

01121
121



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERIA

"COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS
CON PILAS Y PILOTES EN SUELOS BLANDOS"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A ,
R U E D A S M E D I N A | R O B E R T O A L E J A N D R O



DIRECTOR DE TESIS: M.I. REGINALDO HERNANDEZ ROMERO



CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO, D. F.

JUNIO 2003

A



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/003/03

Señor
ROBERTO ALEJANDRO RUEDAS MEDINA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. REGINALDO HERNANDEZ ROMERO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS CON PILAS Y PILOTES EN SUELOS BLANDOS"

- INTRODUCCIÓN
- I. METODOLOGÍA DE DISEÑO
- II. PROCESO CONSTRUCTIVO
- III. PRUEBAS DE CARGA
- IV. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS CIMENTADAS CON PILAS Y PILOTES EN EL DISTRITO FEDERAL
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 20 Enero 2003.

EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

**A mis padres
Roberto y Rufina**

AGRADECIMIENTOS

A mis hermanos: Silvia, Carlos y Marcela. Gracias por todos los momentos que hemos pasado juntos, por todo lo que me han enseñado y por su apoyo incondicional.

A Silvia, Alejandro y Rebeca. Gracias por su compañía y apoyo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente a la Facultad de Ingeniería.

A mis amigos: Alejandro, Alfredo, Atilano, Bernardo, Diana, Evelyn, Fabio, Héctor, Hilda, Megumi, Raúl y Víctor. Gracias por hacer más agradable mi paso por la Facultad.

A la R3-Norte y anexas, con ustedes también aprendí muchas cosas.

A mi Director de Tesis M.I. Reginaldo Hernández Romero, por todo el apoyo que me brindó.

A todos los profesores de la Facultad de Ingeniería.

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 1.3 | Diseño de pilas | 29 |
| 1.3.1 | Capacidad de carga en la base | 29 |
| 1.3.2 | Capacidad de carga por fricción | 29 |
| 1.3.3 | Asentamiento de pilas | 34 |
| 1.4 | Grupos de pilas y pilotes | 35 |
| 1.4.1 | Capacidad de carga de grupos en suelos predominantemente cohesivos. | 35 |
| 1.4.2 | Asentamientos de grupos de pilotes o pilas. | 35 |
| 1.5 | Influencia del procedimiento constructivo en el diseño | 40 |
| 1.6 | Diseño estructural | 44 |
| 1.7 | Normas técnicas complementarias | 47 |
| 1.7.1 | Cimentaciones con pilotes de fricción | 47 |
| 1.7.2 | Cimentaciones con pilotes de punta o pilas | 49 |
| 2. | Proceso constructivo. | 53 |
| 2.1 | Pilas | 53 |
| 2.1.1 | Perforaciones | 53 |
| 2.1.2 | Acero de refuerzo | 62 |
| 2.1.3 | Concreto | 65 |
| 2.2 | Pilotes | 69 |
| 2.2.1 | Perforación | 69 |
| 2.2.2 | Acero de refuerzo y juntas | 70 |
| 2.2.3 | Concreto | 75 |
| 2.2.4 | Hincado | 76 |
| 3. | Pruebas de carga. | 81 |
| 3.1 | Pruebas de carga estática | 81 |
| 3.2 | Pruebas de carga lateral | 90 |
| 3.3 | Pruebas de carga dinámica | 92 |

| | |
|---|------------|
| 4. Comportamiento de estructuras cimentadas con pilas y pilotes en el Distrito Federal | 97 |
| 4.1 Cimentaciones con pilotes de punta | 97 |
| 4.1.1 Comportamiento durante los sismos de 1985 | 97 |
| 4.1.2 Solicitaciones secundarias | 98 |
| 4.1.3 Pilotes de punta y de fricción instrumentados en el exvaso de Texcoco | 102 |
| 4.1.4 Torre Latinoamericana | 110 |
| 4.2 Cimentaciones con pilotes de fricción | 124 |
| 4.2.1 Comportamiento durante los sismos de 1985 | 124 |
| 4.2.2 Comportamiento de una cimentación mixta instrumentada | 124 |
| 4.2.3 Ejemplo de mal comportamiento de una cimentación cajón-pilotes de fricción | 134 |
| 4.3 Cimentaciones con pilotes de control | 143 |
| 4.3.1 Comportamiento durante los sismos de 1985 | 143 |
| 5. Conclusiones. | 147 |
| 5.1 Cimentaciones con pilotes de punta | 147 |
| 5.2 Cimentaciones con pilotes de fricción | 148 |
| 5.3 Cimentaciones con pilotes de control | 150 |
| Referencias | 151 |

INTRODUCCIÓN

Cuando las condiciones del suelo superficial son tales que el uso de zapatas, losas de cimentación ó cajón de cimentación no se consideran adecuadas, debido principalmente a la baja resistencia al cortante del suelo o a su alta compresibilidad, se utilizan las cimentaciones profundas. Este tipo de cimentaciones transmiten las cargas a estratos profundos más resistentes o reparten la carga en un mayor espesor de suelo. Las cimentaciones profundas suelen utilizarse en suelos blandos o en suelos más resistentes que sobreyacen a suelos blandos, dónde éstos últimos son afectados por la carga de la cimentación.

Como es bien sabido, gran parte de la Ciudad de México está asentada sobre lo que en el pasado fue un gran lago. El espejo de agua ha desaparecido, pero los grandes estratos de arcilla lacustre permanecen. Actualmente los ingenieros debemos enfrentarnos a las particularidades del caso de la Ciudad de México, incluyendo el hundimiento regional.

Los pilotes de madera fueron los primeros en emplearse pero tienen el defecto de ser poco duraderos en ambientes con variación del nivel del agua, tienen una capacidad de carga reducida y no se asegura una buena continuidad entre los segmentos del pilote. Actualmente se utilizan pilotes de acero en forma de perfiles o tubos, y pilotes de concreto simple y reforzado. El proceso constructivo puede ser por construcción in situ o prefabricado, hincado con o sin perforación previa.

Para la utilización correcta de pilotes es necesario conocer antes las características del suelo dónde serán instalados. Para ello se debe realizar una exploración geotécnica y obtener los parámetros necesarios del suelo. Con esta información, las solicitaciones de la superestructura y las particularidades de cada caso, será posible realizar una mejor elección del tipo, forma, tamaño y cantidad de pilas o pilotes, así como el diseño en general de la cimentación.

En el presente trabajo se analiza el comportamiento de varias edificaciones construidas en la Ciudad de México sobre cimientos profundos. Se hace un análisis de la Torre Latinoamericana que está cimentada sobre pilotes de punta y ha tenido un buen comportamiento aun bajo severas condiciones sísmicas. Otro caso estudiado es un edificio de 14 niveles cimentado sobre pilotes de fricción que presentó asentamientos diferenciales en condiciones estáticas y, adicionalmente, durante los sismos de 1985 sufrió un asentamiento diferencial brusco de 7 cm.

También se analizan algunos casos de pilotes y cimentaciones instrumentadas que proporcionan valiosa información para comprobar la validez de los métodos de diseño. En particular, la cimentación instrumentada del puente Impulsora arroja información interesante sobre el comportamiento del grupo de pilotes de fricción y el cajón de cimentación.

Por último, se hace una breve mención de las causas de mal comportamiento en pilotes de control.

PAGINACION DISCONTINUA

1. METODOLOGÍA DE DISEÑO

1.1 CLASIFICACIÓN DE PILAS Y PILOTES

Para clasificar a las pilas y pilotes se sigue un criterio basado en las dimensiones de la sección transversal: se considera como pila a un elemento con diámetro o lado mayor que 60 cm, y como pilote, si la dimensión es menor.

Por otra parte, existen tres variables a tomar en cuenta que son muy importantes para el diseño y la construcción de pilas y pilotes: la forma de transmitir la carga, el procedimiento constructivo y el material de fabricación. Pilas y pilotes también se clasifican de acuerdo a éstas tres variables.

1.1.1 Clasificación de acuerdo a la forma de transmisión de cargas.

Existen dos formas de transmitir las cargas verticales al suelo, por medio de la punta del pilote o la pila y, por medio de la fricción lateral entre el fuste del elemento y el suelo. Siempre predomina una de las dos formas de transmisión de cargas pero en todo momento actúan ambas; sin embargo, cuando la contribución de alguna de ellas es pequeña en comparación con la otra, se dice que el elemento trabaja de punta o de fricción.

Los pilotes también se utilizan para anclar estructuras en suelos expansivos, de tal forma que una parte del pilote trabaja con fricción positiva y otra parte con fricción negativa. En caso de presentarse cargas horizontales debidas a sismos o a solicitaciones inducidas por la estructura, se utilizan elementos inclinados, que en estos casos trabajan de mejor forma que los elementos verticales.

1.1.1.1 Pilotes y pilas de punta.

Se utilizan cuando hay importantes estratos de suelo de baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad, entonces la carga se transmite por medio de pilotes de punta a estratos profundos de mayor resistencia, fig. 1.1. Las pilas trabajan de igual forma que los pilotes pero se emplean con cargas mayores. Tienen la ventaja de que su base se puede "acampanar" para incrementar su capacidad, fig. 1.2.

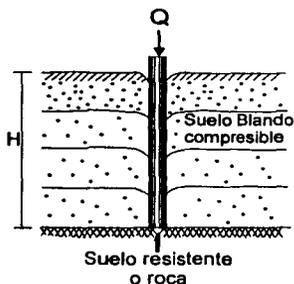


Fig. 1.1 Pilote de punta

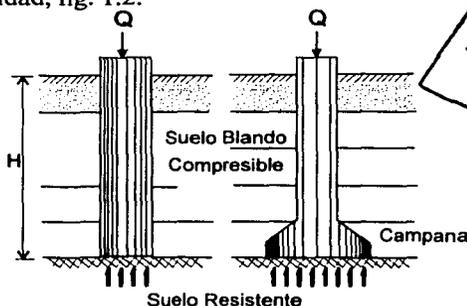


Fig. 1.2 Pilas de punta

TESIS CON
PATIA DE ORIGEN

1.1.1.2 Pilas y pilotes de punta con empotramiento.

Una forma de acrecentar la capacidad de carga de pilas y pilotes es empotrarlos en el estrato resistente. Para pilotes se recomienda empotrarlos a una profundidad H de 4 a 10 veces su dimensión horizontal D , dependiendo de la compacidad relativa del material de empotramiento y de la capacidad del equipo disponible; para pilas el empotramiento será lo máximo posible en el sentido constructivo, fig. 1.3.

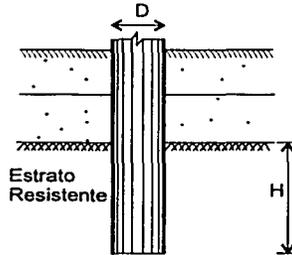


Fig. 1.3 Pilas y pilotes empotrados

1.1.1.3 Pilotes de fricción.

Son aquellos que transmiten la carga por medio de las fuerzas de fricción entre el fuste del pilote y el suelo que lo rodea. Se emplean cuando no hay algún estrato que sea capaz de resistir toda la carga en la punta del pilote o, cuando la estructura se halle en suelo sujeto a consolidación regional significativa, fig. 1.4. Las cimentaciones con pilotes de fricción suelen utilizarse en complemento con cajones de cimentación parcialmente compensados para reducir los asentamientos, al pasar parte de la carga a estratos profundos.

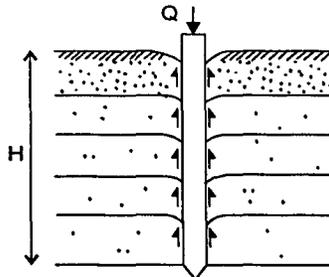


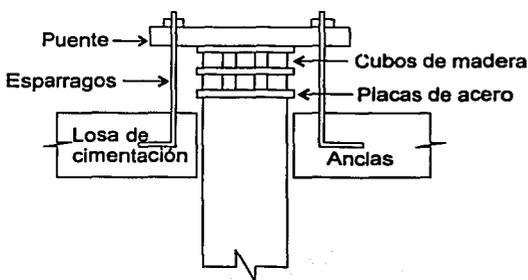
Figura 1.4 Pilote de fricción

1.1.1.4 Pilotes de control.

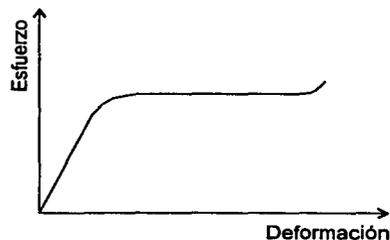
Los pilotes de control surgen como respuesta a la necesidad de controlar la carga que soporta cada pilote así como los asentamientos diferenciales y totales de la estructura para que ésta baje a la par del suelo, cuando se presenta un proceso de consolidación.

La cabeza de los pilotes de control atraviesa libremente la cimentación y sobre la cabeza se dispone de un puente unido a la losa de cimentación mediante anclas. Tradicionalmente, las cargas se transmiten de la cabeza del pilote al puente a través de un dispositivo formado por superposiciones sucesivas de placas delgadas de acero y arreglos de cubos de 5X5X5 cm de madera de caoba con características especiales de esfuerzo-deformación, u otro elemento que funcione como celdas deformables a carga constante.

La gráfica esfuerzo vs. deformación de la madera empleada, como lo muestra la figura 1.5, debe tener un amplio rango plástico, para garantizar que cuando el cubo llegue a la falla plástica se esté transmitiendo una carga fija conocida a la cabeza del pilote, para un amplio rango de deformación.



Dispositivo de control típico



Gráfica esfuerzo vs. deformación en compresión simple de un cubo de caoba.

Fig. 1. 5 Pilote de control

1.1.1.5 Pilotes de anclaje.

Son empleados en suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; los pilotes son hincados hasta que la punta penetre un suelo estable; al momento de que el suelo se expanda por la entrada de agua, el pilote absorberá los movimientos del suelo superficial. Además, en ciertas ocasiones son utilizados para mitigar el bufamiento por excavación de suelos arcillosos, fig. 1.6.

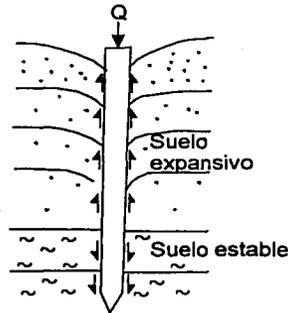


Fig. 1.6 Pilote de anclaje

1.1.1.6 Pilotes con carga horizontal.

Las pilas y pilotes empotrados pueden resistir de forma poco eficiente las solicitaciones horizontales de reacción de una estructura o las inducidas por sismos, sin embargo, son los pilotes inclinados los que funcionan de mejor forma en estos casos. Los pilotes deben tener una inclinación orientada con respecto a las fuerzas que soportará y que, para el caso de sismo, se deben disponer en distintas direcciones, fig. 1.7.

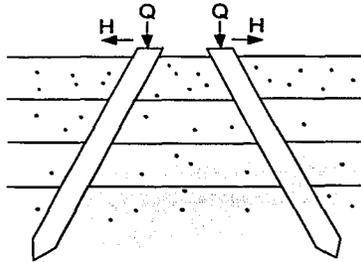


Fig 1.7 Pilotes inclinados con carga horizontal

1.1.2 Clasificación de acuerdo al material de construcción.

En general se pueden clasificar de la siguiente forma:

| | | | | |
|--------------------------|---|----------|---|--------------------|
| Material de Construcción | { | Acero | { | Prefabricado |
| | | Concreto | | Colado en el sitio |
| | | Madera | | |

1.1.2.1 Prefabricados de concreto

Se fabrican con concreto simple, concreto reforzado, presforzado o postensado, utilizando cemento portland normal o resistente a las condiciones del suelo en que trabajará la cimentación. Se construyen de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas rápidas o soldando las placas de acero que se dejan en los extremos de cada tramo precolado. Son de uso frecuente debido a la durabilidad y facilidad con que se ligan a la superestructura. Sus limitaciones tienen que ver con la problemática del hincado, fabricación y manejo.

Solamente los pilotes son prefabricados, ya que las pilas, por sus dimensiones, solo se fabrican en el sitio.

1.1.2.2 De concreto colado en el lugar

En general se construyen de concreto reforzado, pero es posible fabricar pilas de concreto simple si éstas son cortas y además se utilizarán en una zona no sísmica. Para evitar la segregación del concreto, se cuelean con tubería tremie o con trompa de elefante. Los pilotes colados en sitio no son comunes.

1.1.2.3 De acero

Se les llama así a los pilotes que tienen como material básico al acero. Regularmente se utilizan tubos o secciones H. En caso de emplear secciones tubulares, los pilotes pueden tener la punta cerrada o abierta. También es común que una vez que se hayan hincado a la profundidad de desplante, se rellenen de concreto. Una virtud de los pilotes de acero es la facilidad con que se puede ajustar su longitud. También tienen la ventaja de poder atravesar estratos duros con boleos y roca alterada. Cuando los pilotes están formados por segmentos, éstos se unen por medio de juntas especiales o con soldadura. Los pilotes de sección H son adecuados para penetrar materiales duros debido a su pequeña área transversal. Son adecuados también en los casos en que se desea evitar un fuerte desplazamiento del suelo a causa del hincado.

En general los pilotes de acero son muy resistentes y pueden sustituir a una gran cantidad de pilotes de concreto en un proyecto alternativo. La desventaja principal de los pilotes de acero es su susceptibilidad a la corrosión, hecho que debe tomarse muy en cuenta para proporcionarles un tratamiento adecuado de protección, sobre todo si se utilizan en un ambiente marino.

1.1.2.4 De madera

Como es de suponerse, los pilotes de madera fueron los primeros en la historia en emplearse. Se llegaron a utilizar en las cimentaciones de edificios pero, con la llegada de mejores materiales como el concreto y el acero, dejaron de ser de uso común. Actualmente solo se usan para obras provisionales o embarcaderos pequeños.

Las dos limitantes principales que tienen son la baja capacidad de carga y la poca duración, sobre todo si se encuentran sujetos a las variaciones del nivel freático o al ataque de fauna nociva. Pueden protegerse para una duración más larga pero implica un mayor costo.

1.1.3 Clasificación de acuerdo al procedimiento constructivo.

De acuerdo al procedimiento constructivo, las pilas y pilotes se clasifican como a continuación se muestra:

Pilotes {
 Con desplazamiento
 Con poco desplazamiento
 Sin desplazamiento

Pilas {
 Sin desplazamiento

De la gran cantidad de procedimientos que existen para fabricar y posteriormente instalar las pilas y pilotes, una característica de éstos que es fundamental para diferenciarlos es el desplazamiento que se le impone al suelo en el momento del hincado del pilote o instalación del elemento.

Los pilotes pueden clasificarse dentro de tres grupos: con desplazamiento, con poco desplazamiento y sin desplazamiento.

Son del primer grupo cuando el volumen de suelo desplazado es igual al volumen del pilote; con poco desplazamiento cuando el área transversal de pilotes es reducida como en el caso de los perfiles H de acero, cuando se hace una perforación previa de sección un poco menor a la del pilote o cuando el pilote se hinca con la ayuda de un chiflón; y finalmente, los pilotes sin desplazamiento que son colados en el lugar de forma similar a las pilas.

Las pilas son consideradas dentro del grupo que no induce desplazamiento del suelo, debido a que éstas son siempre coladas en el lugar, dentro de una perforación previamente hecha para tal propósito.

Cabe mencionar que los pilotes hincados con desplazamiento en suelos blandos llegan a inducir una disminución en la resistencia al corte debido al remoldeo que ocurre en el suelo, mientras que en suelos granulares se puede aumentar la compacidad relativa.

1.1.3.1 Con desplazamiento.

Pilotes hincados a percusión.

En este procedimiento constructivo, los pilotes son hincados a golpes con un martillo de impacto. Para hincarlo en la dirección correcta, ya sea vertical u oblicua, se utiliza una estructura guía en la que se desliza el martillo, figuras 1.8 y 1.9. En ocasiones, cuando por la falta de espacio o en obras fuera de costa no se puede utilizar una estructura guía normal, se utiliza una guía colgante, suspendida de la pluma de una grúa con unos cables, fig. 1.10. Debido a su longitud, es común que los pilotes se segmenten para hincarlos, después se unen con juntas rápidas o con placas metálicas soldadas en sus extremos.

El procedimiento de pilotes hincados a percusión es uno de los más utilizados.

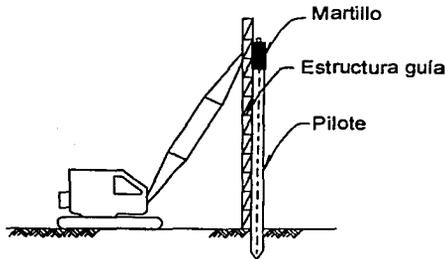


Fig. 1.8 Pilote hincado vertical

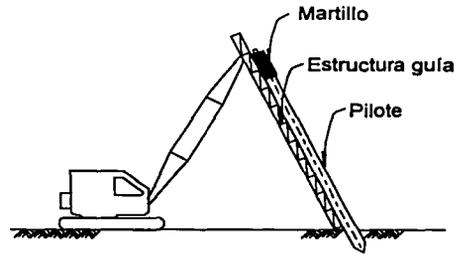


Fig. 1.9 Pilote hincado inclinado

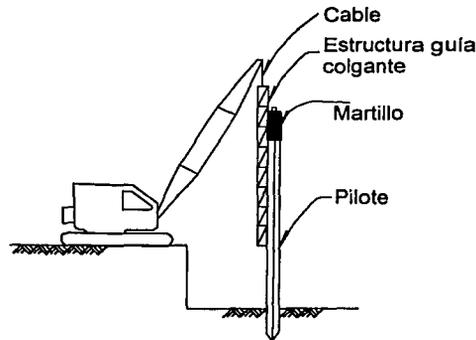


Fig. 1.10 Pilote hincado con guía colgante

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Pilotes hincados a presión

Los elementos son fabricados de concreto, de sección cuadrada de 45 x 45 cm o circulares de 23 a 45 cm de diámetro, y de 1.5 m de largo. La punta es cónica y tiene ahogado un cable de acero de refuerzo que se aloja en el hueco central. Para hincarlos se utiliza un gato hidráulico, el cual se apoya en un lastre de plataforma o, en el caso de recimentaciones, ocupa a la estructura misma como reacción, fig. 1.11. Es importante comentar que este sistema se utiliza con frecuencia para recimentaciones debido a que es versátil en espacios verticales reducidos. Durante el hincado, cuando se alcanza la presión máxima de proyecto, se tensa el cable central de acero de refuerzo y el hueco se rellena de concreto. La capacidad portante de este tipo de pilotes se obtiene por lectura directa del manómetro del gato hidráulico; el hundimiento de cada pilote comporta en realidad un ensayo de carga correspondiente a un rechazo deseado.

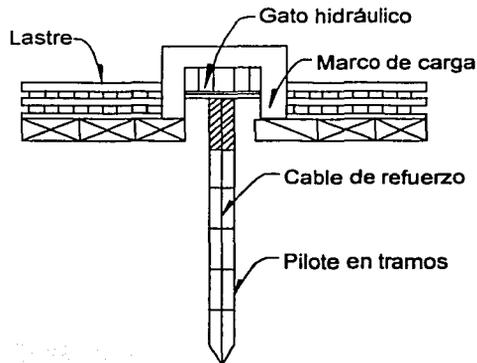


Fig. 1.11 Pilote hincado a presión

Pilotes hincados con vibración

En este procedimiento se utiliza un vibrador pesado, compuesto de una carga estática y dos contrapesos rotatorios excéntricos en fase. Se utiliza en suelos granulares. Los pilotes penetran en el suelo por la excitación inducida y el peso del vibrador. Para ésta técnica normalmente se utilizan pilotes metálicos o tablestacas, fig. 1.12.

Es menester revisar los efectos que podría provocar el vibrador en las estructuras contiguas, ya que se pueden provocar daños estructurales o hundimientos si el periodo de vibración se acerca al periodo natural de instalaciones cercanas.

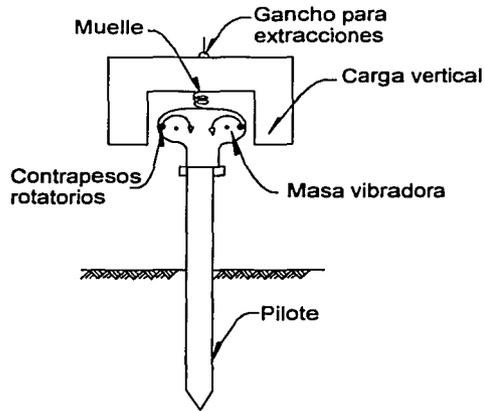


Fig. 1.12 Pilote hincado con vibración

1.1.3.2 Con poco desplazamiento

Pilotes hincados en perforación previa

Cuando se hincan los pilotes en una perforación previa de diámetro ligeramente inferior al diámetro del pilote, se induce solo un pequeño desplazamiento en el suelo. A veces es necesario que las paredes de la perforación se estabilicen con lodo de perforación, que puede ser lodo hecho con el mismo suelo o con bentonita, fig. 1.13.

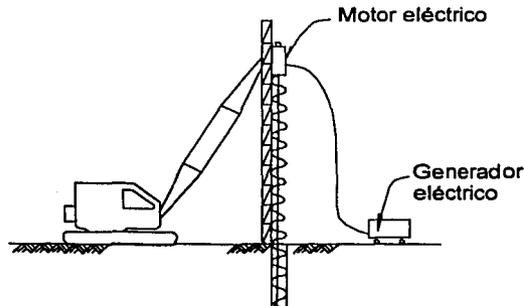


Fig. 1.13 Perforación previa al hincado

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Pilotes hincados con chiflón

Se realiza la penetración del pilote por medio de un chiflón de agua, colocado en la punta del pilote, que erosiona la arena dentro de la perforación y la transporta a la superficie, también se puede utilizar aire a presión para facilitar la salida del agua. De forma simultánea se emplea un martinete o un vibrador para impulsar el pilote dentro del suelo. Antes de llegar a la profundidad de desplante se debe suspender el chiflón para no socavar por debajo de esta profundidad. El último tramo se debe penetrar a partir del uso de martinete, fig. 1.14.

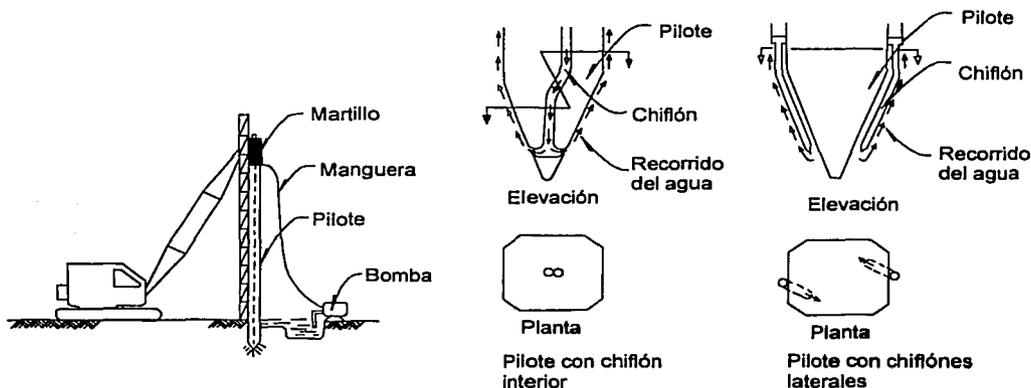


Fig. 1.14 Pilote hincado con chiflón

Pilotes de área transversal pequeña

Los pilotes de perfiles de acero tienen la característica de poseer un área transversal reducida, hecho por el cual, al ser hincados, provocan muy poco desplazamiento en el suelo. Se debe tener mucha precaución para evitar que se forme un "tapón" en la punta de pilote entre los patines del perfil, si esto sucediera, tendríamos un caso de pilotes con desplazamiento.

Adicionalmente, se puede utilizar un tratamiento eléctrico para acelerar la adherencia entre el suelo y el pilote.

1.1.3.3 Sin desplazamiento

Todos los elementos colados in situ se consideran de desplazamiento nulo debido a que el volumen de suelos excavado es rellenado por el pilote o pila.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.2 DISEÑO DE PILOTES HINCADOS.

Diseño de pilas y pilotes en suelos predominantemente cohesivos. Para poder diseñar cimentaciones profundas con métodos analíticos en suelos predominantemente cohesivos es necesario conocer la resistencia al corte del suelo a corto plazo (no drenada), por ser ésta una condición crítica en general; sin embargo, en algunos casos la confiabilidad para calcular la capacidad de carga es reducida por lo que algunas veces, cuando se justifique económicamente, se recomienda recurrir a las pruebas de carga o bien efectuar diseños geotécnicos conservadores.

Debe tenerse muy en cuenta que al momento de hincar los pilotes se provoca una alteración del suelo, como consecuencia se ve reducida momentáneamente la resistencia y la capacidad de carga.

En arcilla saturada o limo plástico de consistencia blanda a media (resistencia al corte no drenada menor a 100 kPa o 10.2 t/m²), los pilotes hincados y con punta no apoyada en un estrato más resistente, son soportados casi totalmente por la fricción lateral a lo largo del fuste. Por otra parte, en los pilotes hincados en arcillas de consistencia firme a dura, la capacidad de carga se distribuye entre la resistencia de punta y la adherencia lateral en el fuste.

1.2.1 Capacidad de carga por punta.

- Con penetración de cono estático (CPT).

