{sen}^2 \phi} \tan \phi \quad (7.6)$$

Sobre bases semejantes se establece la ecuación siguiente:

$$\frac{S(Z)}{\overline{\nabla}_z} = (2 - \text{sen } \phi) \frac{\text{sen}^2 \phi}{4} \quad (7.7)$$

En la figura VII.2 se puede ver que la diferencia entre las ecuaciones 7.5, 7.6 y 7.7 no son muy significativas. En los tres casos,  $\frac{S(Z)}{\overline{\nabla}_z}$

varía poco con el ángulo  $\phi$ , excepto para valores bajos del ángulo de fricción. Por lo que los esfuerzos inducidos por fricción -- negativa no sean afectados por pequeñas variaciones en las propiedades del suelo.

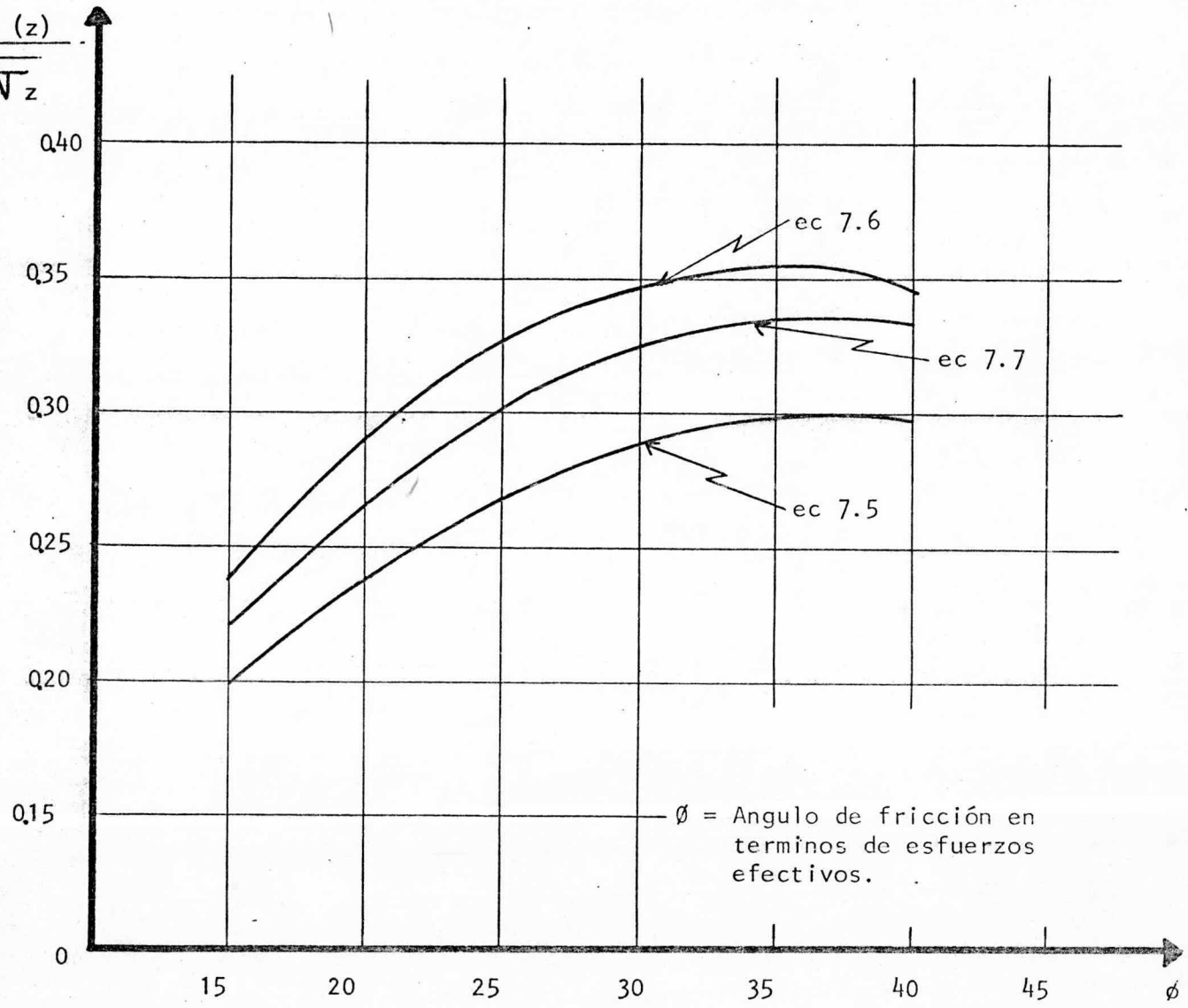


FIG. VII.2 FRICCIÓN NORMALIZADA RESPECTO AL ESFUERZO EFECTIVO VERTICAL EN FUNCIÓN DEL ANGULO DE FRICCIÓN  $\phi$ .

Experimentalmente se han encontrado valores de  $\frac{S(Z)}{\bar{\nabla}_z}$

Comprendidos entre 0.18 y 0.26 para pilotes de acero hincado hasta la roca base a través de un estrato arcilloso sometido a una sobrecarga superficial, en otros experimentos se han obtenido valores que varían de 0.20 a 0.35

Para la evaluación de la evolución de la fricción negativa con el tiempo se sugiere la ecuación propuesta por Zeevaert.

$$S(Z)_t = \bar{\nabla}_h F(T_v) \tan \phi \quad (7.8)$$

donde  $T_v$  es el factor de tiempo de consolidación estimado para la zona remoldeada alrededor del pilote y  $F(T_v)$ , la función grado de consolidación-factor tiempo de Terzaghi.

El tercer criterio combina los dos enfoques anteriores, relacionando la fricción con la resistencia no drenada del suelo  $C_u$  normalizada respecto al esfuerzo efectivo vertical  $\bar{\nabla}_z$ . Para ello se usa la relación entre el coeficiente  $K$  y  $\frac{C_u}{\bar{\nabla}_z}$  que sustituyéndolas en la ecuación 7.2 se obtiene la ecuación siguiente:

$$S(Z) = 1.5 C_u \tan \phi \quad (7.9)$$

Por otra parte Dawson ha establecido una correlación entre la fricción y  $C_u$  normalizadas respecto a  $\bar{\nabla}_z$ . Esta correlación toma en cuenta en una forma implícita el incremento de resistencia atribuible a la reconsolidación del material cerca del pilote, pero no refleja las condiciones drenadas en las que ocurre la transferencia de esfuerzo del suelo al pilote.

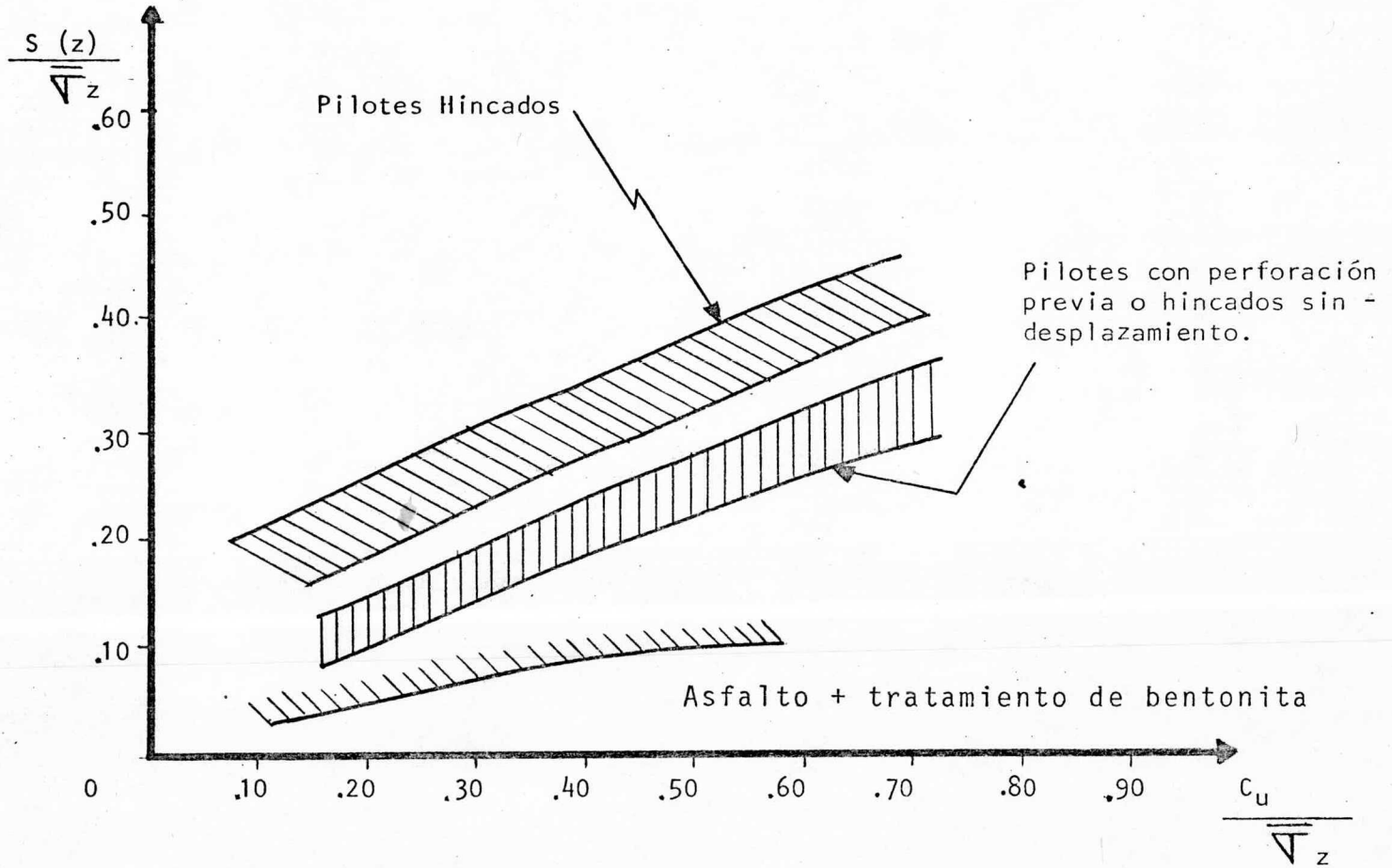


FIG. VII.3 CORRELACION ENTRE FRICCION Y RESISTENCIA NO DRENADA NORMALIZADA RESPECTO AL ESFUERZO EFECTIVO VERTICAL.

## VIII. METODOS CONSTRUCTIVOS.

### VIII.1 Pilotes colados en el Lugar.

Existen una gran variedad de tipos de pilotes colados en el lugar en el cual van a cumplir el cometido de sustentar la superestructura, para que en ésta existan buenas condiciones de servicio. Este tipo de pilotes se clasifican de acuerdo a los procedimientos que se empleen para su construcción, que comprenden la excavación de perforaciones ademadas ó no, que posteriormente se llenan de concreto. Los ademes son penetrados a presión por medio de gatos.

Los pilotes con ademe se usan cuando la excavación tiende a cerrarse por el derrumbe de las paredes de la excavación previa a la construcción del pilote, los pilotes sin ademe se usan en caso contrario. Existen entre los pilotes con ademes dos clases que son: con ademe permanente y con ademe únicamente durante el tiempo de construcción del pilote.

#### VIII.1.1 A continuación se enuncian los tipos de pilotes más comunes colados en el lugar sin ademe permanente.

##### A) Pilotes de concreto comprimido con base amplia.

Son usuales donde el estrato resistente es relativamente delgado y no es muy profundo; la base amplia genera menores esfuerzos de contacto.

El equipo constructivo está formado por un ademe tubular hueco, con un émbolo interior que ajuste perfectamente en él. La secuencia constructiva es la siguiente ( Fig. VIII.1). Se hinca el ademe con el émbolo metido hasta el fondo; posteriormente, se levanta el émbolo hasta retirarlo del ademe, llenándolo a continuación de concreto hasta cierta altura, se introduce el émbolo hasta el nivel del concreto, se rehince el ademe con el émbolo llevándolo nuevamente hasta el fondo, a través del concreto fresco con lo que se produce la ampliación de la base. Se retira nuevamente el émbolo y se llena de concreto todo el ademe.

