

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
Facultad de Ingenieria

29
130



PILAS COLADAS "IN SITU"

T E S I S

Que para obtener el Título de:
I N G E N I E R O C I V I L
P r e s e n t a:

VICTOR MATIAS VALENZUELA

México, D. F.

1983



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.

I N D I C E

Págs.

CAPITULO I

INTRODUCCION.....	1
-------------------	---

CAPITULO II

1.- FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE UNA PILA.....	4
1.1.- Pruebas de Carga.....	7
2.- CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA.....	19
2.1.- En Arcillas.....	19
2.2.- En Arenas.....	23
3.- CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCION LATERAL.....	41
3.1.- En Arcillas.....	46
3.2.- En Arenas.....	49
3.3.- Fricción Negativa.....	52
4.- GRUPO DE PILAS.....	57

CAPITULO III

1.- GENERALIDADES.....	62
2.- DESCRIPCION DE LOS METODOS DE CONSTRUCCION.....	68
2.1.- Método Seco.....	68
2.2.- Método de Ademe.....	74
2.3.- Método de Lodo Desplazado.....	88
3.- OBSERVACIONES.....	101

CAPITULO IV

CONCLUSIONES.....	102
-------------------	-----

CAPITULO I

INTRODUCCION

La construcción y el empleo de pilas se ha desarrollado rápidamente en los últimos años y puede decirse que hoy en día los distintos tipos de pilas coladas "in situ" representan el sistema de mayor variedad de cimentaciones profundas. Este desarrollo ha desplazado muchos otros métodos clásicos de cimentación, y el uso de pilas ha llegado a ser en muchos casos la única solución para problemas difíciles de cimentaciones.

La importancia cada vez mayor de las pilas coladas "in situ" obedece a varias causas. Así se tiene en primer lugar, la gran variedad de tipos de pilas, y su gran flexibilidad para poder adaptar un cierto método a un proyecto determinado; es posible manejar cargas estáticas y dinámicas de gran magnitud y no uniformes, asimismo, se pueden tomar en cuenta con cierta flexibilidad diversas condiciones del subsuelo, aún de heterogeneidad, y los distintos métodos se adaptan más fácilmente a la mecanización que las cimentaciones superficiales. Por último, la escasez de mano de obra cada vez mayor y la necesidad de más grandes economías, hacen imperativo implantar la mecanización.

El uso de pilas ha llegado a ser cada vez más variado y complejo; los métodos de construcción han cambiado y evolucionado con gran rapidez; sin embargo, a nivel técnico este avance no ha ido a la par en forma adecuada con el desarrollo teórico necesario.

No se ha llegado a establecer un enfoque verdaderamente racional que permita estudiar más a fondo las condiciones de trabajo de las cimentaciones a base de pilas y analizar el comportamiento de una pila individual o de un grupo de ellas.

La práctica de la ingeniería, aún en la actualidad se basa en reglas más o menos empíricas, y uno de los mayores avances alcanzados por la mecánica de suelos aplicada a este campo vino a ser de suma importancia, al señalar los inconvenientes de los métodos antiguos para determinar la capacidad de carga de las pilas, es decir, la inutilidad de las fórmulas dinámicas, las falacias de las fórmulas de eficiencia, la simplificación de la resistencia por punta a la fricción lateral, etc. Se han dado los primeros pasos para llegar a una comprensión racional del comportamiento de pilas, pero todavía con escasas aplicaciones prácticas.

Todavía hace falta una investigación mucho más extensa que incluya las observaciones sistemáticas del comportamiento de pilas en el campo, con el fin de mejorar nuestros conocimientos en esta materia y alcanzar un nivel adecuado.

A pesar de lo anterior, resulta conveniente presentar las diferentes teorías de capacidad de carga que se utilizan, con el objeto de tener una idea del orden de magnitud de las cargas que puede soportar una pila o un grupo de ellas. Este aspecto se trata en el capítulo II. Con respecto al capítulo III se describen los diferentes métodos de construcción que se emplean para la construcción de pilas coladas "in situ".

Ya al final de este trabajo se presentan las recomendos

daciones y observaciones pertinentes con respecto a la construcción de pilas.

1.- FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE UNA PILA.

FUERZAS VERTICALES.- Estas fuerzas están representadas en un diagrama de cuerpo libre, Fig. 1.1, de acuerdo a la suma de las fuerzas en "Y" se logra el equilibrio estático de la pila, para lo cual se deben conocer en una forma correcta - las fuerzas actuantes en la mencionada pila, que se incluirán en el análisis y diseño de la misma. A continuación, se describirán estas fuerzas verticales:

a).- P: Peso de la superestructura y cimentación.

El peso de la superestructura se obtiene por bajada de cargas de los elementos estructurales de que está formada (losas, trabes, columnas, etc.): Estas cargas se distribuyen a través de la losa de cimentación, la cual a la vez le transmite carga a las pilas, las cuales trabajan como columnas.

b).- W_p : Peso propio de la pila.

El peso propio de la pila está formado por el peso de los materiales de que está constituida. Para las pilas de concreto simple se tomará un peso específico de 2.3 Ton./M^3 y para las pilas de concreto reforzado su peso específico será de 2.4 Ton/M^3 .

c).- Q_p : Fuerza por punta.

Esta fuerza se determina en base a la capacidad de carga del suelo, este estará sujeto a las cargas que le transmitan la superestructura, cimentación y peso propio de las pilas. Se verá más adelante el análisis de la capacidad de carga por punta en suelos cohesivos y friccionantes.

d).- F_s : Fricción lateral.

La fricción lateral se puede presentar de dos formas:

a).- Fricción Positiva.

b).- Fricción Negativa.

FRICCIÓN POSITIVA.- Cuando las condiciones del sub-suelo están representadas por un medio incompresible sobre suelo firme, y debido al movimiento relativo entre pila y suelo se desarrollará "fricción positiva". Esta se origina por el movimiento descendente de la pila a través del medio incompresible ocasionado por el peso de la superestructura, cimentación y peso propio de las pilas. Por lo general los diseñadores de pilas desprecian esta fuerza por ser demasiado pequeña.

FRICCIÓN NEGATIVA.- Actúa sobre el vástago de una pila en zonas donde existen hundimientos regionales de la superficie del suelo. Esta fuerza se genera por el movimiento vertical de los sedimentos del suelo al consolidarse alrededor del vástago de la pila. La fuerza de fricción negativa aumenta la carga sobre la pila y reduce su capacidad de carga.

FUERZAS ACCIDENTALES.- Además de las fuerzas verticales antes mencionadas, se presentan otras, debido a incrementos ocasionados por momentos de volteo producidos ya sea por viento o fuerzas sísmicas en la superestructura. La fuerza cortante V_o y el momento M_o representan otras fuerzas de base o acciones en la cabeza de la pila que en conjunto con P mantienen la estructura de la cimentación en equilibrio. Las fuerzas V_b y M_b junto con la fuerza de punta Q_p que actúan en la base de la pila son representativas de las reacciones máximas o condiciones más desfavorables en el comportamiento de la pila sujeta a las fuerzas de arrastre y cargas del edificio. Su valor es una función de --

los siguientes factores: Número de pilas, peso y Geometría de la superestructura, rigidez de la cimentación, modo en que los elementos que forman la pila se fijan a la estructura de cimentación, sección transversal de la pila, profundidad al suelo firme y finalmente, de las propiedades geotécnicas del suelo al rededor del vástago de la pila

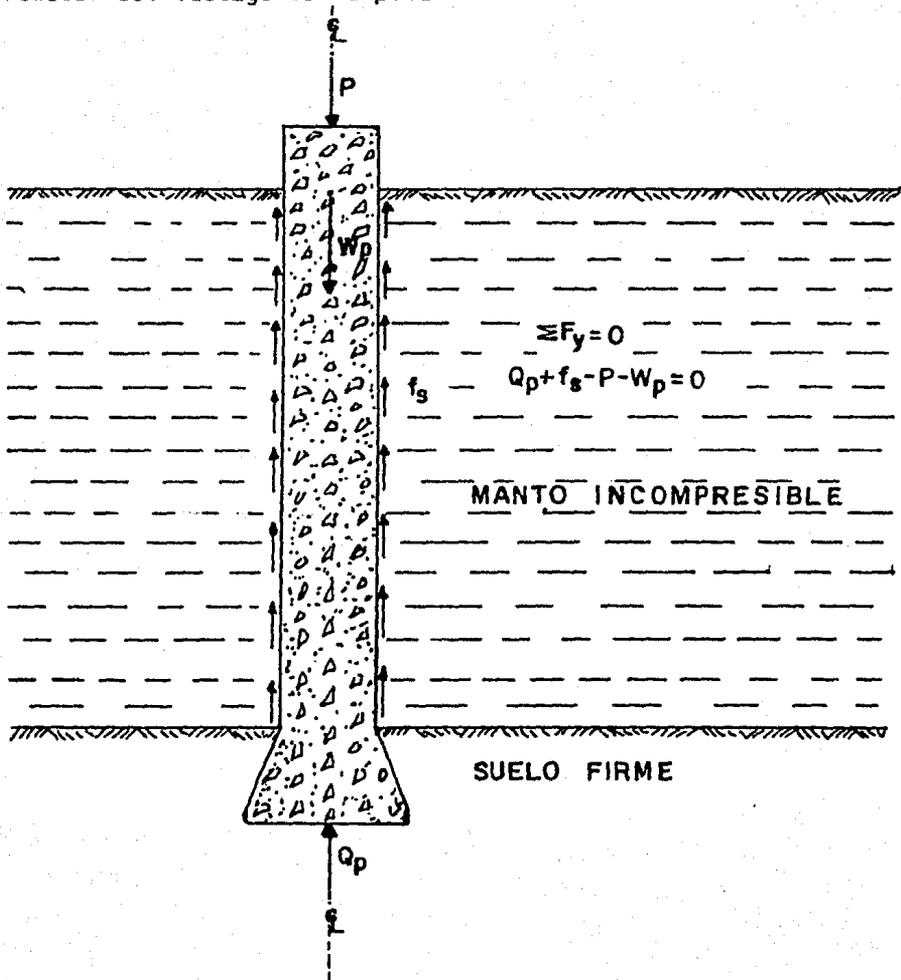


FIG. 1.1 FUERZAS VERTICALES QUE ACTUAN SOBRE UNA PILA

1.1 PRUEBAS DE CARGA.

Una prueba de carga sobre una pila o grupo de pilas puede proporcionar información únicamente sobre la máxima capacidad sustentante. Se debe tener en cuenta el hecho de que una cimentación profunda satisfactoria debe tener una capacidad sustentante máxima (la resistencia del suelo al cortante debe ser adecuada) y que el asentamiento bajo una carga de trabajo debe ser tolerable.

En suelos cohesivos, el asentamiento es una función de la longitud de tiempo en la aplicación de carga. Como el período de duración en una prueba de carga es generalmente tan corto relativo al tiempo requerido para aproximarse al asentamiento completo, la prueba de carga no dice nada respecto al comportamiento de una sola pila en relación al asentamiento, sin considerar la diferencia en el asentamiento y comportamiento de un grupo de pilas como se compara con una pila sencilla. En suelos no cohesivos, la prueba de carga mostrará el comportamiento al asentamiento de una pila sencilla, pero dice poco de asentamiento de grupo, aunque este asentamiento será mayor al de una sola pila. Basicamente, una prueba de carga de pila puede determinar únicamente la máxima capacidad sustentante y no las características de asentamiento del grupo.

Métodos de pruebas de carga en pilas. Ha habido un sinnúmero de distribuciones de aparatos, desarrollados para lograr pruebas de carga. Se ilustrarán unas cuantas, pero estas servirán para indicar la flexibilidad permisible en el diseño, y el ingenio que se puede aplicar para lograr las pruebas con gran economía de tiempo y el empleo del equipo disponible.

Las pruebas de carga se pueden aplicar a).- Mediante carga directa a partir de una plataforma sobre la cual se colocan pesos considerables (Fig. 1.a y 1.c); b).- Mediante carga directa a partir de una plataforma sobre la cual se colocan tanques de agua para ser llenados como se desee; c).- Mediante el gateo contra una plataforma cargada (Fig. 1.d); d).- Mediante el gateo contra una estructura existente; e).- Mediante el gateo contra pilas previamente coladas (Fig. 1.b, 1.g y 1.e), y f).- Mediante la aplicación de carga con un brazo en cantiliver (Fig. 1.f, 1.g, 1.h y 1.i), reduciendo así la magnitud de carga necesaria.

La carga directa puede consistir de lingotes de hierro, tierra, bultos de arena, bloques de concreto precolado, tanques de agua, etc., se han empleado bultos de cemento, pero para utilizar este sistema con éxito, se debe estar seguro del clima. El abastecimiento de suficiente carga fija tal como lingotes de hierro, rieles, etc., es ocasionalmente difícil y el retiro de tal carga completa para cargados repetidos y liberaciones sobre la misma pila usualmente deseables, es casi impracticable. Los tanques de agua pueden arreglarse para drenar y llenar con facilidad. Existe el peligro de apilar inapropiadamente cargas fijas. Los soportes esquínales deben colocarse cercanos y bajo las plataformas para recibir la carga de ocurrir volteos debido al traslado de cargas o el ceder del suelo. Cuando se carga, se deben emplear cuñas o gatos. Estos no deben retirarse hasta que la carga ha sido instalada y equilibrada, después de lo cual deben ser bajados ligeramente. Si se anticipa -

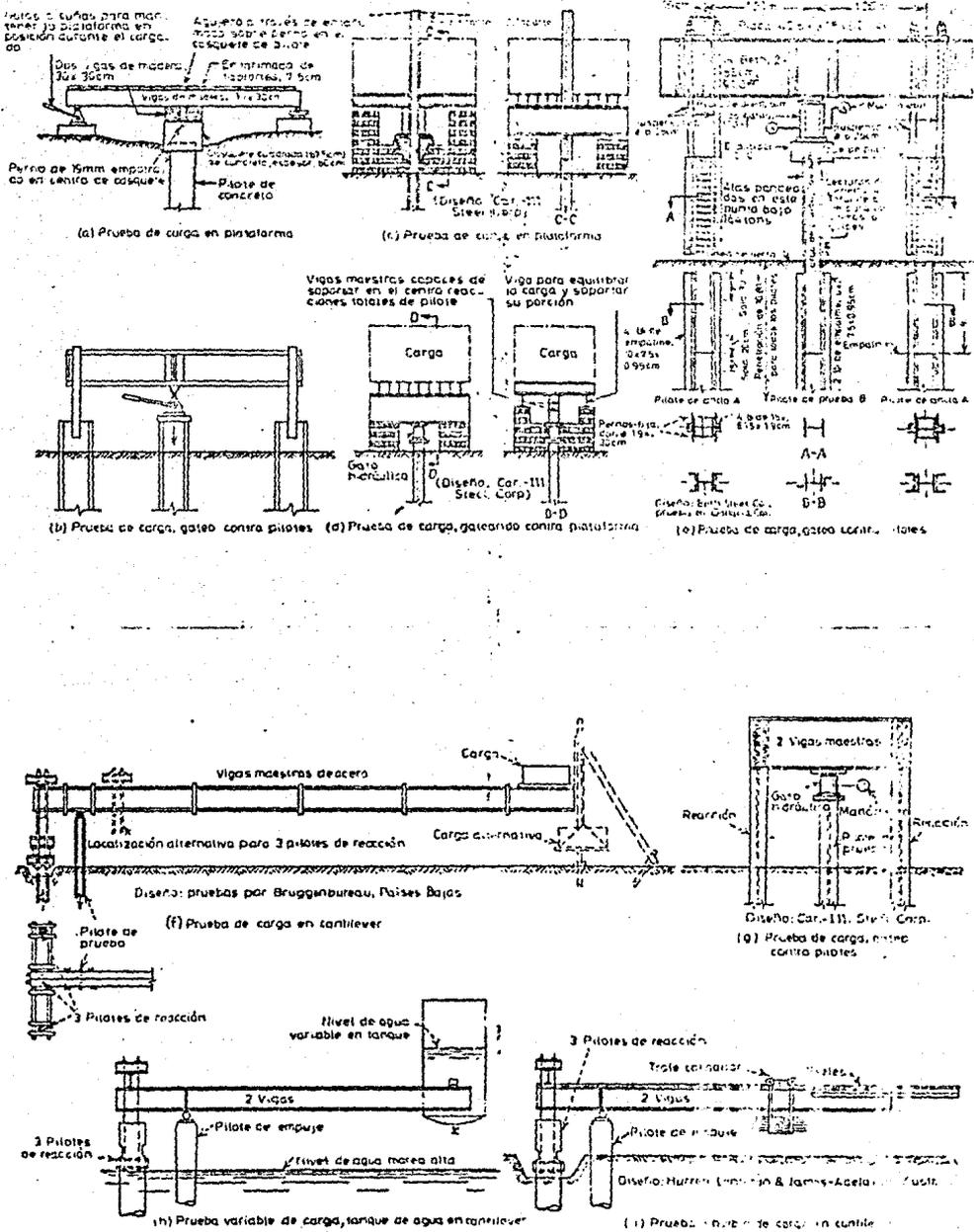


Fig. 1. Distribuciones típicas de pruebas de carga.

un asentamiento considerable equivalente bajo carga directa, - los soportes de seguridad pueden modificarse en elevación para mantenerse tan cercanos como sea posible, bajo la plataforma - en todo momento. El gateo contra una carga fija sobre las plataformas es preferible al descanso de la carga sobre la pila.- Las plataformas siempre permanecen descansando sobre un entramado, reduciéndose el peligro. El gateo usualmente se logra -- con gatos hidráulicos o gatos que emplean gas bajo presión. -- Otra ventaja del gateo consiste en que las cargas pueden ser - aplicadas y liberadas rápidamente y a voluntad, permitiendo rápidas determinaciones de asentamientos netos en la pila, o movimiento en el suelo, después de ocurrir el rebote.

METODO TENTATIVO DE PRUEBA DE LA AMERICAN SOCIETY -
FOR TESTING MATERIALS EN LA RELACION CARGA-ASENTAMIENTO PARA -
PILOTES INDIVIDUALES BAJO CARGA AXIAL VERTICAL

(DESIGNACION: D 1143-57 T)

Alcance

1.- Este método cubre el procedimiento para probar pilotes de cimentación verticales individuales y determinar la relación entre la carga vertical (aplicada en el tope del pilote sobre el centro o eje vertical del pilote) y el asentamiento del pilote.

Nota 1.- Este método describe únicamente un procedimiento para probar un pilote sencillo. No cubre la aplicación de los resultados de prueba a la capacidad de soporte de un grupo de Pilotes o al diseño de cimentaciones en general.

Aparato

2.- El aparato requerido para la prueba deberá ser-

apto para aplicar cargas verticales conocidas sobre el tope del pilote y para medir el asentamiento del pilote.

Dispositivo de Carga

3.- El aparato para aplicar las cargas verticales -- consistirá de alguno de los siguientes dispositivos:

a).- Carga soportada directamente por el pilote. Una caja será apoyada sobre el tope del pilote y cargada con tierra, arena, cemento, lingotes de hierro u otro material adecuado. - La construcción de la caja y la aplicación de las cargas será - tal que no se apliquen fuerzas laterales al tope del pilote y - no ocurra impacto alguno al colocarse las cargas. En la figura- 2 se representa un tipo adecuado de construcción. Las cargas es tarán de tal manera distribuidas que todas las cuñas o calzas - permanecerán sueltas al ocurrir el asentamiento. El peso de la- caja será incluido en la carga calculada sobre el pilote y las- vigas de apoyo y la caja estarán colocadas sobre el pilo te cuando se haga la lectura de "no carga". En casos donde el pilote - de prueba esté en una excavación bajo la superficie natural del terreno, una columna extensión de acero estructural o tubular - de acero podrá usarse para prolongarse desde la cabeza del pilo te hasta la caja de prueba. Deben tomarse especiales precauio- nes para evitar el volteo de la caja cuando se aplican cargas - pesadas de prueba.

b).- Carga de caja o plataforma pesada y aplicada al pilote mediante un gato hidráulico. Una caja de prueba o plata- forma descansando sobre un huacal será construída sobre el pilo te y cargada con tierra, arena, cemento, lingotes de hierro u - otro material adecuado con un peso mayor que la máxima carga de

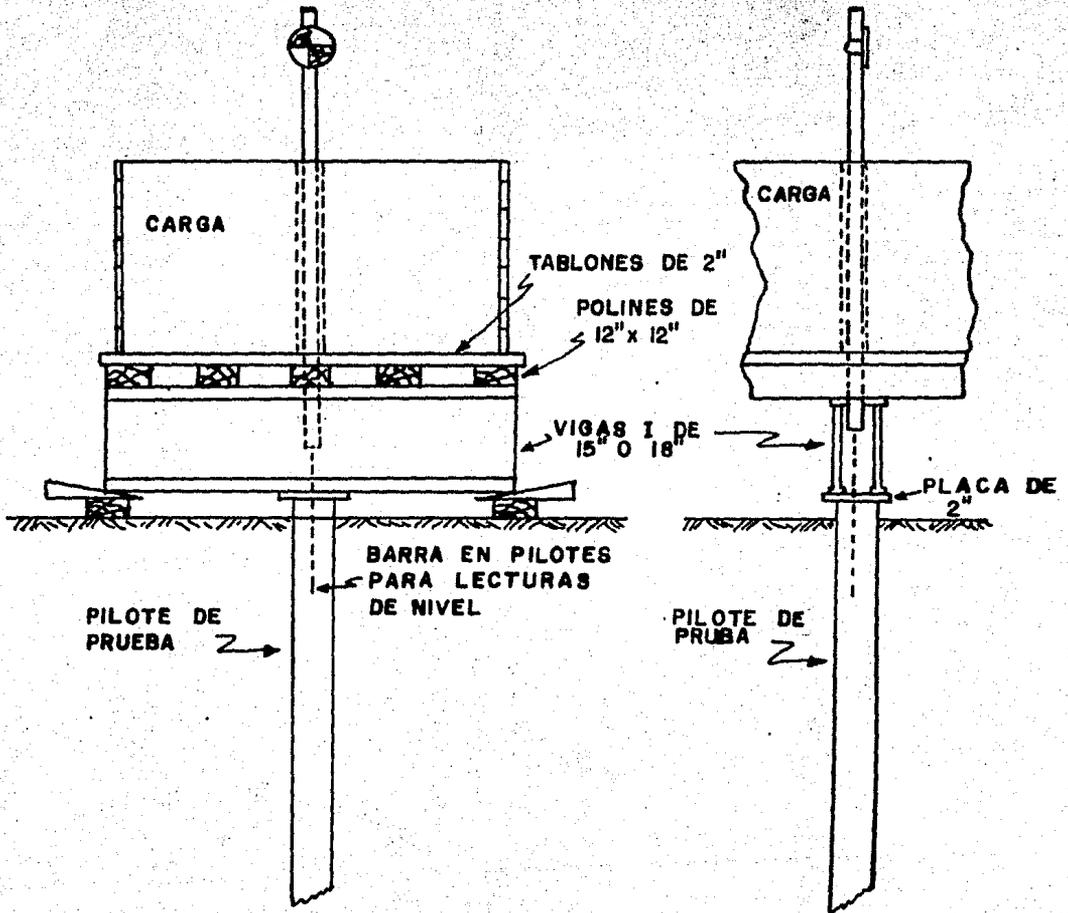


Fig. 2 Pilote de prueba con carga de caja o plataforma pesada y soportada directamente por el pilote.

prueba anticipada. Un gato hidráulico recientemente calibrado con un manómetro de presión será interpuesto entre la cabeza del pilote y la caja de carga, y aplicada la carga al pilote mediante la operación del gato. Un sistema típico para esta prueba se presenta en la Fig. 3.

c).- Carga aplicada al pilote mediante un gato hidráulico que actúa contra el elemento de reacción anclado. Dos o más pilotes a ser empleados como pilotes de ancla serán hincados tan lejos del pilote de prueba como sea practicable. Una viga maestra de suficiente resistencia para actuar como una viga de reacción será fijada a los extremos superiores de los pilotes de ancla. Un gato hidráulico recientemente calibrado con un manómetro de presión será interpuesto entre la cabeza del pilote de prueba y el lado bajo de la viga de reacción y la carga de prueba será aplicada mediante la operación del gato. Este tipo general de prueba se ilustra en la Fig. 4.