Para estimar la capacidad de carga por punta de un pilote Q_p , utilizando la resistencia por punta del cono estático, se utiliza la siguiente ecuación (Meyerhof, 1976):

$$Q_p = q_c A_p \quad (1.1)$$

donde:

q_c resistencia de punta promedio, medida en pruebas de cono. Para pilotes con diámetro mayor de 50 cm, se recomienda usar el valor mínimo de q_c en vez del promedio.

A_p área transversal de la punta del pilote.

El criterio del Laboratoire des Ponts et Chaussées (LPC), propuesto por Bustamante y Gianselli (Briaud and Miran, 1991) también estima la capacidad de carga por punta a partir de la resistencia por punta del cono estático. El método utiliza un factor de corrección para la ecuación (1.1)

$$Q_p = K_c q_c A_p \quad (1.2)$$

donde:

K_c factor de capacidad de punta del cono, que depende del tipo de suelo y del procedimiento de instalación, con un valor de 0.6 para pilotes hincados con desplazamiento completo de suelo y de 0.37 para los instalados en perforaciones previas.

- Con relaciones teóricas.

Según Skempton (1951), la capacidad de carga última por punta de un pilote se obtiene con la siguiente relación:

$$Q_p = c_u N'_c A_p \quad (1.3)$$

donde:

Q_p capacidad de carga última por punta de un pilote.

c_u valor mínimo de la resistencia al corte no drenada de la arcilla en el desplante del pilote.

N'_c coeficiente de capacidad de carga, igual a 9 en pilotes con diámetro menor a 0.5 m y de 7 para los de diámetro mayor a 0.5 m pero menor de 1.0 m

Para suelos predominantemente friccionantes Meyerhof propone una capacidad de carga por punta dada por la ecuación:

$$Q_p = \sigma'_o N'_q A_p \quad (1.3')$$

donde:

σ'_o esfuerzo vertical efectivo inicial a nivel de desplante del pilote

N'_q Factor de capacidad de carga en función de ϕ' dado por la figura 1.15

Zeevaert propone que la capacidad de carga por punta esta dada por la siguiente ecuación:

$$Q_p = A_p 1.2 [c N_c + (\sigma_{od} + \Delta \sigma_{od}) N_q] (Dr + 0.1) \quad (1.3'')$$

donde:

A_p área de la punta del pilote

c cohesión del suelo

N_c y N_q Factor de capacidad de carga en función de ϕ' obtenidos de la figura 1.16

σ_{od} esfuerzo efectivo inicial al nivel de desplante del pilote

$\Delta \sigma_{od}$ incremento de esfuerzo efectivo por fricción positiva o negativa

Dr Compacidad relativa del suelo.

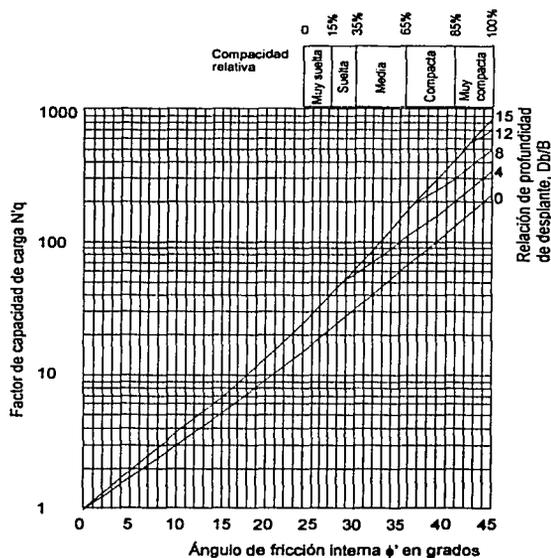


Figura 1.15 Factores de capacidad de carga para pilotes hincados (Meyerhof, 1976)

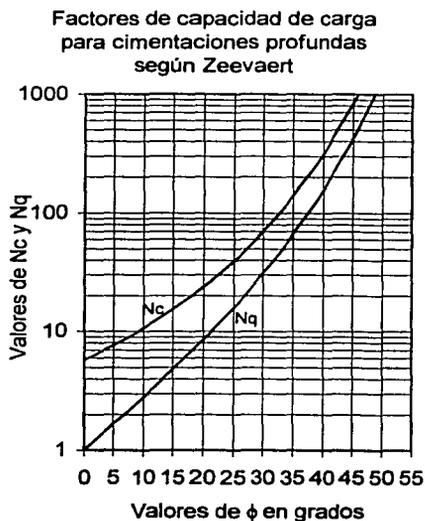


Figura 1.16 Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas (Zeevaert, 1972)

1.2.2 Capacidad de carga por fricción.

Los métodos basados en mediciones de campo son los siguientes:

- Con penetración de cono estático.

Cuando se dispone de pruebas con el cono estático, se puede calcular la capacidad de carga última por fricción con la siguiente ecuación:

$$Q_s = f_{sc} A_s \tag{1.4}$$

donde:

f_{sc} fricción lateral promedio medida en pruebas de cono.

A_s Área lateral del fuste del pilote.

La fricción lateral se puede obtener a partir de mediciones de punta de cono, ver 1.3.2.

Relaciones teóricas.

Con relaciones teóricas, la capacidad de carga por fricción se puede calcular de la siguiente forma:

- Criterio de esfuerzos totales.

Este método correlaciona empíricamente c_u con la fricción lateral del pilote (Resendiz, 1970) obtenida en pruebas de compresión no confinada, en pruebas triaxiales no drenadas no consolidadas (UU) o, en ensayos de veleta in situ. Sin embargo, éste método no ha mostrado la consistencia necesaria, sobre todo cuando $c_u > 2.5 \text{ t/m}^2$ (25 kPa).

$$Q_s = \alpha c_{us} A_s \quad (1.5)$$

donde:

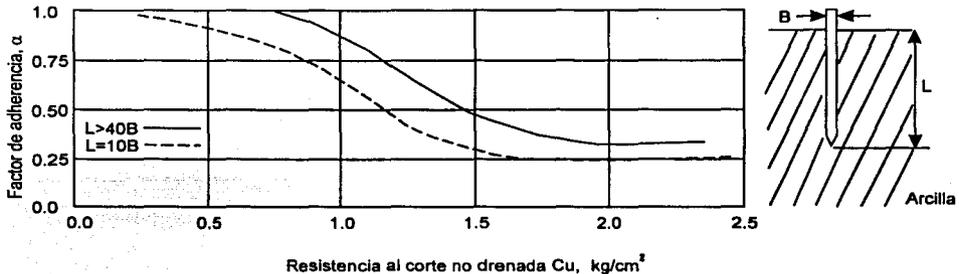
Q_s Capacidad de carga última de un pilote por fricción lateral.

α factor de adherencia dado por la figura 1.17 según la condición de hincado.

c_{us} resistencia al corte no drenada promedio del suelo a lo largo del fuste.

A_s área lateral del fuste del pilote.

Algunos autores han recomendado valores de α entre 1.35 para arcillas blandas y 0.5 para arcillas firmes preconsolidadas. Para pilotes con perforación previa se recomiendan valores del orden de la mitad de los anteriores. Es muy recomendable que la capacidad de carga obtenida con la ecuación anterior, sea comprobada con pruebas de carga.



Notas: 1) La gráfica no es aplicable a secciones H o en cruz, ni a pilotes o pilas coladas in situ.
 2) El factor de seguridad no deberá ser menor de 2.5 excepto para diseños basados en resultados de pruebas de carga

Figura 1.17 Factor de adherencia vs resistencia al corte (CGS, 1985)

- Criterio de esfuerzos efectivos.

Este criterio se propone como una alternativa al criterio de esfuerzos totales. En el momento inmediatamente posterior al hincado, entre el pilote y el suelo se desarrolla la fricción lateral que esta dada prácticamente por la resistencia al corte no drenada de la

arcilla remoldeada; conforme pasa el tiempo, sobre todo al final de la cimentación, la fricción lateral queda determinada por la resistencia al corte drenada, conforme a los parámetros c y ϕ de la arcilla remoldeada que ha fallado muy cerca alrededor del fuste.

Para calcular aproximadamente la fricción lateral última cuando se tiene una arcilla saturada, se utiliza la resistencia al corte drenada del suelo remoldeado, suponiendo que la cohesión es nula. Dicho en otras palabras, se calcula con las formulas para suelos predominantemente friccionantes:

$$Q_s = K \sigma'_z f(\phi) A_s \quad (1.6)$$

Donde:

Q_s capacidad de carga última por fricción.

K relación entre los esfuerzos efectivos vertical y horizontal, en el fuste del pilote.

σ'_z esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z o presión vertical efectiva media a lo largo del pilote.

$f(\phi)$ función relacionada con el ángulo de fricción ϕ del suelo en términos de esfuerzos efectivos

A_s área de la superficie lateral del pilote.

K puede tomar dos valores:

$$K = 1 - \text{sen} \phi$$

si $K = K_0$ que es el coeficiente de empuje del suelo en reposo (Zeevaert, 1959 y Jaky, 1944), o bien:

$$K = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{1 + \text{sen}^2 \phi}$$

si se considera que el suelo circundante esta en condiciones de plastificación y, de acuerdo al círculo de Mohr en condiciones drenadas (Zeevaert, 1973).

Finalmente $f(\phi) = \tan \phi$

La combinación de éstos dos criterios da como resultado un tercer criterio con la siguiente ecuación (Kerisel, 1976):

$$Q_s = 1.5 c_u \tan \phi A_s \quad (1.6')$$

El valor medio de $f_s = K \sigma'_z f(\phi)$ se calcula con los valores de fricción lateral determinados a distintas profundidades a lo largo del fuste del pilote. Debido a las dificultades de medición de K_0 con frecuencia se combinan los términos K y $f(\phi)$ para obtener la siguiente ecuación:

$$\beta = k f(\phi) \quad (1.7)$$

Y la ecuación (1.6) se transforma en:

$$Q_s = \beta \sigma'_z A_s \quad (1.8)$$

La experiencia dada por pruebas de carga indica que para arcillas con c_u menor que 10.2 $\sqrt{m^2}$, poco consolidadas, β varía entre 0.25 y 0.32 (CGS, 1992).

También se sabe que es poco confiable estimar la capacidad por fricción de los pilotes en arcillas de consistencia dura a firme, debido a que se conoce poco sobre el efecto del hincado en la adherencia y del área de contacto entre el suelo y el pilote. Se recomienda por lo tanto que para el diseño preliminar se utilicen los valores obtenidos de la fig. 1.17, y para el diseño definitivo se recomienda emplear los valores obtenidos de las pruebas de carga.

Algunos autores recomiendan obtener la capacidad de carga permisible del pilote utilizando un factor de seguridad mínimo de 2.5, siempre y cuando se realicen pruebas de carga durante la construcción de la cimentación. De lo contrario, el factor mínimo de seguridad deberá ser 3.

1.2.3 Asentamiento de pilotes aislados.

Se considera que los pilotes trabajan aislados cuando la separación entre ellos es mayor a 7 diámetros y su cabeza no esta en contacto con el suelo. Las pocas observaciones disponibles indican que el asentamiento se produce principalmente debido a las deformaciones locales por cortante a lo largo del fuste del pilote, en vez de consolidación; por tal motivo, se recomienda fundamentar el análisis de asentamientos en pruebas de carga.

1.2.4 Pilotes de Control.

Como ya se había mencionado antes, el objetivo de los pilotes control es procurar que la estructura baje a la par de la superficie del suelo y corregir los asentamientos diferenciales. Cuando la estructura tiende a bajar más deprisa que la superficie del suelo, los pilotes se someten a mayor carga incrementando el número de cubos de madera por cada capa, aliviando parte de la carga transmitida directamente al suelo por la losa de cimentación y por lo tanto frenando el descenso relativo de la estructura; si la estructura tiende a emerger, conviene disminuir la carga soportada por los pilotes reduciendo la cantidad de cubos de madera por capa, de esta forma la losa de cimentación transmite más carga y aumenta su asentamiento.

La gráfica esfuerzo vs. deformación de la madera empleada, como lo muestra la figura (1.5) debe tener un amplio rango plástico, para garantizar que cuando el cubo llegue a la falla plástica se esté transmitiendo una carga fija conocida a la cabeza del pilote, para un amplio rango de deformación. Para que el pilote soporte la carga deseada, es necesario dividir éste valor entre la carga de falla de la madera, el resultado será el número de cubos por colocar en cada capa. Debido a que los cubos terminan por llegar al límite de su

deformación plástica, es necesario cambiarlos; si se quiere que éste proceso sea menos frecuente basta colocar varias capas de cubos de madera.

Los pilotes de control también son efectivos para reducir los hundimientos diferenciales de la estructura, utilizando los mismos procedimientos arriba mencionados. Cabe mencionar que las técnicas descritas sólo son posibles cuando se tiene un número adecuado de pilotes; si son pocos pilotes no se podrá evitar que la estructura se hunda y, si son muchos pilotes, la estructura emergerá aún cuando la cabeza de los pilotes no se cargue.

- Diseño de pilotes de control en condiciones estáticas (Taméz, 1990).

Para una mejor comprensión se muestra en la figura 1.18 el esquema de un pilote de control situado dentro de un grupo de pilotes, los componentes del sistema y las fuerzas que actúan en cada uno.

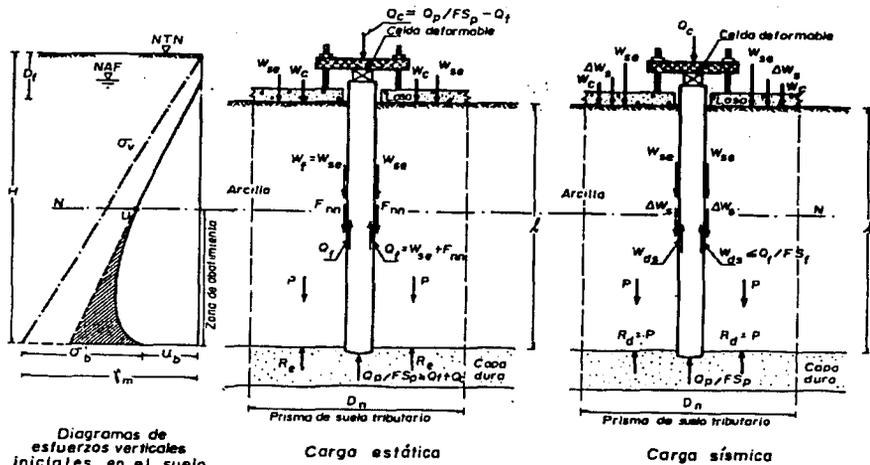


Fig. 1.18 Fuerzas actuantes sobre un pilote de control dentro de un grupo

Carga neta estática, W_{ne} . Es la diferencia de la carga total que transmite la estructura menos la carga compensada por el cajón. Se compone de las cargas permanentes W_p , más las cargas variables W_v , más las cargas accidentales W_a , menos la carga compensada W_c .

$$W_{ne} = W_p + W_v + W_a - W_c \quad (1.9)$$

La carga neta estática se puede descomponer en dos partes: la carga que se transmite a la cabeza del pilote y que está limitada por la capacidad de las celdas deformables Q_c ; la otra

componente es la carga que se transmite al suelo que está en contacto con la losa de cimentación, W_{lc} .

$$W_{ne} = W_{lc} + Q_c \quad (1.10)$$

Alrededor de cada pilote hay un prisma de suelo tributario de ancho en la base D , igual a la distancia entre el centro del pilote y el centro de los pilotes vecinos. La carga W_{lc} se aplica al prisma de suelo, lo hace descender y desplazarse con respecto al pilote ya que la punta del pilote se asienta en la capa dura; éste desplazamiento relativo entre suelo y pilote provoca una fuerza friccionante descendente W_f , de la misma magnitud que W_{lc} . Por lo tanto puede escribirse lo siguiente:

$$\begin{aligned} W_f &= W_{lc} \\ W_{ne} &= W_f + Q_c \end{aligned} \quad (1.11)$$

Por otra parte, debe tomarse en cuenta el hundimiento regional causado por la pérdida de presión de poro inducida por la extracción de agua de los acuíferos profundos. Se muestra en la figura 1.18 un diagrama de la presión de poro en la arcilla, característico de las condiciones que prevalecen actualmente en una amplia zona de la Ciudad de México. El proceso de consolidación se da debajo del eje N-N donde la presión de poro es inferior a la hidrostática, se infiere de lo anterior que la parte inferior del prisma se consolida y reduce su volumen, mientras, la parte superior descende como cuerpo rígido. El descenso en conjunto del prisma con respecto al pilote provoca fricción negativa, FN, adicional a la fuerza W_f .

La suma de FN más W_f tiene como límite la capacidad friccionante del pilote Q_f .

$$\begin{aligned} Q_f &= W_f + FN \\ Q_f &= W_{lc} + FN \end{aligned} \quad (1.12)$$

Es importante señalar que FN es la fricción negativa necesaria para alcanzar el límite de la condición de equilibrio. De esta forma, la cara superior del prisma de suelo descenderá a la misma velocidad que el terreno circundante al edificio y en consecuencia, toda la estructura también lo hará.

Del diagrama de cuerpo libre del prisma de suelo, figura 1.18, se obtiene la relación:

$$W_c + W_{lc} + P = Q_f + R_e \quad (1.13)$$

Donde:

P peso total del prisma de suelo

Re reacción estática total del estrato de apoyo sobre el prisma

Como en la ecuación (1.13) se toma en cuenta W_c , ésta resulta del lado conservador pues considera que no se tiene compensación en la cimentación.

Sustituyendo (1.12) en (1.13) queda:

$$Re = W_c + P - FN \quad (1.14)$$

Si a continuación se considera que A es el área de la base del prisma, puede escribirse que:

$$W_c + P = \gamma_1 D_f A + \gamma_2 l A$$

$$W_c + P = \gamma_m (D_f + l) A = \gamma_m H A$$

$$Re = \gamma_m H A - FN \quad (1.15)$$

Donde:

γ_m peso volumétrico medio del suelo en la profundidad H (capa dura)

Si la ecuación (1.15) se escribe en términos de esfuerzos efectivos y se considera lo expresado en la figura 1.18 tenemos lo siguiente:

$$\gamma_m H = \sigma'_b + u_b$$

$$\gamma_m H A = (\sigma'_b + u_b) A$$

La reacción Re puede expresarse como:

$$Re = (\sigma'_e + u_b) A$$

Sustituyendo éstas expresiones en la ecuación (1.15)

$$(\sigma'_e + u_b) A = (\sigma'_b + u_b) A - FN$$

$$\sigma'_e = \sigma'_b - FN/A$$

Para que la fricción negativa FN tenga el máximo valor es necesario que en la ecuación anterior σ'_e valga cero, es decir, la presión intergranular en la base del prisma deberá ser nula:

$$\sigma'_b = FN/A$$

se tiene entonces:

$$FN = \sigma'_b A = (\gamma_m H - u_b) A \quad (1.16)$$

suponiendo que el prisma tributario sea de base cuadrada: $A = D^2$ y sustituyendo en la ecuación (1.16):

$$D_n = \sqrt{\frac{FN}{(\gamma_n H - u_b)}} \quad (1.17)$$

Con la ecuación (1.17) se calcula la separación mínima que debe haber entre pilotes para asegurar que se desarrolle una fricción negativa FN, tal que haga descender al prisma de suelo y evite que el edificio emerja respecto al suelo que lo circunda, cumpliendo con la condición límite de la ecuación (1.12).

Si la FN usada en la ecuación (1.17) fuera menor que la que se presentara realmente por un abatimiento piezométrico mayor, los pilotes no sufrirían una sobrecarga ya que de cualquier forma se considera en el diseño que soportarán el máximo de su capacidad friccionante y que tiene como límite máximo a Q_f , el suelo descendería más rápidamente y la presión de contacto losa- suelo W_{lc} disminuiría, el edificio seguiría este movimiento a través de las celdas deformables hasta que la losa de cimentación se apoyara suficientemente en el suelo. Si FN fuera menor, significaría, de acuerdo a la ecuación (1.16), que la presión de poro en la base del prisma es mayor a la tomada en el diseño e implicaría que habría menos consolidación del suelo, presentándose solo pequeños asentamientos; podría suceder entonces que el edificio tuviera una leve emersión pero que podría corregirse con el dispositivo de control de los pilotes, que en caso de ser cubos de madera sería necesario reducir su número por cada pilote.

También al cumplirse la ecuación (1.12), la carga estática máxima transmitida a la punta del pilote será:

$$W_{pe} = Q_c + W_{lc} + FN = Q_c + Q_f = Q_u \quad (1.18)$$

Donde

Q_u capacidad de carga límite del sistema de control formado por la celda deformable, losa de cimentación, pilote y suelo circundante.

Para evitar que el pilote penetre en la capa dura, la capacidad de carga por punta deberá ser igual a la carga límite multiplicada por un factor de seguridad:

$$Q_p \geq Q_u \quad FS_p \geq (Q_c + Q_f) \quad FS_p \quad (1.19)$$

Si se usa la resistencia a la penetración del cono eléctrico para determinar Q_p , entonces se recomienda usar un factor de seguridad de 1.7. Si ahora se pone Q_c en función de Q_p y Q_f y además Q_p toma su mínimo valor, se tiene:

$$Q_c = (Q_p / FS_p) - Q_f \quad (1.20)$$

Para un pilote de sección circular:

$$Q_p = (\pi/4) b^2 q_c \quad (1.21)$$

$$Q_f = \pi b l s(z) \quad (1.22)$$

Donde:

- b diámetro o lado del pilote
- q_c resistencia de la capa dura a la penetración del cono eléctrico
- l longitud del pilote
- $s(z)$ resistencia friccionante media de la arcilla

Como Q_p y Q_f son solo funciones de las dimensiones del pilote y de las propiedades del suelo, la capacidad máxima de la celda deformable Q_c depende de dichos factores.

Si Q_c queda en función de Q_f y se sustituye en la ecuación (1.20):

$$Q_c = n Q_f \quad (1.23)$$

$$Q_p = 1.7 (1 + n) Q_f \quad (1.24)$$

Sustituyendo las ecuaciones (1.21) y (1.22) en (1.24):

$$(\pi/4) b^2 q_c = 1.7 (1 + n) \pi b l s(z)$$

para determinar el diámetro o lado del pilote se tiene entonces:

$$b = \frac{6.8(1+n)l s(z)}{q_c} \quad (1.25)$$

Para que los pilotes diseñados tengan dimensiones cercanas a las usuales, se recomienda que los valores de varíen entre los siguientes límites:

$$0.125 Q_f < Q_c < 0.5 Q_f \quad (1.26)$$

- Diseño de pilotes de control en condiciones dinámicas (Taméz, 1990).

Este diseño se basa en una hipótesis del comportamiento de los pilotes de control durante la ocurrencia de un sismo:

Antes del sismo, el edificio se encuentra en estado de equilibrio estático: los pilotes soportan las cargas Q_c , W_{1c} y FN , como se muestra en la figura 1.19 en el punto E (estático). Cuando llega el sismo se produce el momento de volteo y una sobrecarga ΔW_s en la cimentación, la cual es transmitida en su totalidad al prisma de suelo a través de la losa de cimentación (las celdas deformables del dispositivo de control tienen una carga límite que ya es usada desde la condición estática y por lo tanto no pueden transmitir esa sobre carga a la cabeza de los pilotes), el suelo, por su parte, no puede transmitir la carga al pilote puesto que se supone por diseño estático que la capacidad friccionante Q_f del pilote esta siendo usada en su totalidad para que el edificio descienda al parejo del suelo que lo rodea, entonces el suelo se desplaza en sentido descendente con respecto al pilote y provoca

un incremento de carga en la capa dura, igual a ΔW_s . Bajo este incremento de carga, el suelo experimenta una deformación elastoplástica, adicional al desplazamiento, marcado por el punto S; esto implica que el edificio puede sufrir un asentamiento brusco con el primer balanceo sísmico fuerte, representado en la figura 1.19 por el segmento ES. Después, al momento que el edificio se balancea en sentido contrario, el prisma de suelo es descargado, se expande elásticamente y se desplaza otra vez con respecto al pilote pero ahora en sentido ascendente, eliminando al mismo tiempo la fricción negativa. El pilote se encuentra en ese instante en el estado marcado por el punto S_1 , nótese que el pilote ha sido librado de la carga friccionante por el desplazamiento ascendente del suelo y podrá entonces tomar los siguientes incrementos de carga ΔW_s . Durante la evolución del sismo, el suelo experimentará una serie de ciclos de histéresis que culminarán en un punto S_n , muy parecido al de condiciones estáticas exceptuando la carga por fricción negativa y el asentamiento δ_s . Al paso del tiempo, el suelo se irá consolidando nuevamente por el hundimiento regional y hará aparecer otra vez la fricción negativa, el pilote se encontrará entonces en condiciones muy parecidas a las que tenía antes del sismo, representado por el punto E' .

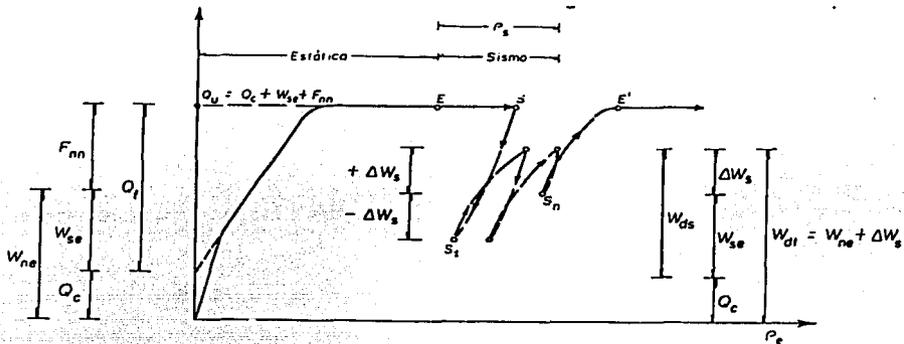


Fig. 1.19 Gráfica carga vs. deformación de un pilote de control en condiciones dinámicas

La carga dinámica total máxima que se presenta durante el sismo es W_{dt} :

$$W_{dt} = Q_c + W_{lc} + \Delta W_s \quad (1.27)$$

$$W_{dt} = W_{ne} + \Delta W_s \quad (1.28)$$

Como Q_c es la carga límite de las celdas deformables, su factor de seguridad siempre será igual a la unidad. W_{lc} y ΔW_s son cargas que se aplican al pilote por fricción, por lo tanto el factor de seguridad dinámico estará relacionado con la capacidad friccionante del pilote Q_f :

$$FS_d = \frac{Q_f}{W_{lc} + \Delta W_s} \quad (1.29)$$

Después de los sismos de 1985, se observaron los edificios cimentados con pilotes de control que tuvieron buen comportamiento, se llegó a la conclusión que era recomendable un factor de seguridad dinámico de 1.7. Sustituyendo éste valor en las ecuaciones (1.27) y (1.29) queda:

$$W_{lc} + \Delta W_s = \frac{Q_f}{1.7}$$

$$W_{da} = Q_c + \frac{Q_f}{1.7} \quad (1.30)$$

Como ya se había mencionado en el diseño estático, Q_c puede quedar en función de Q_f :

$$Q_c = n Q_f \quad (1.23)$$

La ecuación (1.30) queda así:

$$W_{da} = \left(n + \frac{1}{1.7} \right) Q_f \quad (1.31)$$

Finalmente, el proceso de diseño es el siguiente:

Debe contarse con las dimensiones de la planta del edificio, los claros entre columnas, carga estática total y compensada, carga neta estática, carga por sismo en cada columna, longitud de los pilotes, resistencia al cono de la capa dura y fricción media pilote-suelo.

Con los datos anteriores, para una columna particular, se calcula la carga dinámica total W_{dt} con la ec. (1.28); se calcula después la capacidad de carga por punta y capacidad friccionante con las ec. (1.21) y (1.22); se supone un valor de n y luego el diámetro o lado del pilote se calcula con la ec. (1.25); El valor de Q_c se calcula con la ec. (1.23) y la carga dinámica total admisible con la ec. (1.31). El número de pilotes para la columna diseñada se determina dividiendo la carga dinámica total entre la carga dinámica total admisible:

$$N = \frac{W_{dt}}{W_{da}}$$

La separación entre pilotes se calcula con la ecuación (1.17) afectada por un factor de seguridad igual a 1.25:

$$D_n = 1.25 \sqrt{\frac{FN}{(\gamma_n H - u_b)}}$$

El proceso se debe efectuar para cada columna, sin embargo, es probable que el diseño de una columna sirva para otras que tengan cargas similares.

- Diseño de pilotes de control en condiciones dinámicas (Zeevaert, 1973) y (Aguilar y Rojas, 1990).

Otro método para diseñar pilotes de control en condiciones dinámicas lo propone Zeevaert (1973). Éste método se basa en la distribución de esfuerzos mostrada en la figura 1.20. En la figura q representa la presión de contacto entre losa de cimentación y suelo, σ_T representa los esfuerzos totales, σ_{oi} los esfuerzos efectivos iniciales, σ_i los esfuerzos efectivos finales y u la presión de poro.

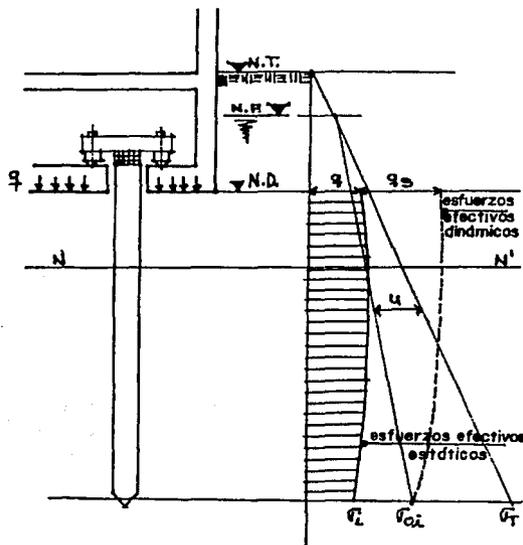


Fig. 1.20 Distribución de esfuerzos en el fuste del pilote.