Posteriormente se procede a retirar el ademe con presión hacia arriba, dando una contrapresión sobre el concreto con el émbolo para garantizar que el concreto no sea arrastrado hacia arriba.

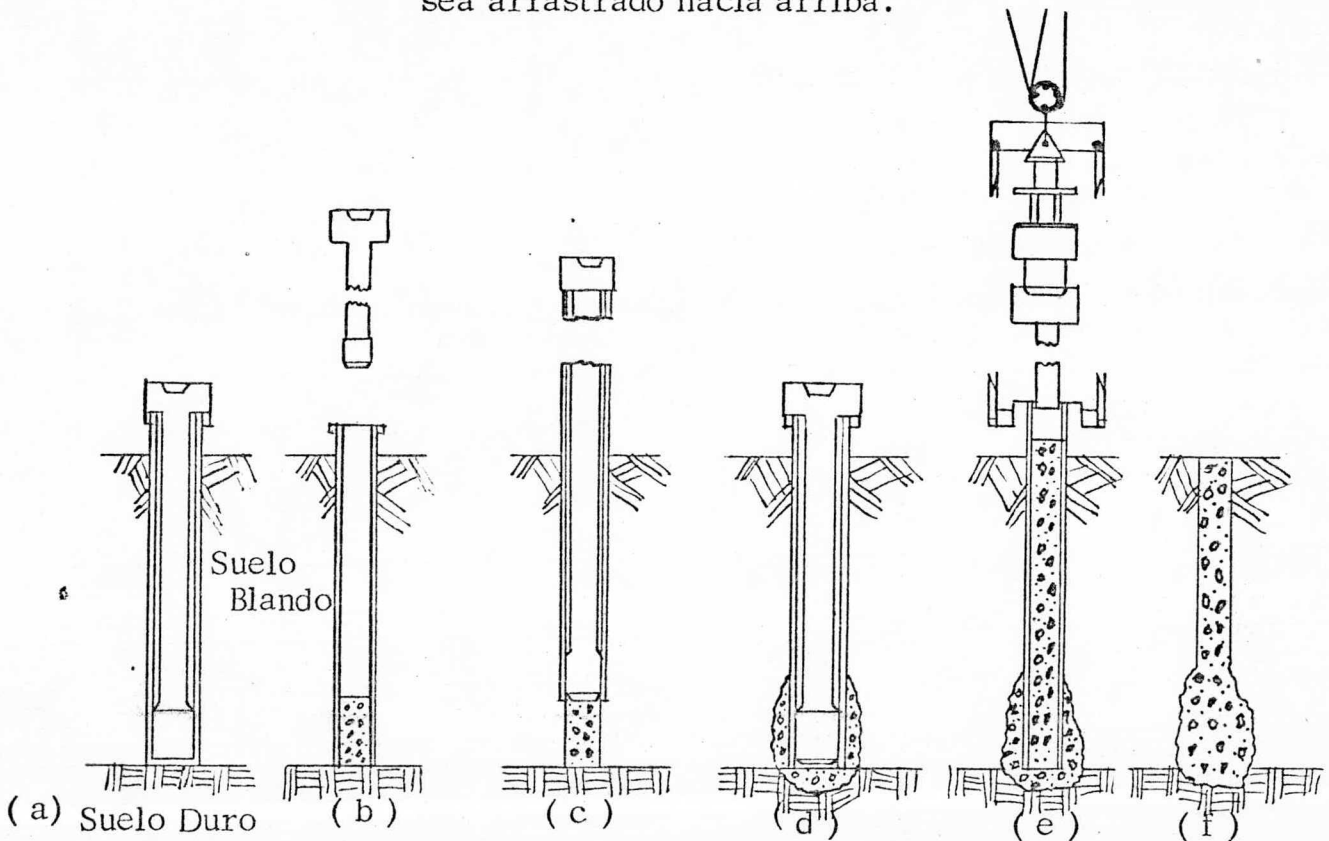


FIG. VIII. 1 PILOTE DE CONCRETO COMPRIMIDO DE BASE AMPLIADA.

B) Pilotes Mc Arthur de concreto comprimido.

Se construyen hasta con un diámetro de 60 cm. en cualquier tipo de suelo, siempre y cuando éste no ceda lateralmente cuando el concreto sea presionado con el émbolo. El método constructivo consiste en un ademe tubular y un émbolo que ajusta perfectamente en el interior del ademe. Primeramente se procede a la hincada del ademe circular con el émbolo bajado hasta su parte inferior; logrando el nivel deseado, se retira el émbolo y se rellena el ademe de concreto; posteriormente se extrae el ademe por tracción asegurando el concreto con el peso del émbolo para evitar que sea arrastrado hacia afuera como se muestra en la figura VIII. 2 .



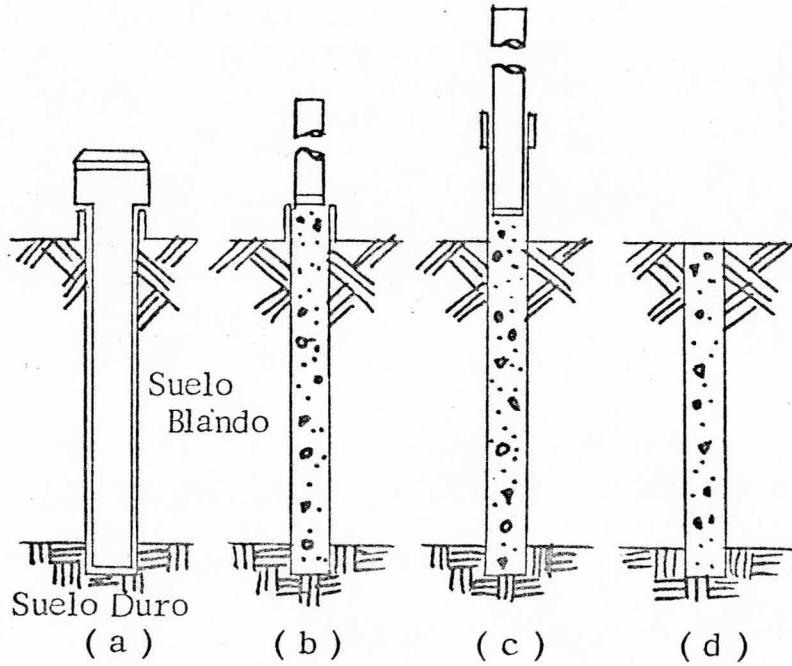


FIG. VIII. 2 PILOTE McARTHUR.

C) Pilotes Simplex.

Este tipo de pilote se puede hincar en suelos blandos ó -- relativamente duros. Para la fabricación de estos pilotes se requiere que al retirar el ademe quede formado un --- buen molde para el vaciado de concreto, por lo que deberá colocarse un ademe interior ligero en caso de que la con- sistencia del suelo no garantice dicho molde. La punta del dispositivo de hincado queda en el suelo sin que pueda ésta recuperarse. Fig. VIII. 3.

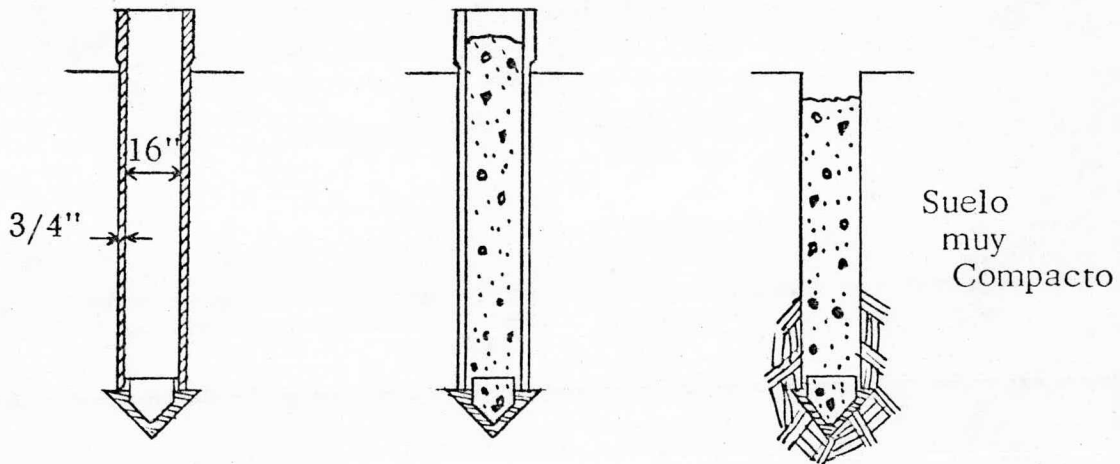


FIG. VIII. 3. PILOTE SIMPLEX.

#### D) Pilotes Vibro.

Este tipo de pilotes son los apropiados para ser -  
construidos a través de un suelo que aún siendo blando  
tenga la consistencia necesaria para que el concreto -  
no se difunda lateralmente.

La fabricación del pilote Vibro, es similar a la -  
del pilote Simplex; la extracción del tubo y formación  
del pilote se logra por medio de golpes de martillo --  
hacia arriba y hacia abajo. Con el golpe hacia arriba,  
el ademe sube un poco y una parte del concreto que lo -  
llena fluye hacia abajo y lateralmente llenando el espa-  
cio anular que ocupaba anteriormente el ademe. En -  
el golpe hacia abajo, el ademe y la columna de concre-  
to suprayacente actúan como un pistón que compacta -  
el concreto a nivel inferior. El golpe hacia abajo se -  
efectúa con menor carrera que el golpe hacia arriba. -  
Los golpes se dan con una frecuencia de 80 por minuto  
y la velocidad de ascenso del conjunto es de 1.20 m. -  
por minuto. La superficie lateral del pilote resulta -  
corrugada obteniéndose una buena adherencia entre --  
pilote-suelo.

VIII.1.2 Pilotes colados en el lugar que requieren ademado permanente.- El ademe permanente por lo general es de lámina corrugada, se coloca dentro del ademe de hincia que posteriormente es retirado.

A continuación se describen algunos pilotes de este tipo.

A) Pilotes Button-Bottom.

Estos pilotes se utilizan cuando se desea obtener un incremento en el área de apoyo del pilote. Se construyen hasta de una longitud de 30 m., soportando cargas del orden de 50 toneladas. Primeramente se procede al hincado del ademe exterior hasta la profundidad deseada, llevando en su extremo inferior una zapata independiente de concreto precolado que queda en el interior del suelo perdiéndose en cada pilote, se introduce el ademe corrugado hasta su fondo, fijándose a la zapata con un dispositivo especial que atornilla ambas partes. Procediéndose a rellenar de concreto el ademe y por último se extrae el tubo de hincia. Fig. VIII. 4.