Aparato para medir asentamientos

4.- El aparato para medir el asentamiento consistirá de uno de los siguientes dispositivos:

a).- Nivel de topógrafo y mirilla de corredera. La lectura del nivel de topógrafo y mirilla de corredera a 0.001 pies podrá emplearse como se ilustra en la Fig. 2. Dos marcas de banca serán establecidas sobre objetos permanentes cerca de la localización del pilote de prueba y los asentamientos serán determinados mediante lecturas hechas sobre estas marcas de banca y sobre la penetración del perno o barra en la cabeza del pilote.

b).- Alambre y escala. Un alambre será estirado en-

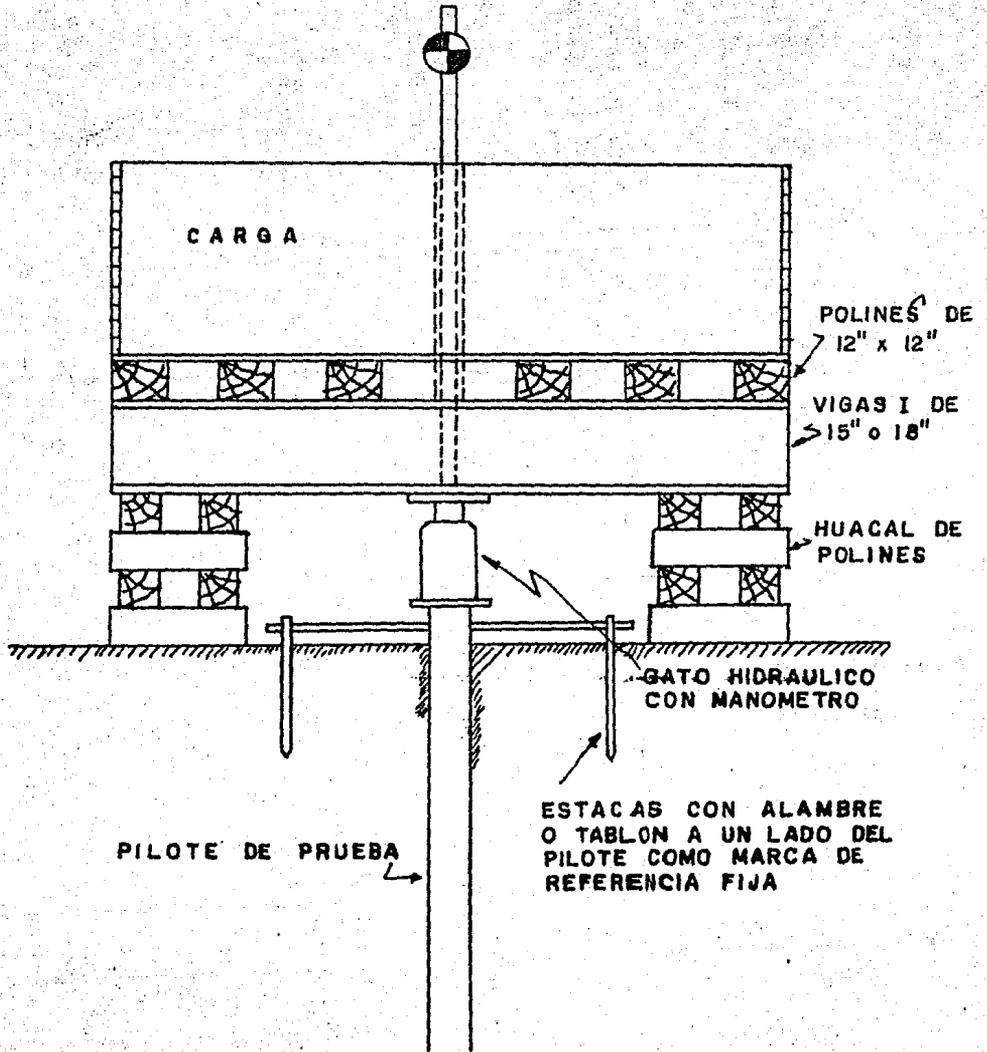


Fig. 3 Pilote de prueba con carga de caja o plata forma pesada y aplicada al pilote mediante un gato hidráulico.

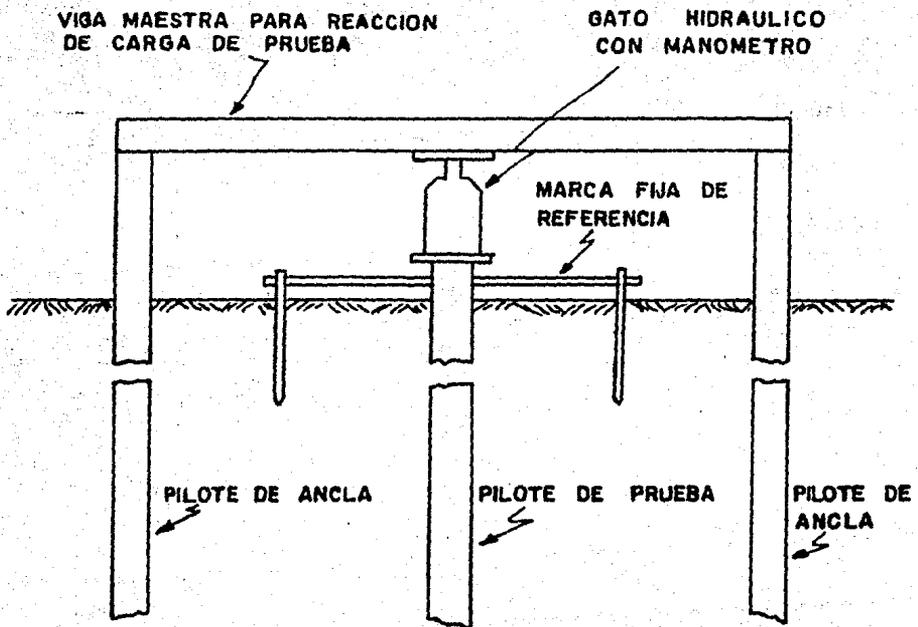


Fig. 4 Prueba de Pilote con carga aplicada al pilote mediante un gato hidráulico actuando contra el elemento reacción mantenido abajo por pilotes de ancla.

tre dos estacas cada una hincada dentro del terreno a una distancia no menor que 8 pies desde el centro del pilote de prueba. El alambre pasará a través de la cara de una escala fijada al pilote de manera que se puedan hacer lecturas de asentamiento directamente sobre la escala.

c).- Manómetro de cuadrante. Una viga será fijada a las dos estacas cada una hincada dentro del terreno a una distancia no menor de 8 pies a partir del punto más cercano del pilote de prueba. Un manómetro de cuadrante con su vástago descansando sobre el tope del pilote o sobre lenguetas o puntos similares de referencia en el pilote, será fijado a esta viga fija para registrar el movimiento de la cabeza del pilote. Alternativamente el manómetro se puede fijar al pilote con su vástago apoyándose contra el lado bajo de la viga o contra lenguetas fijadas allí mismo. Mientras que un manómetro de cuadrante puede proporcionar la mayor precisión en lecturas consecutivas y asentamientos, una observación comprobadora de asentamientos será hecha a intervalos seleccionados durante la prueba mediante una barra de nivel o escala referida a una elevación fija que es independiente de la viga de referencia a la cual se fija el manómetro de cuadrante.

Procedimiento

5.- a).- La cabeza del pilote será cortada a nivel o será encasquetada de tal manera que se produzca una superficie plana de soporte. Una placa de acero será asentada sobre el tope del pilote. Si el método de cargado es el representado en la Figura 2, a la placa se le practicará un agujero en su cen-

tro a través del cual la cabeza del perno o barra de refuerzo - puede proyectarse para servir como punto de referencia para la barra de nivel (mira de corredera).

b).- La carga total de prueba será doble de lo anticipado para la carga de trabajo sobre el pilote y será aplicada en incrementos del 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175 y 200% de la carga de trabajo anticipada. Las lecturas de los asentamientos hechas con una precisión de 0.001 pies serán tomadas antes y -- después de la aplicación de un nuevo incremento de carga. No se rá aplicada carga adicional hasta que la relación de asentamiento bajo el previo incremento sea menor a 0.001 pies en una hora o hasta haber transcurrido dos horas, según lo que ocurra primero. Una vez completado el cargado, la carga de prueba completa- permanecerá sobre el pilote por 24 horas, o por un período ma-- yor si la necesidad es indicada por la relación de asentamiento del pilote, y las lecturas del asentamiento serán tomadas durante y al término de tal período. Como una alternativa al método- de cargado, los incrementos especificados de carga pueden añaa-- dirse en constantes intervalos no menores a los 30 minutos y -- preferiblemente de una hora. Las lecturas de asentamiento serán hechas inmediatamente antes y durante la adición de cada incre- mento de carga y no menos que tres veces especificadas entre -- los incrementos de carga.

Nota 2.- En lugar de aplicar una cantidad predeterminada de carga al pilote de prueba, se recomienda que, siempre que sea posible, el cargado del pilote de prueba se continúe hasta que ocurra un rápido asentamiento progresivo.

c).- Durante el descargado del pilote, el rebote se-

rá medido cuando la carga restante en el pilote sea de un 75, - 50, 25, 10 y 0 por ciento de la carga total de prueba, con decrementos de carga soltados a intervalos de por lo menos media hora, y con mediciones del rebote hechas inmediatamente antes y después de cada decremento. El rebote final será registrado 24 horas después de que se ha retirado la totalidad de la carga de prueba.

Informe

6.- El informe de la prueba de carga incluirá la si siguiente información:

1).- Una descripción de las condiciones del suelo - en la localización del pilote de prueba.

2).- Una descripción del pilote y su registro de -- hincado, incluyendo el número de golpes de martillo por pie a lo largo de la longitud del pilote y la resistencia final de -- hincado en golpes por pulgada para las últimas tres pulgadas de hincado.

3).- Una descripción del martillo y su relación - - real de operación durante el hincado del pilote de prueba.

4).- Una tabulación de las cargas y las lecturas de asentamiento durante el cargado y descargado del pilote.

5).- Una representación gráfica de los resultados - de prueba en la forma de una curva de tiempo, carga y asenta-- miento, y;

6).- Comentarios relativos a cualesquiera ocurrencias raras durante el hincado o cargado del pilote.

De la misma manera que se llevan a cabo las pruebas de carga para pilotes, se hacen para pilas coladas "In Situ".

2.- CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA.

Las propiedades de los suelos son de importancia fundamental en lo que se refiere a la capacidad de carga.

No solo el valor absoluto de la resistencia al esfuerzo cortante gobierna dicha capacidad, sino también la relación entre la resistencia al corte de los estratos individuales.

Los problemas referentes a capacidad de carga se pueden resumir a dos casos: a).- Suelos puramente "cohesivos" ($c \neq 0$; $\phi = 0$) y b).- Suelos puramente "friccionantes" ($c = 0$; $\phi \neq 0$).

2.1.- En Arcillas.

En su teoría aplicada a suelos puramente "cohesivos", TERZAGHI no toma en cuenta para fijar el valor de N_c (factor de capacidad de carga) la profundidad de desplante del cimiento en el estrato de apoyo, D . Así en la Fig. 2.1.1, los dos cimientos tendrían la misma capacidad, en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir al valor de N_c .

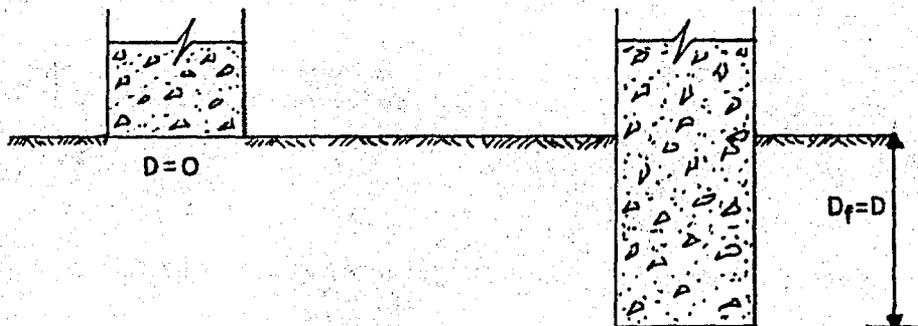


Fig. 2.1.1. INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE EN EL VALOR DE N_c , EN SUELOS PURAMENTE COHESIVOS.

Es claro que, según TERZAGHI, la capacidad de carga no sería la misma en los dos cimientos, a causa del diferente valor del término γD_f , que interviene en la siguiente expresión encontrada por TERZAGHI

$$q_c = 5.7c + \gamma D_f \dots\dots\dots (1)$$

q_c : Capacidad de carga última del cimiento.

5.7: Valor de N_c (Factor de capacidad de carga) para un suelopuramento cohesivo y en el caso de un cimiento de base rugosa.

c : cohesión del suelo.

γ : Peso específico del suelo.

D_f : Profundidad de desplante del cimiento.

El valor N_c , que TERZAGHI no diferencía, podrá ser distinto en ambos casos. Si se piensa en términos de superficie de falla, el cimiento más profundo tendría una superficie de mayor desarrollo, en la cual la cohesión trabajará más, a lo que deberá corresponder un mayor valor de N_c , "SKEMPTON" -- realizó experiencias tratando de cuantificar estas ideas y encontró, en efecto, que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante; también encontró, de acuerdo con la intuición, que N_c crece al aumentar la profundidad de desplante del cimiento, si bien este crecimiento no es ilimitado, de manera que N_c permanece ya constante de una cierta profundidad de desplante en adelante.

SKEMPTON propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una expresión de forma totalmente análoga a la de TERZAGHI, según la cual

$$q_c = cN_c + \gamma D_f \dots\dots\dots (2)$$

la diferencia estriba en que ahora N_c ya no vale siempre 5.7,-

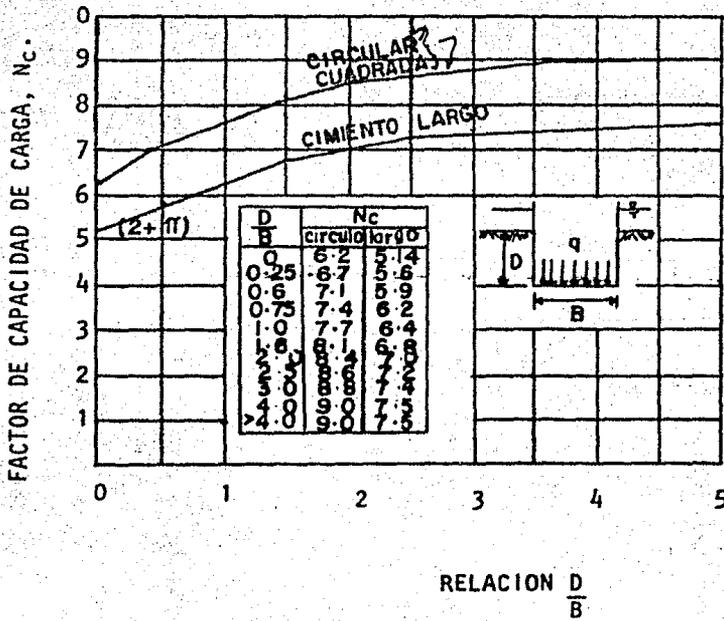


FIG. 2.1.2 Valores de N_c según SKEMPTON, para suelos puramente cohesivos.

sino que varía con la relación D/B , en que D es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento.

En la Fig. 2.1.2., aparecen los valores obtenidos - por SKEMPTON para N_c , en el caso de cimientos largos y de cimientos cuadrados o circulares.

Por otra parte, en los casos de suelos heterogéneos estratificados debe manejarse con cuidado el término γD_f , que representa la presión del suelo al nivel de desplante y que, - por lo tanto deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos con sus respectivos pesos específicos, en la condición de suelo de que se trate más cualquier sobrecarga distribuida en la superficie del suelo (ver Fig. - 2.1.3).



Fig. 2.1.3. DISTINCION ENTRE D Y D_f PARA APLICAR LA TEORIA DE SKEMPTON

La teoría de SKEMPTON es apropiada para cimentaciones en arcilla cohesiva ($\phi=0$), sean superficiales o profundas, incluyendo el cálculo de capacidad de carga en cilindros y pilas.

2.2.- En Arenas

Puede usarse la teoría de MEYERHOF para determinar la capacidad de carga de cimientos profundos en arenas y grava, incluyendo cilindros y pilas, aunque ejerciendo vigilancia cuidadosa, ya que en ocasiones se ha observado que proporciona valores muy altos con respecto a los prudentes.

En su teoría, MEYERHOF sí toma en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel del desplante del cimiento, no así la teoría de TERZAGHI que es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo, pudiéndose aplicar con gran confiabilidad hasta el límite $D_f \leq 2B$.

En su teoría TERZAGHI considera el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante. Esta hipótesis es tan más alejada de la realidad cuanto más profundo sea el cimiento considerado.

MEYERHOF trató de cubrir ésta deficiencia en su teoría de capacidad de carga. En esta teoría y para el caso de cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento -- con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en la Fig. 2.2.1.

Según MEYERHOF, la cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes, a la que se puede considerar en estado activo de RANKINE; la cuña ABC, limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña BCDE es una zona de transición en que los esfuerzos varían

desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo. La extensión del estado plástico en ésta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación. La línea BD es llamada por MEYERHOF "la superficie libre equivalente" y en ella actúan los esfuerzos normales, P_o , y tangenciales S_o , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE.

La expresión a que se llega finalmente al desarrollar la teoría de MEYERHOF es la siguiente:

$$Q_c = cN_c + P_o N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots (1)$$

Q_c : capacidad de carga última del cimiento.

c : cohesión del suelo.

P_o : esfuerzo normal.

γ : peso específico del suelo.

B : ancho del cimiento.

N_c, N_q y N_γ : factores de capacidad de carga.

Esta expresión final es enteramente análoga a la de TERZAGHI. La diferencia estriba en P_o , que ahora no es simplemente igual a γh y en los tres factores de capacidad de carga, N_c , N_q y N_γ que son diferentes en valor numérico a los que se manejan con la teoría de TERZAGHI.

El cálculo que se hace en la teoría de MEYERHOF de éstos factores también sigue, básicamente los lineamientos planteados anteriormente por TERZAGHI, aunque, naturalmente, las superficies de deslizamiento que sirven de base a los cálculos son diferentes. Sin embargo, en la teoría de MEYERHOF persiste el defecto fundamental de que N_c y N_q se calculan con una cierta superficie de deslizamiento, en tanto que N_γ se calcula a --

partir de otra determinada con independencia y que, en general, no coincide con la primera; ésta segunda superficie determina - de hecho, una zona plástica de menor extensión que la primera.- Así una misma fórmula procede de dos mecanismos de falla, vale decir de dos fundamentos distintos, por lo que, en rigor, en la expresión (1) se suman términos no homogéneos entre sí. La verdadera superficie de deslizamiento deberá de ser determinada, - lo cual hasta hoy no ha sido posible.

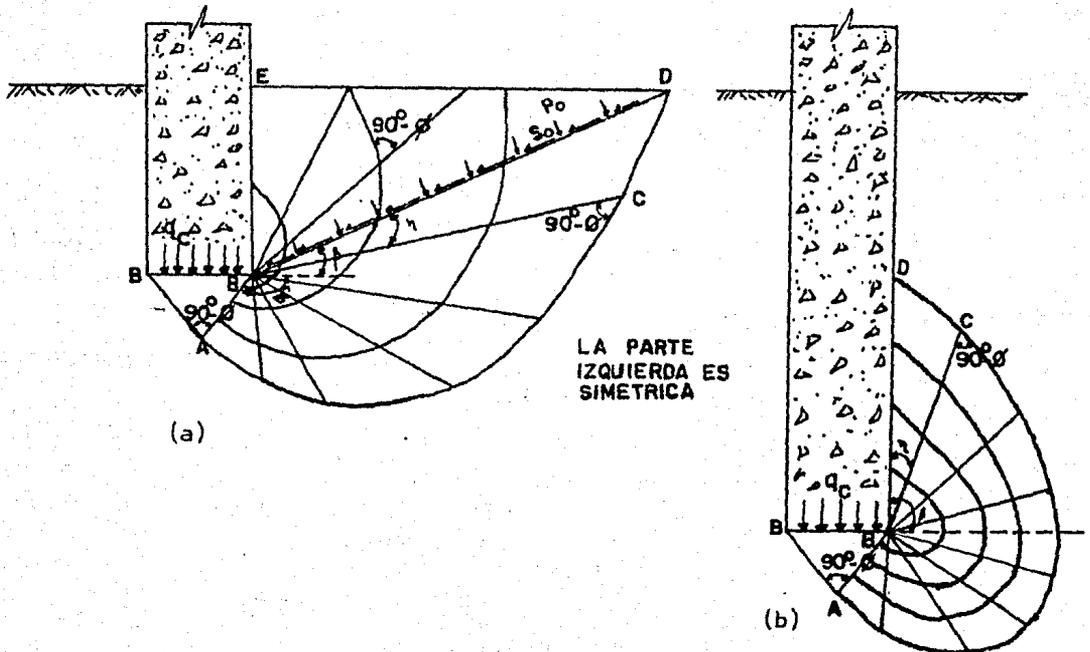


Fig. 2.2.1 MECANISMOS DE FALLA PROPUESTOS
POR MEYERHOF.
(a) A poca profundidad.
(b) A gran profundidad.

Implícitamente, MEYERHOF espera que esa superficie verdadera resulte intermedia entre las dos utilizadas. El propio MEYERHOF ha sustituido su planteamiento original teórico por otro diferente, publicado más recientemente, fundamentado sobre todo en el conocimiento empírico. En su nuevo trabajo -- MEYERHOF vuelve, para el caso de cimientos superficiales, a -- una ecuación que tiene la forma matemática de la ecuación original de TERZAGHI:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots(2)$$

Los coeficientes N_c , N_q y N_γ empero, son ahora diferentes. MEYERHOF, para el caso de los cimientos superficiales -- muy largos conserva los factores N_c y N_q primitivamente propuestos por PRANDTL en 1920:

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi.$$

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} N_\phi \dots\dots\dots(3)$$

Donde: $N_\phi = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$

Para el coeficiente N_γ considera la expresión -- aproximada $N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4 \phi) \dots\dots\dots(4)$

En la Fig. 2.2.2 aparecen con líneas llenas las gráficas de dichas expresiones (válidas para cimientos superficiales largos) en función del ángulo de fricción interna ϕ . Para el caso de cimientos superficiales circulares o cuadrados -- ($B=L$), los coeficientes de capacidad de carga considerados por MEYERHOF son los mostrados con las líneas continuas de raya -- larga; estos valores son propuestos por MEYERHOF con base en -- consideraciones teóricas y semiempíricas.

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, con relación largo a ancho igual a B/L no se han obtenido factores de capacidad de carga por métodos teóricos, pero --

MEYERHOF propone que para ese caso se obtengan por interpolación de los dos tratados en la Fig. (cimientos largos, $B/L=0$ y cuadrados $B=L$). Alternativamente, dichos factores pueden obtenerse multiplicando los factores de capacidad de carga correspondientes a cimientos superficiales muy largos, obtenidos de la Fig. 2.2.2, por los denominados factores de forma, de origen empírico, que son, respectivamente:

$$S_c = 1 + 0.2 N_\phi \frac{B}{L}$$

$$S_q = S_\gamma = 1, \text{ para } \phi = 0 \quad \dots (5)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi \frac{B}{L}, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

La medición de la capacidad de carga en fallas de cimentaciones reales indica que, en suelos friccionantes, con alto valor de ϕ ($\phi > 30^\circ$), el factor N_ϕ correspondiente a cimientos superficiales, circulares o cuadrados, es menor que el que se tiene para cimientos muy largos. Sin embargo, la aplicación de la última de las expresiones (5) conduce al resultado opuesto. MEYERHOF explica esta aparente contradicción por la influencia que ejerce sobre el valor de ϕ el esfuerzo principal intermedio. En efecto, en una prueba triaxial de compresión, que se podría considerar representativa de la condición del suelo bajo un cimiento cuadrado o circular, ocurre que $\sigma_2 = \sigma_3$ en cambio, en una prueba triaxial hecha bajo condiciones de deformación plana, que representaría al estado del suelo bajo un cimiento muy largo, el esfuerzo σ_2 resulta de un valor intermedio entre σ_1 y σ_3 . Los resultados reportados por muchos autores, correspondientes a pruebas de laboratorio triaxiales de compresión y a prueba de deformación plana, indi

can que el ángulo de fricción interna en el caso de la deformación plana, es alrededor de un 10% mayor que el correspondiente a la prueba triaxial de compresión. El hecho de que el ángulo de fricción sea mayor en pruebas de deformación plana hace que la capacidad de carga en cimientos superficiales largos resulte, a fin de cuentas, mayor que en cimientos cuadrados o circulares, desapareciendo así la aparente contradicción entre teoría y observaciones, arriba señalada.

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, el valor de ϕ puede estimarse a partir de una interpolación lineal (respecto a la relación B/L) entre los valores correspondientes a cimientos cuadrados y a cimientos muy largos. MEYERHOF propone:

$$\phi_r = (1.1 + 0.1 \frac{B}{L}) \phi_t \dots\dots\dots(6)$$

En donde ϕ_r es el ángulo de resistencia en un cimiento rectangular con relación de dimensiones B/L y ϕ_t es el ángulo obtenido en una prueba triaxial standard de compresión. El valor de ϕ_r deberá utilizarse para determinar los factores de capacidad de carga en cimientos rectangulares superficiales, en la Fig. 2.2.2.

La expresión (2) no toma en cuenta la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, arriba del nivel de desplante; por lo tanto, la capacidad de un cimiento real, desplantado bajo la superficie, será algo mayor que la dada por aquellas fórmulas. En cimientos superficiales, en que $D < B$, el incremento en la capacidad puede afinarse con los llamados factores de profundidad, por los que hay que multiplicar los respectivos factores de capacidad de carga, obtenidos con la Fig. 2.2.2.,-

para obtener los corregidos

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N\phi} \quad D/B$$

$$d_q = d_y = 1, \text{ para } \phi = 0 \quad \dots(7)$$

$$d_q = d_y = 1 + 0.1 \sqrt{N\phi} \quad D/B, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

El material hasta aquí expuesto se refiere a cimentos superficiales en los que la resultante de las cargas a ellos aplicadas es centrada y vertical.

En la práctica sin embargo, es frecuente que dicha resultante sea excéntrica y/o inclinada y ambas condiciones tienden a disminuir substancialmente la capacidad de carga de las cimentaciones.

En el caso de que la carga sea excéntrica, actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento (excentricidad), MEYERHOF recomienda tratar los problemas con las mismas fórmulas que rigen el caso de cargas axiales, modificando para efecto de cálculo, en cambio, el ancho del elemento de cimentación al valor

$$B' = B - 2e \quad \dots(8)$$

Lo anterior equivale esencialmente a considerar la carga centrada en un ancho menor que el real, considerando que una faja del cimiento, de ancho $2e$, no contribuye a la capacidad de carga.