Justo después de hincar los pilotes se presentan los esfuerzos efectivos iniciales σ_{oi} pero con el paso del tiempo el suelo se consolida provocando la aparición de la fricción negativa, disminuyendo los esfuerzos efectivos hasta llegar a la condición final σ_i . La fricción negativa se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$FN_{i-1} = (\sigma_{oi-1} - \sigma_{i-1})a_{i-1} \quad (1.32)$$

donde

- $i-1$ subíndices que indican el nivel donde se evalúa la fricción negativa
- a_{i-1} área tributaria efectiva al nivel $i-1$

Para que el edificio descienda en la misma magnitud que el suelo circundante, se recomienda para condiciones estáticas que q sea un 5 a 20% mayor que el valor del esfuerzo compensado, dependiendo de la distribución y densidad de los pilotes, de ésta forma se procura que el plano N-N' en el que los esfuerzos σ_i y σ_{0i} son iguales, se localice cerca del nivel de desplante.

Para condiciones dinámicas se busca que el estrato de apoyo de la punta del pilote no sea afectado por esfuerzos adicionales, por lo tanto, el plano N-N' puede descender como máximo hasta el nivel de la punta del pilote. De acuerdo con la figura 1.20 el terreno puede admitir un sobreesfuerzo q_s , que esta en función de la capacidad friccionante del pilote.

Para calcular el valor de q_s se realiza el siguiente procedimiento: se calculan los esfuerzos efectivos iniciales σ_{0i} a lo largo de todo el pilote y se determina el valor de la fricción negativa FN al nivel de la punta del pilote por medio de la fórmula:

$$FN = \frac{wK\phi}{1 + \frac{wK\phi d}{3a}} \int_0^n \sigma_{0i} z_i \quad (1.33)$$

donde:

- a área tributaria efectiva
- w perímetro efectivo del pilote ($2\pi r_0$ en caso de ser pilote circular)
- d profundidad de la punta del pilote
- Z_i espesor del estrato i
- n número de estratos que atraviesa el pilote
- $K\phi$ Factor de empuje

$$K\phi = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi_r}{1 + \text{sen}^2 \phi_r} \tan \phi_r \quad (1.34)$$

donde:

- ϕ_r ángulo de fricción interna del suelo, determinado con una muestra de suelo remoldeado en condiciones drenadas.

Partiendo de la consideración de que σ_{0i} y σ_i son iguales al nivel de la punta del pilote y del valor de la fricción negativa al mismo nivel calculado con las ecuaciones anteriores, se calcula el valor de σ_{i-1} con la formula:

$$\sigma_{i-1} = A_{i-1} \sigma_{0i-1} - B_{i-1} \sigma_i - C_{i-1} (FN_i) \quad (1.35)$$

donde:

- σ_i esfuerzo efectivo final al nivel i
- FN_i fricción negativa al nivel i

A_{i-1} , B_{i-1} , C_{i-1} coeficientes de fricción al nivel $i-1$ dados por las formulas de abajo:

$$A_{i-1} = \frac{a_{i-1}}{a_{i-1} + m_{i-1} \Delta z_{i-1}}$$

$$B_{i-1} = \frac{m_{i-1} \Delta z_{i-1}}{a_{i-1} + m_{i-1} \Delta z_{i-1}}$$

$$C_{i-1} = \frac{1}{a_{i-1} + m_{i-1} \Delta z_{i-1}}$$

$$m_i = \pi \bar{r}_0 K \phi$$

Δz_i incremento de profundidad entre los niveles i e $i-1$

Luego, utilizando el valor obtenido para σ_{i-1} se calcula el valor de FN_{i-1} con la ec. (1.32). El proceso se repite regresando con el valor de FN_{i-1} a la ec. 1.35 para calcular σ_{i-2} , continuando hasta alcanzar el valor de σ_i al nivel del desplante de la cimentación. Como se sabe que $\sigma_i = q + q_s$, se puede conocer el valor de q_s . Para determinar el valor de la carga dinámica que puede soportar un pilote se utiliza la siguiente relación:

$$Q_{dp} = q_s a \quad (1.36)$$

Para un grupo de pilotes se debe cumplir la desigualdad:

$$FS_d Q_d \geq \sum_{i=1}^n q_{si} a_i \quad (1.37)$$

donde:

- FS_d factor de seguridad dinámico
- Q_d sobrecarga por sismo en la columna de estudio
- N número de pilotes alrededor de la columna
- $q_{si} a_i$ carga sísmica del pilote i

Debe realizarse la revisión por cada columna. Si se cumple con la ec. (1.37) para todas las columnas del edificio, se asegura un buen comportamiento del edificio bajo cargas dinámicas. Sin embargo, es posible que durante un sismo, debido a que los estratos superiores del suelo son sometidos a incrementos de esfuerzos efectivos superiores a los que soporta en condiciones estáticas, el edificio pueda sufrir un hundimiento brusco. Tal hundimiento será absorbido por las celdas deformables de los dispositivos de control sin causar ningún daño a la cimentación, siempre y cuando las celdas se encuentren en buen estado, secas y sin que hayan agotado su deformación plástica.

A continuación se presentan algunos dispositivos de control que se han empleado en diversas edificaciones, y otros que están a nivel de estudio (Aguilar y Rojas, 1990):

M. Arizmendi Lemus y M. González Flores (1951). Sistema coplanar paralelo de tres fuerzas, celda deformable de falla plástica a compresión, no transmite tensiones a la cabeza del pilote. Es inestable tanto en condiciones estáticas como dinámicas por la articulación del esparrago en el ancla. Fig. (1.21 a)

Pablo González (1957). Sistema de 9 fuerzas repartidas en tres planos paralelos con ocho varillas diseñadas para fluir plásticamente trabajando a tensión. Anclas ahogadas parcialmente de sección I. Se considera inestable en condiciones dinámicas y con riesgo de falla frágil por carencia de celdas deformables. No transmite tensiones a la cabeza del pilote. Fig. (1.21 b)

José M. Aguilar (1960). Sistema coplanar paralelo de 3 fuerzas, anclas metálicas ahogadas. Con casquillo metálico y un opresor para regular la fricción con el pilote y transmitir tensiones al pilote, con un tope que trabaja en caso de sismo. Fig. (1.21 c)

W. Streu (1963). Sistema de cinco fuerzas en tres plano paralelos y cuatro anclas. Con celda hidráulica indeformable de falla súbita, muy peligrosa en caso de sismo. No transmite tensiones a la cabeza del pilote. La celda indeformable lo convierte de hecho en un pilote de punta. Fig. (1.21 d)

Varios coautores (1966). Pilotes de punta penetrante que ante cualquier incremento de carga sobre el pilote hace penetrar la punta en el estrato de apoyo, sin embargo, la heterogeneidad del suelo es causa de que las puntas penetren diferencialmente. Fig. (1.21 e)

J. J. Correa Racho (1973). Pilote telescópico, transmite la carga al pilote por medio de la fricción de un relleno de arena compacta en un mecanismo parecido a un pistón. Pueden suceder asentamientos bruscos durante los sismos. No transmite tensiones a la cabeza del pilote. Fig. (1.21 f)

Instituto de Ingeniería, UNAM (1974). Sistema coplanar de tres fuerzas con anclas metálicas ligadas a la losa. La celda deformable está formada por dos soleras de falla plástica. Es estable en sismo transmite tensiones a la cabeza del pilote. Fig. (1.21 g)

José Creixell y J. J. Correa (1975). Sistema axial con arena a compresión dentro de un prisma cerrado y tapón para extraerla. Peligra el sistema en conjunto en caso de sismo. No transmite tensiones a la cabeza del pilote. Fig. (1.21 h)

M. Ángel Jiménez (1980). Sistema de control por fricción, regulada por una placa y tornillo opresor. Tiene tirantes cruzados que lo hacen estable durante los sismos. No transmite tensiones a la cabeza del pilote. Fig. (1.21 i)

1.3 DISEÑO DE PILAS.

Cabe mencionar que las pilas han sido utilizadas preferentemente en suelo cohesivos duros ($c_u > 10.2 \text{ t/m}^2$).

1.3.1 Capacidad de carga en la base.

Para el calculo de la capacidad de carga en la base de las pilas se utilizan básicamente los mismos criterios que en pilotes hincados, adecuándolos para el tipo de pila y su procedimiento constructivo:

Cuando se tienen pruebas de cono estático, la capacidad de carga última en la base se calcula con la ecuación

$$Q_p = q_c A_p \quad (1.38)$$

donde:

q_c resistencia de punta mínima.
 A_p es el área de la base de la pila.

También se puede utilizar el criterio del L.P.C. mediante la ecuación

$$Q_p = K_c q_c A_p \quad (1.39)$$

donde:

$K_c = 0.37$

Si la carga última en la base se calcula con relaciones teóricas, se puede emplear la fórmula propuesta por Skempton (1951)

$$Q_p = c_u N'_c A_p \quad (1.40)$$

donde:

Q_p capacidad de carga última por punta de una pila.
 c_u valor mínimo de la resistencia al corte no drenada de la arcilla en el desplante de la pila.
 N'_c coeficiente de capacidad de carga, igual a 7 en pilas con diámetro de la base entre 0.5 y 1.0 m y, de 6 para los de diámetro de base mayor a 1.0 m

1.3.2 Capacidad de carga por fricción.

Al igual que para la resistencia por punta, el calculo de capacidad de carga por fricción se hace de forma semejante a los pilotes hincados, adecuando la ecuación para cada proceso constructivo.

Cuando se dispone de mediciones de fricción con el cono, la capacidad de carga última por adherencia se calcula con la ecuación

$$Q_s = f_{sc} A_s \quad (1.41)$$

donde:

f_{sc} = fricción lateral promedio medida en pruebas de cono.

A_s = Área lateral del fuste del pilote.

A falta de mediciones de fricción lateral puede emplearse el criterio de L.P.C., con la tabla 1.1 para establecer el tipo de pila y definir con la tabla 1.2 la curva de la figura 1.22 que se usa para obtener el valor de f_{sc} en función de la resistencia de punta del cono q_c , y del tipo de suelo y pila.

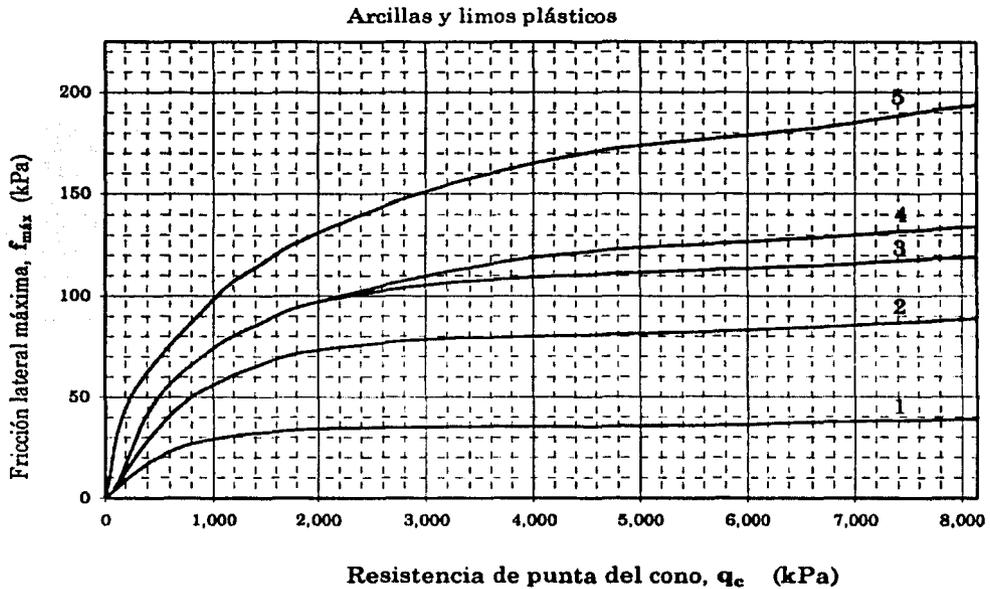


Fig. 1.22

Comportamiento de cimentaciones profundas en suelos blandos

Tabla 1.1

| No. | Concepto | Descripción |
|-----|--|---|
| 1 | Pila perforada sin lodos | Instalada sin lodos de perforación. Aplicable solo en suelos cohesivos arriba del nivel freático |
| 2 | Pila perforada con lodos | Se utilizan lodos para soportar a la perforación. El concreto se coloca del fondo hacia arriba, desplazando los lodos. |
| 3 | Pila perforada con ademe. | Perforada dentro de un ademe de acero que confina el suelo. El concreto se coloca en la perforación a medida que se extrae el ademe. |
| 4 | Pila perforada con helicoide hueco. | Instalada utilizando un helicoide hueco, continuo, de longitud igual o mayor que el de la pila propuesta. El helicoide se extrae sin giro, mientras se inyecta simultáneamente concreto a través de su hueco central. |
| 5 | Pila excavada manualmente | El método requiere de la presencia de trabajadores en el fondo de la excavación; las paredes de ésta se soportan con cimbra o ademe. |
| 6 | Micropilote tipo I | De diámetro menor a 25 cm. Se instala en perforación previa, ademada. Después de llenar el ademe con concreto, se taponan su parte superior y se aplica presión por dentro del ademe, entre el concreto y el tapón. El ademe se recupera manteniendo la presión contra el concreto. |
| 7 | Pilote de tornillo | No aplicable a suelos friccionantes bajo agua. Al frente de un tubo corrugado se coloca una herramienta tipo tornillo. El tubo es empujado y atornillado en el suelo. Mientras se coloca el concreto se extrae el tubo aplicando rotación inversa. |
| 8 | Pilote de acero, hincado con recubrimiento de concreto | Pilote de acero, de sección tubular (15 a 50 cm de diámetro exterior) H o formado con secciones soldadas de tablestacas. El pilote se hinca con una zapata protectora de mayor tamaño. Cuando el hincado prosigue, se inyecta concreto a través de una manguera cercana a la zapata, produciendo un recubrimiento alrededor del pilote. |
| 9 | Pilote de concreto precolado, hincado | De concreto reforzado o presforzado. Se instala por hincado o vibrohincado. |
| 10 | Pilote de acero, hincado | Pilote de acero, hincado, de sección H, tubular o de cualquier forma obtenida con secciones soldadas de tablestacas. |
| 11 | Pilote de concreto postensado, tubular. | Fabricado con elementos cilíndricos, huecos, de concreto, ligeramente reforzados y unidos mediante preesfuerzo antes del hincado. Cada elemento mide generalmente de 1.5 a 3.0 m de largo y de 0.6 a 0.6 m de diámetro. Los pilotes se hincan con su fondo abierto. |
| 12 | Pilote de concreto, hincado, con tapón en el fondo. | El hincado se logra mediante un tapón inferior de concreto. El ademe se extrae mientras se compacta concreto de bajo revenimiento dentro de él. |
| 13 | Pilote moldeado, hincado. | Se hinca un tubo con tapón en el fondo hasta alcanzar la posición de proyecto. El tubo se llena hasta arriba con concreto de revenimiento bajo y luego se extrae. |
| 14 | Pilote de concreto a presión | El pilote es un elemento cilíndrico, de concreto, prefabricado o colado en el lugar, de 0.5 a 2.5 m de largo y de 0.3 a 0.6 m de diámetro. Los elementos son empujados con gatos hidráulicos. |
| 15 | Pilote de acero, a presión | Pilote de acero, empujado con gatos hidráulicos. |
| 16 | Micropilote tipo II | Pilote menor de 25 cm de diámetro. El acero de refuerzo se instala en la perforación antes de colocar el concreto de abajo hacia arriba. |
| 17 | Pilote construido con alta presión de inyección | De diámetro mayor de 25 cm. El sistema de inyección debe producir alta presión en el concreto. |

Tabla 1.2

| Curva No. | q_c (Mpa) | Tipo de pilote | Comentario del procedimiento de instalación |
|-----------|-------------|------------------------|---|
| 1 | <0.7 | 1-17 | Valores muy probables cuando se usan herramientas sin dientes o con hojas cortadoras de mayor diámetro y donde pueda formarse una costra de material remoldeado a lo largo de la perforación. Usar estos valores también en perforaciones profundas bajo el nivel freático que requieran limpiarse varias veces. Asimismo, usarlas en los casos donde se permite la relajación de las paredes de la perforación debido a incidentes que retrasan o detienen la colocación del concreto. En todas esas condiciones, la experiencia muestra, sin embargo, que f_{max} puede estar entre las curvas 1 y 2; usar un valor intermedio de f_{max} si éste se garantiza con una prueba de carga. |
| | >0.7 | 1,2 | |
| | >1.2 | 4,5,8,9,10,11,13,14,15 | En los pilotes de acero la experiencia muestra que, para suelos plásticos, el valor de f_{max} es frecuentemente tan reducido como el dado por la curva 1; por tanto, cuando no se disponen de pruebas de carga previas, usar esa curva. Para pilotes de concreto hincados, usar la curva 3 en suelos de baja plasticidad con arena o con capas de arena, grava y boleos y cuando $q_c > 255 \text{ t/m}^2$ (2500kPa) |
| | >1.2 | 7 | Usar esto valores en suelos donde $q_c < 255 \text{ t/m}^2$ (2500 kPa) y la velocidad de penetración es lenta; de otras forma usar la curval. Para penetraciones lentas, cuando $q_c > 460 \text{ t/m}^2$ (4500 kPa) usar la curva 3. |
| | >1.2 | 6 | Usar la curva 3 apoyándose en pruebas de carga previas. |
| | >1.2 | 1,2 | Usar estos valores cuando se utiliza un método cuidadoso de perforación mediante helicoides equipado con dientes, y se coloca de inmediato el concreto. En suelos con $q_c > 460 \text{ t/m}^2$ (4500 kPa) puede usarse la curva 3 si se cuenta con una supervisión constante, con limpieza y rimado de las paredes de la perforación, seguida por la colocación inmediata del concreto. |
| | >1.2 | 3 | Para perforaciones en seco. Se recomienda vibrar el concreto después de sacar el ademe. En caso de perforaciones bajo el nivel freático, donde se requiere de bombeo y se necesita un movimiento frecuente del ademe, usar la curval, a menos que se disponga de los resultados de pruebas de carga. |
| 3 | >7.5 | 12 | En condiciones usuales de ejecución. |
| 5 | >5.0 | 16,17 | En el caso de que haya inyección en forma selectiva y repetidamente, con baja velocidad de flujo, será posible usar la curva 5, si esto es justificado con pruebas de carga previas. |

Para la determinación de la capacidad de carga se aplican también los criterios de esfuerzos totales y efectivos vistos anteriormente, haciendo una observaciones para el caso particular.

Criterio de Esfuerzos Totales.

La capacidad de carga última por fricción puede calcularse con la ecuación

$$Q_s = \alpha c_{us} A_s \quad (1.42)$$

donde:

Q_s Capacidad de carga última de un pilote por fricción lateral.

α factor de adherencia

c_{us} resistencia al corte no drenada promedio del suelo a lo largo del fuste.

A_s área lateral del fuste del pilote.

El valor de α se ve afectado por la estructura de la arcilla, su grado de fisuración y, además se ve seriamente afectado por el procedimiento de excavación, que puede ocasionar remoldeo o reblandecimiento de la arcilla. Se recomienda usar un valor de α comprendido entre 0.2 y 0.4. Usualmente en esa ecuación se emplea el valor mínimo de la resistencia al corte no drenada c_u , limitándolo a un máximo de 10 t/m^2 .

Dependiendo del tipo de perforación, ya sea en seco o con lodo, y de si la pila tiene o no ampliación en la base, los valores de α variarán. Se recomienda (Reese and O'Neill 1989) tomar un valor de $\alpha=0.55$ para $c_{us}>19 \text{ t/m}^2$ y despreciar la fricción lateral en el tramo superior del fuste hasta una profundidad de 1.5m; en las pilas con campana se desprecia la fricción lateral en un tramo igual a una vez el diámetro del fuste por arriba de la campana.

Criterio de Esfuerzos Efectivos.

El calculo de la capacidad de fricción para pilas coladas se puede efectuar con la ecuación

$$Q_s = K_s p'_{os} \tan \delta_s \quad (1.43)$$

Donde:

Q_s capacidad de carga última por fricción.

K_s relación entre los esfuerzos efectivos vertical y horizontal, en el fuste del pilote.

p'_{os} presión vertical efectiva media a lo largo del pilote

$\tan \delta$ coeficiente de fricción lateral pilote-suelo.

A_s área de la superficie lateral de la punta del pilote.

Usualmente se supone que $K_s = K_0$ y que $\delta = \phi'$, donde K_0 es el coeficiente de empuje de tierra en reposo y δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el pilote. Sin embargo, como K_0 depende de la historia geológica de cada arcilla en particular, el método sólo puede emplearse cuando se haya determinado éste con métodos apropiados o en pruebas de carga.

Debido a las dificultades de medición de K_0 con frecuencia se combinan los términos K_s y $\tan\delta$ para obtener la siguiente ecuación:

$$\beta = k_s \tan\delta \quad (1.44)$$

Y la ecuación (1.14) se transforma en

$$Q_s = \beta p'_{os} A_s \quad (1.45)$$

La experiencia dada por pruebas de carga indica que para arcillas con c_u menor que 10.2 t/m², poco consolidadas, β varía entre 0.25 y 0.32 (CGS, 1992). Sin embargo, debe tenerse presente que en suelos predominantemente cohesivos, es difícil valuar β , ya que su magnitud es mayor cerca de la superficie, debido a la preconsolidación que normalmente presenta ésta zona, y decrece gradualmente con la profundidad, pudiendo llegar a un valor constante.

1.3.3 Asentamiento de pilas.

Los asentamientos inmediatos de pilas coladas en arcillas duras pueden estimarse con la ecuación empírica (CFE 1981)

$$s_i = \frac{\sum QL}{E_p A_p} + 1.57 \frac{\sum Q}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - \nu_s^2) \quad (1.46)$$

donde:

- s_i asentamiento total de la cabeza
- $\sum Q$ Combinación más desfavorable de cargas (por pila)
- L longitud total de la pila
- E_p módulo de deformación de la pila
- A_b área de la base de la pila
- A_s área de la sección transversal del fuste
- E_s módulo de elasticidad medio de los suelos de apoyo
- ν_s relación de Poisson media de los suelos de apoyo

Si existe fricción negativa, el incremento de asentamientos puede calcularse sumando las cargas de la fricción negativa.

1.4 GRUPOS DE PILAS Y PILOTES.

1.4.1 Capacidad de carga de grupos en suelos predominantemente cohesivos.

Cuando se tiene grupos de pilotes en arcilla homogénea, sin fricción negativa, con cabezas por arriba del nivel del terreno natural, la capacidad de carga del grupo se obtiene utilizando el valor mínimo de los siguientes criterios:

- a) La suma de las capacidades de todos los pilotes individuales.
- b) La capacidad de carga de la base de la envolvente del grupo más la fricción sobre el área lateral de dicha envolvente.

Es común usar el primer valor, aplicando un factor de reducción dependiente de la separación entre pilotes.

Tabla 4.3

| Espaciamiento, en diámetro del pilote | Factor de reducción |
|---------------------------------------|---------------------|
| 10 | 1.0 |
| 8 | 0.95 |
| 6 | 0.9 |
| 5 | 0.85 |
| 4 | 0.75 |
| 3 | 0.65 |
| 2.5 | 0.55 |

Es común en la práctica despreciar los efectos de grupo en la capacidad de carga de grupos de pilotes apoyados en arcillas con valores de c_u mayores que 10.2 t/m^2 .

1.4.2 Asentamientos de grupos de pilotes o pilas.

Para el asentamiento de grupos de pilotes hincados se les trata separadamente a los pilotes de punta y a los pilotes de fricción.

- Grupos de pilas o pilotes de punta.

El asentamiento de estos grupos es ligeramente mayor a los asentamientos de elementos aislados pero en general es aceptable para las condiciones de servicio, por lo que se omite su análisis en muchas ocasiones. No obstante, cuando la estructura es muy sensible a los asentamientos o, cuando por debajo de ésta hay estratos compresibles, no debe omitirse el análisis. Para hacer el cálculo se acostumbra sustituir al grupo por una zapata imaginaria en la base del grupo y usar un criterio elástico para calcular el asentamiento, añadiendo la propia compresión de los elementos.

- Grupos de pilotes de fricción.

Los asentamientos en pilotes de fricción en suelos predominantemente cohesivos son de dos tipos principalmente: asentamientos cuando se aplica la carga y asentamientos diferidos o por consolidación.

Asentamientos inmediatos.

Son generalmente despreciados con respecto a los diferidos o por consolidación. Puede calcularse con el Método de Vesic (1977):

Se calcula el asentamiento de un grupo de pilotes con la ecuación:

$$S_g = \sqrt{\frac{B'}{B}} s_t \quad (1.47)$$

donde:

- S_g asentamiento del grupo de pilotes
- S_t asentamiento total pilote aislado, calculado empíricamente o de prueba de carga.
- B' ancho del grupo de pilotes (distancia más corta)
- B diámetro o ancho de un pilote aislado.

Existen otros métodos para estimar el asentamiento de grupos de pilotes a partir de resultados de pruebas de cono estático, modelando los pilotes como elementos finitos, a la respuesta del suelo como resortes no lineales y a la interacción pilote suelo con las ecuaciones de Mindlin (Briaud and Miran, 1991).

Asentamientos diferidos.

Los asentamientos diferidos se estiman con los métodos empleados para cimentaciones superficiales, usando suposiciones empíricas sobre la transferencia de carga del grupo de pilotes al suelo. Cabe mencionar que la magnitud de los asentamientos diferenciales de grupos de pilotes es muy difícil de estimar. Para estimar los asentamientos por consolidación es menester conocer los incrementos de esfuerzos en el suelo. Una forma muy simplificada de estimarlos es suponer que la carga soportada por el grupo de pilotes es transmitida al suelo a través de una zapata imaginaria equivalente, localizada a partir del tercio inferior de los pilotes (Terzaghi and Peck, 1967) Se supone que la carga se distribuye en una pirámide con lados inclinados a 30°. De esta forma, a una cierta profundidad, el esfuerzo es igual a la carga soportada dividida entre el área de la sección transversal de la pirámide a la misma profundidad. Fig. 1.23

El asentamiento por consolidación primaria del grupo de pilotes es igual a la compresión de la capa de espesor H bajo la distribución de carga indicada y se calcula de la siguiente forma:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_0} \quad (1.48)$$

donde:

- ΔH asentamiento por consolidación primaria
- C_c índice de compresibilidad, igual al cambio de la relación de vacíos para un ciclo logarítmico de esfuerzo aplicado en la curva e-log p'_0 del suelo.
- Δp incremento de presión efectiva
- e_0 relación de vacíos inicial
- H espesor del estrato arcilloso considerado, medido a partir del tercio inferior de los pilotes
- p'_0 presión vertical inicial efectiva

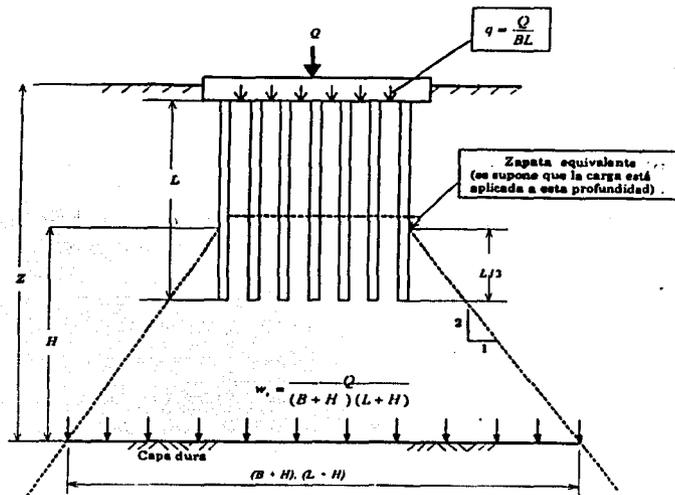


Fig. 1.23

Este método no es aplicable a suelos bajo consolidación regional. Además, el método arroja valores de asentamiento mayores que los reales y en los casos donde gobiernen el diseño los asentamientos, puede conducir a longitudes de pilote no económicas. Las pruebas de campo y las observaciones indican que la suposición de una zapata equivalente no es representativa del asentamiento real del grupo de pilotes.

Algunos investigadores señalan que el asentamiento de un grupo de pilotes se debe principalmente a la reconsolidación de la arcilla después del hincado y a la deformación por flujo plástico de corte con poca contribución del asentamiento por consolidación (CGS, 1985).

Se recomienda que el análisis de asentamientos incluya el efecto de la reconsolidación del suelo alrededor de los pilotes después del hincado. En suelos arcillosos esa reconsolidación puede durar más de un año en grupos grandes de pilotes.

Un método alternativo para calcular asentamientos de grupos de pilotes en la Ciudad de México, sin calcular los incrementos de esfuerzos explícitamente, lo propone Ellstein Russek. El método considera que la mayoría de las arcillas de la ciudad se encuentran normalmente consolidadas y envejecidas, razón por la cual se dispone de una carga de preconsolidación mayor que los esfuerzos efectivos y que se aprovecha para el diseño de los pilotes. Como las cargas de preconsolidación no se ven rebasadas, el suelo presenta una pequeña consolidación deformándose básicamente como cuerpo elástico, aunque el comportamiento no sea lineal.