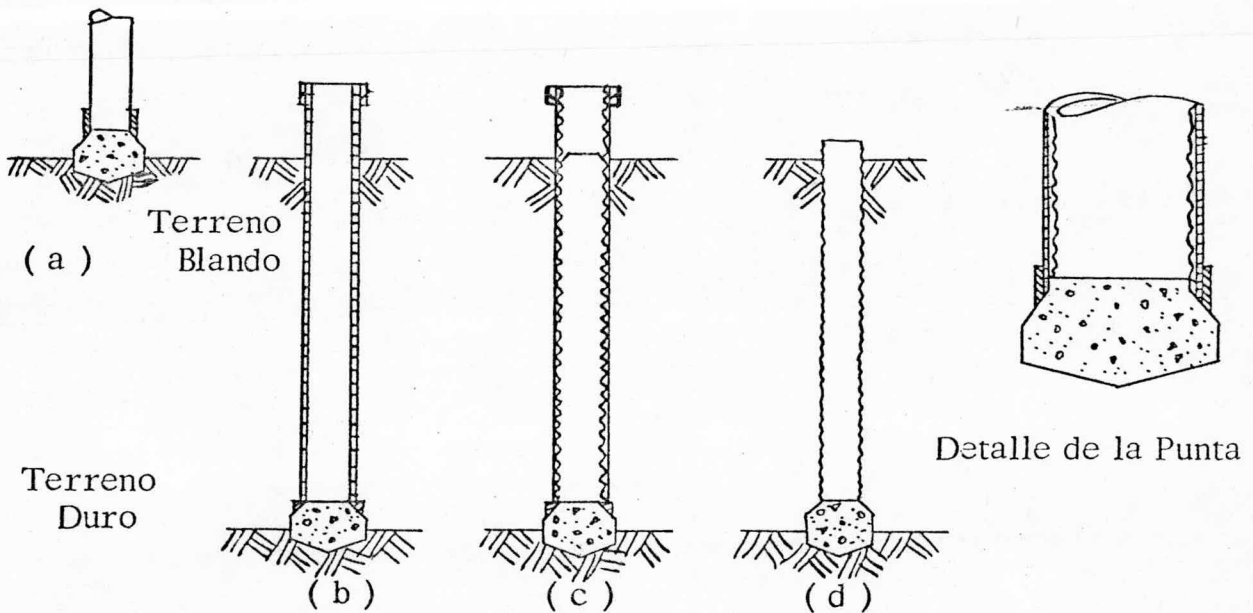


FIG. VIII. 4 PILOTE BUTTON-BOTTOM.

B) Pilotes Raymond con ademe metálico delgado hincados -- con mandril.

Estos pilotes pueden usarse para trabajar por punta ó por fricción y en cualquier tipo de suelo donde sea necesario el uso de pilotes. El ademe corrugado es hincado por medio de una pieza, denominada mandril, que penetra en su interior, adaptando su forma y se extrae una vez alcanzada la profundidad deseada. Posteriormente se hace una revisión del ademe para ver si se encuentra en condición adecuada para proceder al colado del concreto que puede ser simple ó reforzado como se muestra en la fig. VIII.5.

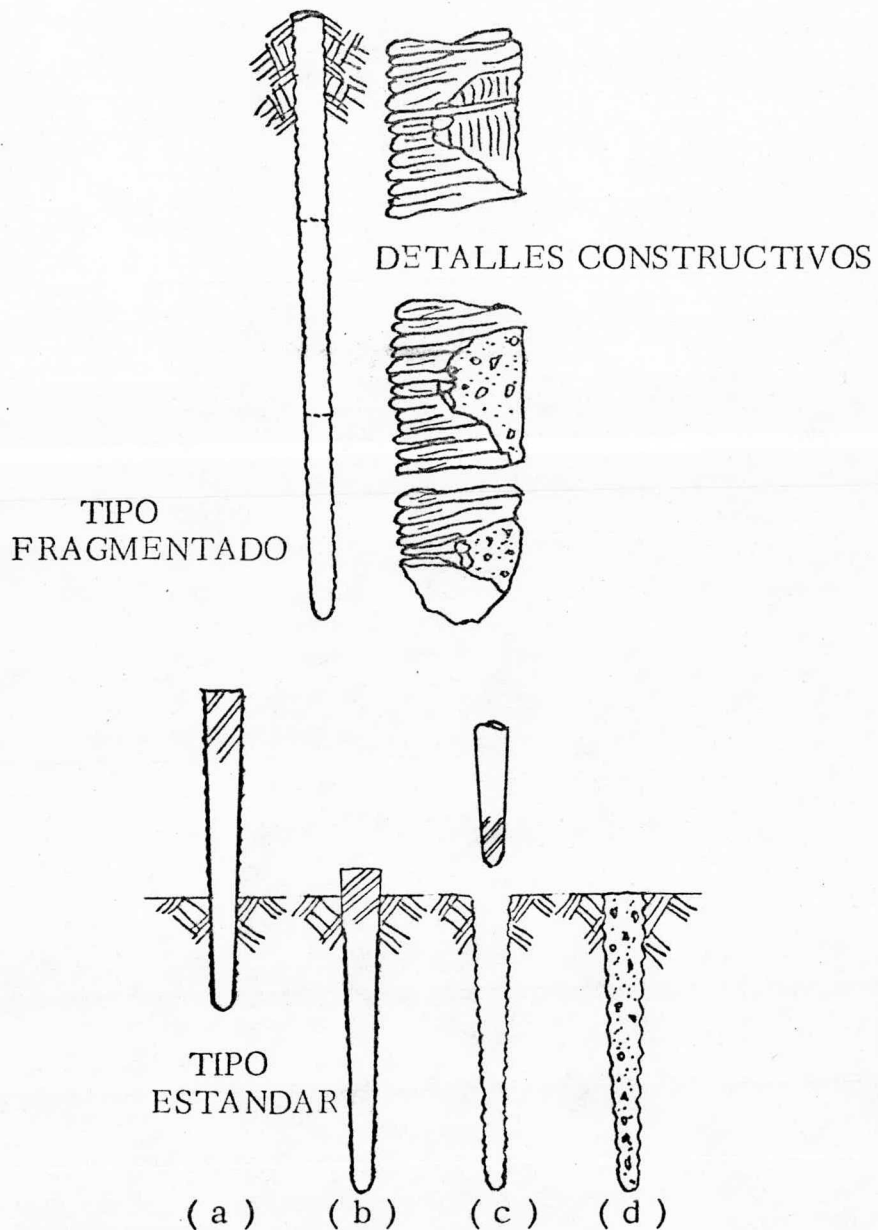


FIG. VIII.5 PILOTE RAYMOND.

## VIII.2 Pilotes Hincados a Presión ó Preexcavados.

Para el hincado de pilotes, sean de madera, concreto ó de acero, se hace uso de martinets, los cuales están constituidos de dos partes: La base ó soporte, y el armazón o castillete.

La base está montada sobre rodillos ó sobre orugas, - con el objeto de que se facilite su transporte. Sobre la base se localiza el castillete. Los martinets emplean por lo general el vapor como energía motriz, llevan una caldera vertical montada sobre la base así como una máquina de vapor.

Los martillos son movidos por vapor ó aire comprimido. También existen martinets de caída libre que consisten en una masa, que se desliza entre guías hasta golpear la cabeza -- del pilote para su hinca. Es necesario colocar sobre la cabeza del pilote un capacete de choque para suavizar el golpe y evitar que éste se deteriore. Fig. VIII.6

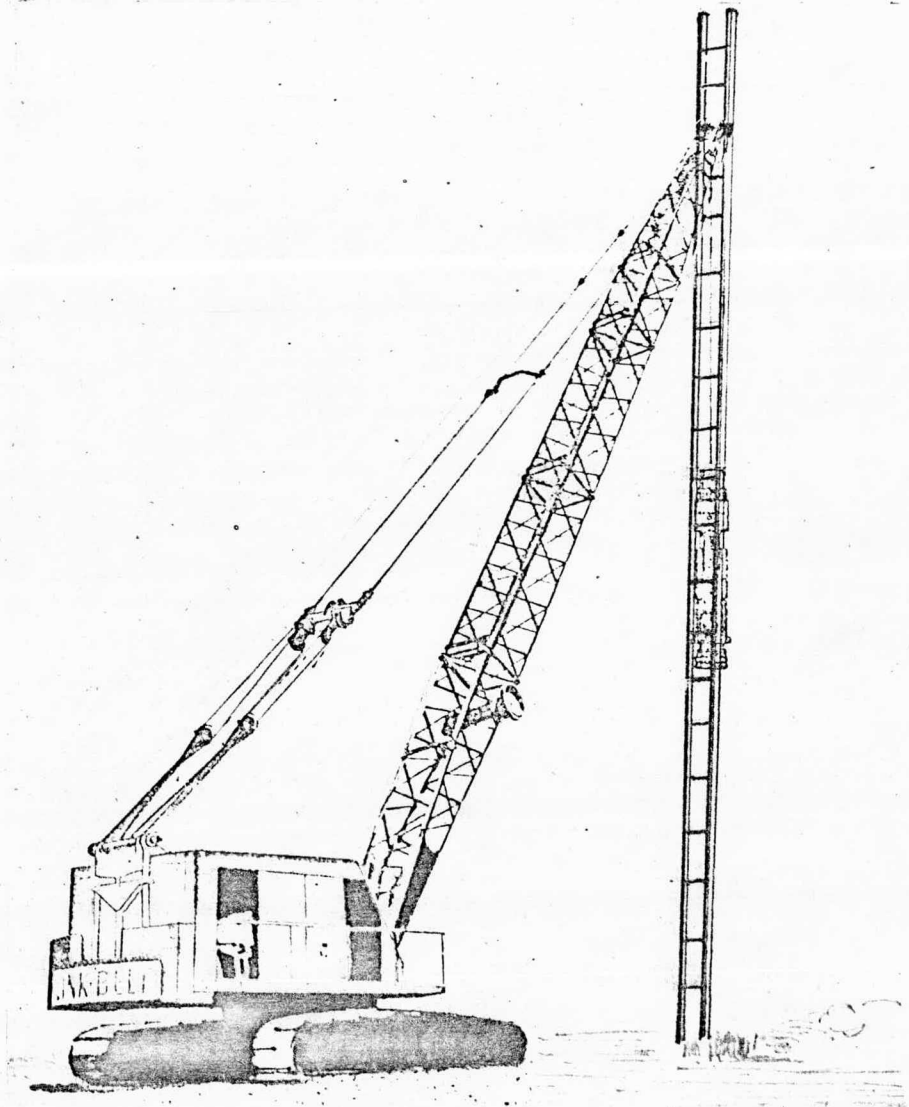


FIG. VIII.6 MAQUINA PILOTEADORA.

Los pilotes precolados más usados en la práctica pueden ser de dos tipos: Reforzados y Preesforzados, cuyo procedimiento constructivo se describe a continuación:

A) Pilotes Miga.

Estos son pilotes hincados a presión en pequeños tramos de unos 50 cm de longitud. Son útiles para trabajos de recimentación en que se disponga de poco espacio para maniobrar. Las secciones, generalmente cuadradas o circulares, tienen un hueco en el centro de unos 8 cm. de diámetro; este hueco sirve tanto para verificar la construcción del pilote, como para armarlo al fin del hincado.

El método de construcción consiste en hacer una pequeña excavación en cuyo fondo se coloca la primera sección del pilote con punta metálica, que se presiona con un gato para lograr su hincado; en trabajos de recimentación, la reacción del gato la da la estructura existente. Hincada la primera sección, se le une una segunda, por medio de un collar de acero, repitiéndose esta operación el número de veces que sea necesario.

B) Pilotes Gigantes.

Se construyen de concreto, protegidos por canales de --  
acero que le sirven de camisa protegiéndolo de los gol--  
pes efectuados por el martinete en el proceso de hincado.  
Se embonan con una zapata de acero que cubre la punta -  
del pilote, transmitiendo la energía de impacto directa -  
mente a la punta del pilote, con lo que se puede lograr -  
mayor profundidad del pilotaje.

El golpe de hincado se efectúa en un cabezal de acero co-  
locado en la armadura de canales. A la terminación del  
hincado del pilote se extraen los canales jalándolos; el -  
hincado de los pilotes vecinos confina el suelo en los es-  
pacios dejados por el desalojo de los canales.

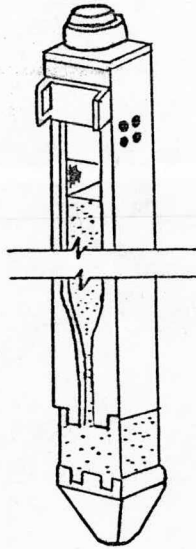


FIG. VIII. 8 PILOTE GIGANTE.

C) Pilotes Hawcube.