Este ancho reducido, B' , debe usarse en las fórmulas en el término en que interviene B , en lugar de éste último y, además, también debe usarse al calcular la carga total que puede soportar el cimiento, al valuar el área total de éste.

En el caso de una cimentación rectangular con carga excéntrica en las dos direcciones (longitud y ancho), el crite-

rio anterior se aplica independientemente a las dos dimensiones del cimientto. Es de señalar, a fin de evitar errores de cálculo, que en el caso de un área circular, la fórmula que dá la carga total del cimientto es, consecuentemente con lo anterior:

$$Q_{\text{tot.}} = \frac{DD'}{4} q_c \dots\dots\dots(9)$$

en que D', diámetro reducido, vale:

$$D' = D - 2e \dots\dots\dots(10)$$

Pruebas hechas en modelos hacen ver que el procedimiento de cálculo recién descrito, está del lado de la seguridad. Para el caso de cimienttos superficiales que han de soportar cargas inclinadas un ángulo α con la vertical, MEYERHOF propone estimar la componente vertical de la capacidad de carga con base en los siguientes factores, denominados de inclinación y dados por:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \dots\dots\dots(11)$$

$$i_y = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2$$

Estos números multiplicarán a los respectivos factores de capacidad, obtenidos de la Fig. 2.2.2., para obtener la capacidad reducida del cimientto.

En resumen, la componente vertical de la capacidad de carga de un cimientto superficial puede escribirse en el caso general, de cargas inclinadas y excéntricas, como:

$$q_c = \frac{Q}{B'L} = d_c i_c c N_c + d_q i_q \gamma D_f N_q + d_y i_y \frac{1}{2} B' N_y \dots\dots\dots(12)$$

La capacidad de carga por "punta de un pilote o pila aislada" es expresada por MEYERHOF por medio de la fórmula:

$$q_c = c N'_c + \gamma D N'_q \dots\dots\dots(13)$$

Valor que multiplicado por el área de la sección trans

versal de la base de la pila aislada da su capacidad portante total por punta, a la falla.

c y γ tienen los sentidos usuales, D es la profundidad a la que está el estrato resistente de apoyo; adicionalmente, la pila deberá penetrar en dicho estrato una cantidad D' :

$$D' = 4Btg (45^\circ + \phi/2) \dots\dots\dots(14)$$

Los factores de capacidad de carga N'_c y N'_q que figuran en la fórmula (13) son semiempíricos y toman en cuenta el efecto de profundidad; corresponden a pilotes hincados al golpe, de sección cuadrada o circular. Se obtienen en la Fig. 2.2.2., cuando la pila no penetra en el estrato resistente el valor dado por la expresión (14) sino uno menor, MEYERHOF recomienda interpolar linealmente los factores de capacidad entre los N'_c y N'_q de la Fig. 2.2.2, y los correspondientes a las cimentaciones superficiales (en la misma figura), que deben regir si $D' = 0$.

Si las propiedades del suelo varían cerca de la punta de la pila. MEYERHOF recomienda obtener los valores medios a usar, promediando dichas propiedades en la zona comprendida entre cuatro diámetros (o anchos) sobre la punta y uno bajo ella, para el caso de suelos friccionantes. En arcillas, puede considerarse una zona más estrecha, (quizá, como un diámetro arriba y abajo de la base).

Todas las consideraciones anteriores valen para una pila de eje vertical o inclinado, obteniéndose en este último caso la carga portante según el eje del elemento.

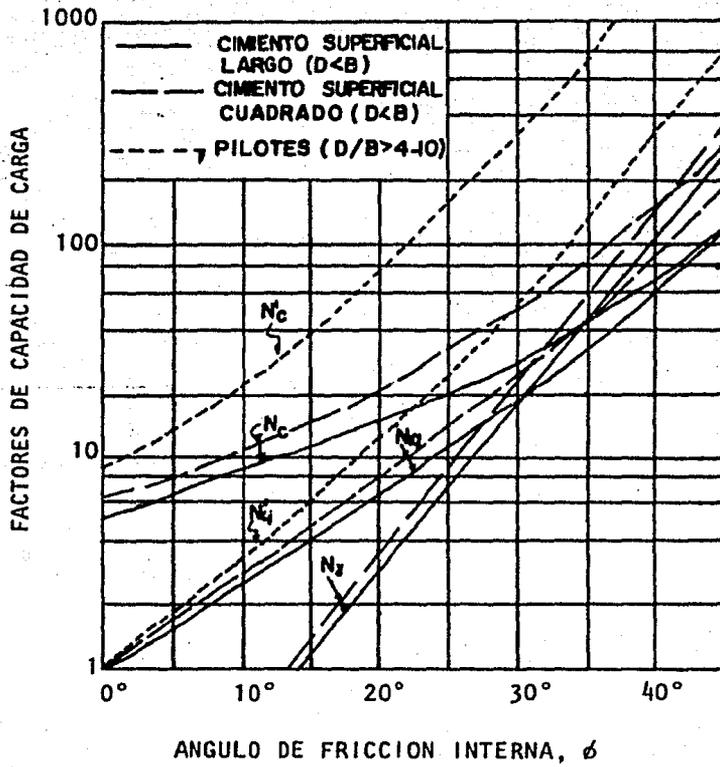


Fig. 2.2.2. Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilotes.

CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTOS PROFUNDOS SEGUN EL
CRITERIO DE ZEEVAERT.

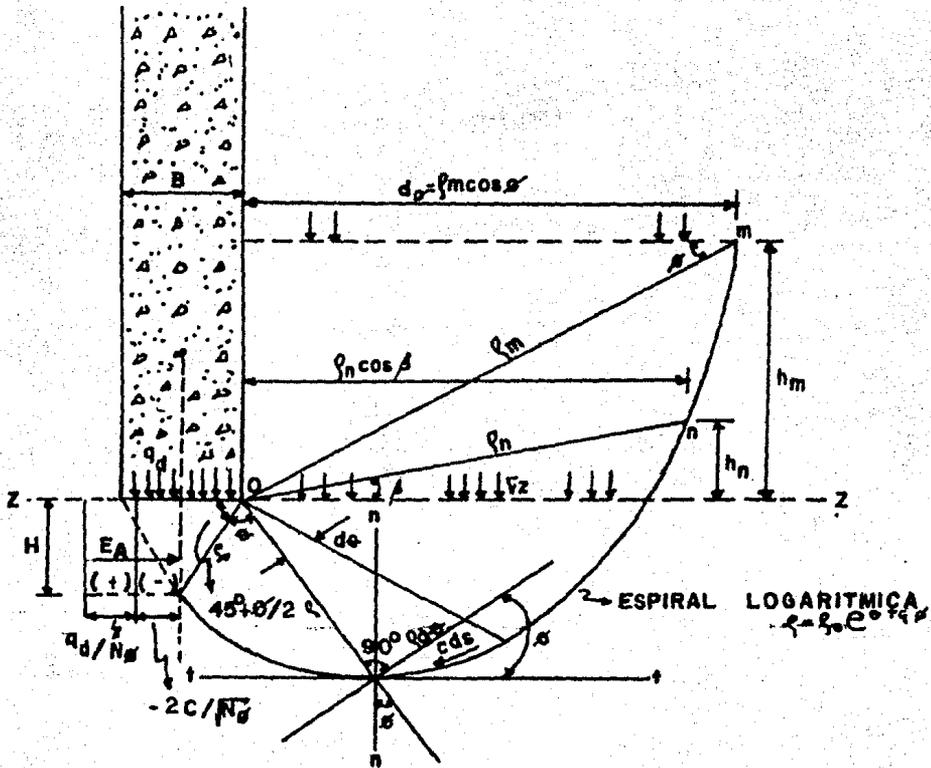


FIG- 2-2-3. MECANISMO DE FALLA.

A continuación se presenta la obtención de la capacidad de carga según el criterio del Dr. ZEEVAERT. Se considera un cimiento profundo apoyado sobre un suelo cohesivo friccionante como se muestra en la Fig. 2.2.3. Se desprecia el peso del suelo bajo el nivel de desplante del cimiento.

El empuje activo está dado por la siguiente expresión:

$$E_A = \left(\frac{q_d}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \right) H = \left(\frac{q_d}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \right) \tan(45^\circ + \phi/2) \frac{B}{2}$$

Determinación del momento actuante M_{A_0} con respecto al punto "O".

$$M_{A_0} = \frac{q_d B^2}{8} + E_A \frac{H}{2}$$

Donde:

$$\frac{B}{2} = \rho_0 \cos(45^\circ + \phi/2), \quad H = \rho_0 \sin(45^\circ + \phi/2)$$

Sustituyendo en M_{A_0} .

$$M_{A_0} = \frac{q_d}{8} 4 \rho_0^2 \cos^2(45^\circ + \phi/2) + \left(\frac{q_d}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \right) H$$

$$M_{A_0} = \frac{1}{2} q_d \rho_0^2 \cos^2(45^\circ + \phi/2) + \left[\frac{q_d}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \right] H \cdot \frac{H}{2}$$

$$M_{A_0} = \frac{1}{2} q_d \rho_0^2 c \cos^2(45^\circ + \phi/2) + \left[\frac{q_d H^2}{2N\phi} - \frac{2cH^2}{2\sqrt{N\phi}} \right]$$

$$M_{A_0} = \frac{1}{2} q_d \rho_0^2 \cos^2(45^\circ + \phi/2) + \left[\frac{q_d}{2N\phi} \rho_0^2 \sin^2(45^\circ + \phi/2) - \frac{c}{\sqrt{N\phi}} \rho_0^2 \sin^2(45^\circ + \phi/2) \right]$$

$$M_{A_0} = \frac{1}{2} q_d \rho_0^2 \cos^2(45^\circ + \phi/2) + \rho_0^2 \sin^2(45^\circ + \phi/2) \left[\frac{q_d}{2N\phi} - \frac{c}{\sqrt{N\phi}} \right]$$

$$M_{A_0} = q_d \left[\frac{\rho_0^2}{2} \cos^2(45^\circ + \phi/2) \right] + q_d \left[\frac{\rho_0^2 \sin^2(45^\circ + \phi/2)}{2N\phi} \right] - \frac{c \rho_0^2 \sin^2(45^\circ + \phi/2)}{\sqrt{N\phi}}$$

$$M_{A_0} = q_d \left[\frac{\rho_0^2}{2} \cos^2(45^\circ + \phi/2) \right] + q_d \left[\frac{\frac{\rho_0^2}{2} \sin^2(45^\circ + \phi/2)}{\frac{\sin^2(45^\circ + \phi/2)}{\cos^2(45^\circ + \phi/2)}} \right] - \frac{c \rho_0^2 \sin^2(45^\circ + \phi/2)}{\sqrt{N\phi}}$$

$$M_{A_0} = q_d \left[\frac{\rho_0^2}{2} \cos^2(45^\circ + \phi/2) \right] + q_d \left[\frac{\rho_0^2}{2} \cos^2(45^\circ + \phi/2) \right] - \frac{c \rho_0^2 \sin^2(45^\circ + \phi/2)}{\sqrt{N\phi}}$$

$$M_{A_0} = q_d \left[\frac{\rho_0^2}{2} \cos^2(45^\circ + \phi/2) + \frac{\rho_0^2}{2} \cos^2(45^\circ + \phi/2) \right] - \frac{c \rho_0^2 \sin^2(45^\circ + \phi/2)}{\sqrt{N\phi}}$$

$$M_{A_0} = q_d \rho_0^2 \cos^2(45^\circ + \phi/2) - \frac{c \rho_0^2 \sin^2(45^\circ + \phi/2)}{\sqrt{N\phi}}$$

$$M_{A_o} = q_d \rho_o^2 \cos^2(45^\circ + \phi/2) - \frac{c \rho_o^2 \sin^2(45^\circ + \phi/2)}{\frac{\sin(45^\circ + \phi/2)}{\cos(45^\circ + \phi/2)}}$$

$$M_{A_o} = q_d \rho_o^2 \cos^2(45^\circ + \phi/2) - c \rho_o^2 \sin(45^\circ + \phi/2) \cos(45^\circ + \phi/2)$$

$$M_{A_o} = q_d \rho_o^2 \cos^2(45^\circ + \phi/2) - c \rho_o^2 \sin(45^\circ + \phi/2) \cos(45^\circ + \phi/2) \cdot \frac{\cos(45^\circ + \phi/2)}{\cos(45^\circ + \phi/2)}$$

$$M_{A_o} = q_d \rho_o^2 \cos^2(45^\circ + \phi/2) - c \rho_o^2 \operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2) \cos^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$M_{A_o} = q_d \rho_o^2 \cos^2(45^\circ + \phi/2) - c \rho_o^2 \sqrt{N_\phi} \cos^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$M_{A_o} = (q_d - c \sqrt{N_\phi}) \rho_o^2 \cos^2(45^\circ + \phi/2) \dots \dots \dots (1)$$

Determinación del momento resistente M_{p_o}

$$M_{p_o} = \frac{V_u \rho_n^2 \cos^2 \beta}{2} + \int_0^{\phi} c ds \cos \phi \cdot \rho$$

$$\text{Pero } \rho = \rho_o e^{\operatorname{tg} \phi}; \cos \phi = \frac{\rho d \phi}{ds}; ds = \frac{\rho d \phi}{\cos \phi}$$

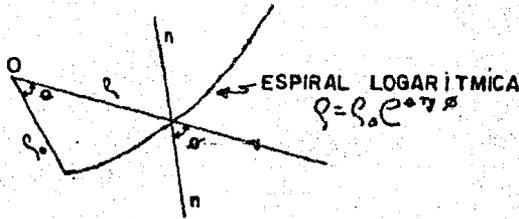
$$\int_0^{\phi} c \cos \phi \rho ds = c \cos \phi \int_0^{\phi} \rho^2 \frac{d \phi}{\cos \phi}$$

$$= c \int_0^{\phi} \rho_o^2 e^{2\phi \operatorname{tg} \phi} d \phi$$

$$= c \rho_o^2 \left[\frac{1}{2 \operatorname{tg} \phi} e^{2\phi \operatorname{tg} \phi} \right]_0^{\phi}$$

$$= \frac{c \rho_o^2}{2 \operatorname{tg} \phi} \left[e^{2\phi \operatorname{tg} \phi} - 1 \right]$$

$$M_{P_0} = \frac{1}{2} \sqrt{z} \rho_n^2 \cos^2 \beta + \frac{c \rho_0^2}{2 \operatorname{tg} \phi} \left[e^{2\phi \operatorname{tg} \phi} - 1 \right] \dots \dots (2)$$



(si se considera la fricción; pero no provoca momento con respecto a "O").

Determinación de la capacidad de carga q_d

Comparando (1) y (2)

$M_{A_0} = M_{P_0}$ (En estado incipiente de falla).

$$q_d \rho_0^2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) - \rho_0^2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) c \sqrt{N_\phi} = \frac{\sqrt{z}}{2} \rho_n^2 \cos^2 \beta + \frac{c \rho_0^2}{2 \operatorname{tg} \phi} \left[e^{2\phi \operatorname{tg} \phi} - 1 \right]$$

$$q_d = \frac{\frac{\sqrt{z}}{2} \rho_n^2 \cos^2 \beta + \frac{c \rho_0^2}{2 \operatorname{tg} \phi} \left[e^{2\phi \operatorname{tg} \phi} - 1 \right] + \rho_0^2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) c \sqrt{N_\phi}}{\rho_0^2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)}$$

$$q_d = c \underbrace{\left[\sqrt{N_\phi} + \frac{e^{2\phi \operatorname{tg} \phi} - 1}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \operatorname{tg} \phi} \right]}_{N_c} + \left[\frac{\rho_n^2 \cos^2 \beta}{2 \rho_0^2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)} \right] \sqrt{z}$$

$$\rho_n = \rho_0 e^{\phi \operatorname{tg} \phi}$$

$$q_d = c N_c + \underbrace{\frac{\rho_0^2 e^{2\phi \operatorname{tg} \phi} \cos^2 \beta}{2 \rho_0^2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)}}_{N_q} \sqrt{z}$$

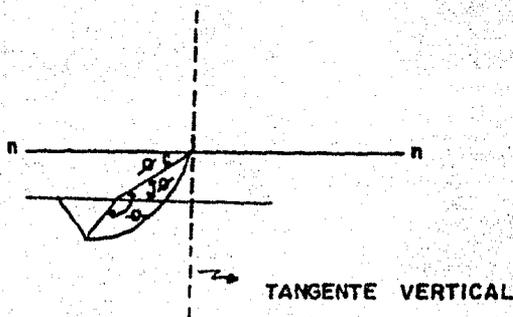
$$q_d = cN_c + \sqrt{s}N_q$$

Determinación de los factores de capacidad de carga N_c y N_q

Para cimentaciones profundas

$$\theta = \pi - (1/4\pi + \phi/2) + \phi$$

$$\beta = \phi \text{ y } \theta = 3/4\pi + \phi/2$$



$$N_c = \sqrt{N_\phi} + \frac{e(3/2\pi + \phi) \operatorname{tg} \phi - 1}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = \frac{e(3/2\pi + \phi) \operatorname{tg} \phi \cos^2 \phi}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)}$$

Para cimentaciones superficiales



$$\beta = 0 \text{ y } \theta = \pi - (1/4\pi + \phi/2) = 3/4\pi - \phi/2$$

$$N_c = \sqrt{N_\phi} + \frac{e(3/2\pi - \phi) \operatorname{tg} \phi - 1}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = \frac{c(3/2\pi - \phi) \operatorname{tg} \phi}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)}$$

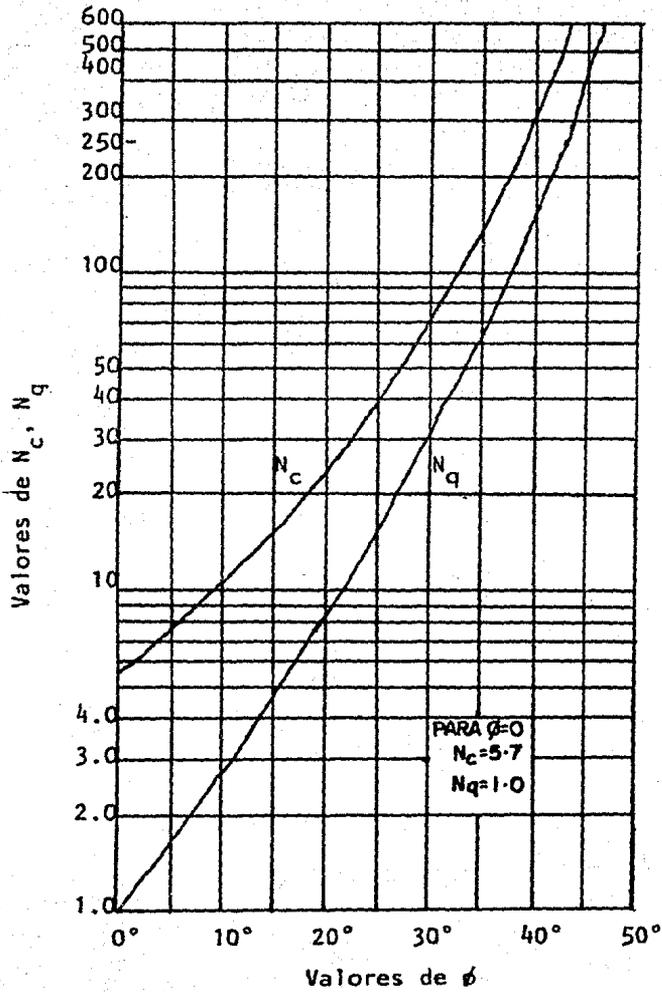


Fig. 2.2.4 Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas.

Resulta interesante señalar que la capacidad de carga obtenida con el criterio de ZEEVAERT resulta en general menor que la capacidad de carga obtenida por MEYERHOF. Por tal motivo es recomendable utilizar los valores de MEYERHOF únicamente en los casos en que exista experiencia que demuestre la aplicabilidad de estos valores. Cuando se cuente con experiencia limitada en relación con un estrato de apoyo de una pila, es preferible utilizar el criterio de ZEEVAERT.

3.- CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN LATERAL.

La fricción negativa y las fuerzas laterales sísmicas, son dos de las fuerzas de arrastre más importantes en el diseño y construcción de elementos que soportan cargas fuertes, como son pilotes de gran diámetro perforados en el subsuelo y colados en el sitio.

La primera fuerza de arrastre actúa sobre el vástago de una pila; cuando se presenta una estratigráfica básicamente formada por un cierto espesor compresible, subyacente por el estrato resistente, en donde se apoyan las pilas coladas "in situ" y cuando dicho manto compresible tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación inducido (por ejemplo intenso bombeo); los suelos blandos se enjutan tendiendo a bajar a lo largo del vástago de la pila, esta tendencia induce esfuerzos de fricción en el vástago de las pilas, que, por ser en sentido descendente, sobrecargan a éstas al colgarse materialmente el suelo circunvecino de las pilas. Si éstas cargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, pueden llegar a producir el colapso de la pila por penetración en el estrato resistente.

La segunda fuerza de arrastre ocurre en zonas sísmicas. Durante el fuerte movimiento del suelo el vástago de la pila es forzado a moverse con la masa del suelo, y los desplazamientos diferenciales laterales que se producen en él inducen fuerzas cortantes y momentos flexionantes en sus extremos, y en el vástago mismo de la pila.

Estas fuerzas se estiman para proporcionarle a la pila en conjunto con las cargas verticales, la resistencia y rigidez necesaria.

Los pilotes de gran diámetro colados en el sitio o pilas usadas para soportar cargas pesadas sobre suelos firmes a través de sedimentos suaves del subsuelo pueden estar sujetos a fuerzas importantes de arrastre que deben ser estimadas e incluidas en el diseño y consideradas en la construcción de dichos elementos. Las fuerzas de arrastre son aquellas relacionadas con las condiciones ambientales del lugar en cuestión; su efecto puede analizarse por separado, y después estudiar la combinación de los efectos de los diferentes fenómenos para encontrar la envolvente de la respuesta máxima.

En cimentaciones de pilotes y pilas las fuerzas ambientales más importantes que se presentan son las siguientes: a).- Las fuerzas laterales ejercidas por el movimiento del hielo o congelación del agua.

b).- Los empujes de tierra producidos por condiciones especiales de diseño, resbalamiento de la superficie del suelo o cuando las bases de las pilas quedan apoyadas en pendientes.

c).- La fricción negativa motivada por el hundimiento de la superficie del suelo, ya sea a causa de la reducción de las elevaciones piezométricas del agua o sobrecargas colocadas en la superficie del suelo, originándose un estado de consolidación en los sedimentos del suelo alrededor del vástago de la pila.

d).- Las fuerzas laterales dinámicas originadas en el vástago de la pila por desplazamientos horizontales en la masa del subsuelo inducidos por los terremotos.

De lo arriba mencionado se discutirá solo la fuerza de arrastre sobre pilas que origina la fricción negativa.

Cuando se quiere analizar la influencia de las fuerzas ambientales mencionadas, e incluirlas en el diseño de una cimentación de pilas, se hace necesario investigar las propiedades índice e hidráulicas así como las mecánicas estáticas y dinámicas de los sedimentos que confinan al vástago de la pila, desde la superficie del suelo hasta el suelo firme donde descansa la base de la pila.

El peso unitario del suelo es necesario para calcular las presiones totales verticales en el subsuelo P_{0j} . Las condiciones hidráulicas se determinan por medio de piezómetros instalados a diferentes profundidades (Fig. 3.1) de donde se obtiene la presión piezométrica del agua para calcular los esfuerzos efectivos en el subsuelo para elevaciones correspondientes

$$\sigma_{0j} = P_{0j} - U_{0j} \quad \text{----- (1)}$$

En el caso de pilotes de gran diámetro o pilas coladas en el sitio, el procedimiento de construcción es importante para valorizar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante: cohesión y ángulo de fricción interna. Cuando se coloca el concreto en una perforación no además la resistencia al esfuerzo cortante aumenta en la interface del vástago de la pila y el suelo por la penetración en éste de lechada de cemento. En el caso de un movimiento relativo entre pila y suelo debido a la consolidación de los sedimentos del subsuelo alrededor del vástago de la pila, la superficie potencial de deslizamiento puede quedar localizada a cierta distancia del vástago de la pila y en el suelo natural que no fué afectado por la lechada de cemento del concreto colado en el lugar. Esta distancia depende mucho de la permeabilidad del suelo alrededor de la pila. Las pro

propiedades de resistencia al esfuerzo cortante del suelo tienen que determinarse para cada estrato, considerando que la fricción negativa es un fenómeno que se verifica a largo plazo.