Para el cálculo del asentamiento se usa la fórmula de Poulos (1968)

$$s = \frac{Q}{EL} I_s \quad (1.49)$$

s asentamiento
Q carga aplicada al pilote
E módulo elástico del terreno
I_s factor que toma en cuenta el espesor del "colchón" de suelo bajo la punta del pilote y la esbeltez L/d, L es la longitud del pilote, d es el lado o diámetro de la sección.

Considerando que en general para la Ciudad de México, el colchón de suelo es de 10% de la longitud, se evalúa I_s en forma suficientemente aproximada dejándolo únicamente en función de L/d, de la siguiente forma:

$$I_s = \frac{2.3L/d}{28 + L/d}$$

El módulo de elasticidad del suelo se evalúa con la siguiente expresión (Santoyo et al., 1989.)

$$E = 10qc - 100 \quad (\text{ton}/\text{m}^2) \quad (1.50)$$

qc valor medio de la resistencia cónica en la profundidad L, despreciando las contribuciones de las capas o lentes duras intercaladas en la estratigrafía.

Luego, para poder utilizar la ecuación (1.49), es necesario tomar en cuenta la influencia sobre cada pilote del resto de pilotes del grupo de la siguiente forma:

$$I_{g_i} = \sum_{i \neq j} I_{g_j}$$

I_{gi} influencia del grupo sobre el i -ésimo pilote
 I_{gij} influencia de un pilote cualquiera sobre otro

$$I_g = \frac{I_r \cdot p}{L}$$

I_r factor de influencia que depende de la relación r/L , obtenido de la figura 1.24
 r es la distancia de centro a centro entre dos pilotes cualesquiera
 p perímetro de la sección recta
 L longitud del pilote

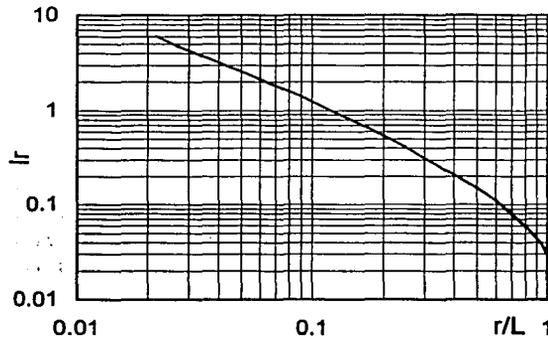


Figura 1.24 Valores del factor de influencia I_r contra distancia normalizada (Ellstein, 2000)

De esta forma, el asentamiento de un pilote cualquiera se calcula con la siguiente formula:

$$S_j = \frac{Q}{EL} I_s(1 + I_{gi}) \quad i = 1, 2, \dots n.$$

si llamamos m_p a I_s/EL y ponemos la formula en forma matricial, tenemos:

$$s = m_p Q I_g$$

s es el vector de asentamientos

I_g matriz de influencias, que es simétrica y con diagonal ocupada de unos.
 Basta sumar las influencias de un renglón i para obtener la influencia del grupo.

Cuando Q es variable la formula queda de la siguiente forma:

$$s = m_p I_g Q$$

Q vector de cargas

Este método se aplicó para calcular los asentamientos en un puente cimentado con cajón y pilotes de fricción. Los resultados del método se compararon con las mediciones obtenidas de la instrumentación y monitoreo durante la construcción e inicio de operación del puente. El resultado fue satisfactorio, con una pequeña subestimación del asentamiento por parte del método pero que podría estar justificada por la no-consideración del asentamiento que ocurre abajo del "colchón", o sea los asentamientos en la serie arcillosa inferior debajo de la capa dura. El autor propone que es factible multiplicar los asentamientos por un factor correctivo, al parecer menor a uno y que se obtendría de la experiencia acumulada en éstos años.

En grupos de pilas coladas en arcillas duras ($c_u > 1 \text{ kg/cm}^2$), por su alta capacidad de carga, el asentamiento se analiza generalmente como el de un elemento individual.

1.5 INFLUENCIA DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN EL DISEÑO.

- Resistencia al hincado.

Para pilotes de punta apoyados sobre suelos arcillosos duros se tiene que en general la penetración del pilote hincado disminuye rápidamente después de alcanzar 3mm/golpe (CGS, 1985). Para evitar el daño estructural del pilote de concreto, es recomendable que se suspenda el hincado cuando se alcancen de 6 a 8 golpes en los últimos 2.5 cm; en un pilote de acero el limite puede ser de 12 a 15 golpes (Bowles, 1996). No obstante, cuando los pilotes se hincan en suelos predominantemente cohesivos homogéneos suaves subyacidos por arcillas duras, dentro de perforaciones previas de menor diámetro, la resistencia al hincado se puede confundir con el efecto de pistón, que se presenta cuando el lodo o agua dentro de la penetración no puede fluir lateralmente hacia la superficie e impide la penetración del pilote.

Los pilotes se deben diseñar con un conducto central que va desde la punta hacia una salida lateral. El diámetro del conducto debe ser tal que permita la salida completa del fluido atrapado. Es necesario además que el pilote sea rehincado unos días después del primer hincado para asegurar la profundidad de desplante especificada.

- Desplazamientos debidos al hincado.

En general, el volumen de suelo desplazado por el pilote al ser hincado en suelos predominantemente cohesivos provoca un bufamiento en la superficie del suelo; también puede provocar la emersión de los pilotes adyacentes y disminuir su capacidad de carga. El volumen expandido en la superficie del terreno es alrededor de un 40 a 60% del volumen del pilote (CGS, 1985); si el volumen de bufamiento es inaceptable, se debe utilizar la perforación previa para disminuirlo. Se ha observado que en un radio igual a 1.2 veces el diámetro del pilote a partir de la periferia de éste, el suelo es arrastrado hacia abajo, mientras que de 1.2 a 9.0 diámetros se mueve hacia arriba (Coduto, 1994). El problema se complica cuando se hincan grandes grupos de pilotes.

- Alteración causada por el hincado.

En los suelos predominantemente cohesivos se inducen alteraciones en el momento del hincado que dependen de:

1. Propiedades de los suelos, particularmente la sensibilidad al remoldeo.
2. Geometría de los pilotes (forma, diámetro, longitud) y su número y separación.
3. El método del hincado

El remoldeo puede llegar hasta una distancia de un diámetro de pilote, afecta la estructura del suelo y reduce temporalmente la resistencia de éste hasta un valor cercano al residual, afectando también la capacidad de carga del pilote. Sin embargo los análisis actuales se fundamentan en la resistencia de pico.

En las arcillas blandas, sensitivas, el hincado puede remodelar completamente el suelo. Éste efecto de alteración disminuye con el tiempo después del hincado y a medida que se consolida el suelo adyacente al pilote, se alcanza generalmente un incremento en la capacidad de carga. En arcillas muy sensitivas y en arcillas duras preconsolidadas, la resistencia al corte final puede ser menor que la que se tenía en estado inalterado debido a la pérdida de estructura del suelo.

Debido a éstos fenómenos en los suelos arcillosos es aconsejable realizar las pruebas de carga dos semanas después del hincado de los pilotes para obtener resultados más confiables. De realizarlos antes de este tiempo, se debe estar consciente de lo que le sucede al suelo.

- Presión de poro inducida por el hincado.

El hincado de los pilotes puede generar un incremento transitorio de la presión de poro, que se distribuye en la masa de arcilla hasta distancias considerables y provoca fenómenos que se deben tomar muy en cuenta:

1. El incremento de presión de poro es transitorio, en pilotes aislados se recupera la condición hidrostática en un mes aproximadamente; en grupos de pilotes, por ser una masa de suelo mucho más amplia, la completa disipación de la presión de poro puede tardar más de un año.
2. El exceso de presión de poro reduce significativamente la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, facilitando su hincado. Sin embargo, también reduce la capacidad de carga del mismo pilote y de los adyacentes. La relación entre el exceso de presión de poro con respecto al esfuerzo vertical efectivo original puede alcanzar valores tan altos como 1.5 y 2.0 junto al pilote y disminuir gradualmente a cero en un radio de 20 a 30 diámetros (Poulos and Davis, 1980).
3. Afecta el proceso de reconsolidación de la arcilla alrededor de un pilote, obligando a retrasar la aplicación de carga.

4. El incremento en la presión de poro afecta de manera muy notable la condiciones de estabilidad de terrenos inclinados o taludes y puede ser la causa de deslizamientos. Por tal motivo, este fenómeno se debe tener muy presente al hincar los pilotes. Una forma de mitigarlo es implementar secuencias de hincado adecuadas y/o perforaciones previas.

- Pilas coladas *in situ*.

La construcción de pilas coladas *in situ* en arcillas induce el remoldeo y reblandecimiento considerable del suelo perimetral, con espesor de unos 25 mm (Meyerhof, 1975). La experiencia ha demostrado que no aumenta apreciablemente la capacidad de carga por fricción lateral con el tiempo, debido a que la consolidación de la arcilla es muy lenta.

Por otra parte, la resistencia al corte de la capa de apoyo formada por arcilla homogénea de baja a media sensibilidad, permanece para fines prácticos sin cambios apreciables durante la construcción de la pila.

Se ha observado en pruebas de carga a escala natural, que las pilas construidas en arcilla preconsolidada por desecación tienen mejor adherencia con el suelo cuando en la perforación se utiliza lodo bentonítico ligero o polímeros, que cuando la perforación se hace en seco. Esto se atribuye a que la bentonita ligera y los polímeros protegen al suelo y producen juntas a través de las cuales puede penetrar el exceso de agua de la mezcla de concreto, para ayudar a mantener los esfuerzos laterales efectivos y reducir por su acción lubricante la alteración que produce la máquina de perforación en las paredes (O'Neill, 1999).

- Características de la capacidad de carga de pilas y pilotes en suelos cohesivos.

Combinación de capacidad de carga de punta y fricción.

Se debe tomar en cuenta que cuando se diseña considerando la contribución de la fricción lateral y de la punta simultáneamente, la proporción de cada una depende de la geometría, del tipo de pilote, las propiedades del suelo, el procedimiento de hincado y la magnitud de la carga aplicada.

En las pilas, la capacidad de carga se puede considerar compuesta de la resistencia por punta y la fricción lateral; las proporciones de cada una son función de la rigidez relativa de la pila y de la compresibilidad de la arcilla alrededor de la pila y por debajo de ella.

Cuando el suelo alrededor del fuste tiene una compresibilidad igual o menor que la del suelo que esta debajo de la base, la capacidad de carga total se calcula considerando la capacidad de carga por punta y por fricción lateral. En caso de que el suelo de la base tenga menor compresibilidad que el suelo de alrededor, la capacidad de carga última total solo considerará la capacidad de carga de la punta debido a que, por los pequeños desplazamientos entre el fuste y el suelo lateral, no se alcanza a desarrollar la totalidad de la fricción.

Las pruebas de carga son muy importantes para poder decidir con más fundamentos cual es la contribución de la fricción lateral y de la resistencia por punta, si la resistencia disponible es compatible con las deformaciones del suelo lateral y de la base, así como definir si hay posibilidad de que se reduzca la resistencia por fricción con el tiempo. La selección de la carga permisible se fundamenta en el asentamiento permisible de la pila a partir de las pruebas de carga.

- Efecto de escala.

Cuando se utilizan métodos para calcular la capacidad de carga última a partir de la resistencia a la penetración estándar o del cono estático por medio de relaciones semiempíricas, es necesario extrapolar la resistencia a la penetración considerando el efecto de escala relativo a la relación del empotramiento, espesor y características de la capa de apoyo y tamaño de los pilotes.

Pruebas de carga en diferentes casos indican que las expresiones utilizadas son válidas para los cálculos de la capacidad de carga última en elementos de diámetro menor a 0.5 m. Para elementos de mayor o igual a 0.5 m de diámetro, Meyerhof propone un factor de reducción empírico para la capacidad de carga por punta:

$$R_b = \left(\frac{B_b + 0.5}{2B_b} \right)^n \leq 1 \quad (1.51)$$

donde:

R_b factor de reducción adimensional.

B_b diámetro de la punta o base del pilote, m.

n índice que vale 3 para arcillas duras y 1 para arcilla fisurada dura.

Para pilas o pilotes colocados en perforaciones previas, el factor de reducción esta dado por:

$$R_b = \frac{B_b + 1}{2B_b + 1} \leq 1 \quad (1.52)$$

La fricción lateral unitaria de pilotes o pilas en arcilla fisurada de una cierta cohesión, es prácticamente independiente de su diámetro.

1.6 DISEÑO ESTRUCTURAL

En este subcapítulo se mencionaran escuetamente los puntos más importantes del diseño estructural de los pilotes.

Pilotes precolados o pretensados.

Debe establecerse antes que nada que los pilotes deben ser capaces de soportar sin dañarse las siguientes condiciones:

- a) Aplastamiento bajo cargas verticales
- b) Aplastamiento por impacto durante el hincado
- c) Esfuerzos durante su manejo
- d) Tensión debida a bufamiento del suelo, rebote durante el hincado y subpresión
- e) Fuerzas horizontales que ocasionen flexión
- f) Fuerzas excéntricas que causen flexión
- g) Efecto de columna en tramos donde queden sin confinamiento lateral del suelo.

Una vez que los pilotes se han hincado hasta su posición final, los esfuerzos causados por la carga de la cimentación tienden a ser bastante menores que los inducidos por el manejo y el hincado (Tomlinson, 1996). Por otra parte, en la mayoría de los casos, la capacidad de carga de una cimentación profunda está gobernada por la resistencia del suelo más que por la resistencia estructural del conjunto.

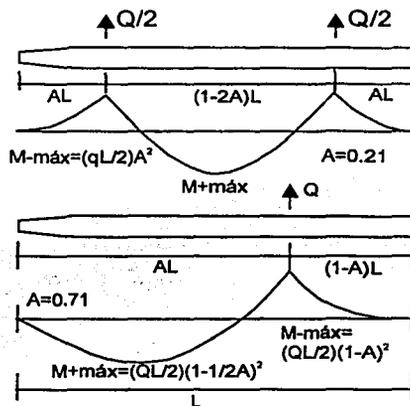
Glanville, Grime y Davies colocaron medidores de esfuerzos en pilotes para medir la magnitud y la velocidad de onda de esfuerzo que sucede después de cada golpe del martillo. Las investigaciones mostraron que los esfuerzos inducidos por el golpe del martillo son mayores a los obtenidos de la resistencia al hincado. Hacen las siguientes recomendaciones:

- a) La cantidad de acero longitudinal debe ser proporcional a los esfuerzos ocasionados por el izado y manejo del pilote.
- b) La cantidad de refuerzo transversal, cuando se espera un hincado difícil, no debe ser menor al 0.4% del volumen bruto de concreto
- c) La proporción de acero en la unión de la cabeza del pilote debe ser de 1.0%

El manual de cimentaciones profundas de la SMMS recomienda tener entre 1 y 2% de acero, usando varillas del No. 5 como mínimo colocadas longitudinalmente y alejadas del borde del fuste por lo menos 4 cm más el diámetro del refuerzo transversal. Los estribos deberán ser como mínimo del No. 3, separados no más de 16 diámetros de varilla longitudinal, 48 diámetros del estribo ó el lado ó diámetro del pilote, el que resulte menor.

El Code of Practice for Foundation citado por Tomlinson recomienda que para una distancia cercana a tres veces el ancho desde cada extremo del pilote, el refuerzo transversal no deberá ser menor al 0.6% del volumen bruto y, en el cuerpo del pilote, el refuerzo transversal no será menor a 0.2%, espaciado a no más de la mitad del ancho del pilote.

Los momentos flexionantes debidos al transporte e izado de pilotes se muestran en la figura 1.24.



Q es el peso del pilote

Figura 1.24 Momentos flexionantes debidos al transporte e izado de pilotes (CFE, 1981)

Para pilotes de concreto pretensado se recomienda utilizar la siguiente expresión para tomar en cuenta la reducción en la capacidad de carga a la compresión, debida a la aplicación del preesfuerzo (CGS, 1978).

$$P = A_c \left[F_R f'_c - \left(1.1 - \frac{\epsilon_c E_s}{f_{so}} \right) f_{pe} \right]$$

donde:

- P combinación de cargas actuantes multiplicada por un factor de seguridad adecuado, t
- A_c área total de la sección transversal del pilote, cm^2
- F_R factor de resistencia
- ϵ_c deformación unitaria del concreto en la falla, supuesta igual a 0.003
- E_s módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, t/cm^2
- f_{so} esfuerzo después de las pérdidas en el acero de preesfuerzo
- f_{pe} esfuerzo efectivo en el concreto debido al preesfuerzo después de las pérdidas, t/cm^2

$f'c$ resistencia especificada del concreto, t/cm^2

En la figura 1.25 se muestran los detalles típicos de pilotes precolados, (George Wimpey & Co.)

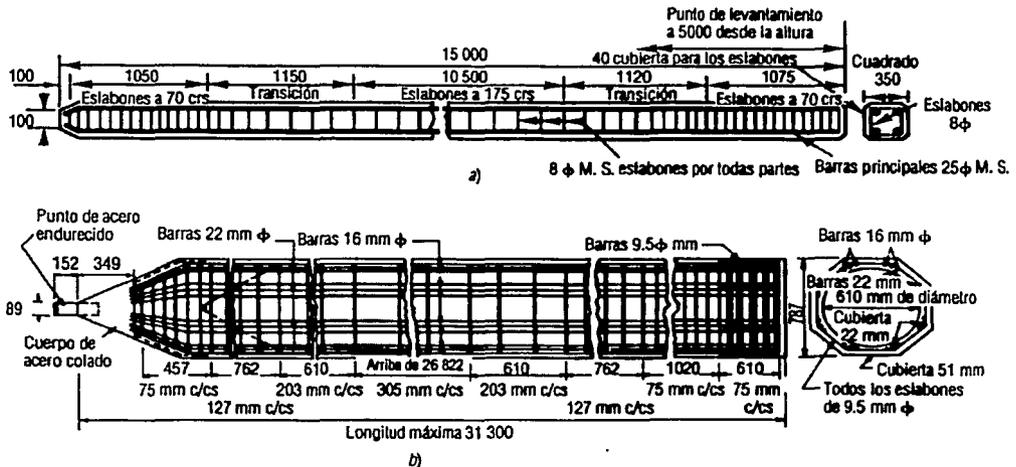


Figura 1.25 Detalles típicos de pilotes precolados de concreto reforzado. a) detalles para un pilote de 350 X 350 X 15000 mm. b) detalles para un pilote hueco octagonal de 787 mm.

Pilotes y pilas coladas en el sitio.

El análisis estructural deberá seguir las mismas recomendaciones hechas para pilotes precolados.

El porcentaje de acero de refuerzo así como la longitud reforzada serán determinadas por el análisis estructural de esfuerzos de compresión y de flexión. El refuerzo se diseñará de acuerdo a dos criterios: 1) por requisitos dados por los momentos de flexión y la compresión que se transmiten desde la superestructura y 2) por el porcentaje mínimo que no debe ser menor al 0.6% del área transversal.

La separación entre el refuerzo y las paredes de la perforación así como entre varillas deberá permitir el paso libre del concreto. El recubrimiento mínimo será de 7 cm, para ambientes expuestos al agua de mar o ambientes muy agresivos el recubrimiento será como mínimo 10 cm. Mayores detalles sobre el diseño y construcción de pilas y pilotes se pueden encontrar en ACI, 1972 y 1973.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.7 NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS.

1.7.1 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de la superficie de su superficie lateral y generalmente actúan como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir los asentamientos transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos.

1.7.1.1 Estados límites de falla.

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y, para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_c < R \quad (1.53)$$

donde

ΣQF_c suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considera igual o mayor de los dos valores siguientes:

a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si éste es el valor que rige, la losa o las zapatas y las contratrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga de cada pilote dada por la ecuación (1.54) con $F_R=1$. En éste caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calculará como lo señala el inciso 3.3 de las mismas NTC.

b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la combinación de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

-Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.

-Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

-Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación o de un grupo de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes calculadas con la ecuación (1.55)

Cuando la capacidad de carga de la cimentación se considere igual a la del sistema de los pilotes de fricción sin contribución de la losa, estos deberán tener la capacidad de absorber la fuerza cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo-losa o suelo-zapatillas.

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para ese fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (1.54)$$

Donde

$F_R = 0.7 (1 - s / 5)$, factor de resistencia
s relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote.

C_f capacidad por adherencia
 A_L área lateral del pilote, m^2
f adherencia lateral media pilote-suelo, t/m^2

Para suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia suelo-pilote se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidada no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de subgrupos de pilotes en los que se pueda dividir la cimentación, también será aplicable la ecuación (1.54) considerando el grupo o los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

1.7.1.2 Estados límites de servicio.

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Como se indica en el Art. 203 del Reglamento, deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorios máximos de la cimentación bajo fuerza cortante y el momento de volteo sísmico no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto sísmico se podrán estimar a partir de los

resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno. Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ecuación (1.54)

1.7.2 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas.

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llaman pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colados en perforación previa.

1.7.2.1 Estados límite de falla.

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad (1.53), siendo R la suma de capacidades de cargas individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila se calculará como sigue:

Para suelos cohesivos:

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (1.55)$$

Para suelos friccionantes

$$C_p = (\overline{p_v} N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (1.56)$$

donde

C_p capacidad por punta, t

A_p área transversal de la pila o pilote, en m^2 .

p_v presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2 .

$\overline{p_v}$ presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2 .

c_u cohesión aparente, en t/m^2 , determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)

N_c^* coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

| | | | |
|----------|----|----|-----|
| ϕ_u | 0° | 5° | 10° |
| N_c^* | 7 | 9 | 13 |

ϕ_u ángulo de fricción aparente, en grados

N_q^* coeficiente de capacidad de carga definido por

$$N_q^* = N_{\min} + L_e(N_{\max} - N_{\min})/[4B \tan(45^\circ + \Phi/2)]$$

cuando $L_e / B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$ o bien

$$N_q^* = N_{\max}$$

cuando $L_e / B > 4 \tan(45^\circ + \Phi/2)$

| ϕ | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° |
|------------|------|------|-----|-----|-----|
| N_{\max} | 12.5 | 26 | 55 | 132 | 350 |
| N_{\min} | 7 | 11.5 | 20 | 39 | 78 |

L_e longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente, en m.

B ancho o diámetro equivalente de los pilotes, en m.

ϕ ángulo de fricción interna, en grados, con la definición del apartado (a) del subinciso 3.3.1 de las NTC.

F_R factor de resistencia igual a 0.35

También podría utilizarse como alternativa a las ecuaciones (1.55) o (1.56) una expresión basada en la penetración estándar.

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5 m de diámetro, la capacidad calculada mediante las ecuaciones 9 ó 10 o sus alternativas, deberá corregirse para tomar en cuenta el factor de escala en la forma siguiente:

$$F_{re} = [(B + 0.5)/2B]^n \quad (1.57)$$

donde

B diámetro de la base del pilote o pila en metros ($>0.5m$)

n exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso.

Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplica por el mismo factor de la ecuación 11 con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplica por:

$$F_{re} = (B + 1)/(2B + 1) \quad (1.58)$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de la carga de un sistema de cimentación con base en pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, deberá verificarse que el espesor h de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

- Si $h > 3.5 B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
- Si $3.5 B > h > 1.5 B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B + h$.
- Si $h < 1.5 B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{h}{B} \right)^2 \right]$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos de pilotes.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad de carga del suelo para resistir los esfuerzos inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas sollicitaciones horizontales.

1.7.2.2 Estados límite de servicio.

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

2. PROCESO CONSTRUCTIVO

En el aspecto constructivo, pilas y pilotes tienen marcadas diferencias:

Las pilas por ser de mayor diámetro, mayor que 60 cm como se hizo notar en el capítulo 1, siempre son coladas en el lugar dentro de una perforación previa hecha para tal fin; en cambio, los pilotes son prefabricados y es rara la ocasión en que son colados en el lugar. Por tal motivo, éste capítulo se divide en dos partes, separando el proceso constructivo de pilas y pilotes.

2.1 PILAS

La utilización de pilas en suelos blandos como el de la zona central de la Ciudad de México es poco frecuente. Se recurre a ellas solamente en casos especiales cuando las cargas que deberá transmitir la cimentación son muy grandes y su utilización ofrece ventajas sobre los pilotes. Se tiene el caso de la Torre de Dirección de PEMEX, cimentada sobre pilas en la zona clasificada como de transición, aunque todavía con importantes estratos de arcilla.

Para la construcción de pilas se sigue un procedimiento básico, que puede variar dependiendo de las características propias de cada proyecto. El primer paso es localizar exactamente el lugar donde se construirá la pila, luego se realiza la perforación, se coloca el acero de refuerzo y por último se coloca el concreto. Los detalles de cada paso se describen a continuación siguiendo la secuencia lógica de la construcción:

2.1.1 Perforaciones.

Se entenderá que la perforación del barreno de la pila comprende las tareas de corte y transporte del suelo, así como la estabilización de la perforación. A continuación se exponen los procesos mencionados.

- Corte del suelo

Para realizar una perforación en suelos blandos es común realizar el corte y remoción del material con una sola herramienta. Para ello se pueden utilizar: una almeja de gajos, brocas de hélice o botes de perforación.

La almeja de gajos tiene forma semicircular, penetra en el suelo por caída libre, luego se cierran los gajos y el material es descargado en el exterior, fig. 2.1. La almeja se puede instalar en una grúa con pluma y malacates. Para agilizar la utilización de ésta herramienta se pueden utilizar malacates de alta velocidad.

Las brocas de hélice y botes son herramientas rotatorias que se montan sobre una grúa, la rotación la proporciona la planta de fuerza hidráulica o mecánica a una mesa rotatoria, ésta a su vez transmite la rotación a una barra o *kelly*. El *kelly* además de transmitir un par a la

herramienta de perforación, transmite su peso propio o la fuerza descendente aplicada por gatos hidráulicos que ayudan a la penetración de la herramienta.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Figura 2.1 Almeja de gajos.

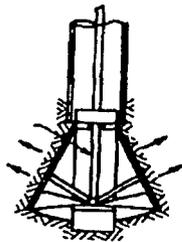
La broca de hélice puede ser sencilla o doble dependiendo de las condiciones del suelo, aunque debe tomarse en cuenta que las hélices sencillas deben ser más rígidas para soportar el momento provocado por la asimetría de la broca. La broca de hélice tiene en su punta dientes que van cortando el suelo mientras la broca gira, el suelo cortado entra en las hélices y sube por ellas. Luego la broca es sacada de la perforación y vaciada con giros rápidos o con un adaptado. Para que el suelo suba fácilmente por las hélices es necesario escoger correctamente el número y paso de éstas; en suelos blandos se utilizan pasos de hélice cortos. El volumen de perforación con broca de hélice está limitado por la longitud de la misma hélice y por la capacidad del malacate que la soporta.

Los botes de perforación también se montan en el *kelly*, que les transmite el par de rotación. Se utilizan con fluido de perforación. Después de que el bote corta el suelo éste entra en el bote, luego se saca el bote para ser vaciado con un mecanismo en la tapa del fondo.

Generalmente los suelos blandos presentan un relleno superficial y lentes delgadas de suelo que, por ser más resistente, a veces requiere de la utilización de herramientas de corte diferentes a las usadas para suelos blandos. Para ello se puede utilizar la almeja de gajos en caída libre, utilizada como trépano. Los botes corona se pueden utilizar con dientes duros con punta de carburo de tungsteno o dientes con punta de bala. El corte se puede efectuar por percusión con un trépano que se deje caer libremente chocando su punta contra el fondo y rompiendo los suelos duros, boleó o rocas. También podrían utilizarse para estratos más duros y de mayor espesor las brocas tricónicas con presión vertical.

Adicionalmente, la base de la pila puede ser ampliada. Al tener más superficie de contacto con la capa de apoyo, la pila incrementa su capacidad de carga. De ésta manera, también se ahorra concreto: en lugar de construir la pila con el diámetro de la base en todo lo largo, solamente se amplía la base. La ampliación o campana se efectúa con una herramienta

llamada bote campana que tiene brazos retráctiles, fig. 2.2. El bote entra en la perforación con los brazos contraídos, cuando ya está en el fondo los despliega empujando al suelo, después comienza a rotar y a cortar el suelo que va entrando al bote, luego se contraen los brazos y se saca el bote para vaciar el suelo en la superficie. Ésta operación se repite, cada vez desplegando más los brazos, hasta que la base se amplía según lo planeado. Los ángulos de la ampliación son de 60° o más respecto a la horizontal. Se pueden alcanzar diámetros de campana de hasta 3 veces el diámetro de la pila o hasta 3.7 m. Las campanas solamente se pueden construir en suelos cohesivos firmes; se corre el riesgo de colapso de la campana en suelos como arenas, gravas, suelos saturados o con flujo de agua, por lo que no se recomienda en esos casos. Tampoco es recomendable el uso de campanas en perforaciones estabilizadas con lodos, ya que es difícil que al colar la pila, el concreto desplaze al lodo en las esquinas de la campana.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.2 Bote campana.