Estos pilotes están constituídos de tramos precolados de 1.5 a 3.0 m. de longitud. Al irse hincando se van ---- uniendo por machihembrado con mortero.



## IX. EJEMPLOS

### IX.1 Planteamiento.

Se va a construir un edificio en la Cd. de México, destinado para departamentos, está formado por planta baja y tres plantas tipo. La estructura estará constituida por columnas, trabes y losas de concreto. El peso unitario medio  $\bar{W}$  (suma de cargas permanentes y vivas con intensidad máxima) de la estructura será de 4.5 ton/m<sup>2</sup>. Las dimensiones del edificio son de 15 m. de ancho y 80 m. de largo.

### IX.2 Investigación del Subsuelo.

#### IX.2.1 Investigación de las Estructuras Colindantes, Reconocimiento y Sondeos.

La estructura a cimentar no tiene otras estructuras en colindancia. Se efectuaron exploraciones en la zona circunvecina, encontrándose suelos compresibles con espesor de 20 m. El edificio se localizará en la zona III, según la clasificación del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias (Art. 262). Debido a que  $\bar{W}$  es igual a 4.5 ton/m<sup>2</sup> y probablemente se tenga que desplantar a una profundidad mayor de 2.5 m., los requisitos mínimos según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, para la investigación del subsuelo son los enunciados en el Artículo 262, para la Zona III (Espesor de material compresible  $H > 20$  m.) con  $W > 4$  ton/m<sup>2</sup> y  $D_f > 2.5$  m., por lo que en nuestro caso en particular se vio la necesidad de llevar los sondeos a una profundidad de 40 m.

El resultado de los sondeos efectuados se ilustra en la figura IX.1, siendo un estrato de arcilla homogénea. La capa resistente se localiza a 40 m. de profundidad. El nivel freático se encuentra a 3 m. del nivel del terreno natural. El número de golpes obtenidos de la prueba de penetración estandar se muestra en la fig. IX.1

## IX.2.2 Pruebas de Laboratorio.

En base a las muestras obtenidas con el Penetrómetro Standar se determino: El contenido de agua natural, densidad de los sólidos, y los límites líquido y plástico mostrados en la fig. IX.1 . Se obtuvieron curvas de compresibilidad a cada 8 m. figs. IX.2 a la IX.6 y los valores de resistencia a la compresión simple y de carga de preconsolidación se muestran en la figura IX.7

La clasificación del suelo se efectuó de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, a partir de las propiedades índices.

## IX.2.3 Tendencia de los Movimientos del Suelo Debidos a Consolidación Regional.

La zona presenta hundimientos ocasionados por la consolidación regional alcanzando un valor promedio de 10 cm. por año.

## IX.3 Análisis y Diseño.

En la revisión de los estados límite de servicio, se consideran las acciones y resistencias afectadas por un factor de resistencia ó de carga igual a uno, con el objeto de evaluar en forma más real el comportamiento de las cimentaciones en cuanto a asentamientos ó emersiones diferidos. Debe también hacerse la revisión de la cimentación considerando los estados de falla. La revisión de estados límite de falla, se hará aplicando a las cargas y resistencias los factores que determina el Reglamento Artículo 220 y Artículo 268 .

Se propone una cimentación consistente en una retícula de contratraveses y muros de contención y una losa armada desplantada a 1.6 m. de profundidad, apoyada en 150 pilotes de fricción de 30 m. de longitud.

### IX. 3. 1 Acciones.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal Artículo 215 las acciones a considerar son las siguientes :

- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima (4.5 ton/m<sup>2</sup>).
- Combinación de cargas permanentes, cargas vivas con intensidad instantanea y acción accidental más crítica (sismo). La combinación anterior lleva a una carga vertical de 4.2 ton/m<sup>2</sup> y a un momento de volteo equivalente a una excentricidad de 1.5 m. de la carga vertical en la dirección corta del edificio.
- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media de 4.1 ton/m<sup>2</sup>.
- Acciones atribuibles a consolidación regional (Artículo 266).
- Peso propio de la cimentación (Artículo 266) (cada pilote pesará 9.04 ton), más el peso de la retícula de contratrabes y muros de contención (estimado en 700 ton) y más el peso de la losa armada ( 288 ton).
- Descarga por excavación igual a  $1.5 \times 1.5 = 2.25$  ton/m<sup>2</sup>.

### IX. 3. 2 Estados Límites de Servicio.

Los asentamientos o emersiones totales se calcularán, para la combinación de acciones más variables con intensidad media según el procedimiento simplificado.

- a) Se considerará como zona compresible la limitada por dos fronteras horizontales: la superior correspondiente al nivel neutro ( NN ) y la inferior a la máxima profundidad a la que existan suelos compresibles en este caso en particular 40m. La profundidad del nivel neutro se determina mediante tanteos hasta satisfacer la igualdad.

$$Q = C_p + F_{NN} - pp$$

donde

$Q =$  carga total tomada por la cabeza de los pilotes, calculada como la diferencia entre la carga total actuante sobre el nivel de desplante (combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media) y la descarga de compensación.

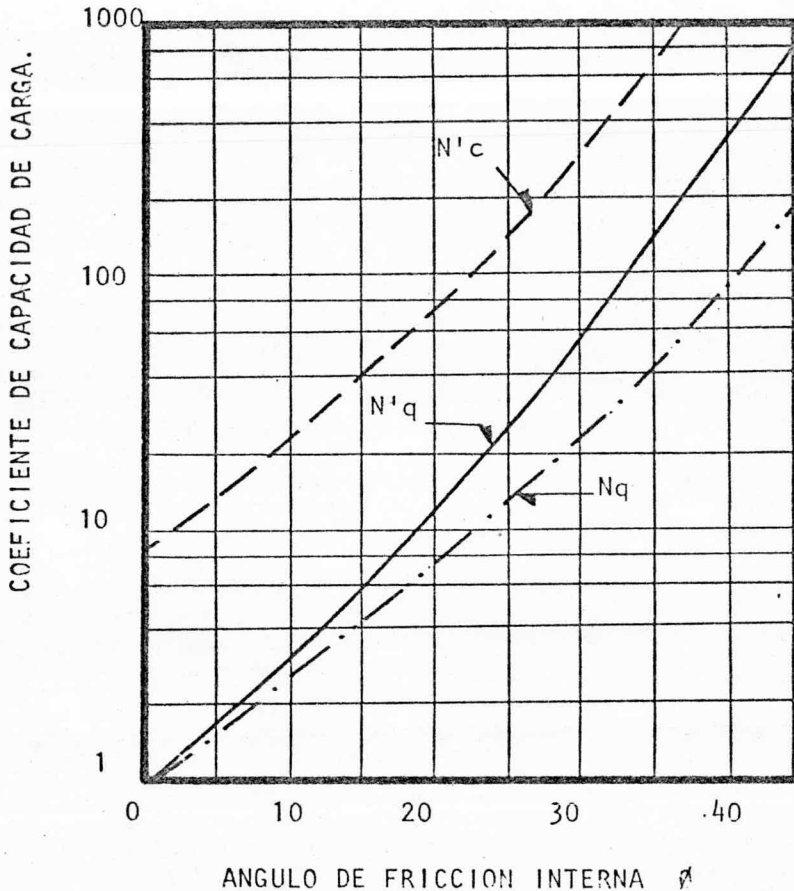
$C_p =$  capacidad de carga total por punta de los pilotes con factor de resistencia unitario.

$F_{MN}^+ - pp =$  fricción positiva total que puede desarrollarse entre la punta de los pilotes y el nivel neutro con factor de resistencia unitario.

donde  $C_p$  es igual a :

$$C_p = N \left[ (c N'c) F_R + P_v \right] A_p$$

$N'c$  se obtiene de la tabla 9.1



El coef.  $N'q$  solo podrá tomarse en cuenta si el pilote está empotrado en el estrato resistente hasta una profundidad mínima igual a  $D=4\sqrt{N'q} B^*$ . En caso contrario se interpolará entre  $N'q$  y  $Nq$  proporcionalmente a la relación  $D/B$

\* $B$  ancho del pilote

$$N\phi = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

TABLA 9.1 COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA.

El significado de los demás miembros se enunció anteriormente.

$$C_p = 150 \left[ (1.8 \times 9)(1) + 24.3 \right] 0.1256$$

$$C_p = 763.02 \text{ Ton.}$$

$$F_{NN}^+ - pp = Q - C_p$$

$$Q = 4.1 \times 15 \times 80 + 150 \times 9.04 + 700 + 288 - 1.5 \times 1.5$$

$$Q = 7261.75 \text{ Ton.}$$

$$F_{NN}^+ - pp = 7261.75 - 763.02$$

$$F_{NN}^+ - pp = 6498.73$$

Si consideramos la adherencia pilote-suelo igual a la cohesión, se tiene que el nivel neutro se localiza a 10.85 m. de profundidad a partir de la losa de cimentación, basándose en la ecuación siguiente ( Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ).

$$C_f = n A_L f F_R$$

donde

$$F_R = 1$$

$$A_L = \pi D L$$

Substituyendo en la ecuación anterior se tiene :

$$C_f = n L \pi D f$$

$$L = \frac{C_f}{n \pi f D} = \frac{6498.73}{150 \pi (1.8)(0.4)}$$

$$L = 19.15 \text{ m.}$$

El nivel neutro se localiza a  $30 - 19.15 = 10.85$  m. de profundidad a partir de la losa de cimentación aproximadamente 11 metros.

- b) Posteriormente se determinan los incrementos de esfuerzos verticales en varios puntos, como se ilustra a continuación:

-Se divide el estrato compresible en tramos y se considerará aplicada al nivel medio de cada tramo  $i$  una presión uniforme  $P_i$  en toda el área piloteada y al nivel de la punta de los pilotes una presión uniforme  $P_p$  en que :

$$P_i = \frac{F_i^+}{A} |$$

$$P_p = \frac{C_p}{A} |$$

donde

$F_i^+$  = fricción positiva en el tramo  $i$  del conjunto de pilotes.

| = coeficiente que se obtiene de la tabla 9.2

A = área piloteada

- Se calculan los incrementos de esfuerzo vertical  $d_i$  a bajo del nivel de aplicación de cada carga mediante la solución de Boussinesq.

- Se consideran, aplicadas a las mismas elevaciones que las cargas anteriores, descargas uniformes de valor  $d_i$  al nivel medio de cada tramo del conjunto de pilotes y de valor  $d_p$  al nivel de las puntas en que :

$$d_i = \frac{F_i^+}{A} (1 - |)$$

$$d_p = \frac{C_p}{A} (1 - |)$$

- Se determinan los decrementos de esfuerzo vertical - arriba de los niveles de aplicación de las descargas - anteriores suponiendo que se distribuyen hacia arriba - según la solución de Boussinesq.
- Se calculan los incrementos netos de esfuerzo vertical - como la suma algebraica de incrementos y decrementos - debido a las cargas de los distintos tramos en que se - - dividió la zona de fricción positiva y a la carga por - - - punta, como se ilustra en las tablas 9.3 a la 9.7

TABLA 9.2 VALORES DE  $I$

$\frac{z}{r}$	$I$
0	1.00
1	0.70
2	0.56
3	0.54
$\infty$	0.50

donde

$z$  = profundidad del plano de aplicación de la carga medida desde la superficie.

$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$  radio equivalente del área cargada.