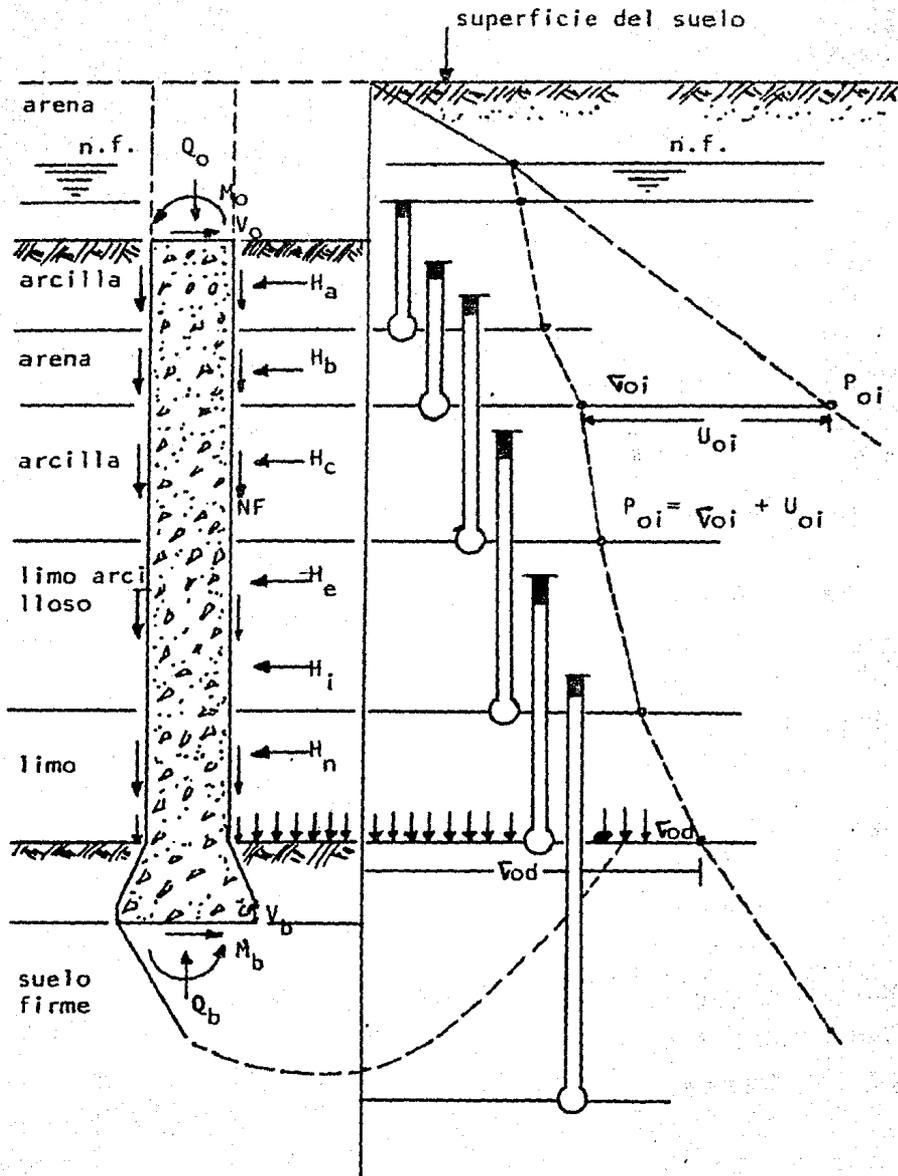
Las propiedades DINAMICAS de los sedimentos del suelo se determinan para poder estimar la interacción entre pila y suelo. El módulo de deformación unitaria para respuesta dinámica M_e se calcula del módulo de elasticidad dinámico al esfuerzo cortante μ y de la relación de POISSON ν por la siguiente expresión:

$$M_e = \frac{1}{2(1 + \nu)} \mu \quad \dots\dots\dots(2')$$

Una pila puede ser un monolito de concreto armado o un elemento de acero en general de diámetro importante si se compara con un pilote hincado de diámetro pequeño. Por tanto, el perímetro y la rigidez que proporciona la sección transversal y el módulo de elasticidad del material usado, son factores importantes en la magnitud de las fuerzas de arrastre que toma una cimentación con pilas.

Los elementos MECANICOS a los cuales queda sujeta una pila se muestran en la Fig. 3.1 (ya se vió con anterioridad en el punto No. 1, de éste mismo capítulo, las fuerzas actuantes sobre una pila).

Las fuerzas de arrastre debidas a la fricción negativa y movimientos sísmicos fuertes deberán analizarse por separado para investigar sus efectos máximos sobre el vástago de la pila y en el apoyo de la pila sobre el suelo firme. Debe conocerse, sin embargo, que la capacidad de carga de una pila cuando éstas fuerzas ambientales se presentan depende del esfuerzo cortante y de la deformabilidad del suelo bajo la base-



FIG, 3.1

de la pila, esto es, de las propiedades mecánicas del material del suelo y de su preservación durante su construcción.

3.1.- En Arcillas.

En pilotes de fricción hincados en arcilla blanda produce remoldeo, que disminuye su resistencia al esfuerzo cortante, tanto más cuanto más sensible sea; sin embargo, con el paso del tiempo la resistencia se va recuperando. Lo anterior se explica porque los esfuerzos y deformaciones tangenciales de hincá perturban la estructura de la arcilla, generando presiones neutrales que disminuyen los esfuerzos efectivos y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante; esto es tanto más notable cuanto más sensible sea la estructura de las arcillas. Así, es frecuente que en arcillas muy sensibles, los pilotes bajen por su propio peso. Con el paso del tiempo, se disipan las presiones en el agua en exceso de las hidrostáticas y se regenera la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo. Los valores de la resistencia final del suelo son, por lo menos, del mismo orden de la resistencia inicial y aún pueden ser mayores, debido a la consolidación que se induce durante la disipación de las presiones neutrales. La capacidad de carga de pilotes de fricción en suelos cohesivos no puede calcularse con el uso de fórmulas dinámicas. Ya se ha visto que la resistencia de un pilote bajo el impacto instantáneo puede ser totalmente distinta que la resistencia a largo plazo, bajo carga estática permanente. Por otra parte, en arcillas no sensibles, de falla plástica, la resistencia viscosa durante el impacto impide en cierto grado la penetración del pilote que entraría con mayor facilidad bajo carga estática o lentamente aplicada.

En este caso las fórmulas dinámicas sobreestiman la capacidad de carga de esos pilotes. Como resumen puede decirse que en ningún caso y bajo ninguna circunstancia pueden usarse fórmulas dinámicas para calcular la capacidad de carga en pilotes de fricción.

"Para calcular la capacidad de carga de pilotes de fricción en arcilla blanda hay dos procedimientos practica- bles": a partir de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo o a partir de los datos de una prueba de carga.

La experiencia ha demostrado que en arcillas blandas saturadas es satisfactorio suponer que la adherencia entre el fuste del pilote y la arcilla es igual a la cohesión de ésta, calculada en prueba rápida o aún con base en una prueba de compresión simple. Es conveniente reducir éste valor a la mitad para efectos de diseño, lo que equivale a utilizar un factor de seguridad de dos. Así, si f_a es la adherencia entre pilote y suelo se tiene

$$f_a = c = \frac{q_u}{2} \text{ a la falla} \dots\dots\dots(1)$$

$$f_{at} = \frac{c}{2} = \frac{q_u}{4} \text{ como valor de trabajo...}(2)$$

Una vez estimada la adherencia, la capacidad total del pilote se obtiene multiplicando aquélla por el área del pilote embebido.

"TOMLINSON" ha propuesto, con base en numerosas pruebas, los valores de la adherencia de la tabla 3.1.1, comparada con la cohesión en diferentes arcillas.

Nótese que la correspondencia entre la adherencia y la cohesión, muy aproximada en arcillas blandas, se hace menos

cuanto más dura es la arcilla en la que se hince el pilote. Esto es debido a que al hincar un pilote en arcilla más o menos dura tienden a formarse pequeños espacios huecos entre suelo y pilote con lo que la adherencia promedio disminuye: este efecto, por supuesto, no se tiene en arcillas blandas. Además, en arcillas muy firmes, saturadas, fuertemente preconsolidadas, la distorsión producida por el hincado induce tensión en el agua de los vacíos, por lo que la arcilla en la vecindad del pilote tiende a expandirse con disminución en su resistencia al corte; para ello toma el agua de la arcilla vecina que tiende a consolidarse algo. Los valores de la tabla 3.1.1. de TOMLINSON han probado ser bastante confiables en las aplicaciones prácticas, por lo que deben preferirse al uso de recetas y fórmulas como las arriba mencionadas (fórmulas (1) y (2)), cuando la arcilla en que se hince el pilote sea dura.

TABLA 3.1.1.

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Cohesión, c ton/m ²	Adherencia, f_a ton/m ²
Concreto y madera	Blanda	0 -- 4	0 -- 3.5
	Firme	4 -- 8	3.5 -- 4.5
	Dura	8 -- 15	4.5 -- 7
Acero	Blanda	0 -- 4	0 -- 3
	Firme	4 -- 8	3 -- 4
	Dura	8 -- 15	?

3.2.- En Arenas.

La capacidad de carga de pilotes de fricción hincados en arenas sueltas es aún más difícil de estimar actualmente. En éstos casos los pilotes nunca trabajan únicamente por fricción lateral y la capacidad de carga por punta siempre juega un papel de importancia. La hincada de los pilotes tiene un efecto compactador en la arena, por lo que, a pesar de tener un manto originalmente suelto, puede volverse muy difícil y aún imposible hincar un pilote cuando en su vecindad se han hincado previamente otros.

La estimación de la capacidad de carga de los pilotes por fricción hincados en arenas es un problema prácticamente no resuelto en el campo teórico. Algunos autores suponen que la "fricción lateral" sigue una ley lineal a lo largo del fuste, aumentando la fricción con la profundidad; expresan dicha fricción como una fracción de la presión normal por peso propio del suelo que existía en un nivel determinado. Si a la profundidad Z hay una presión vertical igual a γZ , la presión lateral correspondiente es considerada como $K_0 \gamma Z$, donde K_0 es un coeficiente de empuje de tierras. Esta presión actuando normalmente al fuste del pilote produce a lo largo de éste y a la profundidad Z una fricción que vale

$$f_{fr} = K_0 \gamma Z \tan \delta = K' \gamma Z \quad \dots\dots\dots(1)$$

donde δ es el ángulo de fricción a considerar entre suelo y pilote.

El valor de K_0 oscila entre 0.4 para las arenas más sueltas, hasta 0.6 en las arenas más compactas. En cuanto al

valor de δ el más frecuentemente recomendado es $2/3\phi$.

Algunos otros autores, aún sosteniendo como hipótesis básica la distribución lineal de la fricción, dan fórmulas más complicadas, en las que el valor K' es más complejo. Sin embargo, las experiencias han demostrado que la ley lineal de distribución para la "fricción lateral" puede ser muy discordante con la realidad. En la Fig. 3.2.1, por ejemplo, se recogen experiencias en modelos de pilotes, hechas por FLORENTIN, L'HERITEAU y FARHI, en las que puede verse como la ley de distribución de la fricción se aparta de la lineal en gran medida, si bien, en éste caso se acercó a ella cada vez más, según la carga sobre el pilote se aproximó a la de falla.

Además, se ha visto que la resistencia de un pilote por "fricción lateral" en arena varía con muchos factores de influencia muy difícil de cuantificar en un caso dado, de los que los principales son la compacidad y otras características del suelo, la posición del nivel freático y las perturbaciones que se induzcan sobre el pilote, como son la hincada de otras, nuevas excavaciones, etc.

Así la fórmula (1) que puede dar la capacidad por fricción por un proceso de integración a lo largo del fuste o aún más sencillamente adoptando un valor medio de la fricción en la ley lineal que se aplique a toda el área lateral del pilote, debe verse nada más que como una guía cuantitativa de los órdenes de magnitud de las fuerzas en juego, pero no como una base precisa de cálculo.

En éste problema están claramente indicadas las - -

"pruebas de carga" (comentadas en el inciso 1.1 de éste capítulo) como guía del criterio del proyectista y a ellas deberá de recurrirse en todos los casos de cierta importancia. Si se usa la fórmula (1) deberá aplicarse un factor de seguridad del orden de 3 o 4 y a veces mayor, para tener valores de trabajo de la fricción lateral.

La capacidad de carga en "pilotes colados en el lugar" se calcula basicamente en la misma forma que se describió para los pilotes precolados hincados al golpe.

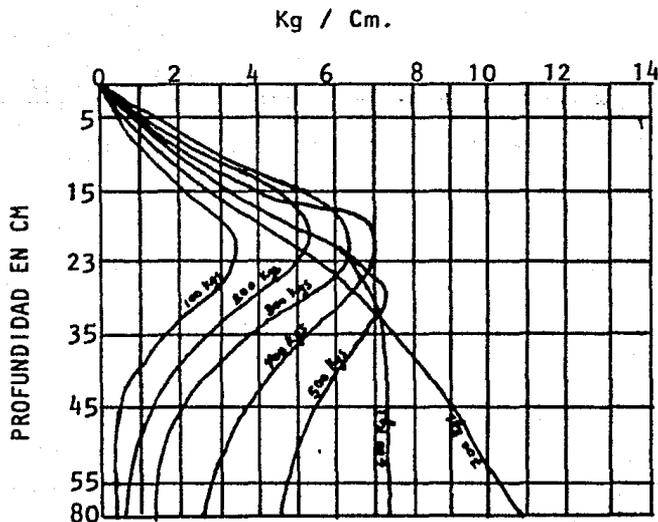


Fig. 3.2.1. Experiencias sobre distribución de la fricción lateral en el fuste de un pilote.

3.3 FRICCIÓN NEGATIVA.

En el caso de estratos del subsuelo que se encuentran en estado de consolidación sobre el suelo firme se desarrollará "fricción negativa" debido al movimiento relativo entre suelo y pila (Fig. 3.2). Esta fuerza friccionante es función de los parámetros del esfuerzo cortante representativos de los sedimentos a diferentes profundidades y de los esfuerzos horizontales que actúan sobre el vástago de la pila. Pero en el caso de pilas o pilotes colados en el sitio, es posible que el esfuerzo horizontal inmediatamente después de la construcción tome valores imprevisibles que pueden ser en parte función del procedimiento de construcción. Sin embargo, a largo plazo y debido al relajamiento de las deformaciones horizontales durante el movimiento relativo, se puede estimar con seguridad el esfuerzo horizontal cerca del vástago de la pila en función del esfuerzo vertical por medio de la siguiente expresión:

$$\bar{V}_h = \frac{1 - \text{sen}^2\phi}{1 + \text{sen}^2\phi} \bar{V}_z \quad \dots\dots\dots(1)$$

llamando

$$N_\phi = \frac{1 + \text{sen}^2\phi}{1 - \text{sen}^2\phi} \quad \dots\dots\dots(2)$$

entonces

$$\bar{V}_h = \frac{1}{N_\phi} \bar{V}_z \quad \dots\dots\dots(3)$$

donde \bar{V}_z esfuerzo vertical efectivo que actúa en un plano horizontal cerca del vástago de la pila a una profundidad Z.

La integración de la resistencia al esfuerzo cortante totalmente movilizado a lo largo de la superficie poten

cial de deslizamiento dará la medida total de la fricción negativa transmitida a la base de la pila, de donde:

$$(NF)_d = \sum_i \bar{w}_i \left(c + \bar{v} \frac{\tan \phi}{N\phi} \right)_i \Delta Z_i \dots (4)$$

en donde

\bar{w}_i : perímetro de la superficie potencial de deslizamiento en una sección ΔZ_i del vástago de la pila, el cual varía con el tipo de suelo y procedimiento de construcción.

c_i, ϕ_i : Parámetros medios de resistencia al esfuerzo cortante del suelo, representativos del estrato de espesor ΔZ_i .

\bar{v}_i : Esfuerzo efectivo vertical medio cercano al vástago de la pila. Este es función del esfuerzo vertical efectivo inicial y de la transferencia del esfuerzo debido a la interacción vástago de la pila y suelo.

La fuerza total $(NF)_d$ o fricción negativa sobre el vástago de la pila a la profundidad d esta dada por la ecuación (4), la que representa la transferencia de esfuerzos de la masa del suelo al vástago de la pila durante el hundimiento del suelo circundante (2'). Supongamos (Fig. 3.2.) un elemento de pila cortado por dos planos horizontales a las profundidades $(i - 1)$ e i respectivamente. Debido a la transferencia de esfuerzo del suelo al vástago de la pila, el esfuerzo vertical efectivo inicial $\bar{v}_{oi} - 1$ sobre el plano $(i - 1)$ se reduce a $(\bar{v}_i - 1)$ y en el plano horizontal i se reduce de \bar{v}_{oi} a \bar{v}_i respectivamente. Por consiguiente, la resistencia media última por unidad de longitud en una sección de longitud ΔZ_i es

$$S_{oi} = \bar{w}_i \left(c_i + \frac{1}{2} (\bar{v}_i + \bar{v}_{i-1}) \frac{\tan \phi_i}{N\phi_i} \right) \dots (5)$$

o bien

$$S_{oi} = c_i \bar{w}_i + m_i \bar{v}_i + m_i \bar{v}_{i-1} \dots (6)$$

donde:

$$m_i = \frac{\bar{w}_i \tan \phi_i}{2 \bar{N}_i} \dots\dots\dots(7)$$

El equilibrio de un segmento de pila en términos de la fricción negativa y resistencia al esfuerzo cortante del suelo cercano al vástago de la pila (Fig. 3.2) se lee como sigue:

$$(NF)_i - (NF)_{i-1} = S_{oi} \Delta Z_i \dots\dots\dots(8)$$

Aún más, la transferencia total del esfuerzo vertical del suelo $(\bar{V}_{oi-1} - V_{i-1})$ a la profundidad $Z = (i-1)$ es proporcional a la carga de fricción negativa sobre la pila $(NF)_{i-1}$. Llamando \bar{a}_i el área tributaria equivalente cerca del vástago de la pila donde se efectúa la transferencia del esfuerzo podemos escribir

$$(NF)_{i-1} = (\bar{V}_{oi-1} - V_{i-1}) \bar{a}_{i-1} \dots\dots\dots(9)$$

y en forma semejante para la profundidad $Z = i$

$$(NF)_i = (\bar{V}_{oi} - V_i) \bar{a}_i \dots\dots\dots(10)$$

combinando las ecuaciones (6), (8) y (9) pueden obtenerse los valores debido a la transferencia de carga

$$V_i = A_i \bar{V}_{oi} - B_i V_{i-1} - C_i (NF)_{i-1} - D_i \dots\dots\dots(11)$$

donde los coeficientes

$$\begin{aligned} A_i &= \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i + m_i \Delta z_i} \\ B_i &= \frac{m_i \Delta z_i}{\bar{a}_i + m_i \Delta z_i} \\ C_i &= \frac{1}{\bar{a}_i + m_i \Delta z_i} \\ D_i &= \frac{\bar{w}_i c_i}{\bar{a}_i + m_i \Delta z_i} \end{aligned} \dots\dots\dots(12)$$

Los valores A_i, B_i, C_i, D_i que representan el estru

to de suelo de espesor Δz_i , pueden calcularse de las propiedades mecánicas del suelo. Las condiciones de frontera en la cabeza de la pila son generalmente $\tau_{i-1} = 0$ y $(NF)_{i-1} = 0$. Por tanto, la transferencia de esfuerzos en la base de la primera sección Δz_i , se calcula por medio de la fórmula (11), entonces:

$(\bar{\tau}_{oi} - \tau_i)$. Con éste valor la fuerza de fricción negativa al mismo nivel i puede calcularse de la ecuación (10) esto es:

$$(NF)_i = (\bar{\tau}_{oi} - \tau_i) \bar{a}_i \quad \dots\dots\dots(10)$$

Los nuevos valores de τ_i y $(NF)_i$ se aplican en la ecuación (11) para obtener τ_{i+1} , y en la ecuación (10) para el valor de $(NF)_{i+1}$. La integración se hace paso a paso hasta alcanzar la longitud total de la pila expuesta a las fuerzas de arrastre, obteniéndose así la fuerza de fricción negativa total $(NF)_d$. La reducción del esfuerzo de confinamiento vertical a la elevación de la base de la pila se estima de la transferencia de esfuerzos $(\bar{\tau}_{od} - \tau_d)$ y se revisa la capacidad de carga.

La capacidad de carga por fricción lateral en pilas, proviene total o casi totalmente de la adherencia que se desarrolla en el vástago, en el caso de suelos cohesivos o de la fricción entre suelo y pila, en el caso de suelos friccionantes.

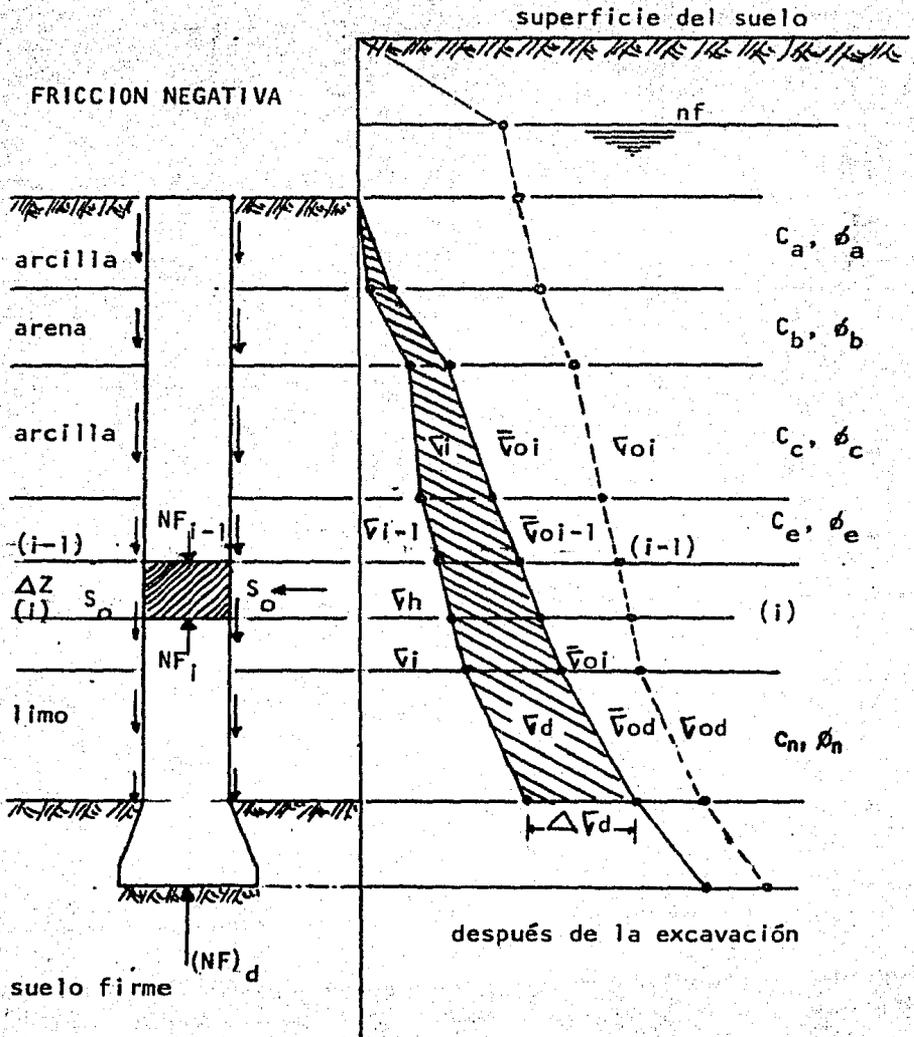


FIG. 3.2

4.- GRUPO DE PILAS.

Como ya se ha indicado con anterioridad, el comportamiento de un grupo de pilas o pilotes es distinto del de un pilote aislado, tanto en lo que respecta a capacidad de carga, como en lo que se refiere a asentamientos (es común considerar a una pila como un pilote de gran diámetro, por lo que el comportamiento de un grupo de pilas es similar a un grupo de pilotes). Si en el caso de un pilote solo, las incertidumbres de diseño son grandes todavía, en el caso de una agrupación de pilotes -- que constituya una cimentación real, éstas incertidumbres son -- tanto mayores, que puede decirse que todo el conocimiento teórico del que hoy se dispone no pasa de ser un marco de referencia que sirva para encasillar debidamente el criterio y la experiencia del proyectista, que juegan un papel decisivo todavía en el logro de los buenos resultados prácticos. Es evidente, por otra parte, que cualquier cosa que se piense o ejecute en torno a una cimentación real debe estar respaldada por un conocimiento -- exhaustivo de la estratigrafía a profundidades suficientes, -- excedentes del valor del fuste de los pilotes en lo que sea necesario (Fig. 4.1).

Poco es lo que puede decirse con seguridad desde un punto de vista teórico, sobre capacidad de carga en grupos de pilotes. Sin embargo, existen algunas reglas que se admite generalmente deben ser cumplidas por toda cimentación piloteada. Algunas de ellas se trata en lo que sigue.

En pilotes de punta apoyados en roca firme, no subyugada por ningún estrato compresible, la capacidad de carga de -

un grupo de pilotes es igual a la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales, siempre y cuando el espaciamiento entre pilotes sea tal que la hincada de uno de ellos no interfiera con sus vecinos ya hincados; ésta interferencia puede ser haciéndoles perder el apoyo por levantamiento originado por el suelo que se desplaza en la hincada, o por interacción material de un pilote contra otro, por desviación durante el hincado. En la práctica suele considerarse como espaciamiento mínimo razonable el de 2 ó 3 diámetros, medido centro a centro entre los pilotes. Los problemas de interferencia se eliminan prácticamente usando pilotes preexcavados. En pilotes de punta apoyados en estratos resistentes no rocosos, pero no subyacentes por estratos compresibles, la capacidad de carga del grupo es tanto más parecida al caso anterior cuanto más firme y rígido sea el apoyo; en general, para los estratos comunes en que se apoyan pilotes de punta, puede decirse que la capacidad de carga de un conjunto de pilotes es similar a la que se obtiene multiplicando la carga soportada por un pilote individual por el número de los pilotes. Sin embargo, existe una gran cantidad de incertidumbre todavía sin dilucidar, en especial si el estrato de apoyo es de naturaleza friccionante. Por ejemplo, hay autores que opinan que un conjunto de pilotes puede tener mayor capacidad que la que se deduce del valor correspondiente a un pilote individual; la razón es que se supone -- que el conjunto de pilotes trabaja como una pila equivalente -- que tuviera las dimensiones de dicho conjunto. Otros autores, por el contrario, suponen que en ocasiones la capacidad del grupo es algo menor que la obtenida al multiplicar la carga de

un pilote por el número de ellos.

Si debajo del estrato de apoyo hay suelos blandos -- compresibles, la capacidad de carga de los pilotes está limitada por la capacidad de carga del estrato blando y sobre todo -- por los asentamientos que en éste caso aumentan considerablemente con el ancho del área piloteada (Fig. 4.1).