Es necesario planear correctamente cuales herramientas serán utilizadas en las perforaciones. Con los sondeos se conoce la estratigrafía y una muy buena aproximación de la resistencia de cada estrato, ayudando muchísimo a la planeación de la perforación. En caso de no efectuarse correctamente ésta planeación se corre el riesgo de no poder ejecutar la perforación por falta de capacidad de la herramienta, desgaste excesivo del equipo que trae como consecuencia el aumento de costos o, alta ineficiencia del equipo por no ser el adecuado, elevando el tiempo de ejecución. En cualquier caso debe ser justificada la utilización de una u otra herramienta atendiendo principalmente a los tiempos programados, a los costos y a la calidad de los resultados.

- Transporte del material

El transporte del material del fondo de la perforación a la superficie se puede efectuar de tres formas: Flujo directo, flujo indirecto y hélice continua.

El flujo directo se realiza por medio de chiflones. Se inyecta aire o agua en el fondo para arrastrar el material que sube por el hueco formado entre tubería y suelo. La cantidad de material transportado está en función de la velocidad del fluido, por lo tanto, es recomendable reducir la separación entre suelo y tubería a 1 cm aproximadamente. Las

velocidades requeridas son de entre 15 y 30 m/s para flujo de aire y, de alrededor de 1 m/s para flujo de agua. Éste tipo de perforación se utiliza para diámetros pequeños, fig 2.3.

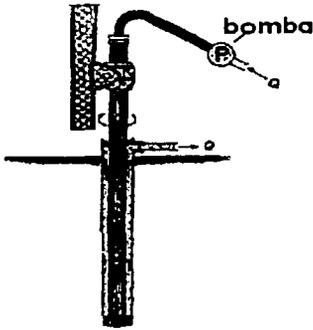


Figura 2.3 Esquema de flujo directo.

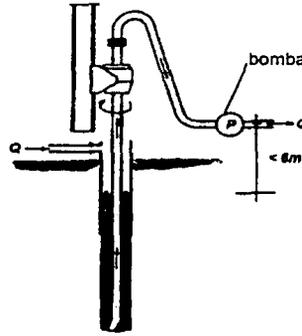


Figura 2.4 Esquema de bomba de succión.

El flujo indirecto es el transporte de material por medio del un fluido que entra por el anillo formado entre tubería y suelo y es sacado por dentro de la tubería. El medio para extraer el fluido puede ser con una bomba de succión fig. 2.4, un sistema *air-lift* o por circulación inversa.

La hélice continua debe ser de una longitud superior a la profundidad de desplante, una vez que se realiza la perforación completa y con la hélice dentro, se coloca el concreto por medio del tubo central de la hélice. Conforme se va inyectando el concreto la hélice va saliendo sin rotación transportando el material a la superficie, donde se va retirando de la hélice con un adaptado especial, fig. 2.5.

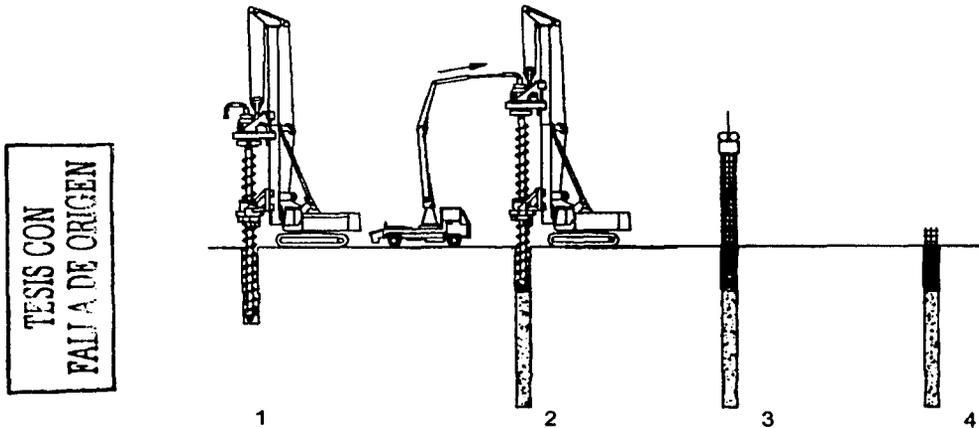


Figura 2.5 Sistema de hélice continua.

La secuencia de la figura 2.5 es: 1) se perfora con la hélice continua hasta llegar a la profundidad requerida, 2) se bombea concreto por la hélice hueca y simultáneamente se va extrayendo la hélice sin rotación, 3) se vibra o empuja el acero de refuerzo dentro del concreto fresco 4) pila terminada.

- Soporte de la perforación

Cuando el suelo no posea propiedades que le permitan auto sostenerse, será necesaria la utilización de un soporte temporal o permanente. El soporte temporal puede ser un ademe metálico, lodos de perforación o broca de hélice, y el permanente de tubo de cartón, sintéticos o incluso metálicos.

Los lodos de perforación sirven para transportar material a la superficie por circulación, para lubricar y enfriar las herramientas de perforación y para estabilizar las paredes de la perforación por la presión hidrostática que ejercen sobre ellas. Hay tres tipos de lodos de perforación: agua, lodo bentonítico y lodo preparado con polímeros.

Soporte con agua.

El soporte con agua se utiliza para estabilizar suelos arcillosos, arenas finas y limos. Para un soporte adecuado se recomienda mantener una carga hidráulica mayor de 2 m sobre el nivel freático. Como el agua solo puede mantener en suspensión partículas muy pequeñas, no se utiliza para transportar material.

Soporte con lodo bentonítico.

El lodo bentonítico se prepara con arcilla bentonítica sódica y agua dulce, con menos de 1% de cloruro de sodio y menos de 120 ppm de sales de calcio. Para preparar el lodo con agua salada se emplea arcilla "atapulgita". El lodo se aplica conforme se avanza en la perforación, sustituyendo el volumen del material recién excavado y procurando que el nivel del lodo permanezca lo más cerca de la superficie para tener la carga hidrostática máxima posible.

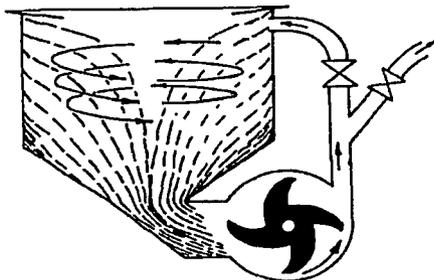
El lodo preparado con bentonita posee varias ventajas con respecto al agua simple: las partículas de arcilla suspendidas en el lodo penetran en los poros del suelo perforado y forman una película plástica e impermeable, que ayuda a ejercer la presión hidrostática del lodo sobre las paredes; la película también evita la pérdida de agua del lodo hacia el suelo de la perforación que podría desestabilizar las paredes. Otra ventaja es la capacidad del lodo de mantener en suspensión partículas de suelo recién excavadas, que por medio de la circulación del lodo son sacadas a la superficie, además, durante el colado del concreto, evita la sedimentación de partículas contaminantes.

El lodo bentonítico es barato y fácil de preparar pero es necesario tener cuidado de sus propiedades para que cumpla cabalmente con sus funciones. Las propiedades son:

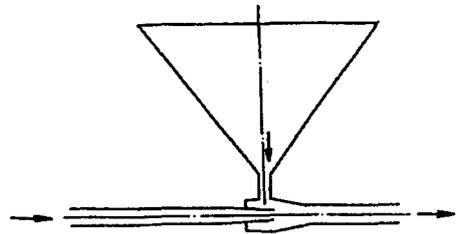
- Densidad
- Contenido de arena
- Rendimiento
- Viscosidad Marsh
- Viscosidad plástica y punto de cedencia
- Filtración
- Potencial hidrógeno

Éstas dependen de la cantidad de arcilla por unidad de volumen de agua, método de mezclado, el tiempo de reposo de la mezcla y grado de contaminación.

Para su preparación se utiliza un mezclador, que puede ser coloidal o de chiflón. Su función es dispersar la arcilla en el agua para evitar la formación de grumos, de ésta forma la hidratación de la arcilla es mayor y más rápida. En la figura 2.6 se muestran ambos tipos de mezcladores. El tiempo requerido para la hidratación preliminar con este sistema es alrededor de 8 minutos. Después, el lodo es almacenado en un tanque, cárcamo o silo, donde se deja reposar de 8 a 24 horas para completar su hidratación. Así, aumenta su viscosidad plástica y punto de cedencia mientras que disminuye el agua libre.



Mezclador "coloidal"



Mezclador de chiflón

Figura 2.6 Mezcladores de lodo bentonítico.

Para encontrar la dosis pertinente de arcilla, se deben hacer pruebas con distintas proporciones arcilla seca-agua permitiendo que pase el tiempo suficiente para la hidratación de la bentonita. En la tabla 2.1 se puede ver una guía para la dosificación de bentonita. Se entiende por rendimiento de bentonita a la cantidad de m³ de lodo con viscosidad de 15 cetipoises (cps) preparados con una tonelada de arcilla seca.

Cuando el lodo esta listo se vierte en la perforación, se recircula con una bomba sumergible o de succión. El lodo sacado de la perforación puede ser reciclado si se considera conveniente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 2.1 Dosificación de lodos bentoníticos (Soilmec)

| Kg de bentonita/m ³ de lodo | % de betonita | Densidad (ton/m ³) | Viscosidad Marsh (s) | Viscosidad (cps) |
|--|---------------|--------------------------------|----------------------|------------------|
| 0 | 0 | 1.000 | 27 | 1.0 |
| 20 | 2 | 1.010 | 28 | 1.1 |
| 30 | 3 | 1.020 | 30 | 2.2 |
| 40 | 4 | 1.025 | 35 | 3.7 |
| 50 | 5 | 1.030 | 40 | 6.6 |
| 60 | 6 | 1.035 | 40 | 12.0 |
| 70 | 7 | 1.040 | 45 | 19.0 |
| 80 | 8 | 1.045 | 55 | 35.0 |
| 90 | 9 | 1.070 | 60 | 68.0 |
| 100 | 10 | 1.075 | 70 | 92.0 |

Haciendo un análisis económico se determina si conviene la reutilización del lodo bentonítico. Para la reutilización es necesario eliminar los contaminantes que se mezclaron con el lodo dentro del barreno. Si el contaminante es arcilla se puede agregar agua para diluir la mezcla y recuperar la viscosidad normal. En caso de ser arena, ésta se separa del lodo por medio de tanques de sedimentación, mallas vibratorias de diferentes aberturas dispuestas en serie e hidrociclones, que retiran la parte más fina de sólidos que no pudieron ser retirados con las mallas.

Para asegurar que efectivamente el lodo va a estabilizar el suelo se hace un análisis cuantitativo. Las fórmulas abajo presentadas se basaron en la teoría de empuje activo en suelos desarrollada por Rankine. La hipótesis básica es que en cualquier momento se debe cumplir que el empuje activo del suelo ES, más el empuje hidrostático del agua freática EA, debe ser menor que el empuje hidrostático del lodo EL (Schmitter et al., 1976).

Se establece entonces un factor de seguridad:

$$FS = \frac{E_L}{E_S + E_A} \quad (2.1)$$

Para suelos predominantemente cohesivos se tiene:

$$FS = \frac{cN_p}{H(\gamma - \gamma_L n)} \quad (2.2)$$

donde:

- c cohesión del suelo
- γ_L peso volumétrico del lodo
- γ peso volumétrico del suelo

n factor de proporcionalidad entre profundidad de perforación y tirante del lodo

ver además la figura 2.7

$$N_p = \frac{\gamma H - \gamma_L n H}{c}$$

Cabe resaltar que la variable más importante para la estabilidad de la perforación es la carga hidráulica de lodo sobre el nivel freático. Generalmente ésta debe ser de 1.5 m como mínimo.

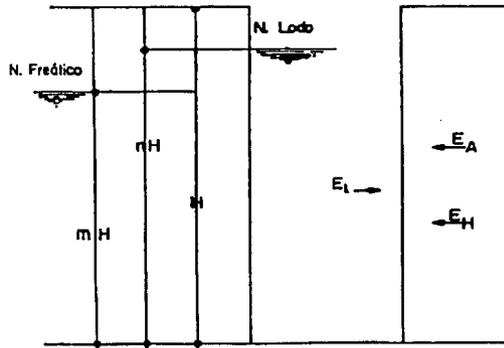


Figura 2.7 Definición de variables para el análisis de estabilidad de perforación, además con lodo bentonítico (Schmitter et al, 1976)

Soporte con polímeros.

El soporte con polímeros es muy parecido al de lodos bentoníticos. Se sustituye la arcilla bentonítica por un material formado por largas cadenas de moléculas de bajo peso molecular llamado polímero que, al ser agregado al agua, forma una estructura de red capaz de mantener en suspensión partículas de suelo en forma parecida a como lo hace el lodo bentonítico.

El lodo fabricado con polímeros tiene ventajas: se requiere de una cantidad mínima de polímero, alrededor de 2 kg, para elaborar 1 m³ de lodo, ofreciendo ventajas para su transporte y almacenamiento; el mezclado con el agua es muy sencillo y no se requieren mezcladores especiales; no se contamina con suelos ácidos pudiéndose incluso usar agua carbonatada y salada; no se mezcla con el concreto por lo que no se contamina; es posible recuperar todo el material que caiga de la perforación con brocas convencionales; el lodo se desarena únicamente con tanques sedimentadores; varios tipos de polímeros son biodegradables.

Sin embargo también presenta algunas desventajas: la densidad de los lodos con polímeros no puede aumentarse por lo que se debe revisar la estabilidad en todos los casos; no tiene punto de fluencia por lo que no mantiene en suspensión partículas sólidas; se requieren aditivos especiales cuando se usa agua salada o contaminada.

Soporte con ademe metálico

El ademe metálico esta formado por tubos de diámetro acorde al de la pila. El espesor del tubo depende de los esfuerzos a los que estará sometido durante su hincia y extracción y del empuje de las paredes. Como ya se había mencionado, los ademes metálicos pueden ser temporales o permanentes.

Hay tres procedimientos para hincar los tubos: vibratorio, rotatorio y oscilatorio.

El primer procedimiento utiliza un vibrador que sujeta al tubo y le transmite vibraciones de alta frecuencia, lo cual hace que se reduzca la fricción entre suelo y tubo; la fuerza que hace descender al ademe es su peso propio y el del vibrador. Éste efecto es más acentuado en arenas y gravas sueltas, arcillas y limos blandos. Para éste caso, el espesor de los tubos varía entre 10 y 15 mm.

La profundidad de hincado de ademe metálico con vibrador puede ser de hasta 20 m con hasta 2 m de diámetro y está limitado por la energía que pueda transmitir el vibrador. Debe tomarse en cuenta que las vibraciones pueden afectar la estabilidad de obras adyacentes y deberá revisarse la frecuencia e intensidad para no causar daños. Son recomendables los vibradores que permiten el ajuste continuo de frecuencia y amplitud de la vibración.

El procedimiento rotatorio consiste, como lo dice su nombre, en hincar el ademe girándolo por medio de una mesa rotatoria y una fuerza descendente. El par de torsión máximo disponible es de 0.4 ton·m y una fuerza vertical de 0.4 ton, transmitidos por medio del *kelly*. El diámetro está limitado a 1.5 m y una profundidad de 30 m.

En el procedimiento oscilatorio el tubo se sujeta con cinturones circulares operados hidráulicamente con giros oscilatorios de unos 20°. Al mismo tiempo se aplica una fuerza descendente por medio de gatos hidráulicos. El par de torsión es de hasta 2 ton·m y una fuerza vertical de 2 ton. Los tubos son segmentos de 6 m, unidos por un collar con tornillos. El espesor de los tubos varía entre 40 y 60 mm. El diámetro del ademe esta limitado alrededor de 2.5 m y profundidades de 30m.

La profundidad a la que se hincia el ademe metálico depende básicamente de las condiciones del suelo. Se debe cubrir toda la profundidad donde el suelo se inestable como en arena suelta o arcillas y limos blandos, fig. 2.8. Puede presentarse el caso de que sólo se ademen unos cuantos metros cercanos a la superficie o ademar a lo largo de toda la perforación. Para extraer el material del ademe se puede emplear una herramienta como un bote cortador.

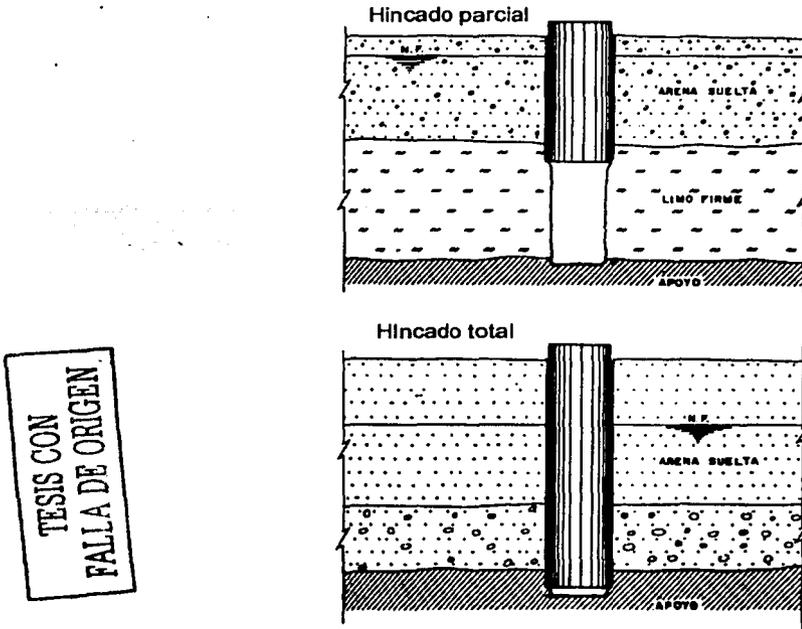


Figura 2.8 Ademe metálico

2.1.2 Acero de refuerzo.

El acero de refuerzo colocado en las pilas cumple con varias funciones. El acero longitudinal sirve principalmente para soportar los momentos flexionantes aunque también contribuye a soportar esfuerzos de compresión. El acero transversal es útil para soportar los esfuerzos de cortante, para evitar grietas a lo largo de la pila y para darle rigidez al armado de refuerzo longitudinal antes del colado.

Éste último punto no se debe soslayar, el armado debe tener suficiente robustez para que al momento de izarse y colocarse dentro de la perforación no se deforme permanentemente o las varillas se muevan de su lugar. Lo común es unir las intersección con amarres de alambre recocido o puntos de soldadura que deberán revisarse, y en su caso sustituirse si están defectuosos, antes de izar el armado.

En México se cuenta con una variedad relativamente grande de aceros de refuerzo. Las barras laminadas en caliente pueden obtenerse con límites de fluencia desde 2300 hasta 4200kg/cm². El acero trabajado en frío alcanza límites de fluencia de 4000 a 6000 kg/cm².

Los diámetros de barra de acero usuales en México varían de ¼ pulgada a 1 ½ pulgada. Todas las barras con excepción del alambrcn de ¼ pulgada, que generalmente es liso,

tienen corrugaciones en la superficie para mejorar su adherencia al concreto. Los diámetros de las varillas son nominales, ya que el diámetro real, dadas las corrugaciones, es un poco mayor. El diámetro externo puede ser importante cuando por ejemplo se quiere calcular el tamaño de un grupo de varillas.

Empalmes.

Las varillas de refuerzo se fabrican de 12 metros. Esta medida suele no ajustarse a las dimensiones de las estructuras, por lo que resulta necesario recurrir al empleo de los empalmes. Hay diversas formas de efectuar los empalmes. La más común consiste en traslapar las barras y amarrarlas con alambre. El empalme por medio del traslape suele resultar práctico y económico para los diámetros menores. Para los diámetros mayores el empalme traslapado puede implicar un consumo alto de acero por las longitudes de traslape requeridas así como por el congestionamiento exagerado del armado. Para evitar los inconvenientes de los traslapes se puede recurrir a los empalmes a base de algún dispositivo mecánico o soldados.

Los empalmes, cualquiera que sea su tipo, originan concentraciones de esfuerzos indeseables. Por otra parte, existe el riesgo de defectos en la realización del empalme. Por ello es conveniente evitar hacer empalmes en secciones críticas y que coincidan los empalmes de todas las barras de un elemento estructural en una misma sección.

Según las NTC-96 del Reglamento de Construcción del Distrito Federal, para barras en tensión, la longitud del traslape no debe ser menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo L_{db} calculada según:

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y \quad (2.3)$$

ni menor de

$$(0.01 f_y - 6) d_b \quad (2.4)$$

donde:

- a_s área transversal de la varilla traslapada en cm^2
- f_y esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2
- f'_c resistencia nominal del concreto a compresión en kg/cm^2
- d_b diámetro de la varilla en cm

Cuando se traslapa más de la mitad del refuerzo de una sección, se recomienda que se tomen precauciones especiales, tales como aumentar la longitud de traslape y utilizar refuerzo transversal con separaciones pequeñas.

Para barras en compresión se recomienda que la longitud traslapada no sea menor que la longitud de desarrollo correspondiente a la tensión. La longitud mínima se fija en 20 centímetros.

Los empalmes traslapados de varillas en paquete deben hacerse basados en la longitud mínima necesaria para las varillas individuales del mismo tamaño que las varillas en paquete a traslapar. Además, los empalmes individuales de varillas en paquete no deben estar alineados entre sí. Las varillas empalmadas en contacto deben estar firmemente amarradas para mantenerlas alineadas y satisfacer espacios libres mínimos entre varillas. Para el refuerzo en espiral el traslape deberá ser como mínimo 1.5 vueltas.

Soldaduras y acopladores mecánicos

Para unir barras de diámetros grandes, del número diez o mayores, es aconsejable evitar las uniones por traslape y recurrir a las uniones a base de soldadura o por medio de dispositivos mecánicos. Las NTC-96 establecen que los empalmes de esta clase sean capaces de desarrollar el 125 % del esfuerzo de fluencia cuando se utilizan en regiones donde el refuerzo está sujeto al esfuerzo máximo. Para las uniones de varillas de una pulgada de diámetro ó más, se debe utilizar la soldadura con el proceso aluminotérmico, con fusión o con el arco voltaico.

Los acopladores mecánicos son artefactos para empalmar varillas mecánicamente deben ser instalados de acuerdo a las recomendaciones del fabricante.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33% del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Cuando sea necesario unir el acero en las condiciones señaladas se deberá realizar una estricta supervisión de las uniones.

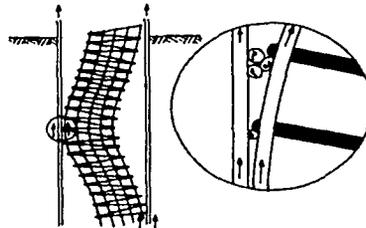
Separaciones y manejo

La distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo de agregado, ni que 4 cm. Para determinar la separación mínima entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de área igual al equivalente del paquete. Para el refuerzo en espiral, el espaciamiento centro a centro no será menor de 3.6 cm o 1.5 veces el tamaño máximo de agregado, ni mayor de 7.5 cm o 1/6 del diámetro del núcleo.

La resistencia y el comportamiento del concreto reforzado dependen de la buena adherencia entre el acero y el concreto. Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva, concreto suelto y cualquier otra sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

En caso de ser necesario, se pondrá acero adicional para formar "armaduras" que le den robustez al armado y no se deforme en su traslado a la perforación. Cuando se coloca el

acero dentro del ademe se tendrá cuidado de que el refuerzo no sea arrastrado hacia arriba con el retiro del ademe, también se cuidará que el acero no quede pegado al suelo, fig 2.9.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 2.9 Extracción deficiente del ademe

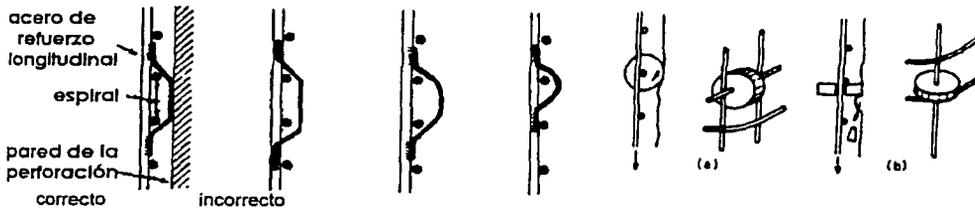


Figura 2.10 Elementos para recubrimiento en pilas.

Para proteger al acero de refuerzo de agentes agresivos del medio ambiente se recubre la pila con una capa de concreto. Para asegurar el espesor del recubrimiento se colocan guías de acero soldadas al acero de refuerzo o, espaciadores de concreto o plástico, fig. 2.10.

Tabla 2.2 Recubrimientos

| | Medio Ambiente | |
|--------|----------------|----------|
| | Inocuo | Agresivo |
| Pilote | 5.0 cm | 7.5 cm |
| Pila | 7.5 cm | 10.0 cm |

2.1.3 Concreto.

El concreto se elaborará con materiales de calidad, verificada por el cumplimiento de las normas que se establecen en las NTC-96. Se podrá dosificar en una planta central y transportarse con camiones revolvedores o elaborarse en la obra, pero se mezclará en una revoladora mecánica para garantizar la uniformidad del concreto.

Comportamiento de cimentaciones profundas en suelos blandos

Para el control de calidad del concreto se tomarán muestras de éste. Antes de colocar el concreto se realizarán pruebas de revenimiento y de peso volumétrico para verificar que se cumpla con lo previsto en el diseño. También se harán pruebas de compresión a cilindros de concreto tomados de las muestras. La resistencia mínima utilizada generalmente es de 250 kg/cm², hasta llegar a resistencias del orden de 400 kg/cm².

La Federation of Piling Specialists recomienda las siguientes mezclas de concreto para pilas:

Tabla 2.3 Mezclas recomendadas para pilas, FPS:

| Mezcla para pilas | Revenimiento Típico (cm) | Condiciones de uso |
|-------------------|--------------------------|--|
| A | 12.5 | Vaciado en perforaciones en seco. Acero de refuerzo ampliamente espaciado, suficiente para el libre movimiento del concreto entre las varillas. |
| B | 15.0 | Cuando el refuerzo no esté suficientemente espaciado para el libre movimiento del concreto. Cuando el diámetro de la pila sea menor de 60 cm. Cuando el nivel de corte del concreto quede dentro del ademe metálico. |
| C | >17.5 | Cuando el concreto se coloque con el sistema tremie bajo agua o lodo de perforación. |

Para lograr los revenimientos arriba mencionados para las mezclas A y B se deberá utilizar un aditivo fluidificante, sin incrementar la relación agua-cemento.

El tamaño máximo de agregado recomendable es 2/3 de la mínima separación entre barras de acero o del espesor del recubrimiento, lo que sea menor. Se puede utilizar un agregado de mayor tamaño siempre y cuando las condiciones de concreto fresco y los métodos de compactación garanticen que el concreto no dejará huecos en la pila.

Se recomienda que el colado sea continuo para evitar juntas frías. También se recomienda el uso de fluidificantes y retardantes, para asegurar que el concreto fluirá entre el acero de refuerzo y llenará todos los huecos. Por lo antes mencionado no se deberán usar acelerantes de fraguado.

Las NTC-96 señalan que antes del colado se realizará una inspección directa o indirecta del fondo de la excavación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y todos los azolves han sido removidos.

Colocación

Dadas las particularidades del colado de pilas, como pueden ser profundidades de 30 m o más, utilización de lodos de perforación y utilización del suelo como molde final del concreto, principalmente, se han desarrollado métodos de colado.

El caso más sencillo es el colado en un barreno seco. El método de colocación del concreto deberá evitar la segregación del concreto. Un método consiste en utilizar recipientes especiales o "bachas", que son vaciadas por el fondo en la perforación con la ayuda de malacates o grúas.

Otro método puede ser utilizar bombas de concreto o también las llamadas "trompas de elefante" que son tuberías de conos segmentadas.

En caso de utilizar ademe metálico temporal, éste se deberá ir sacando de la perforación lentamente, cuidando que siempre haya una carga de concreto en su interior. Para que el concreto no golpee al acero se utilizará una tolva o embudo y una tubería.

El manejo cuidadoso del ademe adquiere más relevancia en suelos con resistencia no drenada baja, del orden de 1.5 t/m^2 . Puede suceder que el nivel del concreto sufra un repentino descenso, atribuible a que el suelo no puede soportar el empuje hidrostático del concreto. La forma que tomaría la pila podría ser parecida a la mostrada en la fig. 2.11, además se incrementaría el volumen de concreto necesario para completar la pila. Una forma de reducir éstos efectos negativos consiste en retirar el ademe con un movimiento lento y constante, evitando los tirones fuertes y las cargas hidráulicas altas de concreto.

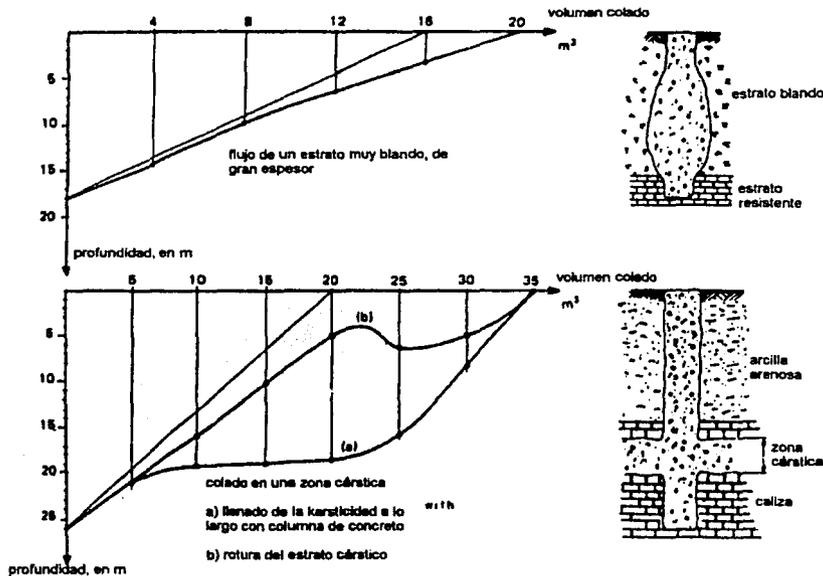


Figura 2.11 Curvas de colado en pilas

Para el caso de colado bajo agua o lodo lo común es utilizar el método "tremie". El método consiste en colocar la tubería dentro de la perforación, pasando entre el refuerzo y permitiendo que el lodo entre en la tubería. En la parte superior se instala una tolva cónica, con ángulo entre 60° y 80°.