T A B L A 9 . 3

RAMO	PROF (M)	Z M (M)	LONGITUD ( M )	ADHERENCIA (ton/m2)	$F_i^+$ ( ton )	$F_i^+ / A$ (ton/m2)	$\frac{z}{r}$	l	P (+) (ton/m2)	d (-) (ton/m2)
1	11-17	14	6	2.0	2261.88	1.88	0.72	0.78	1.47	0.41
2	17-22	19.5	5	1.7	1602.16	1.33	0.99	0.70	0.93	0.40
3	22-27	24.5	5	1.9	1790.65	1.49	1.25	0.67	1.00	0.49
4	27-32	29.5	5	1.8	1696.41	1.41	1.51	0.63	0.89	0.52
						6.11				1.82
UNTA	32	32.00			763.02	0.63	1.63	0.61	0.38	0.24
						6.74			4.24	2.06



T A B L A 9.4  
CALCULO DE LOS INCREMENTOS DE ESFUERZO VERTICALES EN EL PUNTO A

TRAMO	Z M (M)	CARGA (TON/M2)	Z (M)	Z' (M)	$\frac{X}{Z'}$	$\frac{Y}{Z'}$	$I_{z'}^*$	$\Delta \nabla Z$ (TON/M2)
1	14.0	-0.41 1.47	10	4.0	10.0	1.9	0.2384	-0.41
			17	3.0	13.3	2.5	0.2443	1.47
			22	8.0	5.0	0.9	0.1956	1.18
			27	13.0	3.1	0.6	0.1555	0.94
			32	18.0	2.2	0.4	0.1138	0.69
			40	26.0	1.5	0.3	0.0863	0.52
2	19.5	-0.40 0.93	17	2.5	16.0	3.0	0.2465	-0.40
			10	9.5	4.2	0.8	0.1847	-0.30
			22	2.5	16.0	3.0	0.2465	0.93
			27	7.5	5.3	1.0	0.2044	0.77
			32	12.5	3.2	0.6	0.1556	0.59
			40	20.5	1.9	0.4	0.1130	0.43
3	24.5	-0.49 1.00	22	2.5	16.0	3.0	0.2465	-0.49
			17	7.5	5.3	1.0	0.2044	-0.41
			10	14.5	2.8	0.5	0.1366	-0.27
			27	2.5	16.0	3.0	0.2465	1.00
			32	7.5	5.3	1.0	0.2044	0.83
			40	15.5	2.6	0.5	0.1364	0.55
4	29.5	-0.52 0.89	27	2.5	16.0	3.0	0.2465	-0.52
			22	7.5	5.3	1.0	0.2044	-0.43
			17	12.5	3.2	0.6	0.1556	-0.33
			10	19.5	2.1	0.4	0.1136	-0.24
			32	2.5	16.0	3.0	0.2465	0.89
			40	10.5	3.8	0.7	0.1696	0.61
PUNTA	32	-0.24 0.38	32	0.0	$\infty$	$\infty$	0.2500	-0.24
			27	5.0	8.0	1.5	0.2296	-0.22
			22	10.0	4.0	0.75	0.1782	-0.17
			17	15.0	2.7	0.5	0.1365	-0.13
			10	22.0	1.8	0.34	0.0811	-0.08
			40	8.0	5.0	0.9	0.1956	0.38

\* LOS VALORES DE  $I_{z'}$  SE OBTIENEN DE LA TABLA No. 9.7

T A B L A 9.5

CALCULO DE LOS INCREMENTOS DE ESFUERZO VERTICALES EN EL PUNTO B

TRAMO	Z M (M)	CARGA (TON/M2)	Z (M)	Z' (M)	$\frac{X}{Z'}$	$\frac{Y}{Z'}$	$I_{Z'}^*$	$\Delta \nabla Z$ (TON/M2)
1	14.0	-0.41 1.47	10	4.0	20.0	1.9	0.2384	-0.20
			17	3.0	26.7	2.5	0.2443	0.73
			22	8.0	10.0	0.9	0.1958	0.58
			27	13.0	6.2	0.6	0.1562	0.46
			32	18.0	4.4	0.4	0.1153	0.34
			40	26.0	3.1	0.3	0.0898	0.26
2	19.5	-0.40 0.93	17	2.5	32.0	3.0	0.2465	-0.20
			10	9.5	8.4	0.8	0.1850	-0.16
			22	2.5	32.0	3.0	0.2465	0.46
			27	7.5	10.7	1.0	0.2046	0.38
			32	12.5	6.4	0.6	0.1562	0.29
			40	20.5	3.9	0.4	0.1153	0.21
3	24.5	-0.49 1.00	22	2.5	32.0	3.0	0.2465	-0.24
			17	7.5	10.7	1.0	0.2046	-0.20
			10	14.5	5.5	0.5	0.1374	-0.13
			27	2.5	32.0	3.0	0.2465	0.50
			32	7.5	10.7	1.0	0.2046	0.42
			40	15.5	5.2	0.5	0.1374	0.28
4	29.5	-0.52 0.89	27	2.5	32.0	3.0	0.2465	-0.26
			22	7.5	10.7	1.0	0.2046	-0.22
			17	12.5	6.4	0.6	0.1562	-0.17
			10	19.5	4.1	0.4	0.1153	-0.13
			32	2.5	32.0	3.0	0.2465	0.44
			40	10.5	7.6	0.7	0.1720	0.31
PUNTA	32	-0.24 0.38	32	0.0	$\infty$	$\infty$	0.2500	-0.12
			27	5.0	16.0	1.5	0.2296	-0.11
			22	10.0	8.0	0.75	0.1780	-0.09
			17	15.0	5.3	0.5	0.1374	-0.07
			10	22.0	3.6	0.34	0.1020	-0.05
			40	8.0	10.0	0.9	0.1958	0.19

CALCULO DE LOS INCREMENTOS DE ESFUERZOS VERTICALES EN EL PUNTO C

TRAMO	Z M (M)	CARGA (TON/M2)	Z (M)	Z' (M)	$\frac{X}{Z'}$	$\frac{Y}{Z'}$	$I_{Z'}^*$	$\Delta \nabla Z$ (TON/M2)
1	14.0	-0.41 1.47	10	4.0	20.0	3.8	0.2480	-0.10
			17	3.0	26.7	5.0	0.2492	0.37
			22	8.0	10.0	1.9	0.2383	0.35
			27	13.0	6.2	1.2	0.2176	0.32
			32	18.0	4.4	0.8	0.1848	0.27
			40	26.0	3.1	0.6	0.1555	0.23
2	19.5	-0.40 0.93	17	2.5	32.0	6.0	0.2495	-0.10
			10	9.5	8.4	1.6	0.2326	-0.09
			22	2.5	32.0	6.0	0.2495	0.23
			27	7.5	10.7	2.0	0.2399	0.22
			32	12.5	6.4	1.2	0.2176	0.20
			40	20.5	3.9	0.7	0.1716	0.16
3	24.5	-0.49 1.00	22	2.5	32.0	6.0	0.2495	-0.12
			17	7.5	10.7	2.0	0.2399	-0.11
			10	14.5	5.5	1.0	0.2044	-0.09
			27	2.5	32.0	6.0	0.2495	0.25
			32	7.5	10.7	2.0	0.2399	0.24
			40	15.5	5.2	0.9	0.1956	0.19
4	29.5	-0.52 0.89	27	2.5	32.0	6.0	0.2495	-0.13
			22	7.5	10.7	2.0	0.2399	-0.12
			17	12.5	6.4	1.2	0.2176	-0.11
			10	19.5	4.1	0.8	0.1847	-0.09
			32	2.5	32.0	6.0	0.2495	0.22
			40	10.5	7.6	1.4	0.2265	0.20
PUNTA	32	-0.24 0.38	32	0.0	$\infty$	$\infty$	0.2500	-0.06
			27	5.0	16.0	3.0	0.2465	-0.06
			22	10.0	8.0	1.5	0.2295	-0.05
			17	15.0	5.3	1.0	0.2044	-0.04
			10	22.0	3.6	0.7	0.1714	-0.03
			40	8.0	10.0	1.9	0.2383	0.09

T A B L A 9.7

CALCULO DE LOS INCREMENTOS DE ESFUERZO VERTICALES EN EL PUNTO D

PUNTO	Z M (M)	CARGA (TON/M2)	Z (M)	Z' (M)	$\frac{X}{Z'}$	$\frac{Y}{Z'}$	$\frac{1}{Z'}$ *	$\Delta \sigma_z$ (TON/M2)
	14.0	-0.41 1.47	10	4.0	10.0	3.8	0.2480	-0.20
			17	3.0	13.3	5.0	0.2492	0.73
			22	8.0	5.0	1.9	0.2379	0.70
			27	13.0	3.1	1.2	0.2164	0.64
			32	18.0	2.2	0.8	0.1820	0.54
			40	26.0	1.5	0.6	0.1489	0.44
	19.5	-0.40 0.93	17	2.5	16.0	6.0	0.2495	-0.20
			10	9.5	4.2	1.6	0.2321	-0.19
			22	2.5	16.0	6.0	0.2495	0.46
			27	7.5	5.3	2.0	0.2396	0.44
			32	12.5	3.2	1.2	0.2165	0.40
			40	20.5	1.9	0.7	0.1679	0.31
	24.5	0.49 1.00	22	2.5	16.0	6.0	0.2495	-0.24
			17	7.5	5.3	2.0	0.2396	-0.23
			10	14.5	2.8	1.0	0.2030	-0.19
			27	2.5	16.0	6.0	0.2495	0.50
			32	7.5	5.3	2.0	0.2396	0.48
			40	15.5	2.6	0.9	0.1940	0.40
	29.5	-0.52 0.89	27	2.5	16.0	6.0	0.2495	-0.26
			22	7.5	5.3	2.0	0.2396	-0.25
			17	12.5	3.2	1.2	0.2165	-0.23
			10	19.5	2.1	0.8	0.1816	-0.19
			32	2.5	16.0	6.0	0.2495	0.44
			40	10.5	3.8	1.4	0.2260	0.40
PUNTO	32	-0.24 0.38	32	0.0	$\infty$	$\infty$	0.2500	-0.12
			27	5.0	8.0	3.0	0.2465	-0.12
			22	10.0	4.0	1.5	0.2290	-0.11
			17	15.0	2.7	1.0	0.2028	-0.10
			10	22.0	1.8	0.7	0.1672	-0.08
			40	8.0	5.0	1.9	0.2379	0.19

TABLA 9.8 PRESION VERTICAL  $\nabla z$  BAJO LA ESQUINA DE UN RECTANGULO A x B  
 CARGADO UNIFORMEMENTE CON INTENSIDAD q ( VALORES DE  $\nabla z/q$  PARA VALO-  
 RES DE  $m=a/z$  y  $n=b/z$  ).