No hay un método que pueda considerarse satisfactorio para calcular los asentamientos de una cimentación piloteada, apoyada en un estrato bajo el que haya suelos compresibles. El método que generalmente se aplica consiste en considerar la carga de la estructura aplicada en la punta de los pilotes, como carga uniformemente repartida en el área piloteada (Fig. 4.2).

La dificultad estriba en valuar los esfuerzos que -- lleguen al manto compresible desde el estrato de apoyo. El procedimiento más conservador sería suponer una distribución de esfuerzos con la teoría de "BOUSSINESQ" y con ella calcular los asentamientos. Esto equivale a ignorar el efecto de loza que el estrato resistente produce, por el que los esfuerzos en el estrato subyacente son menores que los calculados. Si se conocieran las propiedades mecánicas de los estratos resistentes y blandos subyacentes, podría obtenerse una distribución de esfuerzos más aproximada utilizando la teoría de "BURMISTER".

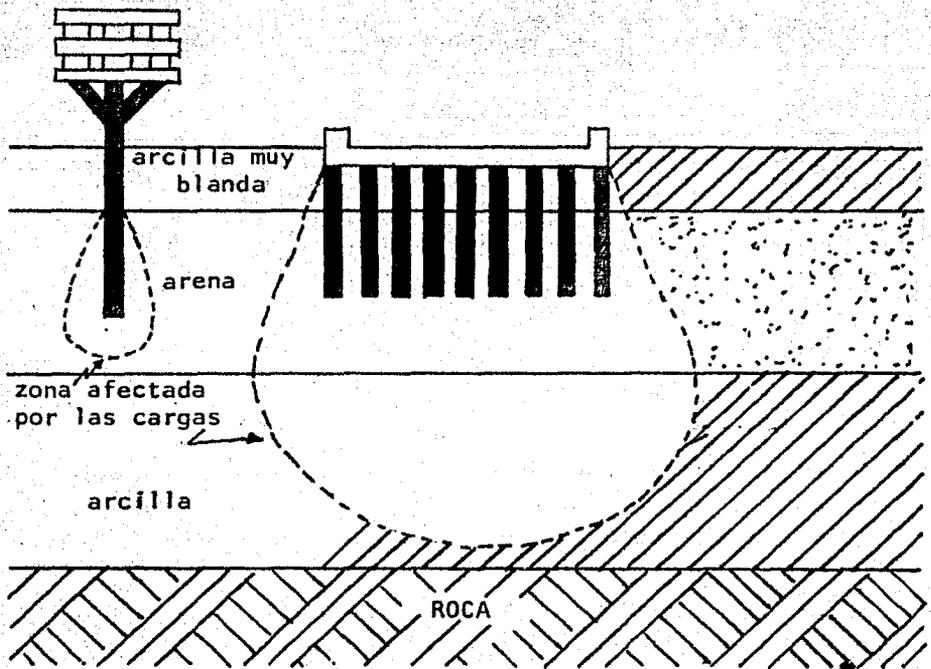


FIG. 4.1. Diferencia entre la influencia de un pilote y de un grupo de pilotes en lo referente a asentamientos.

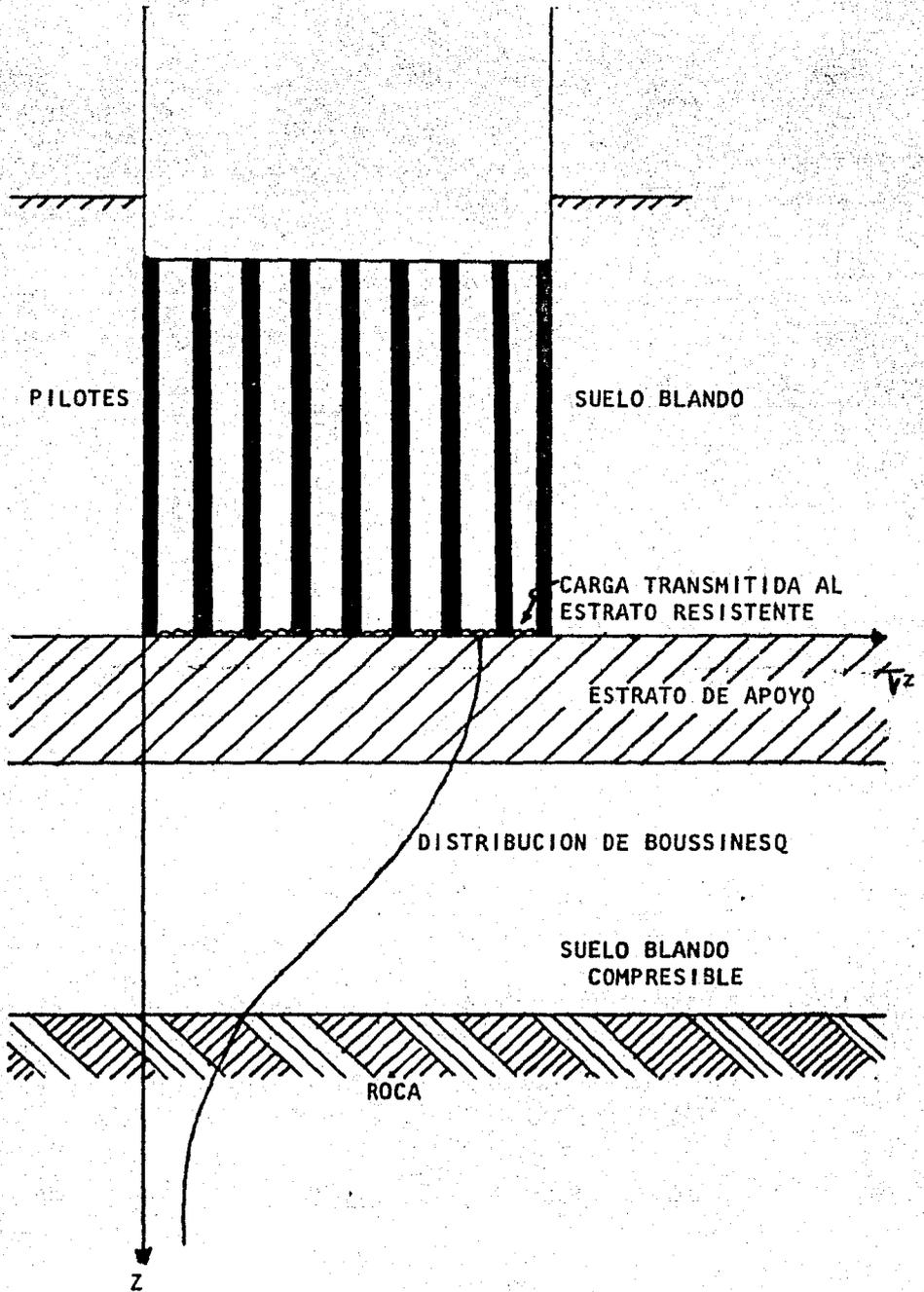


FIG. 4.2. Método para calcular asentamientos bajo pilotes de punta.

1.- GENERALIDADES.

Las pilas coladas en sitio se construyen en una perforación usualmente hecha con maquinaria, colocando el acero de refuerzo en caso de ser necesario, y llenando con concreto fresco.

Las pilas forman parte de la subestructura; su principal función consiste en transmitir al suelo las cargas de la superestructura, y además el peso propio de la cimentación. Se considera que las pilas trabajan como columnas cortas, en virtud de estar confinadas en toda su longitud.

VENTAJAS DE CIMENTACIONES COLADAS EN SITIO.- En ciertas condiciones del subsuelo, y para algunas superestructuras, la cimentación a base de pilas coladas en sitio ofrece ventajas, entre las cuales puede mencionarse las siguientes: - a).- Construcción rápida; b).- El ingeniero puede mantener un control constante de las condiciones del subsuelo mediante el exámen de muestras extraídas de los barrenos; c).- Se puede modificar la geometría de la cimentación durante el proceso constructivo, así que, es factible cambiar diámetros y profundidades, además de especificar ensanchamientos adicionales; d).- Se pueden reducir a un mínimo efectos de expansión y asentamiento en la superficie; e).- El nivel del ruido de operación es muchas veces, menor que en el caso de otros tipos de construcción; f).- Los materiales que se requieren son fácilmente disponibles; g).- Las cargas que pueden soportar un cimiento colado en el lugar son normalmente mayores que las que admiten otras cimentaciones profundas sencillas y normalmente no se ne

cesitan cabezales; h).- Esta cimentación puede emplearse en -- una variedad de condiciones del subsuelo, por ejemplo, es posible perforar a través de una capa de boleos, roca suave y varios centímetros en roca sana; i).- Puede revisarse la excavación cuidadosamente antes del colado.

EXCAVACION PARA PILAS COLADAS EN SITIO.- Los dos -- principales tipos de equipo de perforación son los montados -- en draga, como se muestran en las figuras subsecuentes, y los montados en camión. Hay muchos fabricantes, y cada uno de -- ellos bien puede manufacturar equipos de distintas caracterís -- ticas; existen en el mercado, por lo tanto, docenas de equi-- -- pos de diferentes tipos; aunque es importante que la máquina -- tenga la fuerza suficiente para la obra en cuestión, quizá -- tiene aún más importancia la elección apropiada de las brocas.

En el presente trabajo no se verán las caracterís -- ticas de los distintos tipos de broca; empero, es de suma im -- portancia emplear los servicios de contratistas con personal -- experimentado para asegurar un avance aceptable de la obra.

El pozo debe ser dotado de la geometría convenient -- e y localizarse correctamente. El diámetro apropiado puede -- asegurarse mediante la selección de brocas de los tamaños co -- rrectos, y mediante sencillas mediciones se logra asegurar -- que la excavación alcance la profundidad deseada. Debido a -- efectos naturales pueden presentarse algunas excentricidades -- casuales, ocasionadas por ligeros errores al iniciar el barre -- no y cierto desplome debido a pequeñas deflexiones en el equi -- po durante la excavación. En la mayoría de los casos, las es -- pecificaciones permiten cierta tolerancia en cuanto a peque--

ñas excentricidades y desplomes (la desviación de la vertical no deberá ser mayor de $3/100$ de la longitud de la pila; para pilas con capacidad de carga por punta superior a 30 toneladas, y de $6/100$ para las otras). Los efectos de errores de este tipo pueden analizarse con facilidad, utilizando los procedimientos que se han desarrollado para el análisis del comportamiento de pilas sujetas a cargas laterales.

Es normal hallar un poco de material suelto en el fondo de un pozo perforado, pero el volumen puede reducirse al mínimo si se utiliza una cuchara para limpieza apropiada para pozos cilíndricos y si se toman precauciones para evitar la operación del ensanchador a un ángulo cuando se pretende abrir el fondo. Algunos organismos exigen al contratista la limpieza manual del fondo del pozo; sin embargo, los reglamentos de seguridad normalmente permiten esto solo cuando hay un ademe colocado y que se tomen medidas para prevenir el derrumbe. Es probable que se puedan desarrollar especificaciones aceptables en cuanto al volumen del material suelto que puede dejarse en el fondo, tomando en cuenta las características de la estructura. Un volumen de material suelto reducido, se compactará hasta cierto punto por efecto de la presión de la columna de concreto. Además, parece poco probable que un pequeño volumen pueda afectar de manera importante la capacidad de carga límite de la base de la cimentación..

Una buena construcción normalmente exige que se invierta el menor tiempo posible en la excavación, seguida del rápido colado del concreto. El relajamiento de los esfuerzos "in situ" permitirá cierto desplazamiento del suelo hacia el pozo abierto. Este provocaría una disminución en la resisten-

cia al corte y podría tener efectos dañinos en cuanto al comportamiento de la cimentación.

CALIDAD DEL ACERO DE REFUERZO Y SU COLOCACION.-- El acero de refuerzo tiene que satisfacer las especificaciones para la obra en cuanto a calidad y limpieza. El ACI BUILDING CODE (ACI 318-56) recomienda que para el esfuerzo nominal de trabajo en el armado vertical de la pila sea tomado como un 40% del valor mínimo especificado para el límite elástico aparente, fundamentalmente: $f_g = 1125 \text{ Kg/cm}^2$ para el grado intermedio y $f_g = 1406 \text{ Kg/cm}^2$ para el grado duro.

Donde:

f_g = Esfuerzo nominal.

En cuanto a limpieza el acero de refuerzo debe estar exento de óxidos en su superficie (se puede limpiar la varilla con cepillo de alambre antes de su colocación), de lodos, etc..

Debe tomarse precauciones en el diseño del armado para asegurar su estabilidad al colocarlo. Un detalle crítico es que es necesario asegurar que la varilla armada libre bien dentro del pozo y que haya espacio suficiente entre las varillas para permitir el libre flujo del concreto fresco.

CALIDAD DEL CONCRETO Y SU COLADO.-- Antes de proceder al colado de las pilas se realizará una inspección directa o indirecta del fondo de la excavación para verificar que las condiciones del estrato resistente sean al menos las de diseño y que todos los azolves hayan sido removidos. Se verificará también la verticalidad de la excavación. La desviación no deberá ser mayor de 3/100. Para óptimos resultados constructivos, el buen diseño de la mezcla de concreto es definitivo. Se recomien

da un revenimiento del orden de 15 cm, además del empleo de aditivos con el fin de retardar el fraguado durante el colado y mejorar las características de flujo. La preparación de probetas permite lograr mezclas con la resistencia y características de flujo apropiadas. Puede presentarse exudación o "sangrado" en concretos con un alto revenimiento; empero, resulta mejor tener que cortar unos centímetros de concreto débil en la superficie, que arriesgar la falla total del cimiento a causa de un llenado deficiente del pozo.

Las especificaciones normales requieren el colado por medio del empleo de una tolva, salvo en aquellos casos donde el volteo directo resulta factible. Experimentos con el colado de concreto por volteo han mostrado que la calidad es aceptable, siempre y cuando el concreto caiga al fondo sin tocar las paredes del pozo o el armado.

Para un colado se cuenta con los siguientes elementos:

1.- Tubería de acero, resistente a las grandes presiones que genera la columna de concreto. Esta debe tener un diámetro tal que cumpla la siguiente relación.

Diám. Tub. ≥ 15 tamaño máximo del agregado grueso, para que el concreto fluya con libertad y no se presenten tapamientos en la tubería.

La tubería sirve para conducir el concreto hasta el fondo de la perforación. La parte inferior de la tubería debe tener un tapón de madera, de manera que quede bien sellada y no entre el lodo.

2.- Sellos en las juntas de los tubos, con el fin -

de evitar la entrada del lodo.

3.- Un embudo, el cual está unido a la parte superior de la tubería y sirve para recibir el concreto.

4.- Una bacha (en caso de ser necesaria) la cual se llena de concreto y se vacía en el embudo.

5.- Una grúa (siempre y cuando se utilice la bacha), la cual sube a la bacha con concreto al lugar deseado.

El concreto colocado en el embudo llega hasta el extremo inferior de la tubería; una vez llena ésta se levanta -- con una grúa; por lo tanto el concreto sale y desplaza al lodo sin entremezclarse (aplicado al método de lodo desplazado que se verá más adelante). En la junta de lodo y concreto hay una tendencia del cemento a hacer flocular al lodo. Al levantar la tubería debe cuidarse que nunca salga fuera del concreto, pues se contaminaría éste disminuyendo su resistencia. Normalmente se emplean concretos con revenimiento entre 14 y 18 cm, para que el concreto pueda escurrir libremente por la tubería sin tener taponamientos de la misma. Para evitar los taponamientos se usa el procedimiento de golpear la tubería.

La popularidad de este tipo de cimientos va aumentando en varias regiones del mundo por las muchas ventajas que ofrecen y que se detallarán más adelante; sin embargo el comportamiento de la cimentación está estrechamente ligado a los procedimientos constructivos.

2.- DESCRIPCION DE LOS METODOS DE CONSTRUCCION.

Se describen tres diferentes métodos de construcción, de los cuales puede haber cientos de variantes. Al presentarse un problema de construcción es muy probable que la solución tenga únicamente una relación con el contratista encargado de la obra; por tanto se omitirán muchos detalles en el presente trabajo. Sin embargo, las descripciones que se incluyen son suficientes para presentar los puntos sobresalientes en cuanto a los procedimientos de construcción usuales.

2.1.- Método Seco.

El método seco puede aplicarse en suelos sobre el nivel freático donde no existe el peligro de derrumbe o socavación al perforar el pozo hasta el fondo. Un suelo que cumple con esta especificación sería una arcilla homogénea y firme. En algunos casos puede emplearse el método en suelos arenosos arriba del nivel freático si son cohesivos o si una cohesión aparente le permite sostenerse durante cierto lapso.

También puede aplicarse el método seco en el caso de suelos debajo del nivel freático, si la permeabilidad es tal que la filtración en el pozo es mínima mientras permanece abierto.

El primer paso es colocar el equipo de perforación en el sitio adecuado y la selección apropiada de la broca y barrenadora para iniciar la excavación, como se indica en la Fig. 2.1 Se efectúa el barrenado hasta su profundidad total depositando el material excavado en un lugar conveniente para su remoción posterior.

El tiempo que se requiere para terminar la excava-

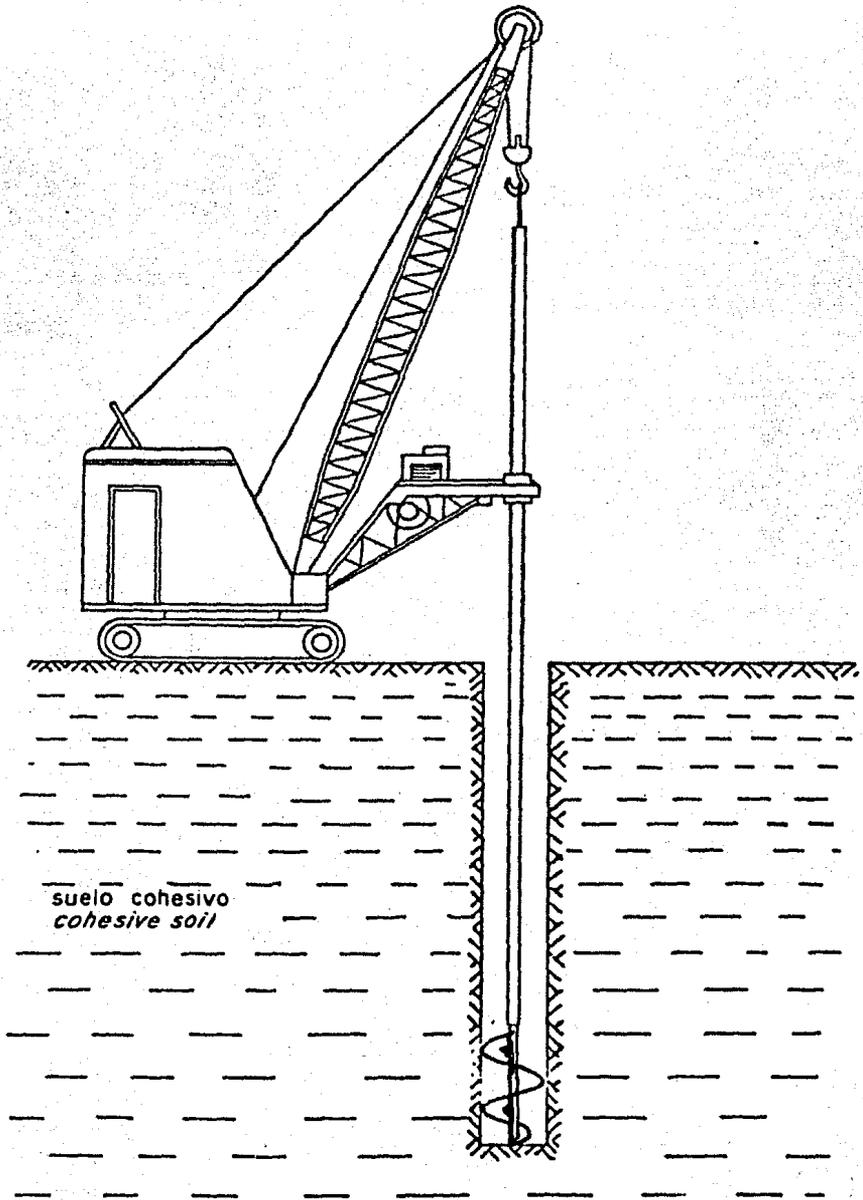


Fig. 2.1. Método seco, perforación en toda su longitud

ción dependerá, naturalmente, de las condiciones del suelo y de la geometría del pozo. Pueden hacerse perforaciones de pozos -- con diámetro de un metro y profundidad de 20 metros, a través -- de una arcilla dura, en menos de treinta minutos. Se requerirá -- más tiempo si se encuentra boleó ó roca. Por supuesto, pozos de -- diámetro mayor y más profundos requieren más tiempo. Pueden ba -- rrenarse pozos con diámetros hasta de tres metros, y se dispone de equipos en el mercado que permiten hacer excavaciones a pro -- fundidades de cerca de treinta y cinco metros.

Una vez alcanzada la profundidad total de la excava -- ción a la profundidad del diseño puede utilizarse un ampliador -- o ensanchador para ampliar el fondo del pozo. Inmediatamente -- por debajo de la capa resistente se perforará con herramienta -- especial la campana, teniendo especial cuidado en la limpieza -- de la misma (Fig. 2.1').

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana) esta deberá tener un espesor mínimo de 15 cm en su parte exte -- rior y una inclinación mínima de 60° con la horizontal en su -- frontera superior. La Fig. 2,2 muestra un caso donde no se en -- sanchó el fondo y se colocó el acero de refuerzo en un pozo de -- diámetro uniforme. El porcentaje de acero de refuerzo que se em -- plea y la longitud del pozo que va a reforzarse se determina en base a las condiciones de carga,

Una vez que el acero de refuerzo se ha colocado, se -- procede al colado de la pila, lo cual se puede llevar a cabo -- utilizando una tolva (Fig. 2.3). El hecho de emplear tolva, es -- con la finalidad de evitar segregación del concreto, ya sea por -- que el armado esté muy cerrado, la profundidad de la perfora --

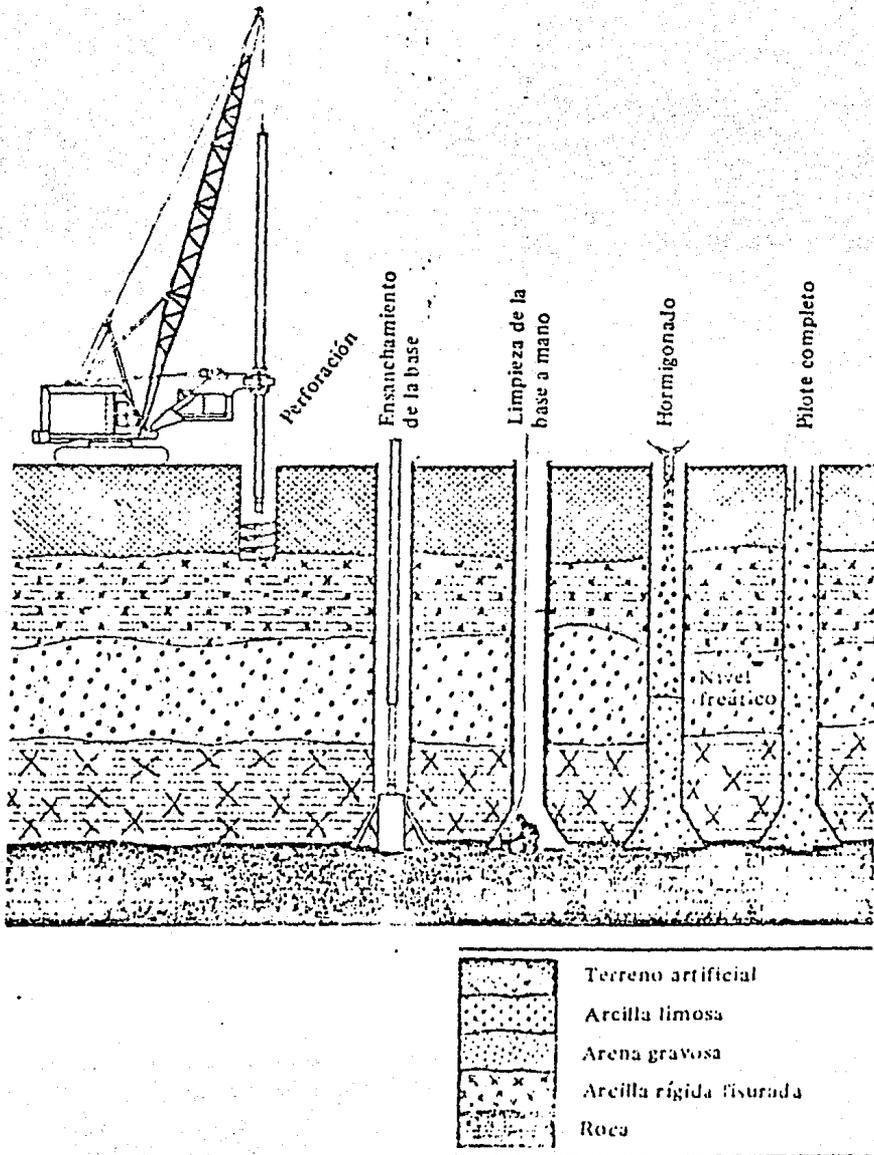


Fig. 2.1' Fases de la construcción de pilas coladas "in situ" con base ensanchada.