Se coloca una válvula separadora en la parte superior de la tubería, que puede ser una cámara de balón inflada, bolsas de concreto vacías y amarradas o una esfera de polipropileno. La válvula tiene la función de amortiguar la caída del concreto evitando así la segregación, y además, separar los dos fluidos para que el concreto se contamine lo menos posible.

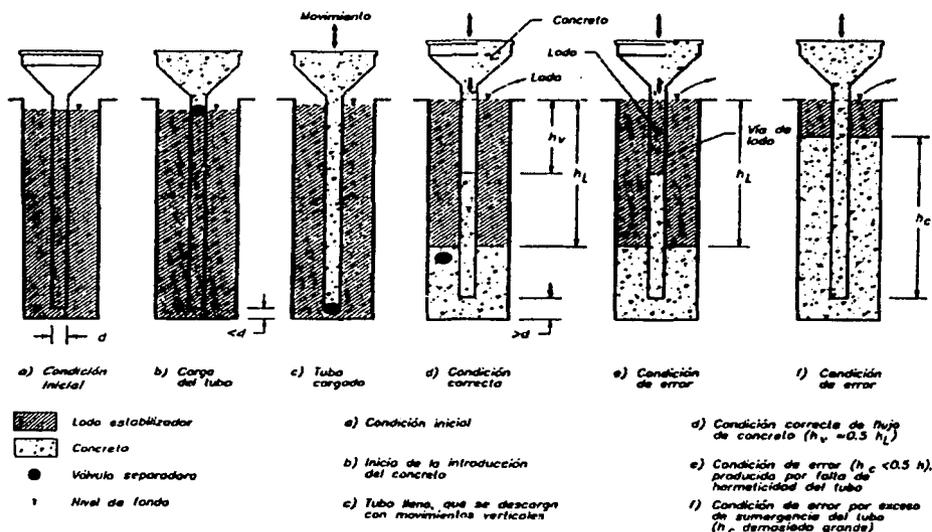


Figura 2.12 Operación de tubo tremie (Santoyo, 1996)

Luego se vierte el concreto en la tolva, el lodo será desplazado hasta que el concreto llene por completo la tubería y la válvula este en la parte más baja. Por la fricción tubería-concreto, éste último no fluirá y será necesario agitar brusca y verticalmente la tubería, el concreto entonces fluye, cae al fondo del barrenado y desplaza al lodo. Se debe remarcar que el concreto se depositará lo mas cerca posible del fondo y que la tubería deberá quedar siempre embebida en el concreto, de ésta forma solo habrá una superficie de contacto concreto-lodo que es el primer volumen de concreto depositado y que irá subiendo conforme se deposite más concreto. Se deberá tener cuidado de no agitar demasiado la tubería, ya que el acero de refuerzo podría ser movido de su posición correcta o podrían formarse burbujas de lodo dentro del concreto. El lodo expulsado se deberá depositar en tanques para su reutilización o su disposición final.

Para que el concreto fluya adecuadamente se debe agitar ligeramente la tubería, además, se debe tener la siguiente relación, ver figura 2.12:

$$h_V = 0.5 h_L$$

las condiciones erróneas son:

- falta de hermeticidad del tubo, inciso e)
- tubo sumergido en exceso, h_c muy grande, inciso f).

2.2 PILOTES

Los pilotes más utilizados en la actualidad son de acero o bien, de concreto reforzado o preesforzado. Los pilotes de concreto reforzado son generalmente son prefabricados y en caso de colarse en el lugar, se siguen básicamente los mismos pasos que en la construcción de una pila. Se describirán únicamente en lo que sigue los pilotes de concreto por ser éstos los de uso más extendido en los suelos blandos de la Ciudad de México.

2.2.1 Perforación.

La perforación puede ser o no realizada para la hincada de un pilote, dependiendo básicamente de las características del suelo. Para suelos arcillosos puede efectuarse una perforación completa con extracción de material, perforación completa con batido de suelo sin extracción de material o, perforación guía de profundidad limitada.

La perforación puede cumplir con varias funciones: ayuda a hincar los pilotes a través de los estratos más resistentes que tenga que atravesar el pilote; ayuda a guiarlo para obtener la verticalidad o la inclinación marcada en el proyecto; si el material es retirado de la perforación, ayuda a disminuir los movimientos del suelo circundante al pilote.

El diámetro de la perforación puede ser del diámetro de un círculo inscrito en la sección transversal del pilote, de un círculo circunscrito en la misma o, de un diámetro intermedio.

Debe tomarse en cuenta que el comportamiento del pilote será diferente dependiendo del tipo de perforación, del grado de extracción de material y del diámetro de la perforación, por lo tanto es necesario tomar en cuenta éste aspecto en el diseño de la cimentación.

De datos experimentales en pilotes hincados sin perforación previa, en suelos arcillosos o limoarcillosos del Valle de México, se observaron remoldeos enérgicos del suelo a una distancia del fuste de tres diámetros, con reducciones de la resistencia en compresión simple hasta valores del 60% del valor inicial de la resistencia. Con el tiempo se observó cierto incremento de la resistencia pero sin llegar a recuperarse por completo (Auvinet y

Hanel, 1978). Por otra parte, se sabe también según lo escrito por Zeevaert que una capa delgada de material consolidado cerca del fuste del pilote, pueden llegar a tener una resistencia apreciablemente mayor que la del material adyacente (Zeevaert, 1973).

En suelos arcillosos blandos, con altos contenidos de agua, se suele realizar la perforación con remoldeo energético y sin extracción de material, por medio de una broca tipo espiral girando dentro del barreno. La forma de realizar esta maniobra también influye en el hincado del pilote: en el caso de la construcción de la “Nueva Viga”, al oriente de la Ciudad de México, se realizaron perforaciones “cuidando que la maniobra fuera descendente continua, por batimiento, sin extracción de material y sacando la broca con la rotación en reversa. Al hincar los pilotes se tuvo un incremento de 400% en el número de golpes del martillo respecto de realizar la maniobra de perforar sin cuidado alguno”. De ésta experiencia se desprende que, para obtener el efecto deseado en éste tipo de perforación, se debe realizar con un batido fuerte tanto en la entrada como en la salida de la broca.

Después, procedieron a revisar la perforación previa: se disminuyó de 13 a 6 m, manteniéndose el número de golpes de hincado y sin daños en las cabezas de los pilotes; posteriormente se redujo a una perforación guía de 3 m, resultando un aumento de 100% en el número de golpes, de 18 a 35, pero hincando el pilote sin dificultad, (Sanvicente y Holguín, 1992). Se pueden hacer pruebas en unas cuantas perforaciones y si se encuentra la menor profundidad de perforación, en la que el pilote no sea maltratado y sea colocado con su posición correcta, se logrará una mayor productividad en el hincado de pilotes por día. Otro caso relativo al diámetro de la perforación y su influencia será comentado en el capítulo de pruebas de carga.

Respecto a la influencia de la perforación en la magnitud de la fricción negativa, Auvinet y Hanel realizaron una comparación entre los resultados obtenidos por Alberro y Zeevaert de pruebas de corte lentas, en suelos inalterados y remoldeados respectivamente. Llegaron a la conclusión de que “la fricción máxima que puede desarrollarse en pilotes hincados con o sin perforación previa debe ser del mismo orden”, (Auvinet y Hanel, 1978).

2.2.2 Acero de refuerzo y juntas

Acero

Las características, cuidado, manejo y colocación del acero de refuerzo para pilotes prefabricados es básicamente el mismo que para pilas. Es conveniente señalar que el pilote será diseñado estructuralmente para soportar los esfuerzos generados durante su manejo; se cuidará que el acero de refuerzo este colocado de acuerdo al diseño, sin olvidar las “orejas o anclas” unidas al refuerzo que servirán para su manejo. (Ver 2.1.2)

Para la fabricación de pilotes de concreto preesforzado se emplea acero de resistencia superior a la de los aceros descritos con anterioridad. Su resistencia última varía entre 14 000 y 22 000 kg/cm²; su límite de fluencia, definido por el esfuerzo correspondiente a una deformación permanente de 0.002, entre 12 000 y 19 000 kg/cm². Se construyen con barras

o cables de presfuerzo, envueltos en una espiral de alambre. Sus longitudes pueden llegar a ser de hasta 40 m.

Juntas

Es muy común que los pilotes sean hincados por tramos y por lo tanto, que sean unidos estos tramos en sus extremos. Hay varios mecanismos de unión llamados juntas, que pueden funcionar por medio de soldadura, unión mecánica, camisa o conector. La tabla 2.4 y la figura 2.13 muestran las características de algunas juntas de pilotes.

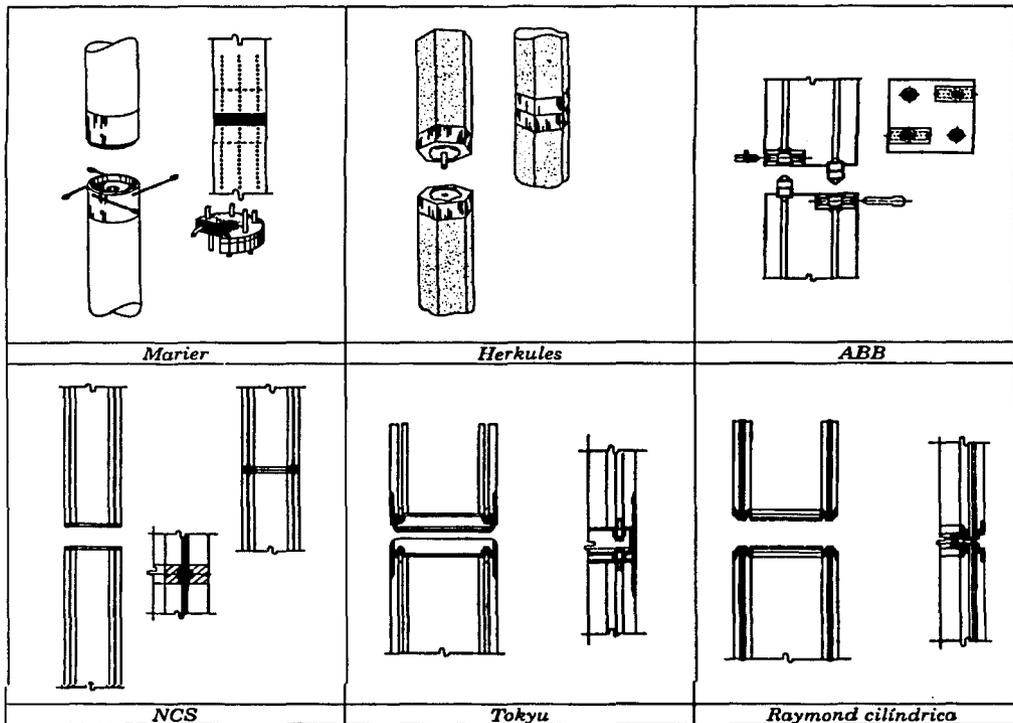


Figura 2.13 Juntas para unión de pilotes de concreto

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

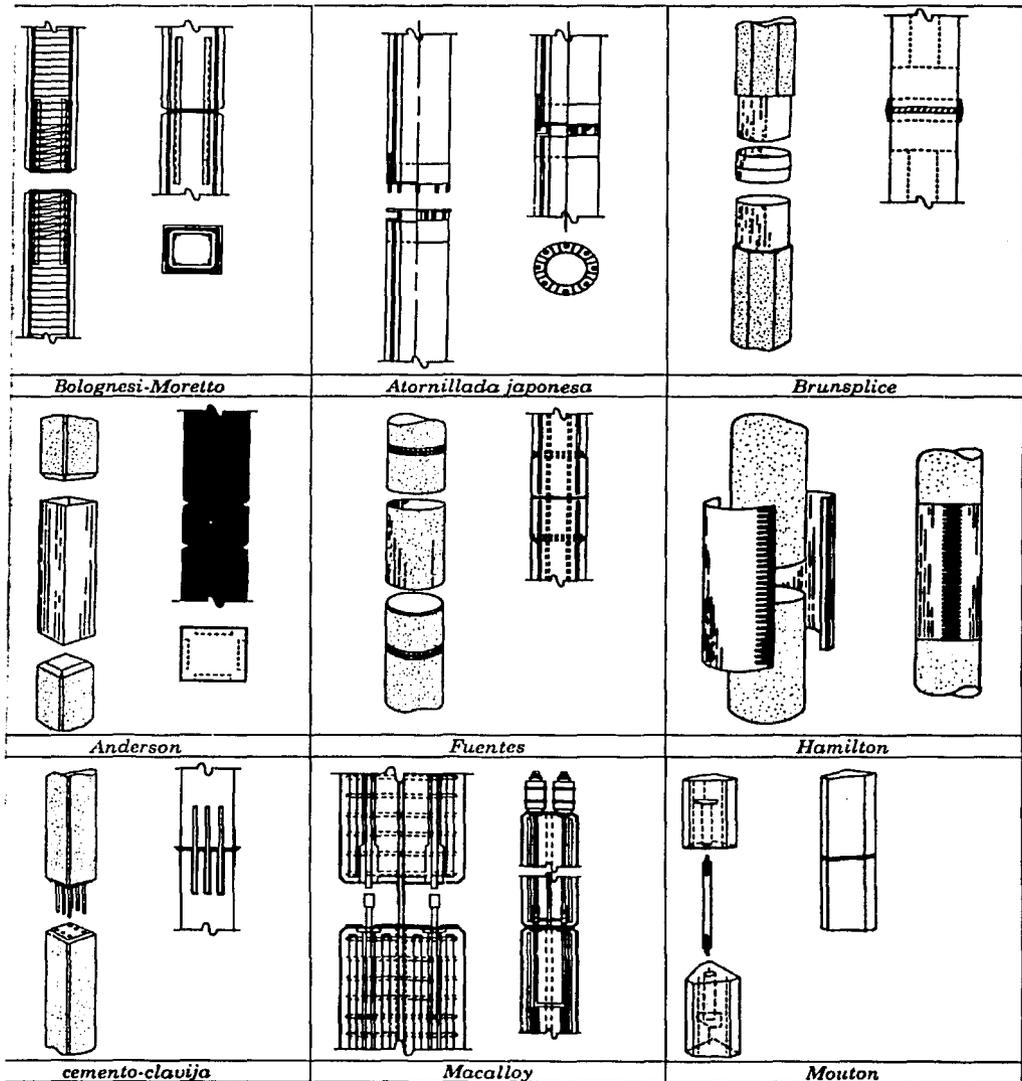


Figura 2.13 (continuación) Juntas para unión de pilotes de concreto

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

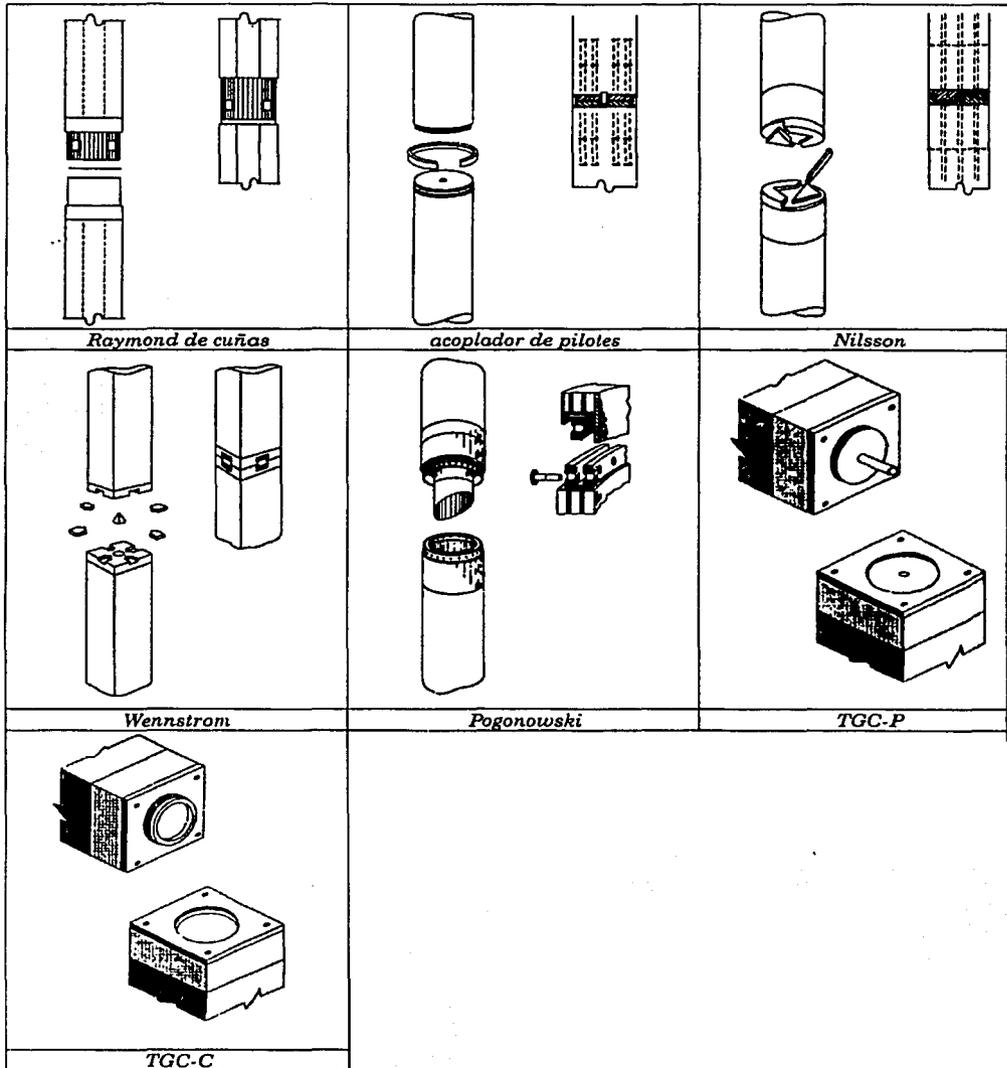


Figura 2.13 (continuación) Juntas para unión de pilotes de concreto

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 2.4 Comparativa entre juntas para pilotes (Bruce and Hebert, 1974; Santoyo, 1996)

| Junta | Tipo | Origen | Intervalo de tamaños cm | Tiempo de unión en campo minutos | Resistencia % | | |
|----------------------|-----------------|-------------|-------------------------|----------------------------------|---------------|---------|---------|
| | | | | | Compresión | Tensión | Flexión |
| Mauier | Mecánica | Canadá | 25-33 | 30 | 100 | 100 | 100 |
| Herkules | Mecánica | Suecia | 25-51 | 20 | 100 | 100 | 100 |
| ABB | Mecánica | Suecia | 25-30 | 20 | 100 | 100 | 100 |
| NCS | Soldada | Japón | 30-119 | 60 | 100 | 100 | 100 |
| Tokyu | Soldada | Japón | 30-119 | 60 | 100 | 100 | 100 |
| Raymond cilíndrica | Soldada | EU | 91-137 | 90 | 100 | 100 | 100 |
| Bolognesi-Moretto | Soldada | Argentina | Variado | 60 | 100 | 55 | 100 |
| Atornillada Japonesa | Atornillada | Japón | Variado | 30 | 100 | 90 | 90 |
| Brunsplice | Conector | EU | 30-46 | 20 | 100 | 20 | 50 |
| Anderson | Camisa | EU | Variado | 20 | 100 | 0 | - |
| Fuentes | Camisa Soldada | Puerto Rico | 25-30 | 30 | 100 | 100 | 100 |
| Hamilton | Camisa | EU | Variado | 90 | 100 | 75 | 100 |
| Cemento - Clavija | Clavija | EU | Variado | 45 | 100 | 40 | 65 |
| Macalloy | Postensada | Inglaterra | Variado | 120 | 100 | 100 | 100 |
| Mouton | Combinación | EU | 25-36 | 20 | 100 | 40 | 100 |
| Raymond Cuñas | Cuña Soldada | EU | Variado | 40 | 100 | 100 | 100 |
| Acoplador | Anillo Conector | EU | 30-137 | 20 | 100 | 100 | 100 |
| Nilsson | Mecánica | Suecia | Variado | 20 | 100 | 100 | 100 |
| Wennstrom | Cuña | Suecia | Variado | 20 | 100 | 100 | 100 |
| Pogonowski | Mecánica | EU | Variado | 20 | 100 | 100 | 100 |
| TGC-C | Mecánica | México | - | - | 100 | 100 | 100 |
| TGC-P | Mecánica | México | - | - | 100 | 100 | 100 |
| Thorburn | - | Escocia | - | - | - | - | - |

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

2.2.3 Concreto

Los materiales usados para fabricar concreto deberán cumplir con las normas de calidad establecidas en las NTC-96. El cemento utilizado puede ser de los tipos I, II, III o IV para pilotes en contacto con agua dulce. Para aquellos en contacto con agua salada se recomienda el cemento puzolánico o tipo II.

Una diferencia muy importante con respecto al concreto para pilas es que, el concreto para pilotes debe tener el mínimo revenimiento para ser manejado y colocado, del orden de 0 a 7.5 cm. Se recomienda que la relación agua cemento sea la mínima posible, pues de ésta depende la durabilidad del concreto. También para fines de durabilidad, se recomienda que el concreto contenga por lo menos 340 kg de cemento por m^3 y, para ambientes marinos o agresivos, por lo menos 390 kg por m^3 .

Es favorable que el aire contenido en el concreto sea de 4 a 8%, dependiendo del tamaño del agregado. Para ambientes marinos, es conveniente el uso de aditivos inclusores de aire.

El concreto se deberá vibrar con alta frecuencia. El curado se hará manteniendo húmedo el concreto durante por lo menos 7 días y por arriba de $7^{\circ} C$ o, hasta que se haya adquirido la resistencia suficiente para evitar deformaciones.

Cimbra

Los pilotes habitualmente se construyen de sección cuadrada, circular, triangular, hexagonal y octagonales. La cimbra cumple con la importante función de dar al pilote la sección uniforme a todo lo largo o, si es el caso, la sección variable.

La cimbra se instala sobre una cama de colado que puede ser una plataforma de concreto de 10 cm de espesor, equipada para fijar la cimbra. La cimbra puede ser de tableros de madera, de metal o de plástico, pero siempre deberá tener la suficiente rigidez para no deformarse con la presión del concreto al ser colocado o durante la vibración de éste. En los pilotes cuadrados se deberán achaflanar todas las esquinas.

La colocación del concreto se podrá efectuar con bombas, carretillas, canaletas u otros, pero cuidando que no se segregue.

Para pilotes de concreto preesforzado se utilizan concretos de resistencia mayores de 400 kg/cm^2 . Se requieren equipos de maniobras y preparativos especiales en las camas y cimbras. Las camas son comúnmente de 100 o 200 m de largo, deben tener columnas de reacción o pesos muertos para fijar el acero tensado en una posición única. Pueden ser de sección cuadrada, circular, hexagonal u octagonal. La cimbra debe ser metálica ya que generalmente se curan con vapor o autoclave. Es común fabricarlos con huecos para disminuir su peso, que después puedan rellenarse con concreto.

2.2.4 Hincado

Para el hincado de pilotes se requiere básicamente del siguiente equipo:

- Grúa
- Guía o resbaladera
- Casquete
- Martillo

Guía

La guía va montada sobre la pluma de la grúa. Su función es alinear el pilote para que penetre en posición correcta; también mantiene alineados al martillo con el pilote para que los golpes sean centrados. Hay diversas secciones transversales para las guías siendo las tipo cajón las más habituales. La figura 2.14 muestra la configuración para el hincado de pilotes.

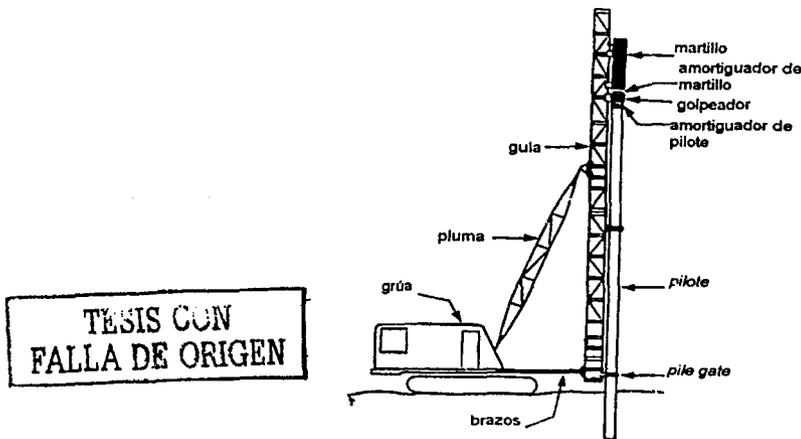


Figura 2.14 Hincado de pilotes

Pueden utilizarse guías colgantes que ofrecen ciertas ventajas como son el bajo costo, ligereza, simplicidad y un manejo más versátil para colocar varios pilotes desde una sola posición de la grúa. Para fijar y alinear éstas guías se utilizan puntas en la parte inferior de la guía. Lo recomendable es que la distancia de la punta de la pluma a la guía sea lo más corta posible.

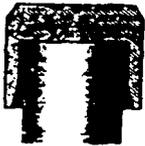
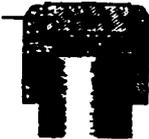
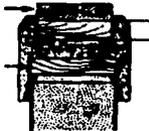
Las guías fijas se unen en la parte superior a la punta de la pluma y en la parte inferior se unen con brazos fijos o telescópicos a la parte inferior de la cabina. Se pueden colocar únicamente pilotes verticales o con inclinación en la dirección del eje de la grúa. Las guías

móviles son una variante de las anteriores. La unión con la pluma permite que la guía se desplace verticalmente.

Casquete

El casquete es una "caja" de acero con dos cavidades, una por arriba para colocar el amortiguador del martillo o sufridera y, uno abajo para el amortiguador del pilote. El casquete debe ajustar con la geometría de la cabeza del pilote, dándole la holgura necesaria para un buen acomodo y libertad para giros ligeros, pero garantizando que los golpes se transmitirán en el centro del pilote.

La sufridera puede ser una placa de acero, trozos de cable y una placa de acero sobre éstos, una placa de plástico resistente o madera. La energía que transmitan al pilote depende de sus propiedades de elasticidad. Para el amortiguador del pilote se puede emplear madera y placas de acero y aluminio intercaladas. En la fig 2.15 se muestran diferentes amortiguadores y sus factores de reducción.

| | | | |
|--|---|--|--|
| sin amortiguador $R = 1.0$ |  | placa de acero $R = 1.1$ |  |
| placa de acero láminas de plástico o algodón y placas de acero, aluminio intermedias $R = 1.75$ a 2.0 |  | placa de acero y madera $R = 2.6$ |  |
| madera $R = 2.8$ a 3.0 |  | placa de acero, madera y madera $R = \sim 4.0$ |  |

R: factor de reducción

Figura 2.15 Amortiguadores (delmag)

TESIS CON
FALLA DE ORDEN

Martillo

El martillo es el encargado de empujar al pilote dentro del suelo. Deberá escogerse correctamente el tipo y capacidad del martillo, para ello existen diferentes métodos:

- Fórmulas dinámicas: dan malos resultados por lo que no se aconseja su uso.
- Reglas empíricas: útiles para una primera aproximación.

| Tipo de pilote | Relación de peso Martillo/Pilote | |
|----------------|----------------------------------|----------------|
| Concreto | W~0.3 a 0.5 P | |
| Tubo de acero | W~0.5 a 2.0 P | Arena seca |
| | W~2.0 a 2.5 P | Arena saturada |
| | W~2.5 a 3.0 P | arcilla |
| Sección H | W~0.5 a 2.0 P | |

Tabla 2.5 Regla empírica para selección de martillo (Harris, 1983)

La energía deberá ser $> 3 \text{ kg}\cdot\text{m}$ por cada 10 kg de pilote. Además la tabla 2.5 supone que se utiliza un martillo diesel de acción sencilla para hincar un pilote de punta sin perforación previa.

- Análisis con ecuación de onda: con éste método se puede seleccionar el martillo que permitirá el hincado a una determinada profundidad y con una determinada carga de diseño. Se pueden establecer las características del martillo y de los amortiguadores. Es considerada la mejor técnica disponible para la selección del equipo.

Al comenzar a instalar el pilote, éste debe ser izado de la cama de colado o de su lugar de almacenamiento, cuidando de sujetarlo de las "orejas" previamente instaladas para tal fin. La punta debe ser colocada en el lugar indicado por los planos o en la perforación previa si es el caso; se orientarán las caras si es necesario y se acoplará la cabeza del pilote al casquete. Se alinearán y orientarán en conjunto el pilote, la guía y el martillo; para lograr la verticalidad se pueden emplear dos plomadas en ejes perpendiculares con vértice en el pilote. Será necesario el movimiento de la grúa y la pluma para alinear correctamente el pilote. Después es accionará el disparador del martillo para comenzar al hincar el pilote.