m/n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	$\infty$	
0.1	0.0047	0.0092	0.0132	0.0168	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0279	0.0293	0.0301	0.0306	0.0309	0.0311	0.0314	0.0315	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316	0.0316
0.2	0.0092	0.0179	0.0259	0.0328	0.0387	0.0435	0.0474	0.0504	0.0528	0.0547	0.0573	0.0589	0.0599	0.0606	0.0610	0.0616	0.0618	0.0619	0.0620	0.0620	0.0620	0.0620	0.0620	0.0620
0.3	0.0132	0.0259	0.0374	0.0474	0.0559	0.0629	0.0686	0.0731	0.0766	0.0794	0.0832	0.0856	0.0871	0.0880	0.0887	0.0895	0.0898	0.0901	0.0901	0.0902	0.0902	0.0902	0.0902	0.0902
0.4	0.0168	0.0328	0.0474	0.0602	0.0711	0.0801	0.0873	0.0931	0.0977	0.1013	0.1063	0.1094	0.1114	0.1126	0.1134	0.1145	0.1150	0.1153	0.1154	0.1154	0.1154	0.1154	0.1154	0.1154
0.5	0.0198	0.0387	0.0559	0.0711	0.0840	0.0947	0.1034	0.1104	0.1158	0.1202	0.1263	0.1300	0.1324	0.1340	0.1350	0.1363	0.1368	0.1372	0.1374	0.1374	0.1374	0.1374	0.1375	0.1375
0.6	0.0222	0.0435	0.0629	0.0801	0.0947	0.1061	0.1168	0.1247	0.1311	0.1361	0.1431	0.1475	0.1503	0.1521	0.1533	0.1548	0.1555	0.1560	0.1561	0.1562	0.1562	0.1562	0.1562	0.1562
0.7	0.0242	0.0474	0.0686	0.0873	0.1034	0.1168	0.1277	0.1365	0.1436	0.1491	0.1570	0.1620	0.1652	0.1672	0.1686	0.1704	0.1711	0.1717	0.1719	0.1719	0.1720	0.1720	0.1720	0.1720
0.8	0.0258	0.0504	0.0731	0.0931	0.1104	0.1247	0.1365	0.1461	0.1537	0.1598	0.1684	0.1739	0.1774	0.1797	0.1812	0.1832	0.1841	0.1847	0.1849	0.1850	0.1850	0.1850	0.1850	0.1850
0.9	0.0270	0.0528	0.0766	0.0977	0.1158	0.1311	0.1436	0.1537	0.1619	0.1684	0.1777	0.1836	0.1874	0.1899	0.1915	0.1938	0.1947	0.1954	0.1956	0.1957	0.1957	0.1958	0.1958	0.1958
1.0	0.0279	0.0547	0.0794	0.1013	0.1202	0.1361	0.1491	0.1598	0.1684	0.1752	0.1851	0.1914	0.1955	0.1981	0.1999	0.2024	0.2034	0.2042	0.2044	0.2045	0.2045	0.2046	0.2046	0.2046
1.2	0.0293	0.0573	0.0832	0.1063	0.1263	0.1431	0.1570	0.1684	0.1777	0.1851	0.1958	0.2028	0.2073	0.2103	0.2124	0.2151	0.2163	0.2172	0.2175	0.2176	0.2177	0.2177	0.2177	0.2177
1.4	0.0301	0.0589	0.0856	0.1094	0.1300	0.1475	0.1620	0.1739	0.1836	0.1914	0.2028	0.2102	0.2151	0.2184	0.2206	0.2236	0.2250	0.2260	0.2263	0.2264	0.2265	0.2265	0.2265	0.2266
1.6	0.0306	0.0599	0.0871	0.1114	0.1324	0.1503	0.1652	0.1774	0.1874	0.1955	0.2073	0.2151	0.2203	0.2237	0.2261	0.2294	0.2309	0.2320	0.2324	0.2325	0.2325	0.2326	0.2326	0.2326
1.8	0.0309	0.0606	0.0880	0.1126	0.1340	0.1521	0.1672	0.1797	0.1899	0.1981	0.2103	0.2184	0.2237	0.2274	0.2299	0.2333	0.2350	0.2360	0.2364	0.2364	0.2367	0.2368	0.2368	0.2369
2	0.0311	0.0610	0.0887	0.1134	0.1350	0.1533	0.1686	0.1812	0.1915	0.1999	0.2124	0.2206	0.2261	0.2299	0.2335	0.2361	0.2378	0.2391	0.2395	0.2397	0.2398	0.2399	0.2399	0.2399
2.5	0.0314	0.0616	0.0895	0.1145	0.1363	0.1548	0.1704	0.1832	0.1938	0.2024	0.2151	0.2236	0.2294	0.2333	0.2362	0.2404	0.2420	0.2434	0.2439	0.2441	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443
3	0.0315	0.0618	0.0898	0.1150	0.1368	0.1555	0.1611	0.1841	0.1947	0.2034	0.2163	0.2250	0.2309	0.2350	0.2378	0.2420	0.2439	0.2455	0.2461	0.2463	0.2465	0.2465	0.2465	0.2465
4	0.0316	0.0619	0.0901	0.1153	0.1372	0.1560	0.1717	0.1847	0.1954	0.2042	0.2172	0.2260	0.2320	0.2360	0.2391	0.2434	0.2455	0.2473	0.2479	0.2482	0.2484	0.2484	0.2484	0.2484
5	0.0316	0.0620	0.0901	0.1154	0.1374	0.1561	0.1719	0.1849	0.1956	0.2044	0.2173	0.2263	0.2324	0.2364	0.2395	0.2439	0.2461	0.2479	0.2486	0.2489	0.2491	0.2491	0.2491	0.2492
6	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1374	0.1562	0.1719	0.1850	0.1957	0.2045	0.2176	0.2264	0.2325	0.2367	0.2397	0.2441	0.2463	0.2482	0.2489	0.2492	0.2494	0.2494	0.2495	0.2495
8	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1374	0.1562	0.1720	0.1850	0.1957	0.2046	0.2177	0.2265	0.2326	0.2368	0.2398	0.2443	0.2465	0.2484	0.2491	0.2494	0.2496	0.2496	0.2497	0.2498
10	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1375	0.1562	0.1720	0.1850	0.1958	0.2046	0.2177	0.2265	0.2326	0.2368	0.2399	0.2443	0.2465	0.2484	0.2491	0.2495	0.2497	0.2498	0.2498	0.2499
$\infty$	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1375	0.1562	0.1720	0.1850	0.1958	0.2046	0.2177	0.2266	0.2326	0.2369	0.2399	0.2443	0.2465	0.2485	0.2492	0.2495	0.2498	0.2499	0.2499	0.2500

-El cálculo de los asentamientos bajo los puntos de interés se determina sumando las deformaciones verticales en el suelo, producidas por los incrementos netos de esfuerzo, calculados a lo largo de la vertical que pasa por dichos puntos. Los cálculos efectuados se muestran en la tabla 9.9; empleándose en el cálculo las curvas de compresibilidad mostradas en las figuras IX.2 a la IX.6 .

El asentamiento medio obtenido se considera aceptable ya que es de 22.6 cm., que es menor del fijado por las normas ( 30 cm.).



### IX.3.3 Estados Límites de Falla.

#### a) Revisión de los Pilotes Individuales.

La capacidad de carga de los pilotes queda determinada por la ecuación:

$$C f = n A_L f F_R$$

sustituyendo valores

$$C f = 150 \times 37.70 \times 1.95 \times 0.7 = 7,719 \text{ ton.}$$

La capacidad de carga del suelo en contacto con la losa de cimentación se determina con la expresión:

$$C l = c N c s A l F_R + P v A l$$

donde

$C l$  = capacidad de la losa, en ton.

$c$  = cohesión reducida ( $c = \infty c^*$ ) =  $0.67 \times 1.9 = 1.27$  ton/m<sup>2</sup>

$A l$  = área de la losa, descontando el área que ocupan todos los pilotes: igual a  $1,200 - 18.85 = 1181.15$  m<sup>2</sup>

$N c s$  = coeficiente de capacidad de carga (fig. V.1) propuesto por el D.D.F. en las Normas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal igual a 5.32

$F_R$  = factor de resistencia igual a 0.7

$P v$  = presión vertical actuante a la profundidad de desplante por peso propio del suelo

$$\gamma D f = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ ton/m}^2$$

$$C l = 1.27 (5.32) 1,181.15 (0.7) + (1,181.15) 2.25$$

$$C l = 8,243.81$$

Primera combinación (la suma de las cargas permanentes y de las cargas vivas con intensidad máxima y del peso de las contratrabes, la losa y los pilotes, afectada por un factor de carga igual a 1.4).

$$Q F_c = 1.4 (4.5 \times 1,200 + 150 \times 9.04 + 700 + 288) = 10,841.60$$



La desigualdad  $\sum Q F_c$  queda

$$10,841.60 < 7,719 + 8,243.81$$

$$10,841.60 < 15,962.81$$

que se cumple

Para asegurar el cumplimiento de la desigualdad anterior la losa de cimentación debe tener capacidad estructural suficiente -- para soportar la presión de contacto de :

$$\frac{10,841.60 - 7,719}{1,200} = 2.6 \text{ ton/m}^2$$

- b) Revisión de la pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga se obtiene con la ecuación :

$$R = \left[ ( c N_{cs} ) F_R + P_v \right] A_p$$

$R$  = capacidad de carga, en ton.

$c$  = cohesión igual a  $\frac{q_u}{2} = \frac{5}{2} = 2.5 \text{ ton/m}^2$

$N_{cs}$  = coeficiente de capacidad de carga igual a 7.0

$A_p$  = área transversal de la pila igual a 1,200 m<sup>2</sup>.

$P_v$  = presión vertical total debida al peso propio del suelo. En este caso no se considera ya que en las acciones no se -- tomo en cuenta el peso propio del suelo incluido en la pila.

$F_R$  = factor de resistencia igual a 0.7

$$R = ( 2.5 \times 7.0 \times 0.7 ) \quad 1,200 = 14,700 \text{ ton.}$$

La desigualdad  $Q F_c < R$  queda

$$10,841.60 < 14,700$$

que se cumple

c) Revisión de Grupos de Pilotes en los que se puede Subdividir la Cimentación.

En este caso particular ningún subgrupo de pilotes tiene un perímetro menor que la suma de los perímetros individuales, por lo que no procede la verificación correspondiente.

-Segunda combinación (de las cargas permanentes, cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica).

Revisión de los pilotes individuales. Tomando en cuenta que el momento de volteo equivale a una excentricidad de 1.5 m., en esta revisión se considera un área reducida de la losa de cimentación con ancho de  $15 - 1.5 \times 2 = 12$  m., esto equivale a eliminar 30 pilotes por lo que:

$$C_f = 120 \times 37.70 \times 1.95 \times 0.7 = 6,175 \text{ ton.}$$

$$C_l = 1.33 \times N_{cs} \times A_l \times 0.7 + 2.25 \times A_l$$

$$A_l = \text{área de la losa, descontando el área que ocupan los pilotes y considerando el ancho reducido, igual a } 960 \text{ m}^2.$$

$$N_{cs} = 5.36$$

$$C_l = 1.33 \times 5.36 \times 960 \times 0.7 + 2.25 \times 960 = 6,950 \text{ ton.}$$

$$C_l = 6,950 \text{ ton.}$$

La suma de cargas para esta segunda combinación afectada por un factor de carga igual a 1.1 (Art. 220).

$$Q F_c = 1.1 (4.2 \times 1,200 + 150 \times 9.04 + 700 + 288) = 8,122 \text{ ton}$$

Y la desigualdad  $Q F_c \leq R$  queda

$$\begin{aligned} 8,122 &< 6,175 + 6,950 \\ 8,122 &< 13,125 \end{aligned}$$

que se cumple

La presión de contacto que deberá soportar la losa en estas condiciones es :

$$\frac{8,122 - 6,175}{960} = 2.03 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de la pila de geometría igual a la de la envolvente del conjunto de pilotes. La pila se considerará con un ancho reducido de 12 m.

$$R = (2.5 \times 7.2 \times 0.7) \times 960 = 12,096 \text{ ton.}$$

y la desigualdad  $\sum Q F_c \leq R$  queda

$$8,122 < 12,096$$

que se cumple.