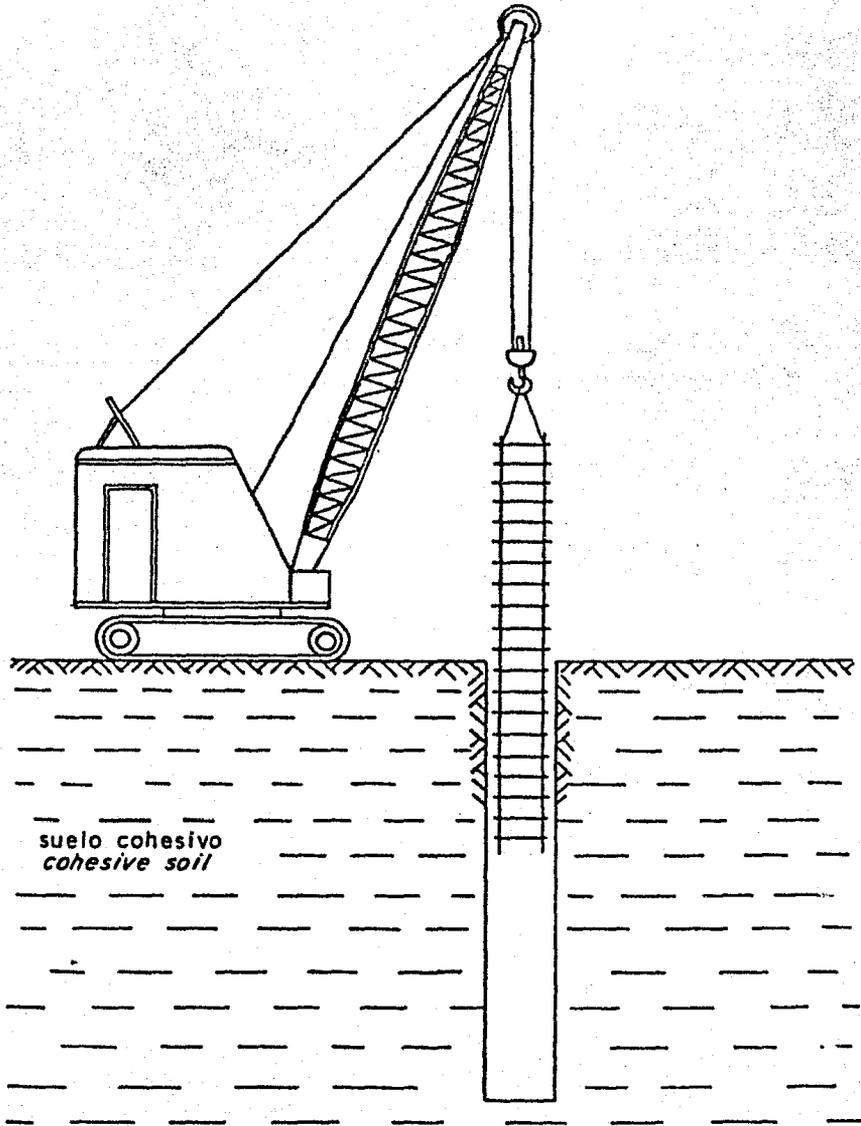


Fig. 2.2. Método seco, colocación del refuerzo de acero.

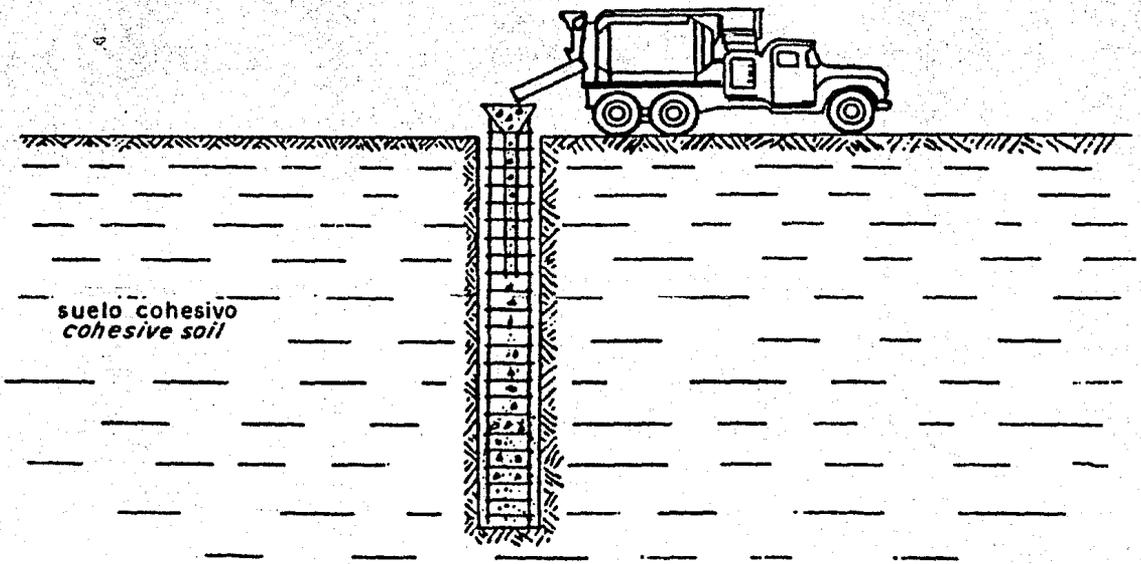


Fig. 2.3 Método seco, colado.

ción sea grande, etc.. Se dan casos donde no se requiere tolva, como por ejemplo en una perforación de dos o tres metros de profundidad, en la que es factible ver, controlar, vibrar, etc.. - En estas condiciones se puede vaciar el concreto desde la superficie directamente del camión revolvedor a través de canalones.

En la Fig. 2.4 se muestra la cimentación terminada.- El pozo se ha llenado totalmente con concreto, la cimentación es compatible con la superestructura en cuanto a características y posición, y su capacidad de carga es tal que puede soportar la carga aplicada con un factor de seguridad adecuado. Se supone, además, que no se registrarán asentamientos importantes de la cimentación.

2.2.- Método de Ademe.

El empleo de ademes es aplicable donde las condiciones del suelo implican derrumbes o deformación excesiva del pozo al hacer la excavación. Un ejemplo excelente lo constituye un suelo arenoso limpio que se encuentra debajo del nivel freático.

El primer procedimiento que se describe es para el caso donde un estrato arenoso de gran espesor existe debajo del nivel freático.

Si existe un suelo cohesivo cerca de la superficie, de manera que no se presente un riesgo de derrumbe, puede iniciarse la excavación como en el caso del método seco. (Fig.2.5). Al encontrar el suelo suelto, se introduce una mezcla fluida (lodo) en el pozo y se procede con la excavación, como se indica en la Fig. 2.6. El lodo se mezcla en el lugar empleando sacos de bentonita seca.

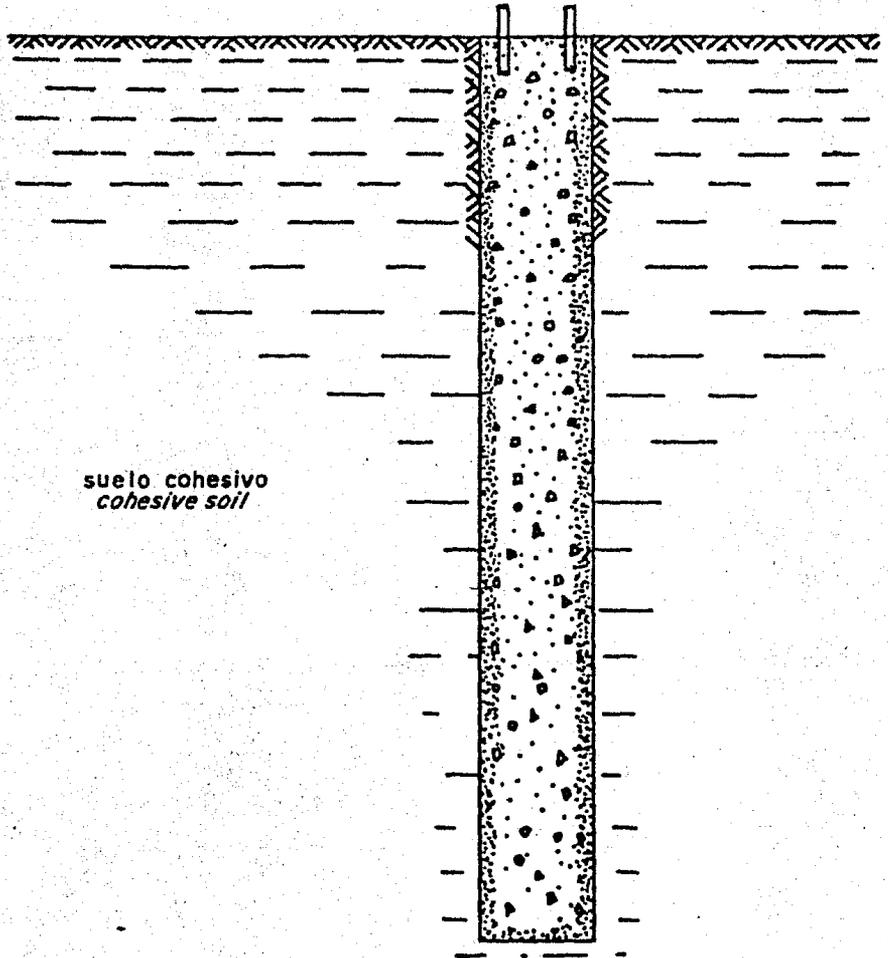


Fig. 2.4 Método seco, cemento terminado

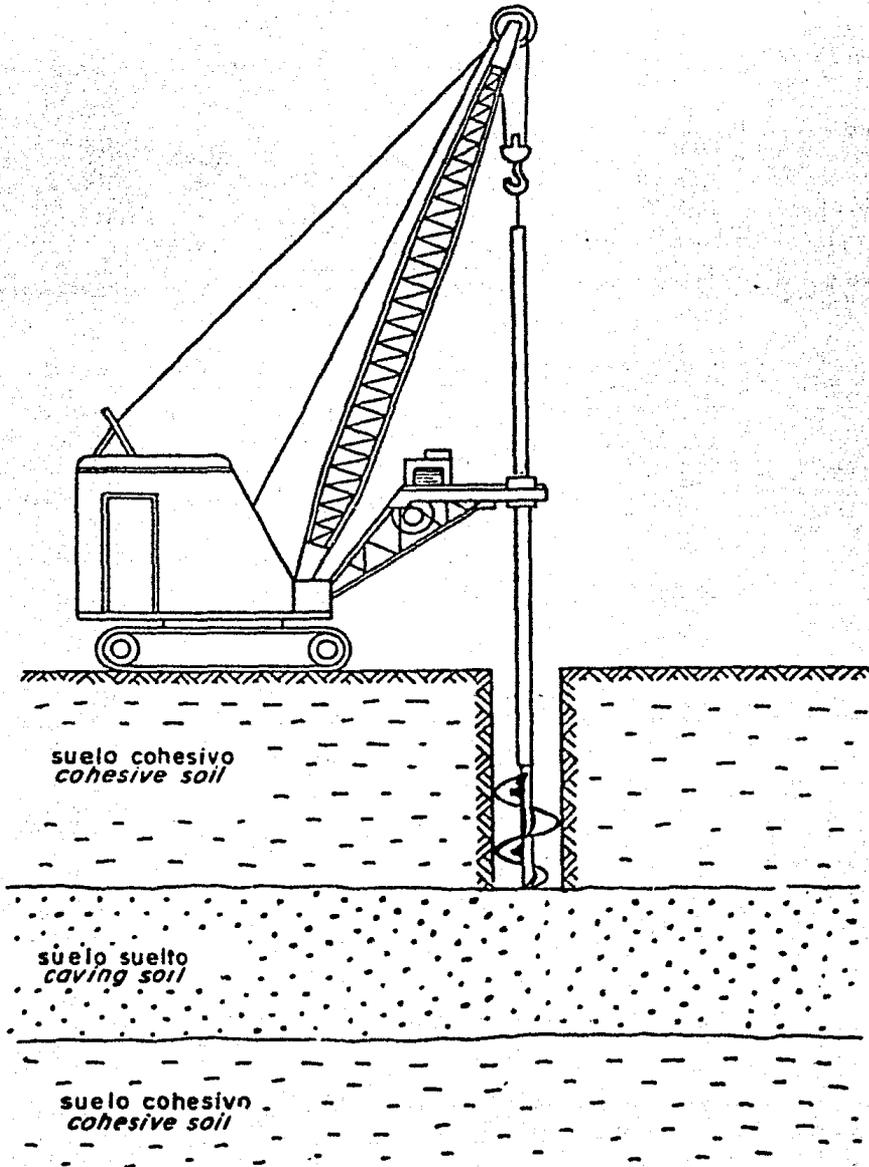


Fig. 2.5 Método de ademe, inicio de la perforación

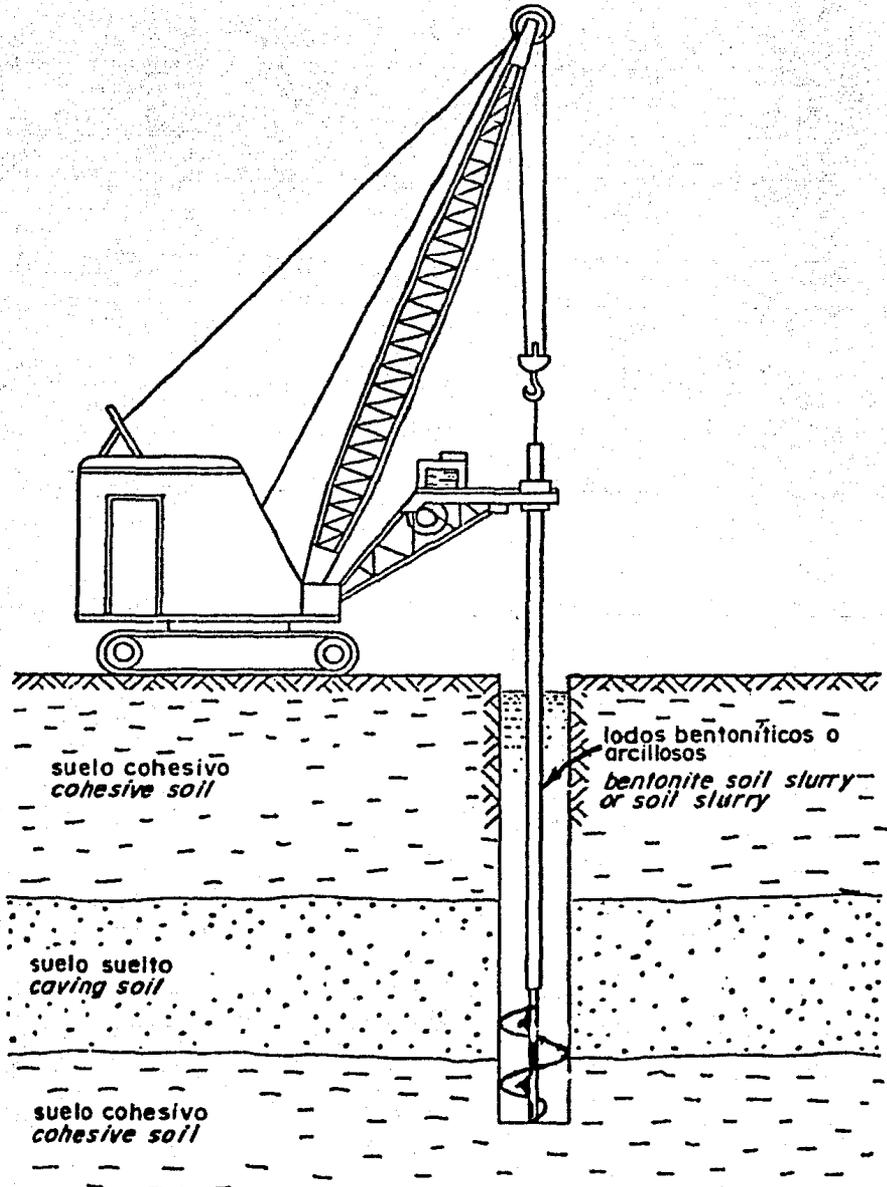


Fig. 2.6 Método de ademe, perforación a través del suelo suelto empleando lodos.

Según la condición de la superficie del suelo la elevación superior de la columna del lodo puede mantenerse ligeramente arriba del suelo suelto, o bien puede llevarse hasta la superficie. Una alternativa común es emplear un lodo natural en lugar del lodo bentonítico. Así que puede prepararse el lodo -- con los suelos del sitio, mezclándolos con agua. Esta técnica -- tiene ventajas evidentes si el barrenado puede efectuarse sin dificultad.

Se continúa el barrenado hasta pasar la capa de suelo suelto y encontrar un estrato impermeable. Como se indica en la Fig. 2.7, se introduce entonces el ademe hasta el suelo impermeable, hasta crear un sello adecuado (este se logra fijando -- dientes en el fondo del ademe con el fin de penetrar el suelo impermeable). Debe escogerse un tramo de ademe de longitud adecuada, que sobresalga de la superficie del terreno lo suficiente para su extracción posterior al colado.

Como se habrá notado, el diámetro exterior del ademe debe ser ligeramente menor que el diámetro interior del pozo -- mientras menor sea el espacio anular, por supuesto será menor -- el volumen de concreto. Si las especificaciones establecen que el diámetro interior del ademe sea igual al diámetro exterior -- del cimientado, resultará necesario emplear tubería especial. La tubería para el ademe es más económica si se emplean tamaños -- nominales en lugar de dimensiones nominales.

Se coloca una cuchara de limpieza en el "Kelly" (dispositivo para asegurar la verticalidad de la excavación) y se extrae la pasta o lodo del interior del ademe, como se muestra en la Fig. 2.8. Luego se introduce una barrena más delgada en el --

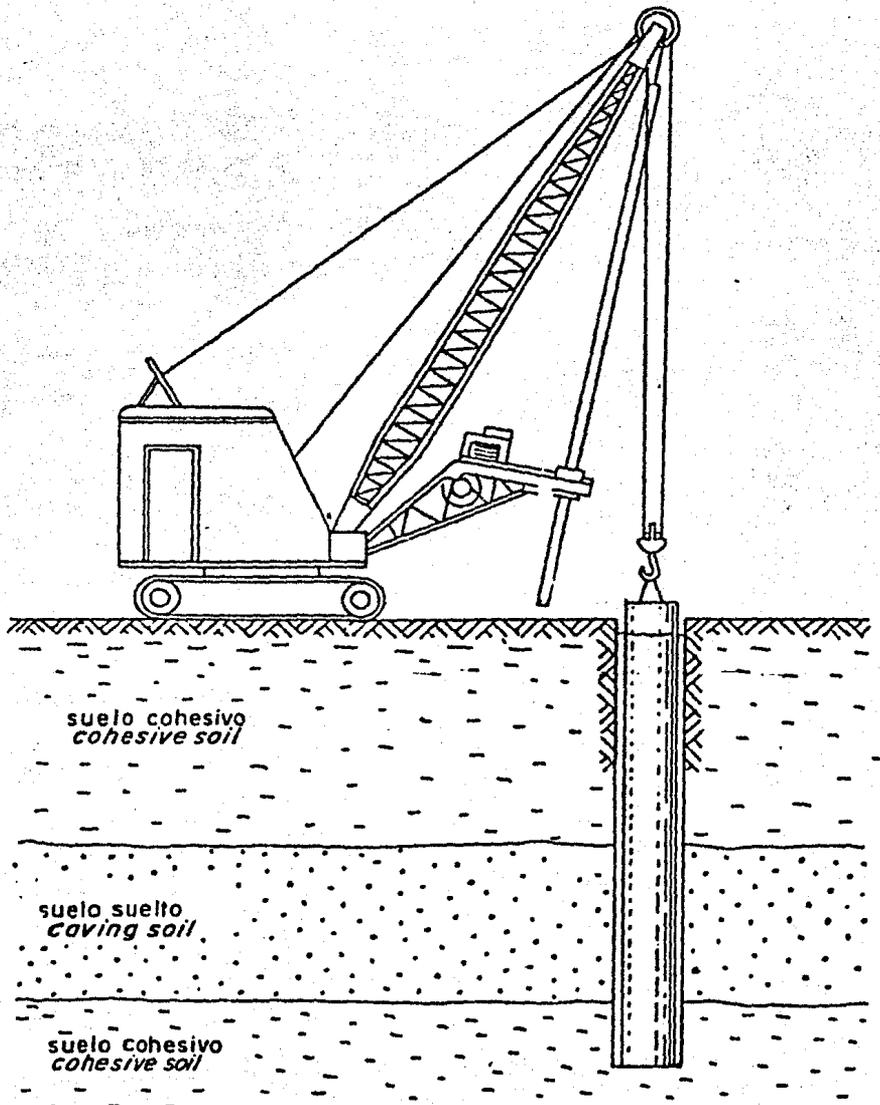


Fig. 2.7 Método de ademe, colocación del mismo

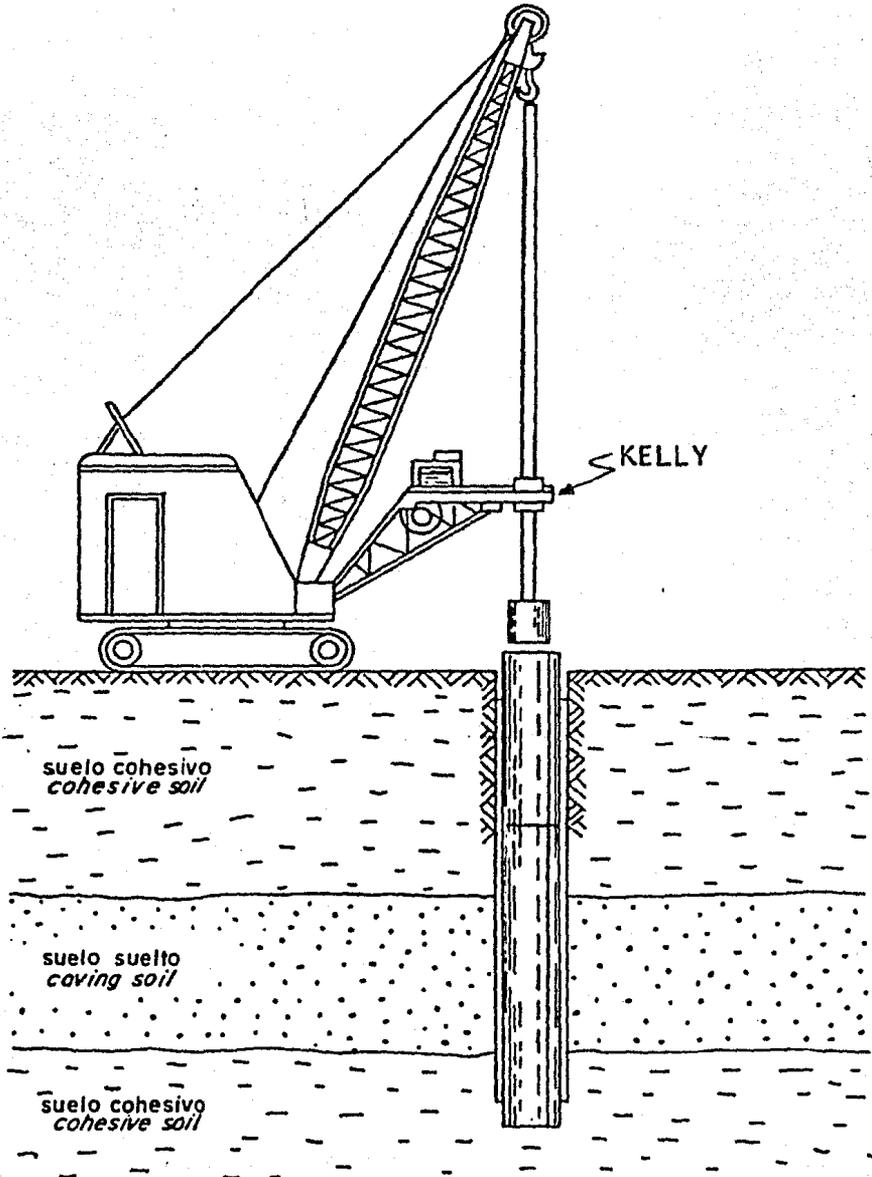


Fig. 2.8 Método de ademe, extracción después de sellar el ademe en su base.

pozo, que pueda pasar por el ademe, y se procede a terminar la excavación a la profundidad de diseño. como se indica en la Fig. 2.9. Luego puede acoplarse un ensanchador para ampliar el fondo del pozo. Mientras se efectúa esta operación, como lo muestran las Figuras, habrá lodo en el espacio anular entre el exterior del ademe y el interior del tramo superior del pozo. Por tanto, es sumamente importante lograr un sello adecuado en la formación impermeable, de manera de evitar el flujo del lodo debajo del ademe. Algunas veces resulta necesario fijar diques en el fondo del ademe con el fin de penetrar el suelo impermeable y así asegurar el sello. Evidentemente, no es posible emplear el método de ademe si no se logra el sello o si no existe una formación impermeable a través de la cual pueda perforarse el tramo inferior del pozo. La dificultad de establecer, mediante barrenos exploratorios, si existe o no una formación de baja permeabilidad a una profundidad que permita fijar la base del pilote de manera adecuada, ha motivado muchas controversias entre ingenieros y contratistas.

Si se proyecta introducir acero de refuerzo armado en perforaciones, según el método de ademe aquel debe llevarse hasta el fondo. El refuerzo se diseñará según dos criterios; 1) por requisitos estructurales en cuanto a flexión y acción columnar al estar sometido a la carga de la superestructura; y 2) por requisitos impuestos por la necesidad de mantener la estabilidad del armado durante su colocación y el colado del concreto.