Para tener un control más sencillo de los golpes por cada metro de avance, se recomienda hacer marcas a cada metro en el fuste del pilote antes de izarlo.

Es muy importante colocar en su posición correcta al pilote desde un principio pues una vez que se ha hincado, si se trata de corregir su posición o verticalidad se corre el riesgo de dañarlo.

En el caso de pilotes segmentados, hincados sin perforación previa, se recomienda no detener el hincado para realizar la junta cuando la punta esté apoyada en un lente resistente,

debido a que durante la instalación de la junta el suelo desarrolla más adherencia con el pilote o, "congelamiento del suelo" como también se le llama, y que, sumada a la resistencia del lente, podría dificultar la continuación del hincado. Con la ayuda de un sondeo de cono se puede estimar la capacidad de carga que podría desarrollar un lente duro. Aquellos lentes con capacidad mayor que 50 kg/cm^2 o de espesor mayor al ancho del pilote se recomienda perforarlos previamente.

Es preferible el uso de martillos pesados con baja velocidad de impacto o carrera corta que el uso de martillos ligeros a alta velocidad o carrera larga. Los primeros tienen más efectividad.

La sufridera o amortiguador del martillo puede ser responsable en algunas ocasiones del daño de la cabeza del pilote. Un simple cambio de sufridera puede solucionar éste problema. Si se sabe que el hincado será difícil, se puede soldar una placa de acero al refuerzo longitudinal en la cabeza del pilote.

Es muy importante llevar un registro del número de golpes durante el avance del pilote, sobre todo al final del hincado para determinar el momento en que se llega a la energía de rechazo especificada en el proyecto. El registro sirve también para detectar la evolución de la fricción con la profundidad del hincado.

Los analizadores de hincado son dispositivos de medición que calculan la aceleración y la fuerza en la cabeza del pilote, calcula la fuerza de impacto máxima, la energía desarrollada, la resistencia del suelo movilizada y una prueba de hincado dinámica.

Finalmente, debe recordarse que es común durante la construcción la aparición de circunstancias no planeadas, que a veces imponen cambios a la estructuración proyectada o a los procedimientos de construcción. Si no se les pone suficiente atención a estos hechos pueden acarrear grandes problemas. Se recogen aquí los comentarios en este sentido de varios ingenieros:

"En la práctica de la construcción de las cimentaciones parece necesario mejorar el control de calidad de las obras, en particular respecto a la construcción de la subestructura y la localización e hincado de los pilotes de acuerdo a lo proyectado. Al respecto debe fomentarse la participación de los proyectistas en la construcción, con el objeto de ratificar oportunamente las consideraciones hechas para el diseño" (Auvinet y Mendoza, 1986).

"La presencia en campo del asesor geotécnico permite verificar el diseño de la cimentación ofreciendo una confiabilidad mayor. Además pueden realizarse modificaciones en beneficio del proyecto, que de otra manera obligan a tener un alto costo y mayores tiempos de ejecución. El costo del asesoramiento geotécnico durante la construcción es mínimo comparado con los ahorros logrados al disminuir cantidades de obra, movimientos de maquinaria, etc., además apoya a la supervisión en general" (Sanvicente y Holguín, 1992).

3. PRUEBAS DE CARGA

Las pruebas de carga consisten en un simulacro a escala natural del comportamiento que tendrán los pilotes ante cargas estáticas y dinámicas. Ante las grandes incertidumbres que pueden llegar a existir en el conocimiento de las propiedades de los suelos, así como del comportamiento de la interacción pilote-suelo, las pruebas de carga reducen en gran medida dichas incertidumbres. Sin embargo, no siempre es recomendable su ejecución pues en caso de ser una obra pequeña lo más recomendable es, desde un punto de vista económico, realizar una cimentación con criterios conservadores. En las grandes obras por el contrario, las pruebas de carga pueden significar grandes ahorros. Una buena ejecución de las pruebas puede ayudar a corregir errores de procedimiento constructivo y a determinar la capacidad de carga, por punta o por fricción, de una manera más confiable.

No debe de olvidarse que para poder corregir errores del proceso constructivo es necesario tener un registro completo de las características de fabricación de la pila o pilote bajo prueba, así como de su hincado.

Básicamente existen dos tipos de prueba de carga: pruebas estáticas y pruebas dinámicas. Las primeras pueden ser de carga vertical, carga lateral o combinada. Las pruebas dinámicas sólo son verticales.

3.1 Pruebas de carga estática.

Simulan el comportamiento que tendrá el conjunto pilote-suelo cuando se le apliquen las cargas verticales de la estructura. Hay dos criterios básicos para realizar la prueba:

- **Criterio de carga controlada.** Permite calcular la capacidad de carga última que soporta el pilote usando alguno de los procedimientos abajo mencionados:

La primera variante es aplicar incrementos iguales de carga cada vez que la rapidez de asentamiento medida en la cabeza del pilote llegue a un valor mínimo previamente establecido, del orden de 0.25 mm/hr. Los incrementos suelen ser de 0.25 Qd hasta llegar a por lo menos 2Qd; la descarga se hace con decrementos de 0.25 Qmax o a cada 20 min. Las gráficas obtenidas se muestran en las figuras 3.1, 3.2 y 3.3.

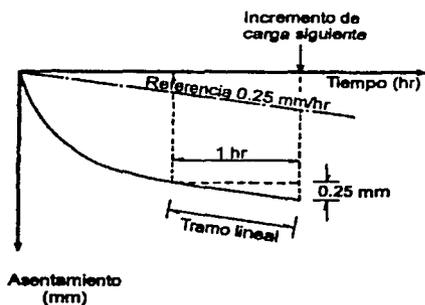


Figura 3.1 Control de la prueba

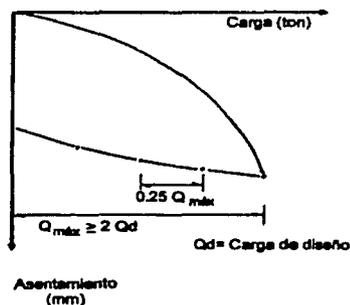


Figura 3.2 Etapas de descarga

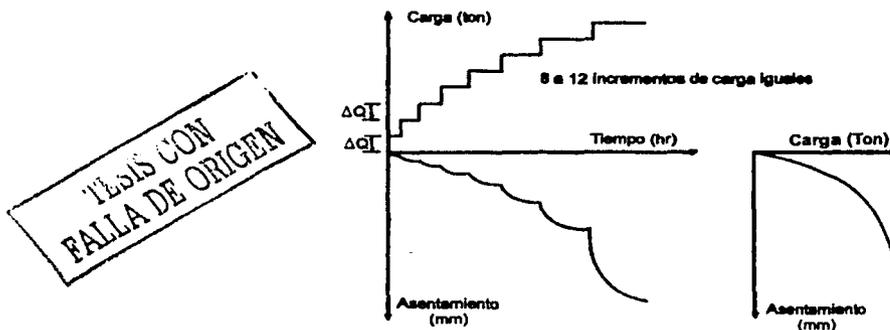


Figura 3.3 Gráficas carga vs. asentamiento y tiempo vs. carga y asentamiento

La segunda variante es aplicar incrementos de carga iguales a cada periodo constante de tiempo, del orden de 15 min. Los incrementos de carga son aproximadamente 5% de la carga última. Se recomienda que el intervalo máximo de tiempo sea de dos horas. La descarga se hace en forma similar a la primera variante, figura 3.4.

También se grafica la carga vs. el asentamiento ocurrido en los últimos tres minutos de cada periodo de 15 minutos mencionado arriba, figura 3.5.

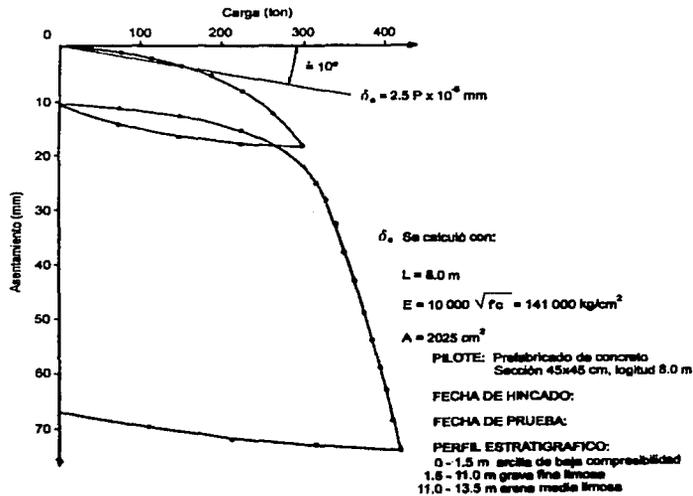


Figura 3.4 Gráfica carga vs. asentamiento

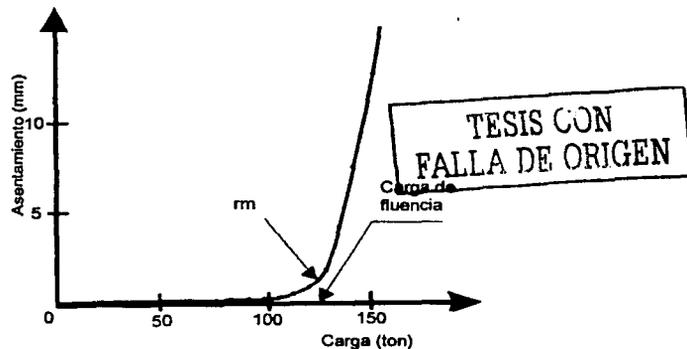


Figura 3.5 Gráfica carga vs. asentamiento de fluencia

Es posible combinar las dos primeras variantes, con dos ciclos de carga y descarga: en el primer ciclo se aplican incrementos de carga hasta alcanzar una rapidez mínima de asentamiento, una vez lograda la carga total, entre 1 y 2Qd, se descarga. Se realiza el otro ciclo con incrementos de carga a tiempo constante hasta llegar a la carga máxima del ciclo anterior, entonces se continua cargando con incrementos de 0.1 Qd con el criterio de rapidez de asentamiento mínima hasta llegar a la carga máxima que se mantiene durante por lo menos dos horas. La descarga se hace con decrementos de 0.25 Qmax a intervalos de 20 min. Ver figura 3.6.

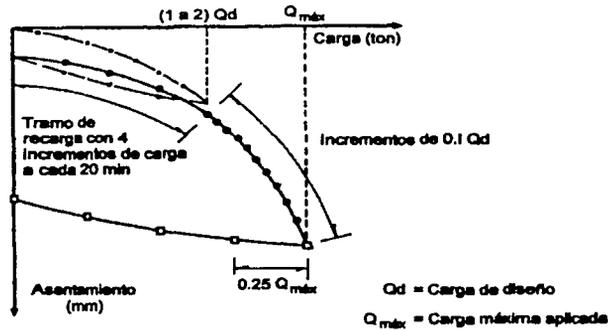


Figura 3.6 Prueba con dos ciclos de carga - descarga

Otra forma de realizar la prueba es por medio de cargas cíclicas, pasando de una carga mínima a una máxima y viceversa (usualmente la máxima es el doble de la primera), en la cual se determina la carga de fluencia. Los cambios de carga se hacen hasta que los asentamientos sean constantes, midiéndose cada dos minutos. Los incrementos de carga se hacen progresivamente mayores pudiendo ser: de $1/8$ a $1/16$, de $1/4$ a $1/8$, de $3/8$ a $3/16$ y de $1/2$ a $1/4$ de la carga última. Para los incrementos iniciales se realizan 10 ciclos, para los siguientes 15 y para el ciclo con carga última 20 ciclos. Figuras 3.7, 3.8, 3.9.

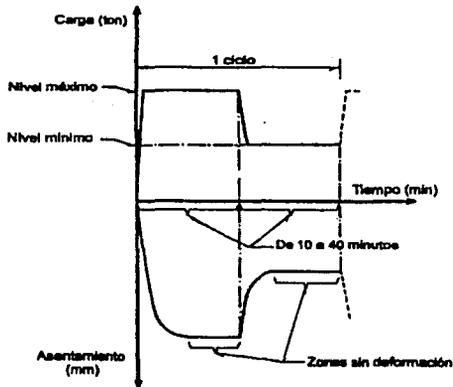


Figura 3.7 Control de un ciclo

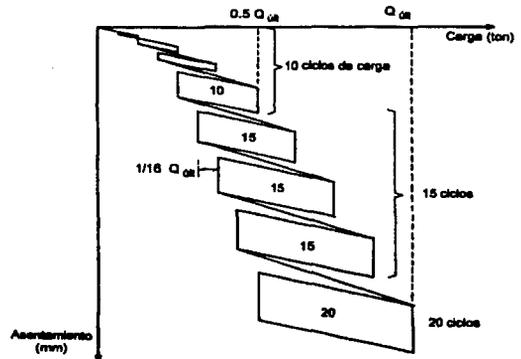


Figura 3.8 Secuencia de una prueba con carga cíclica

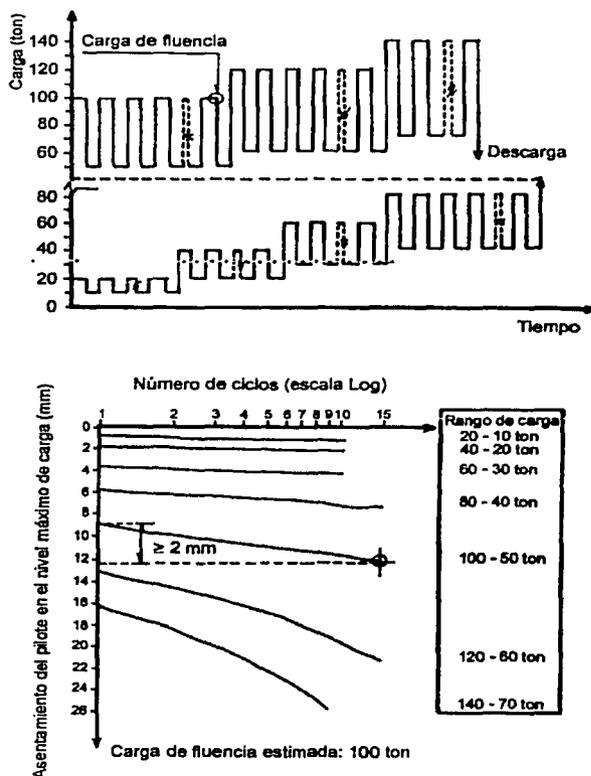


Figura 3.9 Resultados de una prueba con carga cíclica

- Criterio de desplazamientos controlados.

Las pruebas con desplazamientos controlados se realizan con el fin de disminuir el tiempo de prueba para determinar la capacidad de carga.

Una forma de realizar esta prueba es variar la carga aplicada de tal forma que los asentamientos sean constantes. Un nuevo incremento de carga se aplica hasta que la variación de la carga anterior sea de un valor mínimo previamente fijado. Figura 3.10.

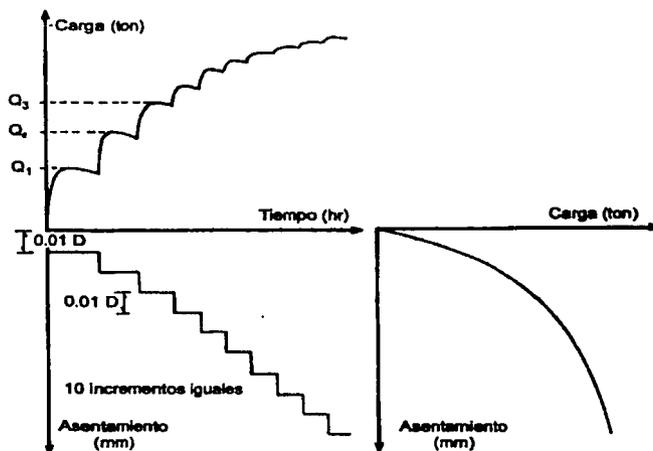


Figura 3.10 Resultados de una prueba de carga con asentamientos controlados

Otra forma es variar la carga aplicada de tal forma que el pilote tenga una rapidez de penetración constante, de 0.25 a 0.125 mm/min en suelos predominantemente cohesivos. Se descarga el pilote cuando penetre 15% de su diámetro o cuando se llegue a la capacidad del sistema de carga. Figura 3.11.

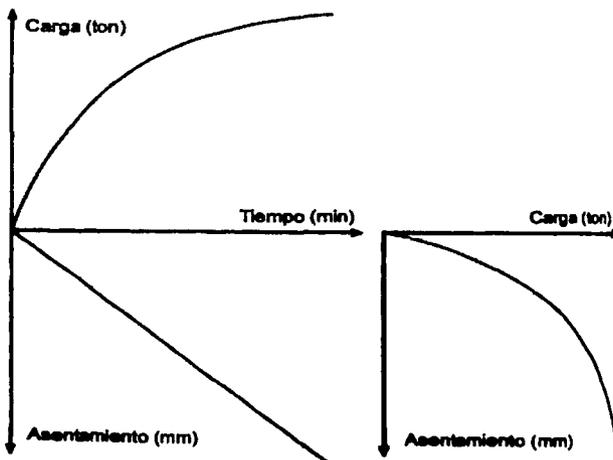


Figura 3.11 Resultados de una prueba de carga con rapidez de penetración constante

Para la realización de las pruebas de carga se necesita básicamente un sistema de reacción, un equipo para aplicar la carga y los dispositivos de medición.

El sistema de reacción puede ser una plataforma cargada con un lastre ligeramente mayor a la carga que se espera aplicar al pilote o pila. Pueden ser otros pilotes que sirvan como anclas o también viguetas de anclaje. En todos los casos se deben tomar medidas de precaución para que el sistema de reacción no influya en el comportamiento del conjunto pilote-suelo.

El equipo de aplicación de carga puede ser un lastre sobre vigas, en cuyo caso las vigas sólo sirven para transmitir la carga al pilote. No es muy recomendable porque se corre el riesgo de desajustar los instrumentos de medición al aplicar bruscamente las cargas.

Un sistema hidráulico de presión es más recomendable ya que permite controlar de mejor manera los incrementos de carga. Si se utiliza un dispositivo electrohidráulico se puede mantener la carga constante aun con asentamientos del pilote o, caso contrario, mantener un asentamiento constante variando la carga. Se debe cuidar que la carrera del pistón sea suficiente para seguir cargando incluso con los máximos asentamientos y que la cabeza del pistón tenga algún elemento esférico que impida la trasmisión de momentos.

Las variables a medir en pruebas de carga de pilotes o pilas son los asentamientos, las cargas y los tiempos en que ocurren. Para las cargas es posible utilizar manómetros en la cámara de aceite del gato hidráulico o celdas de carga con transductores (strain-gages). Las deformaciones se miden con micrómetros montados en un puente fijo que no se vea afectado por el asentamiento del pilote, con el vástago de medición apoyado en placas fijadas a la cabeza del pilote. Otra alternativa es adherir una escala de medición al pilote y realizar las mediciones con la ayuda de un nivel topográfico. Otro método aún más sencillo es colocar un espejo junto a la escala y un cable tensado horizontalmente, la lectura se realiza alineando el cable con su reflejo y en ese momento tomar la medida. La precisión de los métodos disminuye en el orden en que se mencionaron.

Cuando se quiere conocer la variación de la carga a distintas profundidades del pilote, para relacionar la resistencia de punta con la resistencia por fricción, se hace una instrumentación interna con celdas de carga.

Interpretación de las pruebas.

La forma de las gráficas carga vs. asentamiento nos indican la forma en que se está transmitiendo la carga del pilote al suelo: por punta, por fricción o por una combinación de ambas.

Los pilotes o pilas que transmiten la carga principalmente por punta presentan una gráfica similar a la tipo P mostrada en la figura 3.12. Se presentan cuando el pilote se apoya en un estrato que no falla ante la carga impuesta; la gráfica trazada puede quedar por arriba de δ_c

por la pequeña contribución de la fricción a soportar la carga. δ_e representa la compresión elástica equivalente de una columna con las mismas características de la pila o pilote.

Las cimentaciones que trabajan por fricción presentan una gráfica tipo FF o FG. En suelos finos la carga y asentamiento crecen a inicio de la prueba, hasta llegar a un punto en que el asentamiento aumenta con carga máxima que luego se reduce, y que puede estar limitada por la resistencia residual del suelo.

Las pilas y pilotes que trabajan con una combinación de carga por punta y por fricción tienen una gráfica del tipo PF, intermedia entre P y FF. La geometría de pila o pilote determina la relación entre las resistencias de punta y fricción.

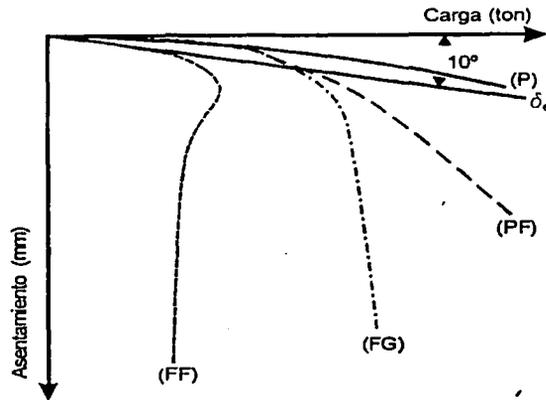


Fig. 3.12 Formas típicas de la gráfica carga vs. asentamiento (prueba con rapidez de penetración constante)

Para la determinación de la capacidad de carga se utilizan dos criterios: carga última y carga de fluencia:

La carga última se determina en el momento en que el suelo de soporte ha alcanzado su resistencia.

La carga de fluencia corresponde a la carga máxima alcanzada antes de presentarse un asentamiento excesivo ante un incremento de carga o un determinado número de ciclos de carga.

La carga última se determina con base en los mecanismos de transmisión de carga: la capacidad de carga por fricción se alcanza cuando se presenta un desplazamiento relativo entre pilote y suelo de 6 a 10 mm, mientras que la capacidad de carga por punta requiere un asentamiento de 10% del diámetro para pilotes hincados y 30% para pilotes y pilas coladas en el sitio.

Algunos de los criterios más usados basados en los conceptos arriba mencionados se presentan en la figura 3.13.

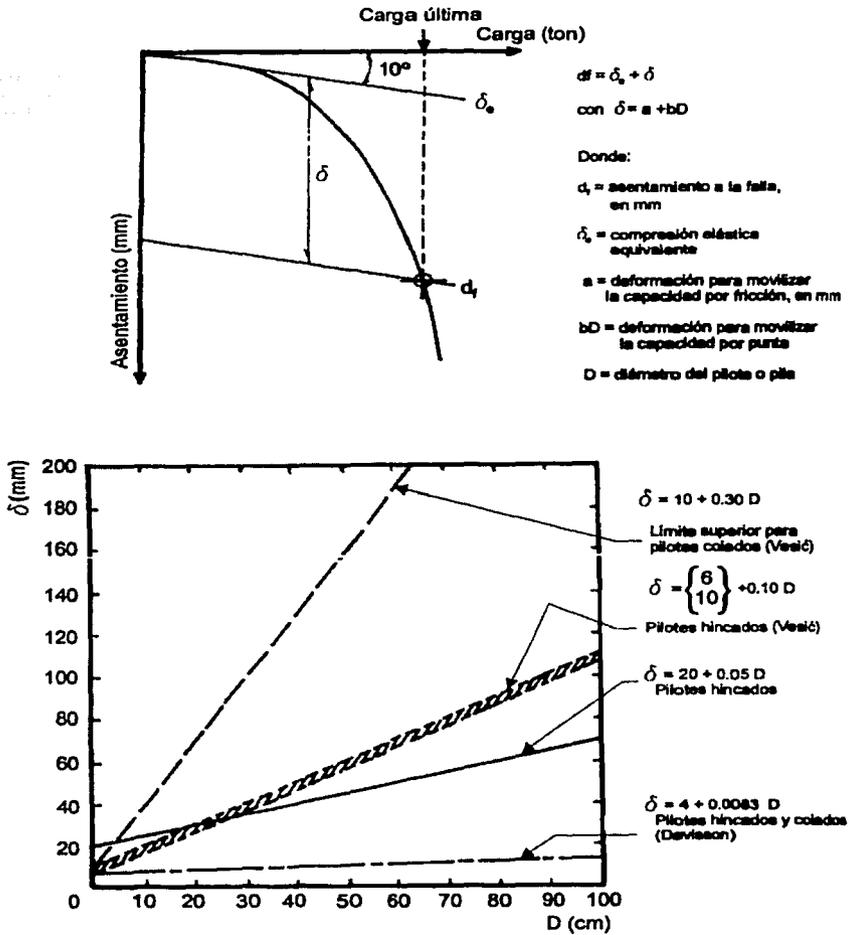


Figura 3.13 Determinación de la carga última

La carga de fluencia para pruebas de carga controlada se obtiene de la gráfica 3.5 y corresponde al punto de la gráfica con mayor curvatura.

En el caso de pruebas cíclicas, la carga de fluencia corresponde a la carga máxima, dentro del intervalo de cargas aplicado, que provoque una pendiente de 2 mm de asentamiento en 15 ciclos de carga. En la gráfica 3.9 se ejemplifica la obtención de la carga de fluencia.

Debe tenerse en cuenta que, el tiempo transcurrido entre el hincado del pilote y la realización de la prueba de carga es un factor muy importante, que puede hacer variar en forma importante los resultados.

Si se trata de arcillas, el pilote remodela el suelo alrededor del fuste, incrementa la presión de poro y los esfuerzos a los que está sometido. Con el tiempo, el suelo se vuelve a reestructurar por sus características tixotrópicas y se consolida, lo que induce un incremento de la capacidad de carga. En la mayoría de los casos es suficiente dejar pasar un periodo de 3 a 30 días después del hincado para que se desarrolle la mayor parte del fenómeno, (Peck, et al., 1974).

En caso de ser limos no plásticos y arenas finas, durante el hincado puede incrementarse notablemente la presión de poro y presentarse una mayor resistencia a la penetración del pilote. En este caso se puede dar una interpretación equivocada de la resistencia de desplante. Con el paso del tiempo se disipa el incremento de presión de poro y puede efectuarse la prueba obteniendo resultados más confiables.

3.2 Pruebas de carga lateral

Las pruebas de carga lateral adquieren importancia en obras en las que se presentan fuerzas horizontales de importancia tales como rompeolas o muelles, que soportan las fuerzas de impacto de los barcos que atracan. También en la cimentación de pilas de puentes se presentan fuerzas horizontales debidas al frenado y tracción de cargas móviles. Por otra parte, si la pila de cimentación se encuentra en un río caudaloso puede ser necesario utilizar pilotes inclinados en la dirección transversal al puente. Para el caso de construcciones en la Ciudad de México, las cimentaciones profundas de edificios altos, torres de transmisión y grúas torre, entre otros, se ven sometidos a cargas laterales debidas a sismo y a viento. En adelante se describen muy brevemente las pruebas de carga lateral.

El objetivo de estas pruebas es observar el comportamiento de pilotes y pilas verticales al ser sometidos a cargas horizontales. Si son pilotes inclinados, la carga aplicada en la prueba es generalmente perpendicular al eje longitudinal del pilote.

En general se puede hablar de tres tipos de prueba de carga lateral: 1) prueba de carga estática con velocidad de deformación mínima al fin de un incremento de carga, 2) prueba de carga estática con velocidad de carga constante y 3) prueba cíclica de carga y descarga.

Para los dos primeros casos se aplican incrementos de carga iguales, de aproximadamente 20% de Q_{LD} (carga lateral de diseño) hasta alcanzar la carga máxima de por lo menos

$2Q_{LD}$. Los incrementos de carga se aplican una vez que se ha llegado a una velocidad de deformación mínima establecida con anterioridad ó, cuando se cumple un periodo de tiempo, fijo para todos los incrementos de carga.

Para el caso de prueba cíclica, se carga el pilote cada 15 minutos con incrementos de $0.25 Q_{LD}$ hasta llegar a Q_{LD} . La descarga se hace de la misma forma en que se cargó pero con periodos de tiempo de 20 minutos. Finalmente se realiza un último ciclo en que se llega a por lo menos el doble de Q_{LD} . También puede efectuarse la prueba con desplazamientos laterales cíclicos de una fracción del diámetro del pilote, con una frecuencia establecida.

La instalación para la prueba de carga lateral requiere de un sistema de reacción, un equipo de aplicación de carga y dispositivos de medición.

Un par de pilotes pueden ser recíprocamente el sistema de reacción del otro y de esta forma se pueden ensayar dos pilotes simultáneamente. Es conveniente que los pilotes tengan una separación mínima de 10 diámetros para que la interacción entre ellos sea baja. Una estructura existente o bloques de concreto también pueden funcionar de sistemas de reacción.

El equipo de carga necesario consiste de un sistema hidráulico, vigas de extensión, apoyos esféricos y placas de apoyo. Las vigas de extensión permiten que el sistema de reacción y el elemento a probar estén a mayor distancia y haya menor interacción. Los apoyos esféricos impiden la transmisión de momentos. Las placas de apoyo se colocan con mortero en las paredes del pilote y su función es evitar la concentración de esfuerzos en un punto.

Los dispositivos de medición de la carga aplicada pueden ser un manómetro en el sistema hidráulico o una celda de carga electrónica. Para medir la deflexión lateral e inclinación del pilote se utiliza un arreglo de micrómetros. Un sistema adicional para comprobar las lecturas tomadas con los micrómetros puede ser el empleo de un tránsito topográfico, con el que se puede leer una escala milimétrica adherida al pilote.