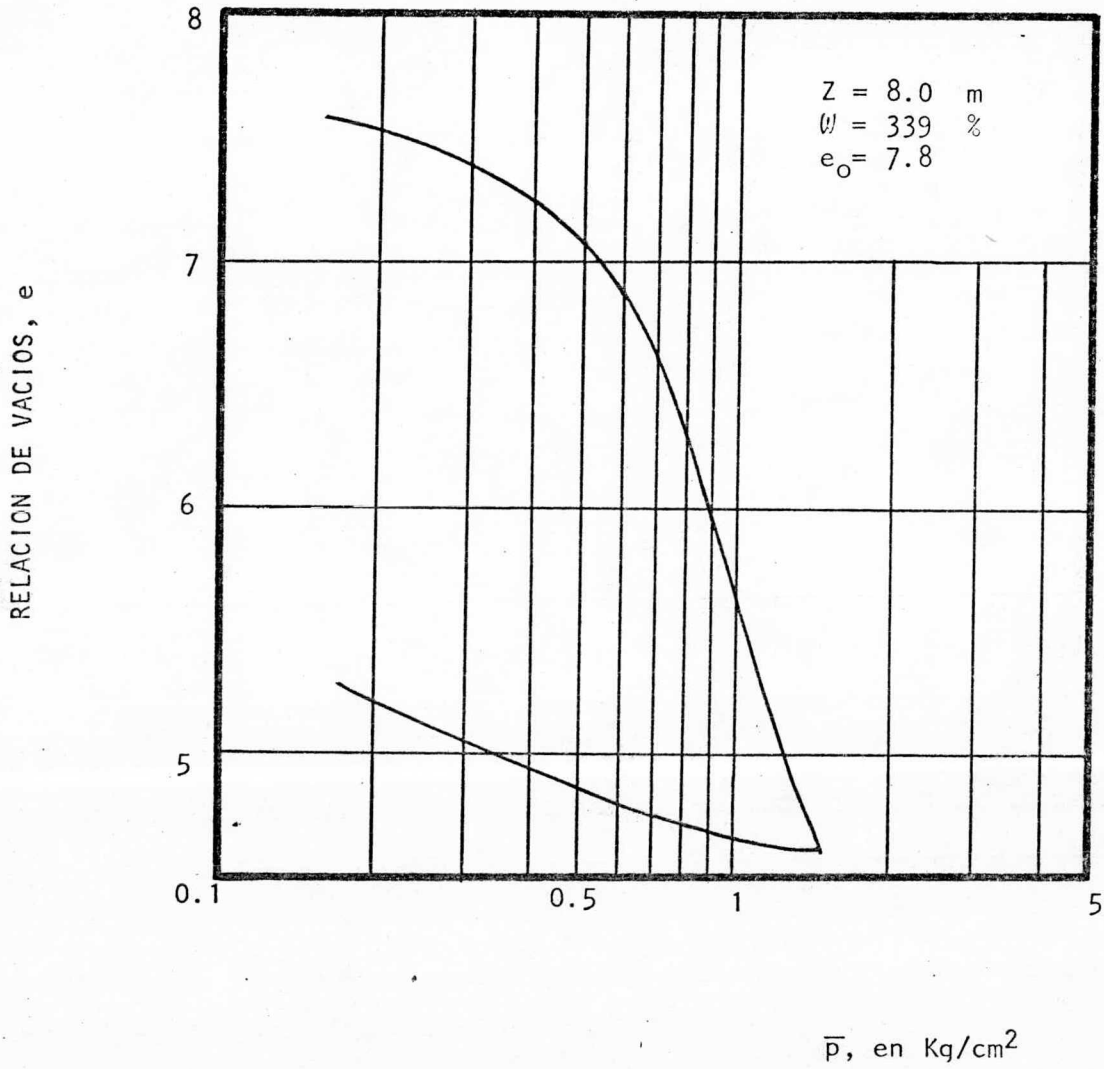


FIG. IX.2 CURVA DE COMPRESIBILIDAD

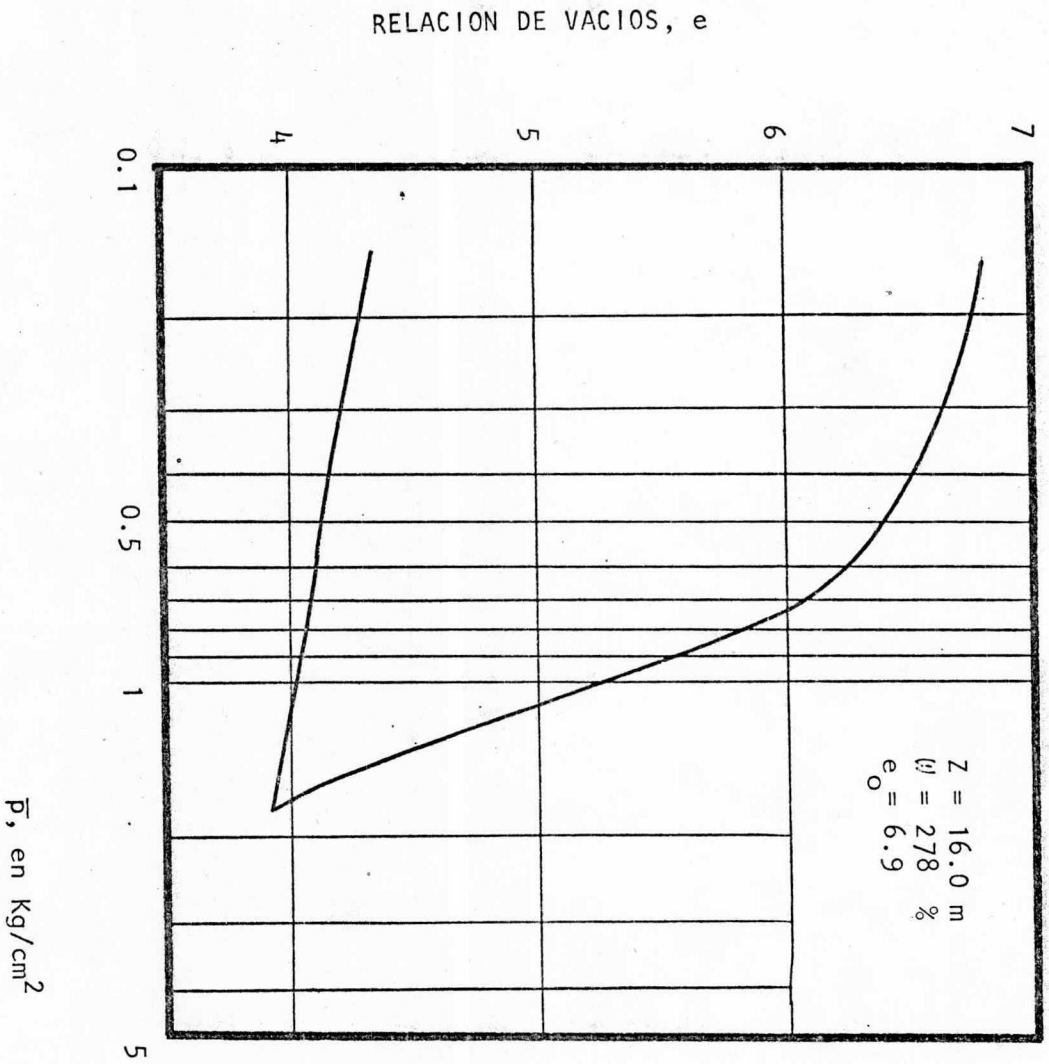


FIG. IX.3 CURVA DE COMPRESIBILIDAD.

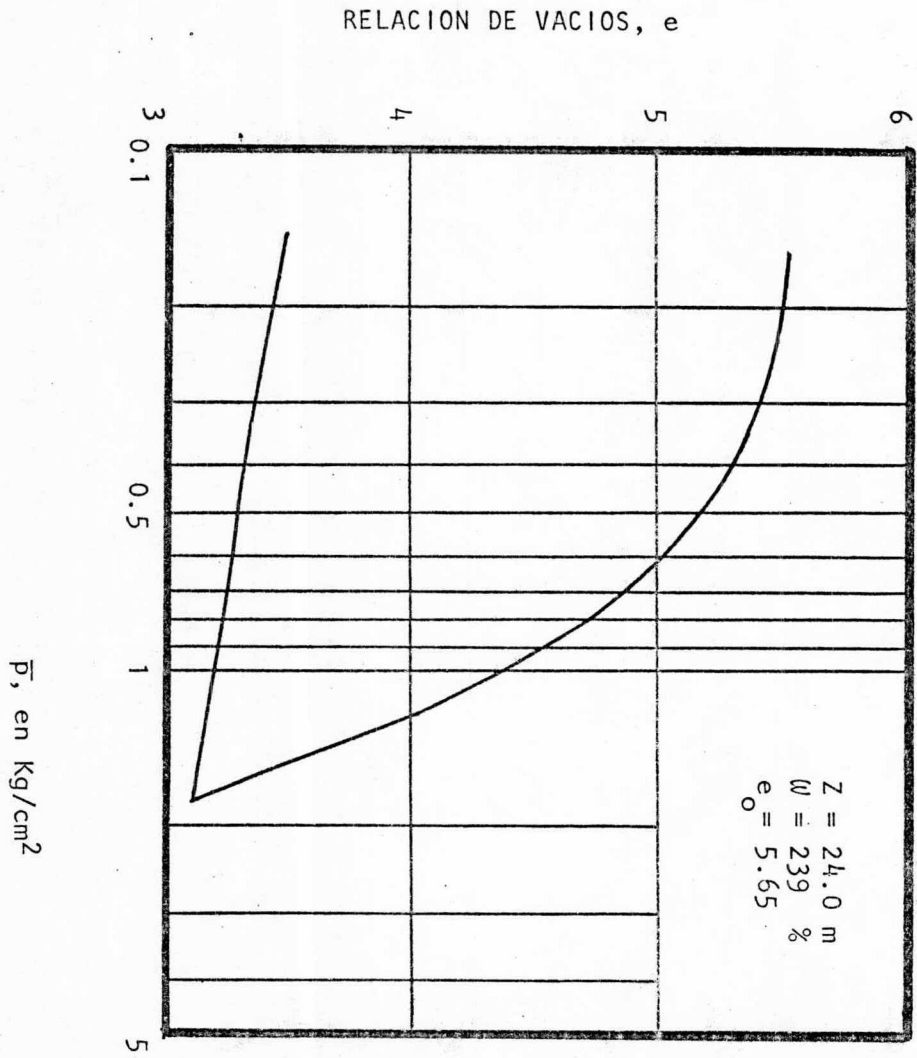


FIG. IX.4 CURVA DE COMPRESIBILIDAD.