Al colocar el acero de refuerzo debe llenarse en totalidad el pozo con concreto fresco que posea buenas carac-

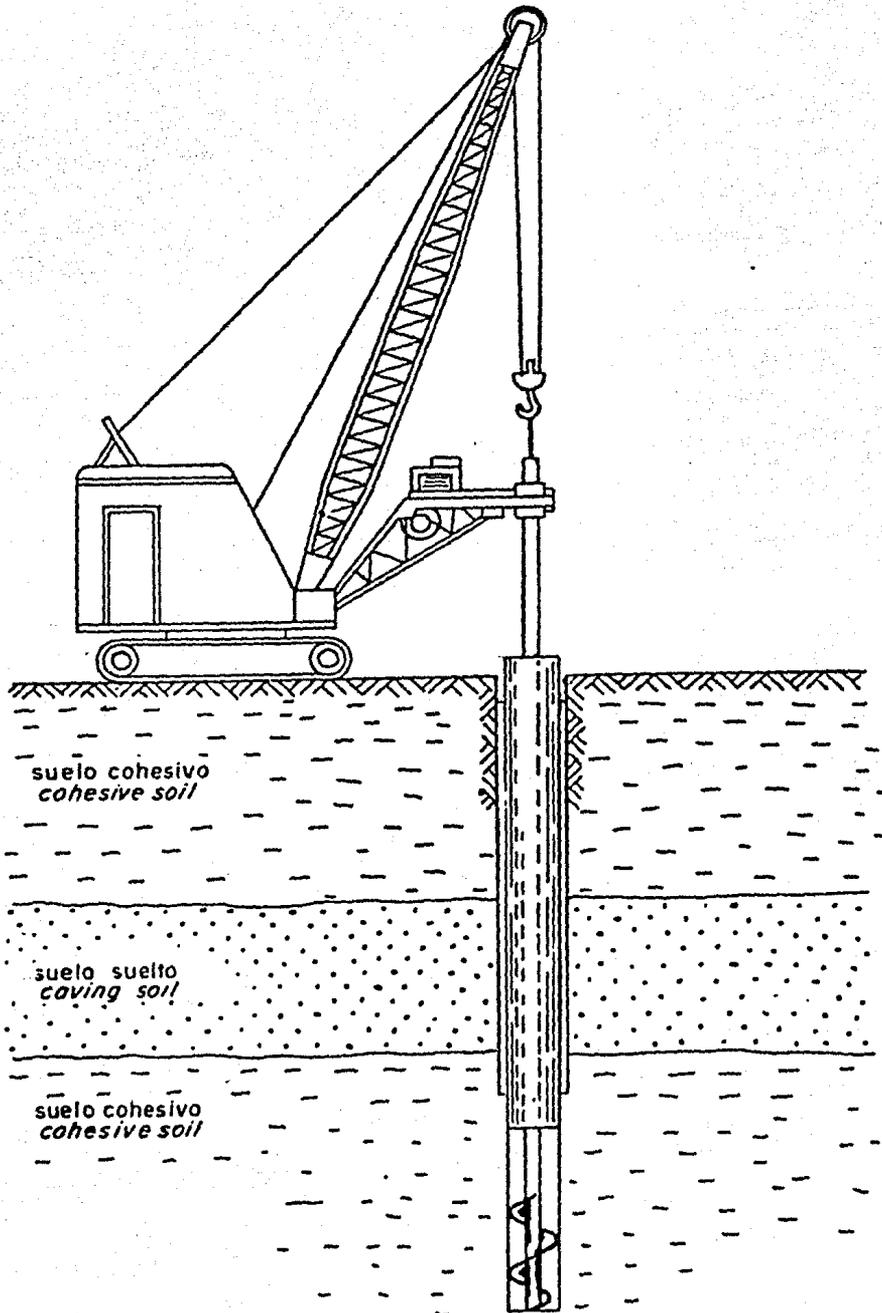


Fig. 2.9

terísticas de flujo (véase Fig. 2.11). No debe extraerse el ademe hasta que el concreto haya llenado el pozo completamente para evitar los peligros asociados con la ruptura del sello en su base. Solo puede extraerse el ademe cuando la presión hidrostática en la columna de concreto es suficiente para expulsar el lodo atrapado detrás del ademe hacia la superficie (véase Fig. 2.12). La operación más crítica del método de ademe se indica en la Fig. 2.12; si no hay suficiente presión hidrostática en el concreto líquido al fondo del ademe, el lodo se colará en el pozo y puede provocar serios problemas (discontinuidades) en el cimiento. En el caso de colar el concreto a una elevación adecuada, pero que ha empezado a fraguarse, o bien el revenimiento ha sido insuficiente, la fricción entre el concreto y el interior del ademe puede causar un movimiento de la columna de concreto hacia arriba al sacarse el ademe, de manera que el lodo queda en el pozo, provocando la falla del cimiento a una carga menor que la de diseño.

Como puede entenderse después de ver la Fig. 2.12, el tramo superior de la columna de concreto debe desplazarse hacia abajo con respecto al armado al extraer el ademe. Este movimiento hacia abajo de la columna de concreto impondrá una fuerza en el mismo sentido al refuerzo, de una magnitud que dependerá de la resistencia al corte de concreto fresco a la velocidad de flujo que impera, y del área de superficie expuesta de los elementos del armado de acero. Este puede fallar por pandeo debido a torsión, por debilidad en las juntas ó posiblemente, por el doblamiento de una sola varilla.

En la Fig. 2.13 se muestra la pila terminada, y --

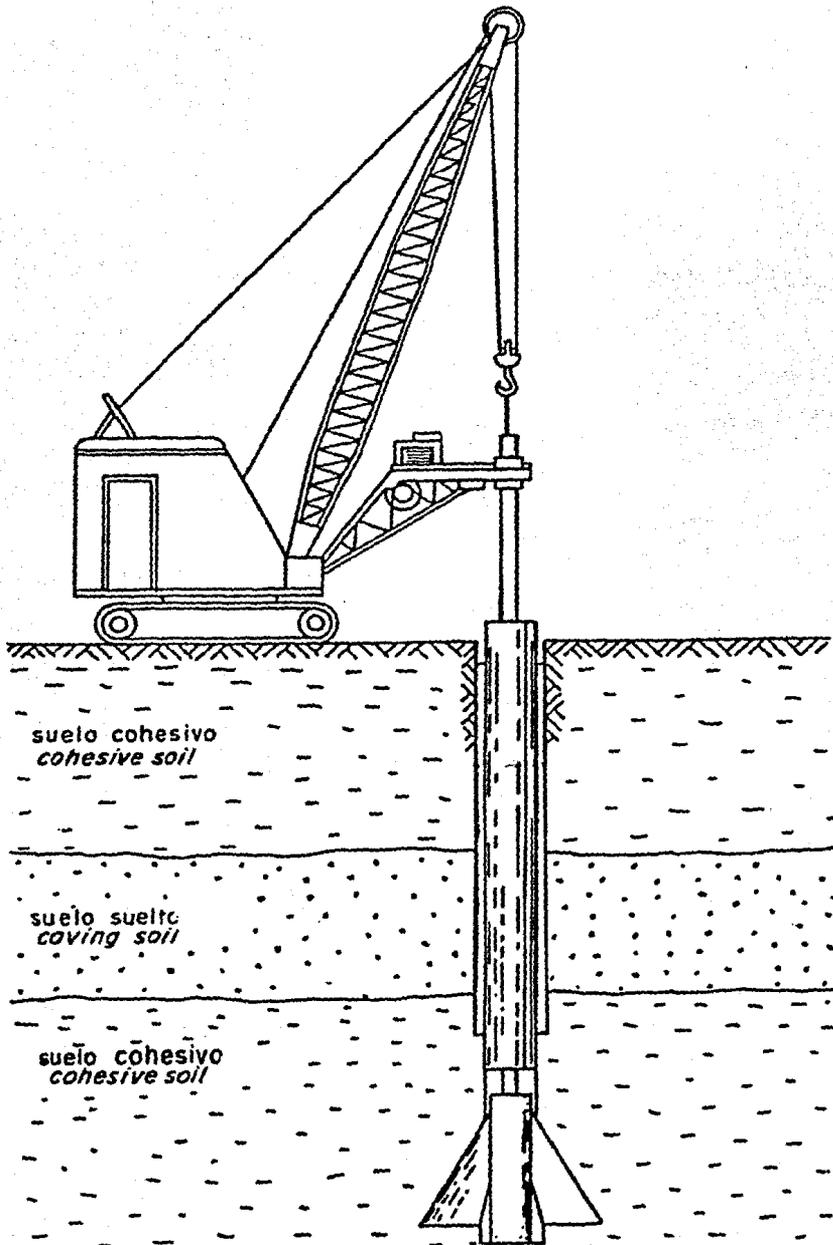


Fig. 2.10 Método de ademe, uso del
ampliador

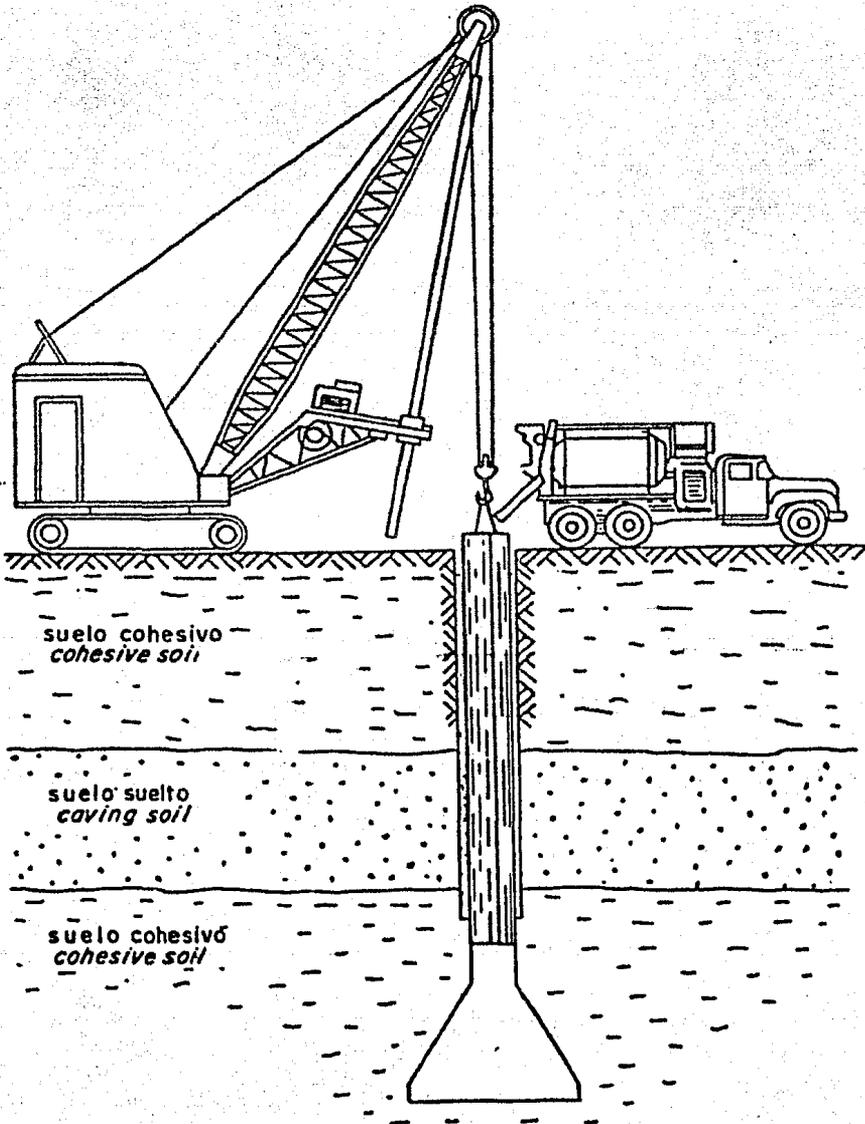


Fig. 2.11 Método de ademe, inicio del colado.

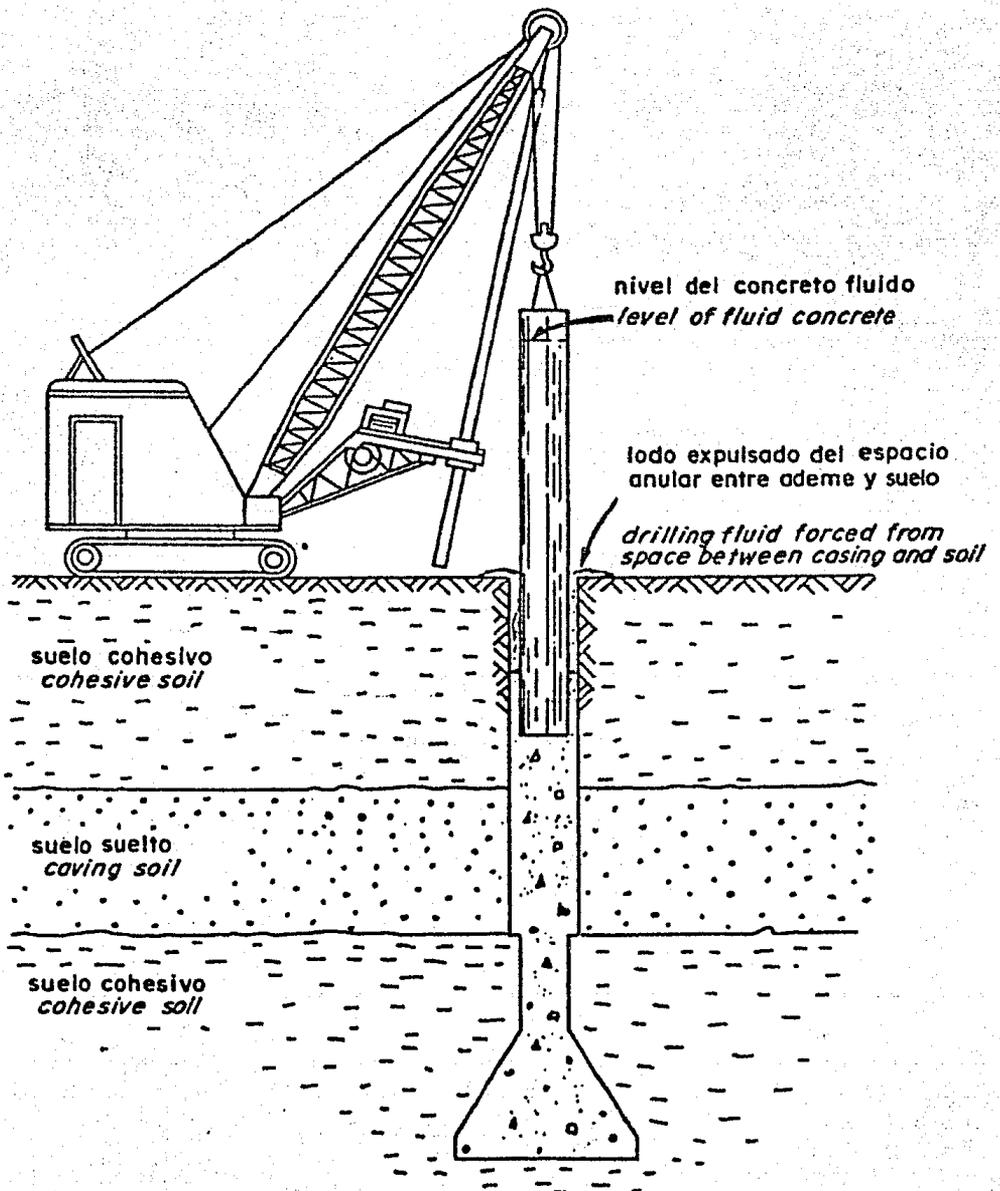


Fig. 2.12 Método de ademe, extracción del ademe.

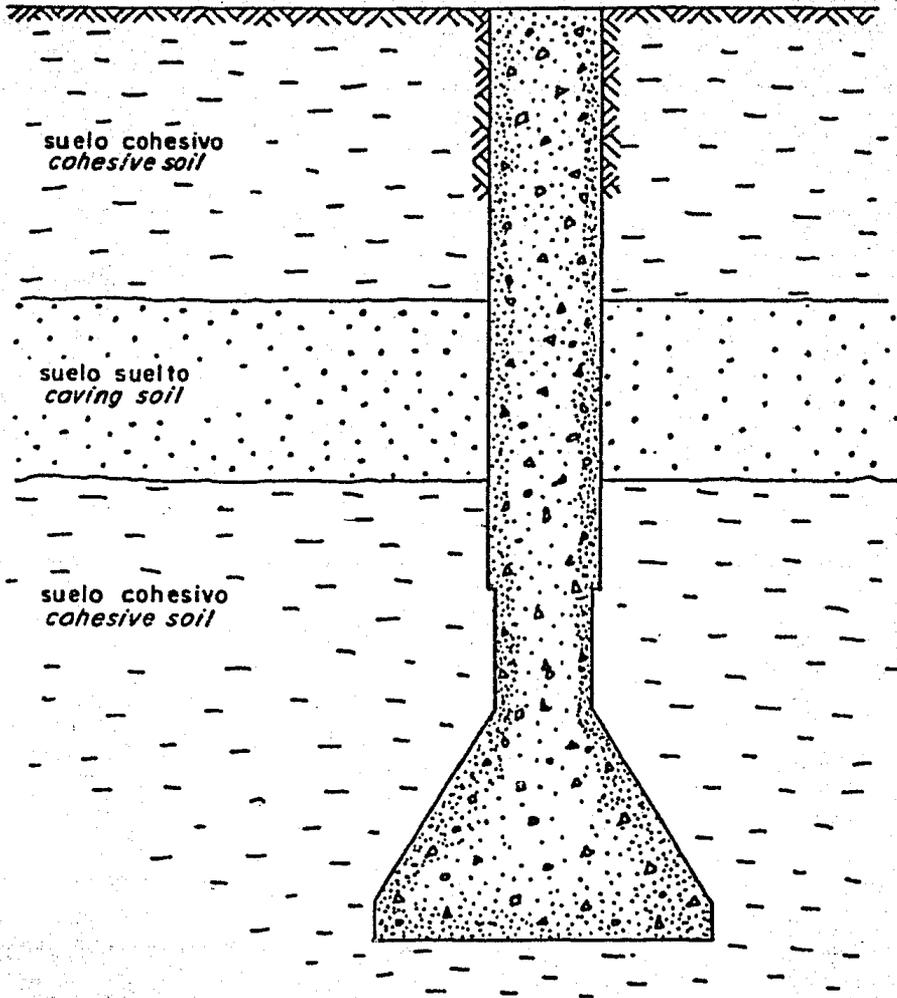


Fig. 2.13 Método de ademe, cemento terminado.

puede constituir una cimentación muy efectiva si se toman las precauciones debidas durante su construcción

Hay casos donde el perfil del subsuelo es tal que so lo existe un estrato delgado de suelo suelto. Es factible, entonces, eliminar el empleo de pasta o lodo e introducir el ademe al encontrar el suelo no cohesivo. Se refuerza el ademe a través del estrato delgado con un movimiento rotatorio hasta penetrar nuevamente en el suelo impermeable interior. Los pasos siguientes corresponden a los ya descritos en los párrafos anteriores.

En ocasiones puede encontrarse más allá del nivel freático un sitio donde el suelo suelto sea una arena con un estrato de arcilla firme subyacente. En este caso, sería aceptable hincar el ademe mediante un equipo vibratorio u otro apropiado, a través de la arena hasta penetrar en el suelo impermeable. Sin embargo, pueden producirse asentamientos de consideración en la superficie debido a la densificación de la arena, de manera que en la vecindad de otras estructuras este procedimiento es inaceptable.

2.3.- Método de Lodo Desplazado.

El método de lodo desplazado puede aplicarse en todas las condiciones de suelos descritos en los párrafos anteriores. Quizá resulta el más indicado en sitios donde no es factible sellar un ademe sin recurrir a técnicas especiales, como el congelamiento del suelo.

Se inicia el proceso constructivo según el método seco hasta topár con una formación de suelo suelto, Entonces se introduce una pasta fluida o lodo en el pozo, como en el caso -

del método de ademe, y se procede a perforar. Alternativamente, se "enloda" el pozo si la formación resiste sin el uso de bentonita. Se termina la excavación de pozo, manteniéndolo lleno de lodo. Este debe tener una consistencia tal que se mantengan en suspensión las partículas de suelos granulares. Si es necesario perforar un estrato de arcilla, está se retirará a través del lodo. Debe escogerse una broca y una barrena que permitan el libre flujo del lodo con el fin de evitar la formación de un vacío debajo de la broca y el consecuente derrumbe de las paredes del pozo. En la Fig. 2.14 se muestra la situación cuando el pozo ha llegado a la profundidad deseada. Si se proyecta el empleo de acero de refuerzo, debe colocarse en el lodo, como se indica en la Fig. 2.15. Después de colocado el armado, se procede a colar el concreto mediante el empleo de una tolva. El extremo de la tolva debe tener una válvula (puede utilizarse una placa sencilla de triplay) que no se abre hasta alcanzar el fondo del pozo. Al comenzar el colado la presión abre la válvula y se procede a llenar el pozo asegurando que el extremo de la tolva se mantenga invariablemente debajo de la columna de concreto fresco. Como se indica en la Fig. 2.16, la columna de concreto subirá, desplazando la columna de lodo de menor densidad. En la figura 2.17 se muestra la cimentación terminada.

Los datos escasos referentes a pilas coladas en sitio, instrumentadas, construídas según el método de lodo desplazado, revelan que la magnitud de la transferencia de carga en resistencia lateral es próxima a la que se logra cuando se aplica el método seco. En cuanto a la transferencia de carga en el punto de apoyo, se han logrado valores aceptables. Por supuesto, -

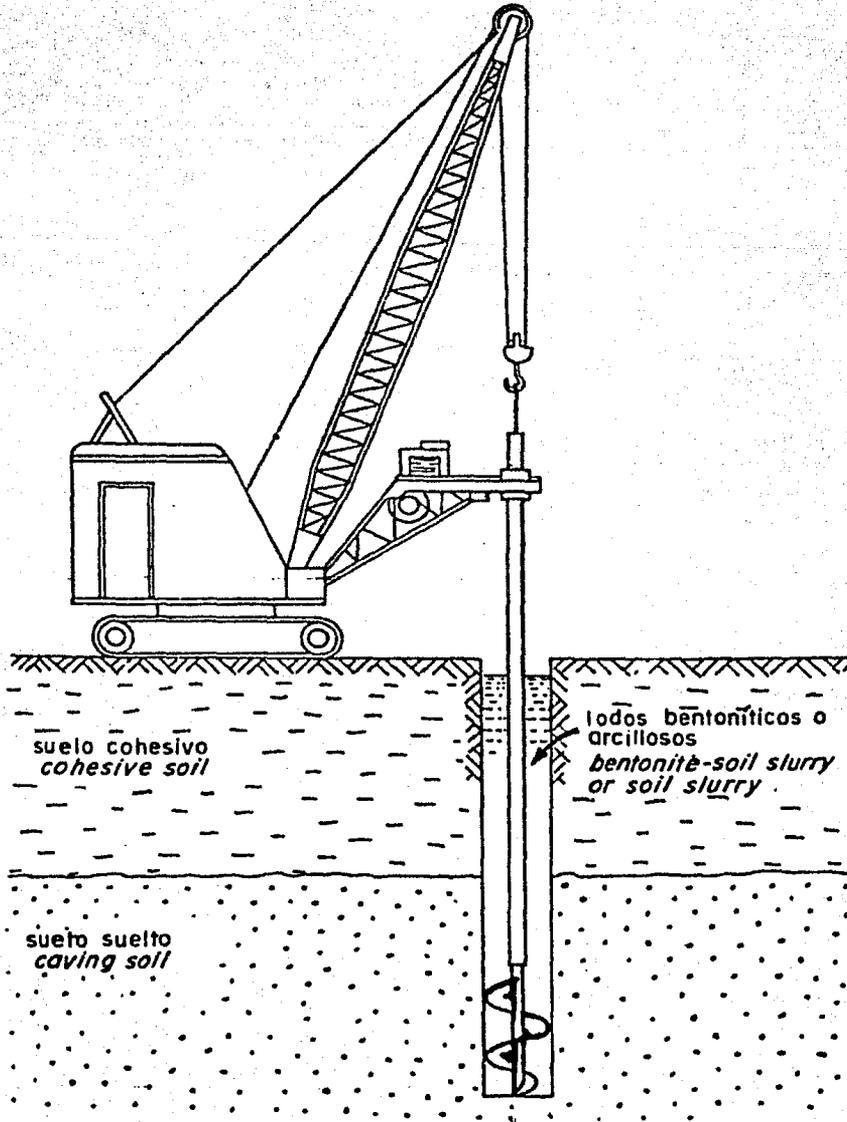


Fig. 2.14 Método de lodo, perforación
empleando lodos.

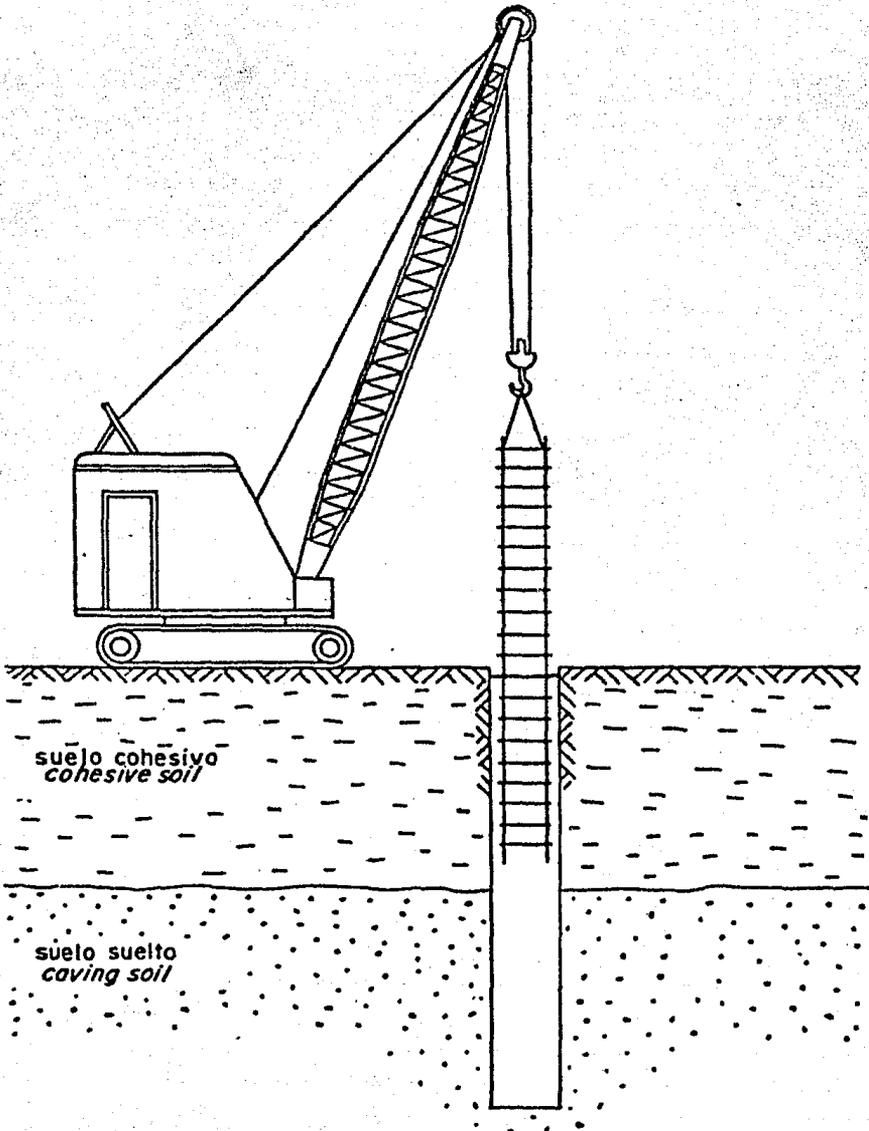


Fig. 2.15 Método de lodos, colocación del refuerzo de acero.

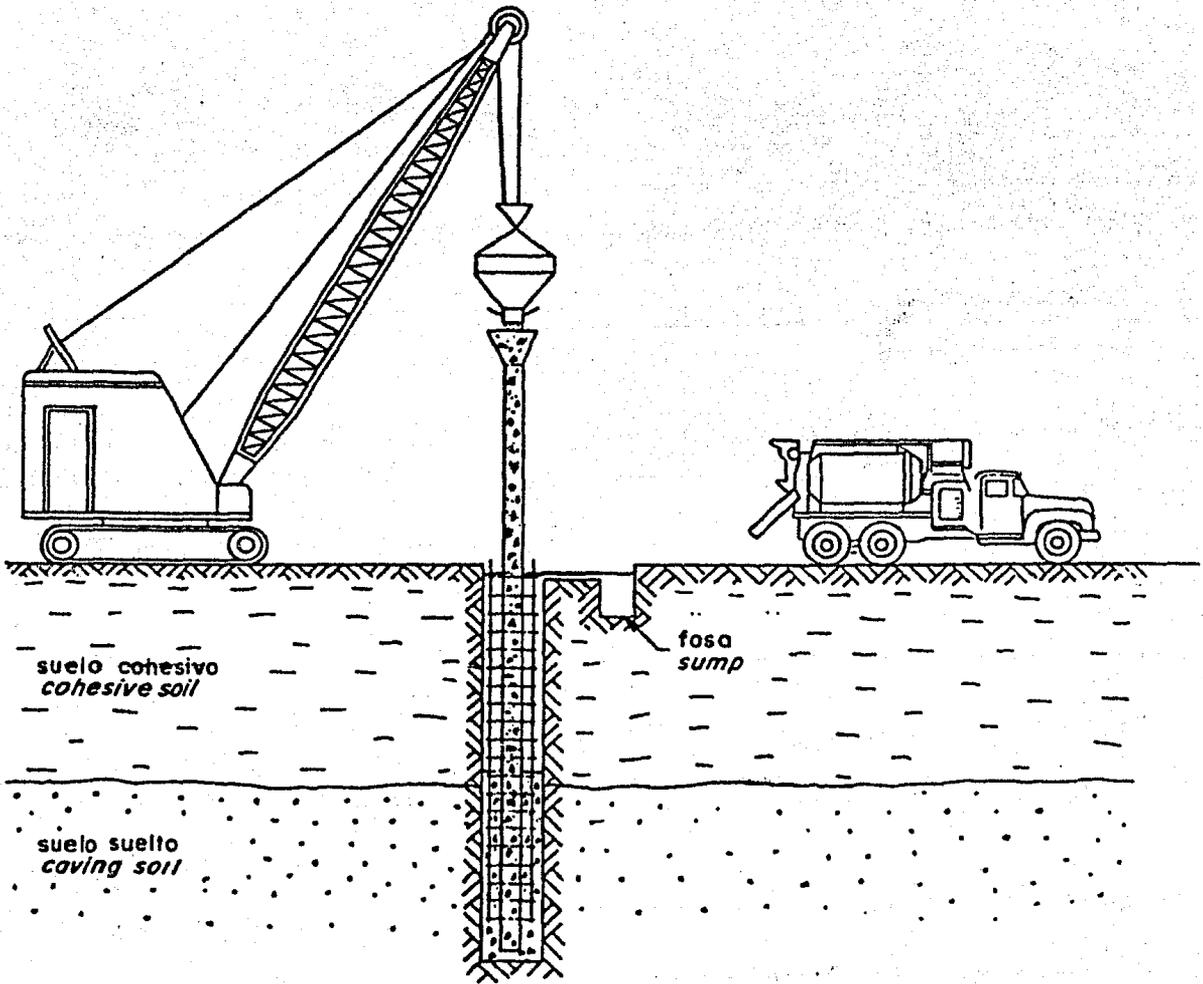


Fig. 2.16 Método de lodos, colado

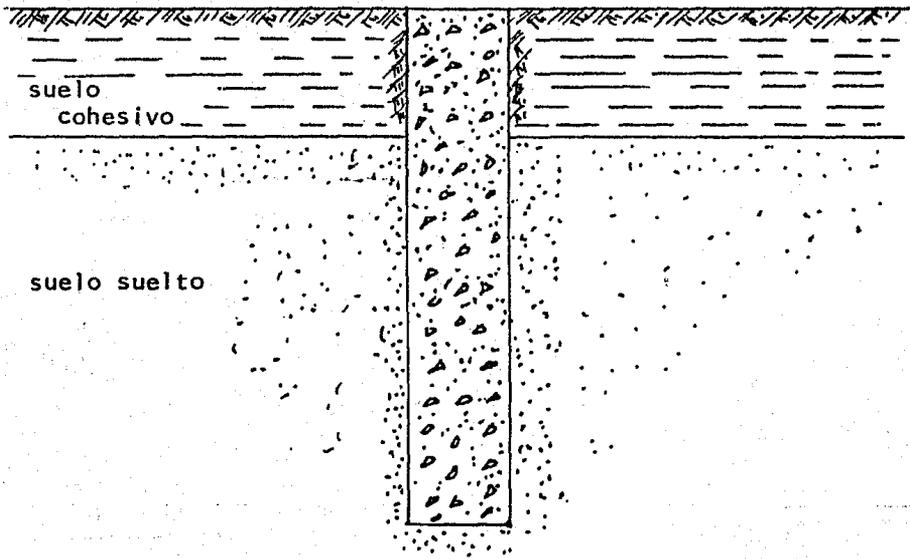


FIG. 2.17 Método de lodos, cemento terminado

es menester utilizar una cuchara para limpiar el fondo del pozo debajo del lodo al terminar la perforación. Se requiere buen control de los detalles constructivos para asegurar una cimentación de buena calidad cuando se emplea el método de lodo desplazado.

ACCION ESTABILIZADORA DE LODOS BENTONITICOS EN CIMENTACIONES.

INTRODUCCION.

Desde principios de nuestro siglo y como consecuencia de la introducción de los métodos rotatorios al perforar pozos petroleros, se han utilizado lodos bentoníticos, primero para sacar los recortes de la perforación y posteriormente (al observar en ellos otras propiedades interesantes), por ejemplo controlar las presiones subsuperficiales, limpiar el fondo de la perforación, mantener en suspensión los recortes al detener momentáneamente la circulación del fluido, mantener estables las paredes.

La experiencia petrolera sirvió de base para que en las pilas de cimentación, muros colados "In Situ", perforaciones exploratorias, etc., se empezaran a utilizar las propiedades de los lodos bentoníticos.

Una de las primeras aplicaciones del lodo bentonítico en México, fué como fluido de perforación para hacer sondeos exploratorios en suelos y en rocas, con recuperación de muestras con ello se observó que a la vez que se estabilizaban las paredes de la perforación, las muestras inalteradas se recuperaban con mejor calidad por haber menos azolves. Más adelante se emplearon para la estabilización de las paredes de la perforación durante el colado "In Situ" de pilas construídas bajo el nivel

freático".

La construcción del metro en la Ciudad de México, -- fué posible gracias a los muros de concreto colados bajo lodo bentonítico, dentro de zanjas excavadas exprofeso, cuya estabilidad dependía del mismo lodo.

Actualmente la tecnología europea ha desarrollado el uso de lodos fraguantes, mezclas de lodo bentonítico con cemento, para formar pantallas flexibles bajo presas, que logran simultáneamente impermeabilidad y facilidad de ajuste ante pequeños movimientos bajo las presas. También se emplean para formar barreras impermeables alrededor de excavaciones bajo el nivel freático, a fin de reducir el monto de filtraciones.

Los lodos de perforación son suspensiones coloidales a base de arcilla. Las arcillas montmoriloníticas son las que dan mayor riqueza coloidal a los lodos. Sus partículas son de tamaño inferior a la micra, por lo que las propiedades de las dispersiones con ella elaboradas dependen fundamentalmente de las acciones eléctricas entre partículas y no de su masa.

Puede decirse que la aplicación de lodos bentoníticos en obras de ingeniería civil es una excelente herramienta de trabajo .

PROPIEDADES DE LOS LODOS

Las propiedades principales de un lodo son:

- 1.- Viscosidad plástica.
- 2.- Punto de fluencia.
- 3.- Densidad.
- 4.- Viscosidad Marsh.
- 5.- Volúmen de agua libre y "Cake"
- 6.- Contenido de arena.

7.- P.H.

1.- VISCOSIDAD PLASTICA.- Los lodos bentoníticos en general se acostumbra considerarlos como cuerpos de BINGHAM, que siguen por lo tanto la ley:

$$\tau = \tau_0 + \eta \dot{\epsilon}' \quad \dots\dots(1)$$

Donde:

τ =Esfuerzo cortante aplicado al lodo,

$\dot{\epsilon}'$ =Velocidad de deformación, inducida por el esfuerzo.

τ_0 =Punto de fluencia.

η =Viscosidad plástica, es la pendiente de la recta

(Fig. 1).

La viscosidad se expresa en el sistema C.G.S. en poises. Se mide con un reómetro, que consta de un cilindro exterior giratorio, cuya velocidad de revolución puede variarse, y de un cilindro interior fijo. El Reómetro Baroid está graduado para trabajar a 300 y 600 r.p.m.

La viscosidad plástica, en centipoises, es igual al esfuerzo cortante aplicado para mantener una velocidad de 600 r.p.m., menos el esfuerzo aplicado para mantener una velocidad de 300 r.p.m. ambos esfuerzos se leen en la carátula del aparato. La viscosidad plástica de un lodo debe ser pequeña, para facilitar el bombeo del lodo, disminuir las pérdidas de carga durante el escurrimiento y para permitir la regeneración del lodo mediante la eliminación de las arenas incorporadas durante la perforación; pero no tan pequeña, para evitar la sedimentación de las arenas durante un paro del bombeo del lodo.

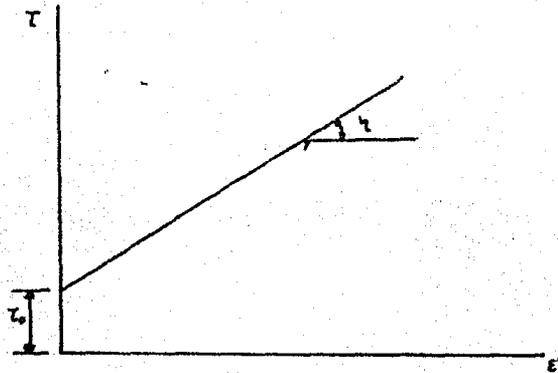


FIG. 1 RELACION ENTRE EL ESFUERZO CORTANTE Y LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN.

2.- PUNTO DE FLUENCIA.

El punto de fluencia de un cuerpo de BINGHAM, es el valor mínimo del esfuerzo cortante para el cual ocurre el flujo. En la Fig. 1 queda representado por τ_0 .

El punto de fluencia de un lodo se mide en el laboratorio en el reómetro baroid, restando el valor del esfuerzo cortante a 300 r.p.m., menos la viscosidad plástica, así pues se tiene la fórmula:

$$\tau_0 = \tau_{300} - \eta \quad \dots\dots\dots(2)$$

3.- DENSIDAD.

Es la cantidad de materia contenida en la unidad de volúmen, la densidad de un lodo se mide en la balanza de baroid, 1.2 es la máxima densidad de un lodo que se puede bombear. En las aplicaciones de la Ingeniería Civil basta con tener una densidad de 1.05 .

Se puede aumentar la densidad de un lodo empleando materiales minerales como barita, galena, etc., un lodo denso ejerce contra las paredes de la perforación una contrapresión que mantiene las paredes en su sitio y por lo tanto evita los

cerramientos.

4.- VISCOSIDAD MARSH.

Esta propiedad se mide en el cono del mismo nombre; se expresa en segundos necesarios para que escurran 946 cm^3 de lodo a través de un orificio calibrado.

Es una prueba de control de calidad, típica de obra que proporciona un criterio de reutilización o desecho para un lodo bentonítico dado, cuyas propiedades iniciales son aceptables.

Esta prueba no es adecuada para determinar propiedades más específicas porque varía en función de la viscosidad plástica, del punto de fluencia y de la densidad del lodo.

5.- VOLUMEN DE AGUA LIBRE Y "CAKE".

Sobre las paredes de la perforación con lodos, se deposita una fina capa de bentonita al producirse la filtración del lodo en el terreno circundante. Esta capa se conoce con el nombre de "Cake", y cumple con varios propósitos.

a).- Crear una membrana impermeable que permita la transmisión al terreno de las presiones hidrostáticas del lodo.

b).- Crear una membrana que evite los derrumbes de las paredes de la perforación.

El "Cake" debe ser delgado y resistente para cumplir con estos propósitos, además que debe permitir el paso de las herramientas de perforación.

En un lodo con una relación de agua/bentonita constante, al aumentar la cantidad de agua libre de ese lodo aumenta el espesor del "Cake" (enjarre) con lo cual disminuye la resistencia; esto indica que una gran cantidad de agua libre en-

el lodo es desfavorable.

La prueba del filtrado se realiza en el laboratorio de la siguiente manera:

Se coloca una muestra de lodo en la filtro-prensa - baroid y se somete a una presión de 7 Kg/cm^2 . el agua que se - separa se recoge en una probeta graduada. La duración de la -- prueba es de 30 minutos; al cabo de ese tiempo, se mide la can- tidad de agua expulsada y el espesor del "Cake".

6.- CONTENIDO DE ARENA.

Se mide pasando el lodo por la malla 200 y se expres- sa como porcentaje del volúmen aparente de arena en relación - al volúmen total de lodo; al aumentar el contenido de arena, - de un lodo con relación agua-bentonita constante, aumenta su - volúmen de agua libre.

El contenido de arena en un lodo es para saber el - grado de contaminación del mismo, para que se pueda reutilizar. El lodo se debe regenerar si el contenido de arena es alto.

7.- P.H. (CONCENTRACION DE IONES HIDROGENO).

El P.H. nos mide el estado eléctrico del lodo, se - ha comprobado que las propiedades de éste, varían notablemente en función del P.H. medido en el laboratorio, el P.H. se mide- con indicadores de P.H., cuyo color resultante al ser remoja-- dos en el lodo se compara con una escala de índice de colores. Al contaminarse el lodo con el cemento, el P.H. aumenta a 11.5 y 12.5.

En resumen, las propiedades medias de lodos emplea- dos en perforación son las siguientes:

1.- VISCOSIDAD PLASTICA. . . . 10 a 35 centipoises

- 2.- DENSIDAD. 1.05 a 1.20
- 3.- VISCOSIDAD MARSH. 40 a 120 segundos
- 4.- VOLUMEN DE AGUA LIBRE. inferior a 20 cm³
- 5.- ESPESOR DEL ENJARRE (CAKE). inferior a 5 mm
- 6.- CONTENIDO DE ARENA. inferior a 3 %
- 7.- P.H. 7 a 9.5

3.- OBSERVACIONES .

No se puede diseñar una cimentación basada en pilas coladas en el lugar sin tomar en cuenta los procedimientos -- constructivos a seguir. Además el diseño debe considerar la -- disponibilidad de equipo y la capacidad de los contratistas lo cales. Quizá, se requiera un mejor entendimiento entre ingeniero y contratista para lograr una buena cimentación en este -- tipo de cimentaciones que para cualquier otro,

C A P I T U L O I V
C O N C L U S I O N E S

El método de construcción de pilotes de gran diámetro o pilas coladas en el lugar puede cambiar en cierto grado los parámetros de diseño. La experiencia de parte del contratista en la construcción de estos elementos es necesaria para prever desde un punto de vista estratigráfico, hidráulico y de las propiedades del suelo, la forma más económica, segura y expedita del método de construcción. Es muy importante que al construir se conserven las propiedades mecánicas del suelo utilizadas para el diseño de la pila, y en algunas ocasiones inclusive, tratar de mejorarlas para obtener un mejor comportamiento de la cimentación por pilas.

R E C O M E N D A C I O N E S:

1º- Para mejorar la capacidad de carga en la base de pilas profundas se puede utilizar la inyección de cementantes a alta presión.

2º- Las pilas o pilotes colados en el lugar se pueden ejecutar satisfactoriamente combinando equipo mecánico con excavación a mano cuando el problema del agua no es muy crítico.

3º- Si el estrato soportante es arena fina bajo el nivel del agua, puede presentarse el fenómeno de licuación, (en el caso de que la arena esté suelta o se provoque una disminución de la compacidad durante la construcción). Este problema podrá resolverse bombeando de pozos profundos para crear un flujo descendente del agua bajo la base de la pila Fig. 4.1.

4º- En caso de utilizar el método de desplazamiento bentonítico para construir pilas bajo el agua, sería necesario

inyectar a presión morteros de cemento para asegurar un buen con tacto entre la base de la pila y el estrato soportante.

El ingeniero de cimentaciones debe prever el método de construcción y modificar convenientemente los parámetros del suelo para efectuar el diseño de las pilas, a aquellos parámetros que él espera se puedan encontrar a largo plazo después de que la cimentación de pilas ha sido construída de acuerdo con las condiciones ambientales. Por ejemplo, en caso de fricción ne gativa en pilas profundas, la reducción de los niveles piezométricos del agua con el tiempo aumentan considerablemente esta fuerza.

Esta acción no puede omitirse en el diseño de pilas.

Las fuerzas ambientales que actúan sobre una pila no pueden estimarse de reglas prácticas obtenidas de la estadística de otros lugares. La acción de estas fuerzas en las cimentaciones con pilas depende en gran parte de las condiciones estratigráficas e hidráulicas locales del sitio en cuestión, y de las propiedades geotécnicas de los sedimentos del suelo a través de la profundidad. Es más, el método general escogido para la construcción, y la construcción de cada uno de los elementos colados en sitio juega un papel muy importante en el comportamiento futuro de una cimentación por pilas. Más aún, un edificio en general está soportado en varias pilas cuyas cabezas pueden o no actuar conjuntamente por medio de una estructura de cimentación. Cuando se presentan fuerzas de arrastre lateral, conviene diseñar las pilas para que la elevación de la cabeza trabaje como una unidad.

Este método de diseño de cimentación debe observarse en particular en lugares donde las bases de las pilas están apo-

yadas en pendientes o construídas a diferentes profundidades.

La cimentación de pilas es un método milenario de cimentación usado en todo el mundo que ha demostrado ser bueno cuando se aplica correctamente. En la actualidad la mecánica de suelos proporciona una poderosa herramienta para interpretar el comportamiento y construcción de pilas. Por tanto, los ingenieros están tratando de entender cada vez mejor el comportamiento de las cimentaciones por pilas y los métodos de construcción -- más seguros y económicos en diferentes condiciones del subsuelo.

Sin embargo, los métodos de construcción se están desarrollando rápidamente en todo el mundo, así también los medios para verificar la teoría con las observaciones, dejando siempre un amplio margen al ingeniero estudioso para futuras investigaciones e interpretaciones del comportamiento de las cimentaciones donde se usan pilas.

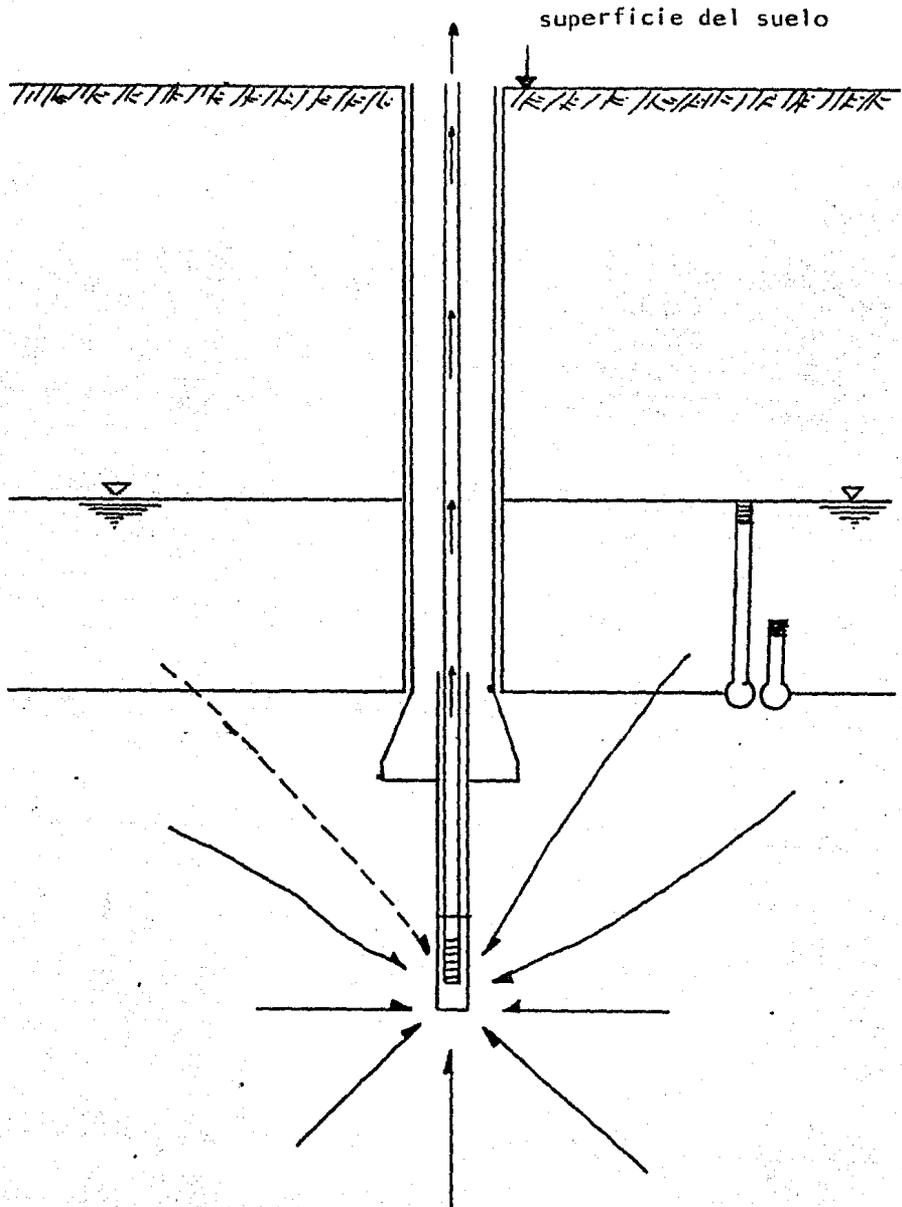


FIG. 4.1

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

- 1.- "FILOSOFIA DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS".
Tercera conferencia Nabor Carrillo.
Conferencia dictada en la VIII Reunión Nacional de la
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- 2.- "CIMENTOS PROFUNDOS COLADOS EN SITIO".
Reunión Conjunta ADSC-SMMS.
- 3.- "MECANICA DE SUELOS TOMO II".
Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.
Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez.
Editorial Limusa.
- 4.- "FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS".
Leonardo Zeevaert.
Robert E. Krieger Publishing Company. Huntington, New York.
- 5.- "CIMENTOS".
V. C. Launder.
Editorial Blume.
- 6.- "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES"
Normas y Técnicas Complementarias del Reglamento de
Construcciones para el Distrito Federal.
Universidad Nacional Autónoma de México.

7.- "CIMENTACIONES PROFUNDAS"

Robert D. Chellis.

Editorial Diana.

8.- "APUNTES DE LA CLASE DE GEOTECNIA IIII"

Ing. Agustín Deméneghi Colina.