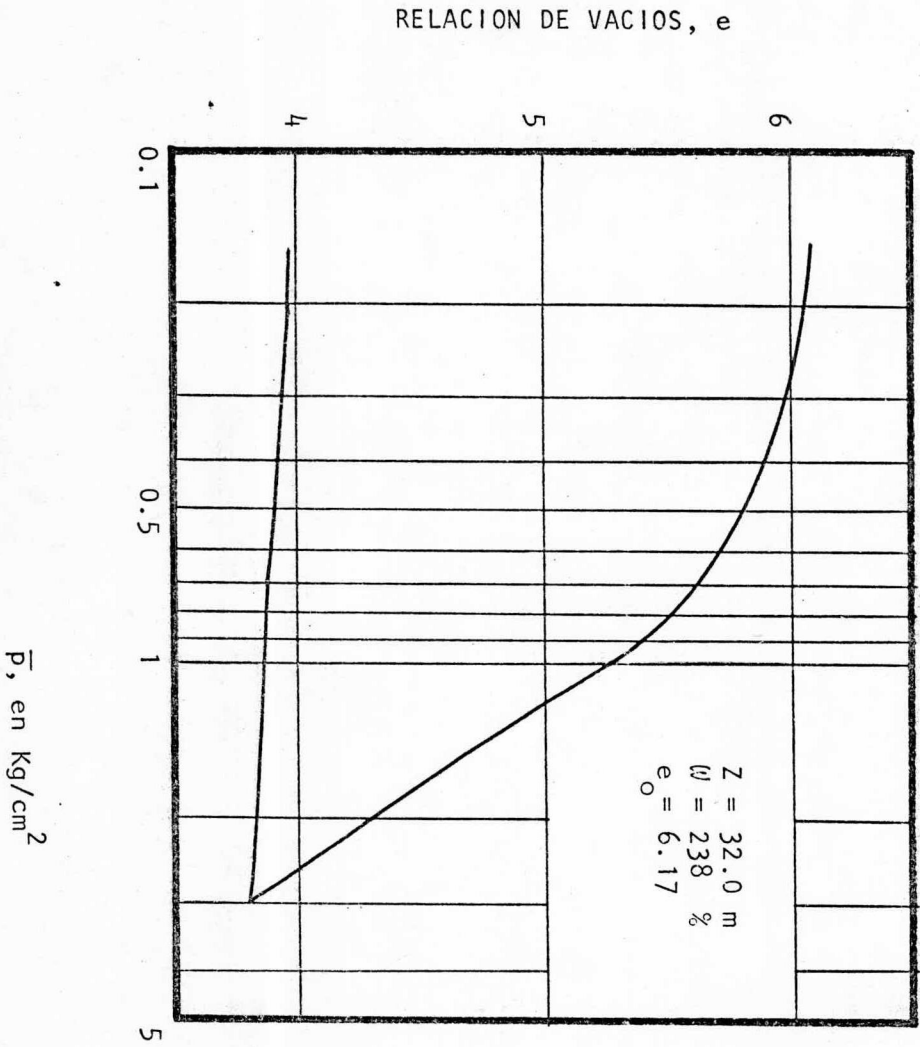


FIG. IX.5 CURVA DE COMPRESIBILIDAD



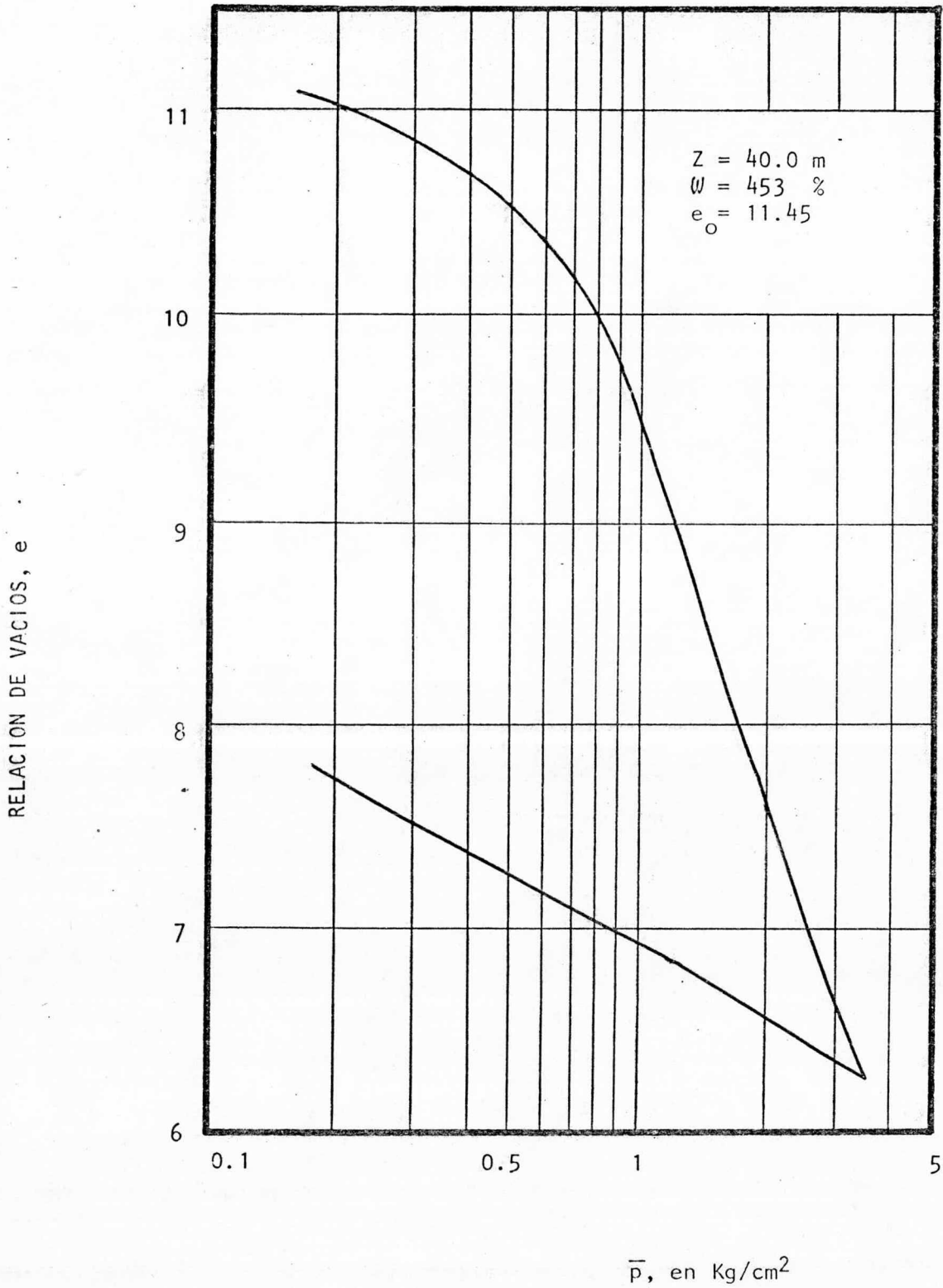


FIG. IX.6 CURVA DE COMPRESIBILIDAD.

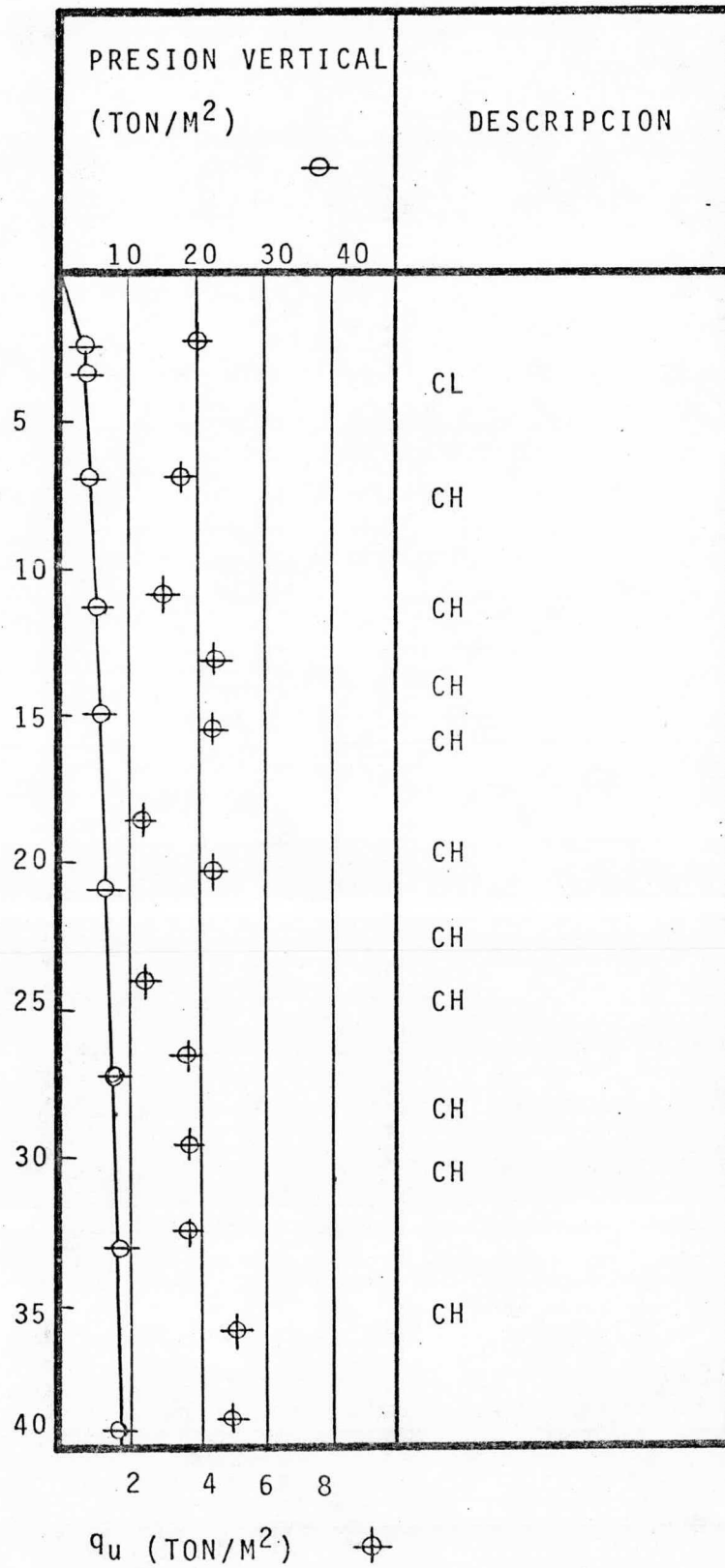


FIG. XI.7 VALORES DE RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Y CARGA DE PRECONSOLIDACION.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Se ha presentado un método para diseñar las cimentaciones apoyadas en pilotes de fricción, los cuales tienen la cualidad, al igual que otros tipos de cimentaciones como son cajones, pilas etc. de manejar cargas estáticas y dinámicas de gran magnitud, los pilotes además pueden soportar cargas distribuidas en forma no uniforme, debido a que donde la intensidad de la carga de la estructura es mayor la densidad de los pilotes puede incrementarse. El nivel técnico teórico desarrollado no llega a establecer un enfoque verdaderamente racional, que permita estudiar más a fondo las condiciones de trabajo de las cimentaciones piloteadas, debido a que en la actualidad el análisis de las cimentaciones se base en reglas más o menos empíricas. Los métodos de comprensión racional del comportamiento de los pilotes son todavía inaplicables en la práctica, debido que los resultados que se obtienen, difieren bastante de los que se observan en la realidad.

Las teorías de capacidad de carga expuestas están basadas en las experiencias obtenidas de observaciones, por lo que el campo de la mecánica de suelos se presenta muy amplio en lo que concierne al estudio de las cimentaciones profundas. El método expuesto para el cálculo de los asentamientos en los pilotes de fricción se basa en la distribución de esfuerzos cortantes pilote-suelo, tomados en cuenta en forma aproximada. Los esfuerzos cortantes a lo largo del fuste de los pilotes, se consideran como cargas aplicadas en el interior de un medio seminfinito.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción queda determinada por la fricción que se desarrolla entre fuste y pilote, donde la fricción depende de la cohesión  $c$  y del ángulo de fricción  $\phi$  del material en que se desplace la cimentación.

Al cimentar una estructura en pilotes de fricción, al igual que otro tipo de cimentaciones como pilotes de punta, cajones, etc., es recomendable elaborar tanto pruebas exploratorias como de laboratorio, para la determinación de las propiedades del suelo, con el objeto de que los análisis para el diseño de la cimentación sean los más apegados a la realidad, obteniéndose como consecuencia mayor índice de seguridad y economía en la cimentación. Se considera como aceptable emplear hasta un 10% del valor de la estructura, para

la realización de los estudios del subsuelo, la profundidad a la que se deben de realizar los sondeos por lo menos debe ser igual a 1.5 veces el ancho del cimiento.

Un factor de seguridad recomendable para las cimentaciones debido a que las incertidumbres que se manejan son grandes ocasionadas principalmente por la heterogeneidad del subsuelo y métodos constructivos es de tres, pudiendo este reducirse con la elaboración de un análisis bien detallado de las cargas actuantes.

## B I B L I O G R A F I A

=====

1. Diseño y Construcción de Cimentaciones (Normas Técnicas Complementarias de Construcciones para el Distrito Federal).-Publicación del - - Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. México, D.F. - 1977 .
2. Cálculo de Asentamientos de Cimentaciones sobre Pilotes de Fricción.- José L. León y Daniel Resendiz.-Publicación del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.-México, D.F. - 1979.
3. Máxima Capacidad de Carga en Cimentaciones G.G. Meyerhof, Trad. - por Ignacio Zainz Ortíz.- México, D.F. - 1956 .
4. Cimentaciones Superficiales.-Carlos M. Domínguez, Carlos Ferregut y Rafael Rojas . - México, D.F.
5. Mecánica de Suelos.-Vol. II.- Juárez Badillo y Rico Rodríguez.-México, D.F. - 1979 .
6. El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México.-Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.-México, -- D.F. - 1978 .
7. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.-Karl Terzaghi y Ralph B. Peck.- 1973 .
8. Mecánica de Suelos y Cimentaciones.-Ing. Carlos Crespo Villalaz.- México.- 1970 .
9. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.-Vol. III.- Ing. Alfonso Rico y Herminio del Castillo.-México, D.F. - 1977 .