Con las lecturas tomadas se pueden construir las siguientes gráficas:

Penetración vs. número de golpes

Recuperación elástica

Carga vs. deflexión lateral

Carga y deflexión lateral vs. tiempo

Deflexión lateral vs. número de ciclos.

En el análisis de los resultados se determina el módulo de reacción lateral del suelos para los niveles de carga aplicados. Cabe resaltar que la prueba no es representativa de aquellos casos en que el movimiento de la cabeza del elemento está restringido, cuando el elemento es parte de un grupo o cuando se le somete a carga sostenidas o un número grande de ciclos.

3.3 Pruebas de carga dinámica.

Las pruebas de carga dinámica predicen la capacidad de carga de un pilote por medio de la utilización de la ecuación de onda. Al pilote se le deben colocar instrumentos electrónicos de medición tales como acelerómetros y deformímetros, y una unidad de adquisición de datos registrará todas las mediciones durante el hincado del pilote.

Al hincar el pilote, el martillo provoca una onda de esfuerzo que inicia en la cabeza, viaja por el fuste y al llegar a la parte que está en contacto con el suelo sufre una atenuación por efecto de la fricción entre fuste y suelo. Si la atenuación no es total, parte de la onda llegará hasta la punta y luego se reflejará. El pilote penetrará si el esfuerzo en la punta es mayor que la resistencia última del suelo.

Las fuerzas y aceleraciones inducidas en el pilote son funciones de la estratigrafía del suelo y de su resistencia al corte. Conociendo las dimensiones del pilote, las propiedades del material del que está hecho y además la forma en que se propaga la onda provocada por un impacto, se puede establecer la resistencia dinámica del pilote y predecir su resistencia ante carga estáticas. La propagación de la onda se caracteriza por medio de la variación con el tiempo de la fuerza y la velocidad.

El procedimiento para la realización de la prueba puede ser el propuesto en la norma ASTM D-4945-89. En resumen la prueba se hace de la siguiente manera:

1. Colocado el pilote a nivel del terreno natural se le coloca un acelerómetro en un extremo y por el otro se le golpea con un martillo manual. Con un analizador se registra la señal del acelerómetro y se mide el tiempo entre picos de aceleración. La distancia recorrida se divide entre el tiempo obtenido y así se determina la velocidad de onda.
2. Se le hacen marcas al pilote que faciliten su medición en cualquier instante del hincado. Se hacen las preparaciones necesarias para fijar los transductores y luego se iza para colocarlo en posición de hincado, con el martillo bien alienado. Después se fijan y prueban los transductores.
3. Se toman mediciones del funcionamiento del martillo. Se cuenta el número de impactos para una longitud de penetración dada. También se mide la altura de caída del martillo.
4. Se confirma la calidad de las mediciones comparando las gráficas de fuerza y velocidad vs. tiempo. Debe existir proporcionalidad entre las señales de fuerza o transductores de deformación y la aceleración, velocidad o transductores de desplazamiento. En caso contrario se deberán revisar todos los pasos anteriores y corregir.
5. Se realizan las mediciones durante la ejecución de la prueba grabando las señales de los transductores en la unidad analizadora. Directamente en la pantalla del analizador aparecen las gráficas de fuerza y velocidad de cada impacto. En el análisis se utilizan los registros de fuerza y velocidad de impactos representativos. La aceleración máxima se determina con el acelerómetro.

A partir de los datos geométricos y del material del pilote, así como de los datos del martillo y de los transductores, el analizador proporciona las siguientes gráficas:

Fuerza y velocidad vs. tiempo.

Cada impacto genera un registro de fuerza y velocidad vs. tiempo en la cabeza del pilote, figura 3.14.

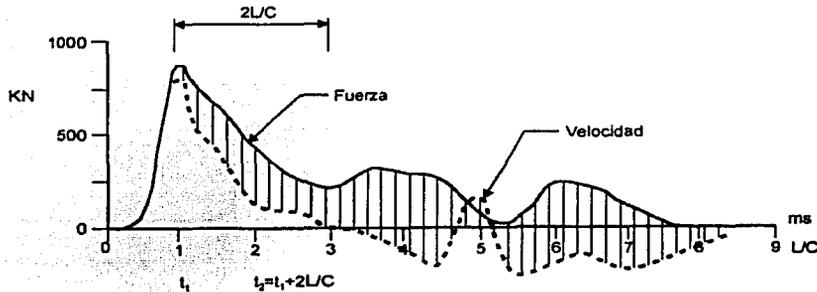


Figura 3.14 Gráfica de fuerza y velocidad vs. tiempo

Esfuerzo de compresión máximo y promedio vs. penetración.

Esta gráfica es útil para determinar que tan alejados del centro del pilote están los golpes del martillo. En la sección donde están colocados los transductores se puede conocer el esfuerzo de compresión máximo y promedio; si el esfuerzo máximo es muy distinto del promedio se tiene un caso como el mostrado en la figura 3.15 en el que no se golpeó axialmente al pilote.

Esfuerzo de tensión máximo vs. penetración.

Los esfuerzos de tensión son máximos cuando se está atravesando un estrato duro o cuando se ha llegado al estrato de apoyo para pilotes que trabajan predominantemente por punta, figura 3.15.

Energía máxima transmitida vs. penetración.

Esta gráfica sirve para evaluar la eficiencia del martillo a partir de la energía máxima transmitida al pilote a lo largo del hincado, figura 3.15.

Fuerza máxima transmitida vs. penetración.

De la energía máxima transmitida se determina la fuerza máxima transmitida. Esta variable puede ser importante en los casos de sobrehincado que pueden provocar daños estructurales al pilote, figura 3.15.

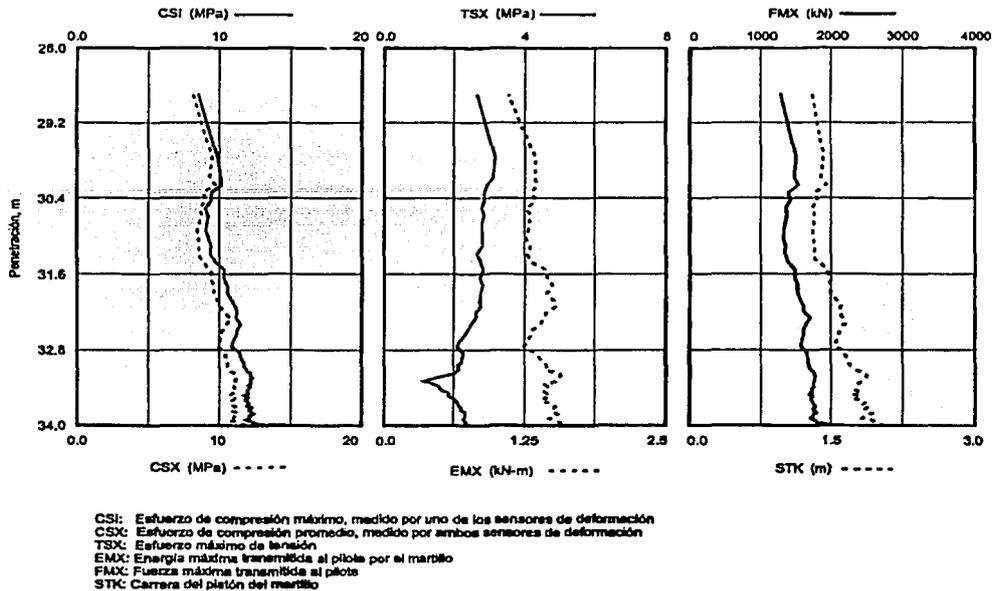


Figura 3.15 Resultados de una prueba de carga dinámica

Interpretación de la prueba.

El método CASE desarrollado en la universidad Case de Cleveland considera que el pilote siempre se encuentra en su rango elástico y utiliza las siguientes ecuaciones:

$$R = \frac{1}{2} [F(t_1) + F(t_2)] + \frac{mc}{2L} [V(t_1) - V(t_2)]$$

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

en donde:

- R resistencia total del pilote
- t_1 y t_2 tiempos significativos de un impacto
- L longitud del pilote
- V velocidad de la cabeza del pilote
- c velocidad de propagación de la onda en el pilote
- m masa del pilote
- E módulo de Young del pilote
- ρ densidad de masa del pilote

La resistencia total R es la suma de R_s+D , que son las componentes estática y dinámica:

$$R = R_s + D$$

$$D = J V_p$$

en donde:

J constante de amortiguamiento que depende del tipo de suelo
 V_p velocidad de la punta del pilote

En términos de las fuerzas y velocidades medidas en dos tiempos se obtiene:

$$R_s = \frac{1-J_c}{2} [F(t_1) + ZV(t_1)] + \frac{1+J_c}{2} [F(t_2) - ZV(t_2)]$$

en donde:

Z impedancia o fuerza que opone el pilote al cambio en su velocidad
 J_c constante de amortiguamiento normalizada

$$Z = \frac{EA}{c} \quad \text{y} \quad J_c = \frac{J}{Z}$$

A área de la sección transversal del pilote

En la tabla 3.1 se presentan valores usuales de J_c .

| Material | Amortiguamiento J_c |
|------------------|-----------------------|
| Arenas limpias | 0.10-0.15 |
| Arenas limosas | 0.15-0.25 |
| Limos | 0.25-0.40 |
| Arcillas limosas | 0.40-0.70 |
| Arcillas | 0.70-1.00 |

También es posible dar una interpretación cualitativa de las gráficas de velocidad y fuerza vs. tiempo para un determinado impacto de martillo durante el hincado. De acuerdo a la teoría, la separación de las gráficas indica la resistencia en el fuste del pilote por lo que el instante en que ocurra la separación es un indicador del aporte de la fricción lateral a la resistencia total; este instante se juzga por comparación con el tiempo $2L/c$ que es el tiempo de arribo de la onda de compresión. En las gráficas 3.16 y 3.17 se muestran velocidad y fuerza vs. tiempo para pilotes trabajando principalmente por punta y fricción respectivamente.

Las ventajas de las pruebas dinámicas son varias: toma un par de horas y los resultados preliminares son inmediatos, se obtiene la capacidad de carga del pilote y la forma en que se distribuye entre la punta y el fuste, se verifica la integridad del pilote pudiendo detectar grietas o fisuras, se estima la eficiencia del martillo y se puede corregir con oportunidad el número y características de los pilotes.

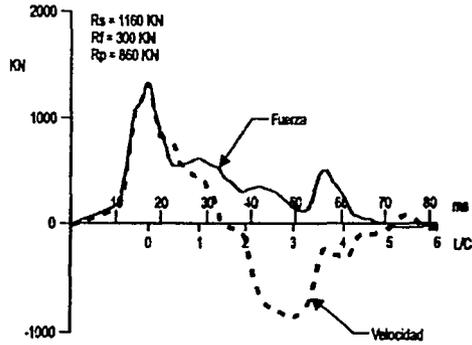


Figura 3.16 Gráfica de fuerza y velocidad vs. tiempo para pilotes de punta

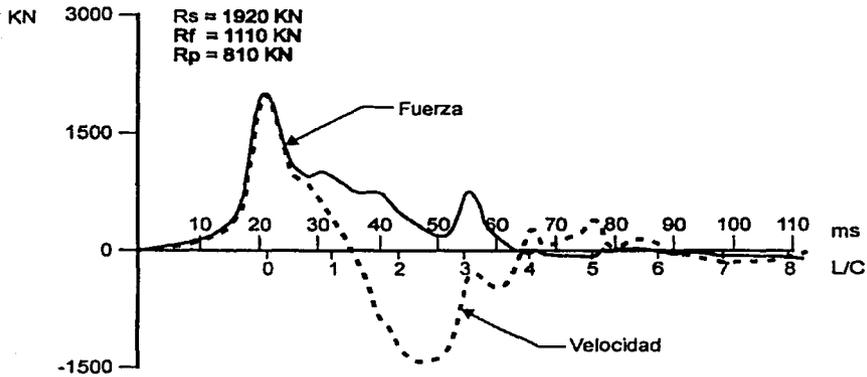


Figura 3.17 Gráfica de fuerza y velocidad vs. tiempo para pilotes de fricción

4. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS CIMENTADAS CON PILAS Y PILOTES EN EL DISTRITO FEDERAL

Un aspecto fundamental del diseño cimentaciones con base en pilotes es comprender su comportamiento. La experiencia dada por los años nos muestra que hay muchas variables que intervienen en el comportamiento de los pilotes, aún hoy en día no se sabe exactamente el grado de influencia que pueden llegar a desarrollar algunas de éstas variables. El problema sin duda se complica cuando la cimentación y la construcción en general son sujetas de un evento sísmico, ya que se agregan nuevas variables y se modifica la relación entre las variables al pasar del modo estático al dinámico.

Para realizar diseños más seguros de cimentaciones con pilotes, es necesario revisar las experiencias adquiridas en la construcción, operación y también en las fallas de edificaciones anteriores, con el fin de encontrar la forma en que determinadas variables pudieran influir en el comportamiento de la cimentación, ya sea positiva o negativamente. En este sentido, los lamentables hechos ocurridos en la Ciudad de México debidos a los terremotos de Septiembre de 1985, dieron a la ingeniería civil la oportunidad de adquirir una valiosa experiencia. Se observó en esa ocasión, entre otras cosas, que la ingeniería estaba aún muy lejos de llegar a comprender satisfactoriamente el comportamiento de las cimentaciones, que varias hipótesis de diseño no estaban suficientemente sustentadas y, que los edificios que presentaron fallas tenían errores de diseño y/o de construcción.

Rescatar éste aprendizaje es muy importante para que en el futuro no se repitan los mismos errores que causaron las pérdida de muchas vidas.

Por otra parte, también se presentan en ésta tesis los resultados recabados de varios trabajos de instrumentación de cimentaciones con pilotes, mismos que dan la oportunidad de corroborar las hipótesis de diseño y dar más certidumbre a su aplicación.

4.1 Cimentaciones con pilotes de punta

4.1.1 Comportamiento durante los sismos de 1985

Durante los sismos de 1985, el comportamiento de éste tipo de cimentaciones fue bastante satisfactorio en la mayoría de los casos. Sin embargo hubo casos en los que se presentaron problemas graves.

En el caso de edificios de cimentación profunda con pilotes de punta se da que los pilotes son forzados a deformarse horizontalmente por las ondas sísmicas, mientras que su movimiento es restringido por la inercia del edificio en forma de fuerza cortante a nivel de la cimentación, produciéndose en éstos flexión. A su vez el momento de volteo, principalmente en edificios altos, induce el incremento de la fuerza axial en los pilotes, sobre todo en los linderos. Son precisamente los pilotes periféricos los que se ven sometidos a las sollicitaciones de flexocompresión mas importantes, originando su falla o la penetración en la capa de apoyo, Figura 4.1 (Zeevaert, 1986).

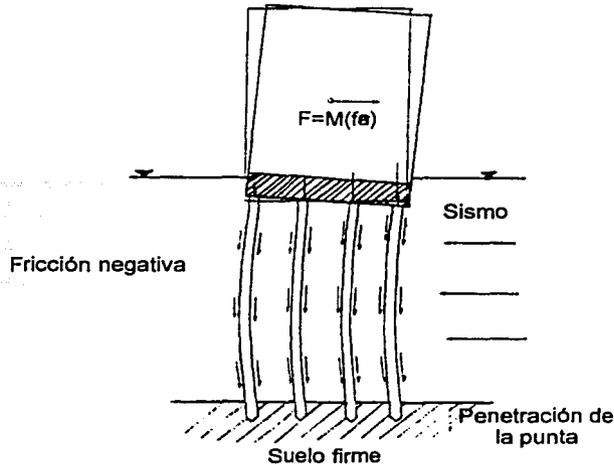


Fig. 4.1 Flexión de pilotes por la acción sísmica en el subsuelo

En Septiembre de 1985, en algunos edificios los pilotes de la periferia no soportaron las sollicitaciones de flexocompresión y fallaron, notándose que las cabezas de los pilotes fueron particularmente dañadas. Se presentaron importantes desplomes en varios edificios, hecho que hace admisible la hipótesis de que los pilotes penetraron en la capa de apoyo, que se pandearon o colapsaron.

En otros casos se observó que en las periferias de la cimentación, el suelo se asentaba en forma importante aunque sin daño aparente a la estructura. El asentamiento se puede atribuir a la separación entre suelo y pilotes, eliminando parcial o completamente la fricción negativa y en consecuencia el asentamiento inmediato del suelo por su propio peso. El aspecto negativo del asentamiento es que deja sin confinamiento lateral a la cabeza de los pilotes. Lo mismo sucede con el hundimiento regional, que ocasiona la emersión de las estructuras y en consecuencia deja a la parte superior de los pilotes e incluso a la zona de contratraves sin confinamiento. Los pilotes se vuelven entonces vulnerables estructuralmente ante la fuerza cortante a nivel de la cimentación (Auvinet y Mendoza, 1986).

4.1.2 Sollicitaciones secundarias.

Durante la recimentación de un edificio ubicado en la Ciudad de México, se descubrieron algunos aspectos sobre el comportamiento de los pilotes de punta que raramente son tomados en cuenta en forma manifiesta en el diseño.

La cimentación presentaba un mal comportamiento por lo que se propuso instalar en cada uno de los pilotes de punta un mecanismo de control de carga. Para ello, se realizaron excavaciones por debajo de la subestructura del inmueble y se cortaron las cabezas de los pilotes, uno por uno. Una vez que los pilotes fueron liberados de la restricción que les aplicaba la subestructura, los pilotes presentaron giros, deflexiones horizontales importantes y un fuerte rebote vertical (Auvinet y Gutiérrez, 1990).

El edificio se localiza en la zona lacustre pero muy cerca de la zona de transición. De acuerdo a la estratigrafía de un predio cercano, la formación arcillosa superior tiene numerosos lentes limo-arenosos intercalados. De acuerdo con un boletín de mecánica de suelos de la SRH, la zona tuvo un hundimiento regional del orden de 1.5 m entre 1963 y 1973. No hay información publicada posterior a 1973 pero el hundimiento parecía continuar a una velocidad poco inferior a 10 cm por año. El inmueble esta conformado por dos edificios interconectados. El edificio 1 tiene un área en planta de 1155 m², de los cuales 280 m² son ocupados por un solo nivel, el resto por once niveles. Tiene un sótano de 5 m de altura dividido en dos niveles, uno para maquinaria y otro para albergar zapatas y trabes. La estructura del edificio es resuelta con marcos de carga en dos direcciones. La subestructura es un cajón de cimentación apoyada en los pilotes de punta, que transmite la carga por medio de zapatas y contratraveses de gran peralte. Los pilotes son de sección octogonal de aproximadamente 40 cm de diámetro, con un hueco circular central de 11 cm de diámetro; están reforzados con 8 varillas del número 5 y zuncho de alambro de ¼ con paso de 9 cm. Se desconoce la profundidad de desplante. El edificio 2 tiene un área en planta de 816 m², de cuatro niveles. También esta resuelto con marcos de carga. La cimentación está constituida por zapatas corridas.

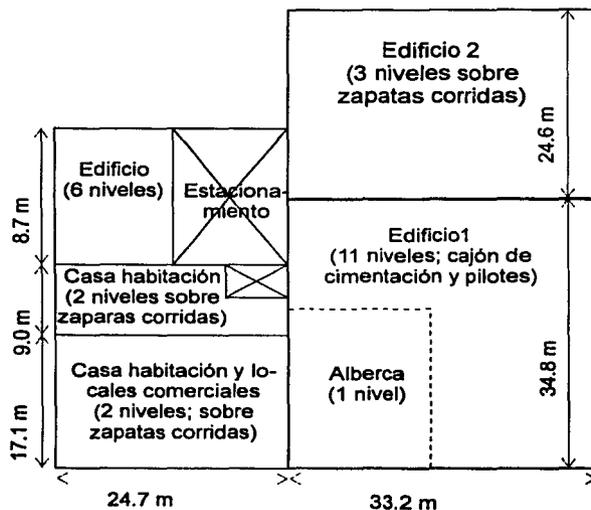


Figura 4.2 Planta del edificio

Después de la construcción, el edificio sufrió una emersión de 1 a 1.5 m con respecto al nivel de la calle. No se obtuvieron datos precisos de las reestructuraciones que tuvo el edificio para reparar daños causados por la emersión y deformaciones diferenciales. Se sabe sin embargo que la emersión del edificio causó problemas a las edificaciones vecinas. El edificio presentaba un ligero desplome de 0.2° hacia el suroeste antes del inicio de la recimentación.

El proceso de recimentación a grandes rasgos fue el que se describe abajo:

1. Excavación de una lumbrera de acceso a las cabezas de los pilotes.
2. Colado de una losa de 60 cm de espesor en el fondo de la lumbrera, con anclas para el dispositivo de control y huecos alrededor de cada pilote.
3. Construcción de columnas y muros que transmitan la carga de la subestructura a la losa inferior.
4. Corte de los pilotes con cincel y soplete entre la losa inferior y el antiguo cajón y, acondicionamiento del pilote para colocarle el dispositivo de control.
5. Carga de los pilotes para recuperar la deformación por la descarga.
6. Operación de los controles de carga para hacer descender el edificio de forma controlada.

Como ya se mencionó antes, al ejecutar el corte de los pilotes se descubrió que los pilotes presentaban movimientos. Para tener un mejor control de la recimentación y aprovechar el caso para aclarar un poco el comportamiento de las cimentaciones con pilotes se estableció un programa de instrumentación. La variables que se midieron fueron las siguientes (Auvinet y Gutiérrez, 1990):

- Inclinación θ de los pilotes antes del corte, con respecto a la vertical y rumbo de la inclinación, medidos con plomada y brújula.
- Inclinación diferencial inducida por el corte de la parte superior del pilote, medida con un inclinómetro de péndulo.
- Desplazamiento vertical relativo inducido por el corte, medido entre el pilote y la losa inferior, medido con una cinta usando como testigo un ángulo metálico empotrado en el pilote.
- Deformaciones unitarias verticales del concreto de los pilotes inducidas por el corte y la descarga vertical, medidas con extensómetro portátil tipo Whittemore.
- Desplazamientos de los pilotes en un plano horizontal por relajación de momentos de torsión y flexionantes y de esfuerzo cortante, medidos con extensómetro de alambre.
- Giros atribuibles a las mismas causas, medidos directamente con un testigo constituido por un ángulo metálico soldado a una de las varillas del pilote. Se midió la posición inicial y final con este testigo respecto a una placa empotrada en la losa inferior, con lo que pudo calcularse el giro de la sección transversal del pilote.

- Cargas requeridas para recuperación del desplazamiento vertical de la cabeza del pilote por rebote, obtenidas por la lectura directa del manómetro del gato hidráulico usado para recargar los pilotes.

De los resultados de verticalidad se vio que la inclinación media fue de 1.4° , con desviación estándar de 0.95° . La máxima desviación fue de 3.8° . La dirección de la inclinación de los pilotes fue en todas direcciones sin embargo predominó la dirección suroeste, coincidiendo con la dirección del desplome del edificio antes de su recimentación.

El desplazamiento vertical relativo entre pilote y losa inferior después del corte fue del orden de 8.8 mm, con gran dispersión en torno a éste valor, aunque las deformaciones al aplicar la carga fueron en promedio menores que las de descarga. El giro de la sección horizontal fue en promedio de 1.19° y el máximo presentado fue de 2.8° . En cuanto a las deformaciones unitarias del concreto de los pilotes, tuvieron un promedio de 0.6×10^{-3} y un máximo de hasta 1.2×10^{-3} . Las mediciones de desplazamientos horizontales de los pilotes no fueron muy confiables según los propios autores de la referencia pero señalan que el orden de magnitud de los desplazamientos, a un metro de altura de la losa inferior, fue de 1 cm. Como ya se mencionó anteriormente, las cargas aplicadas a los pilotes fueron insuficientes para recuperar la deformación de la descarga, a pesar de aplicar cargas mayores que las de diseño.

De acuerdo con los estudios teóricos de pilotes sometidos a torsión de Randolph (1981), para el giro máximo medido de 2.8° , el momento de torsión en la cabeza del pilote debió ser de aproximadamente 15.1 Tm y puede haberse presentado falla por cortante del suelo circundante a lo largo de prácticamente todo el pilote. Para el giro medio de 1.19° en la cabeza de los pilotes debió existir un momento de 7.9 Tm y una falla por cortante en los 7.2 m superiores. A pesar de la escasez de resultados para desplazamientos horizontales, se estimó la magnitud de la carga lateral para un desplazamiento de 1 cm, siendo ésta de aproximadamente 1.6 ton.

Cabe señalar que los resultados de las mediciones sólo son indicativos de las condiciones prevalecientes durante la recimentación y no corresponden a las condiciones de carga normal del edificio.

Por todo lo anterior puede afirmarse que, por lo menos en las arcillas del Valle de México, cualquier pilote sometido a carga axial se encuentra sometido a cargas laterales y a un momento de torsión que sería conveniente tomar en cuenta en el diseño estructural del mismo (Auvinet y Gutiérrez, 1990).

Finalmente, la sucesión de cargas que fueron soportando los pilotes en el proceso de recimentación (Fig 4.3) puede suponerse de la siguiente forma:

1. Los pilotes soportan la carga del edificio más una probable fricción negativa.
2. Los pilotes son sobrecargados por la redistribución de cargas como producto del corte de pilotes vecinos. Las mediciones de deformación unitaria y la falla espontánea de varios pilotes no cortados indican que se alcanzaron sobrecargas de gran magnitud. En la última cuarta parte de los pilotes no cortados se midieron cargas de 201 ton contra

una carga de diseño de 51 ton. La sobrecarga pudo haber reducido a anulado la fricción negativa preexistente. Las sobrecargas tan altas pueden deberse a que la carga aplicada al instalarse el sistema de control en los pilotes cortados se haya relajado rápidamente, por la deformación del marco de carga y la fluencia de los cubos de madera y el suelo cargado. Éste último hecho confirma que es muy conveniente precargar los elementos de recimentación para asegurar la transferencia progresiva de cargas sin deformación excesiva, recomendación hecha por E. White. Sin embargo se ve claramente que esta precarga se puede relajar rápidamente. Puede decirse que el edificio se apoyo en los pilotes no cortados durante el proceso de recimentación, hecho que se confirma por el mayor rebote vertical de los últimos pilotes.

3. Descarga debida al corte de la cabeza del pilote.
4. Carga aplicada durante la instalación del sistema de control, cargas que fueron insuficientes para recuperar el desplazamiento de la descarga, lo cual indica que antes del corte los pilotes estaban sobrecargados.
5. Carga final al terminarse la recimentación, aproximadamente igual a la de diseño.

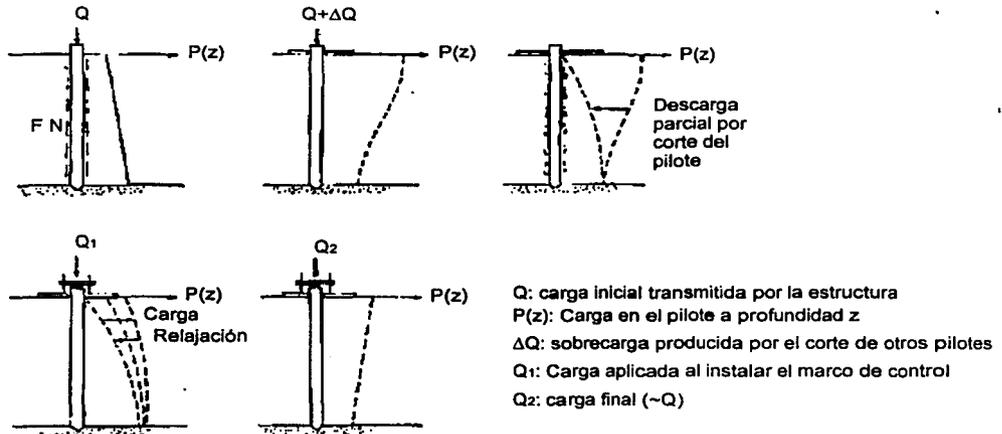


Figura 4.3 Secuencia de cargas a las que se sometieron los pilotes durante la cimentación.

4.1.3 Pilotes de punta y fricción instrumentados en el exvaso de Texcoco (Auvinet y Hanel, 1978).

En junio de 1976 se realizó una interesante investigación a escala natural de dos pilotes instrumentados hincados en el exvaso de Texcoco, una zona sujeta a intensa consolidación regional por bombeo continuo de los depósitos profundos. Se observó durante año y medio el comportamiento de los pilotes, uno de punta y otro de fricción, ambos sin carga externa aplicada. El sitio elegido fue en algún momento el fondo del Lago de Texcoco, con subsuelo muy semejante en propiedades a las de la zona lacustre de la Ciudad de México. No había presencia de ningún tipo de construcción y la estratigrafía es la típica de la zona

lacustre: una formación arcillosa superior (FAS) de 32 m de espesor, una capa dura de suelo areno-limoso de un metro de espesor y baja compactidad y, más abajo la formación arcillosa inferior (FAI) de 16 me de espesor.

Se utilizaron dos pilotes de sección triangular equilátera de 0.5 m de lado, de 32 y 30.5 m de largo, divididos en tres segmentos. Para conocer las cargas axiales actuantes a diferentes profundidades, se instrumentaron los pilotes de punta y fricción con cinco y seis celdas de carga respectivamente. Las celdas de carga se instrumentaron con extensómetros eléctricos (straingages) resistentes a cargas de impacto. La distribución se muestra en la figura 4.4.

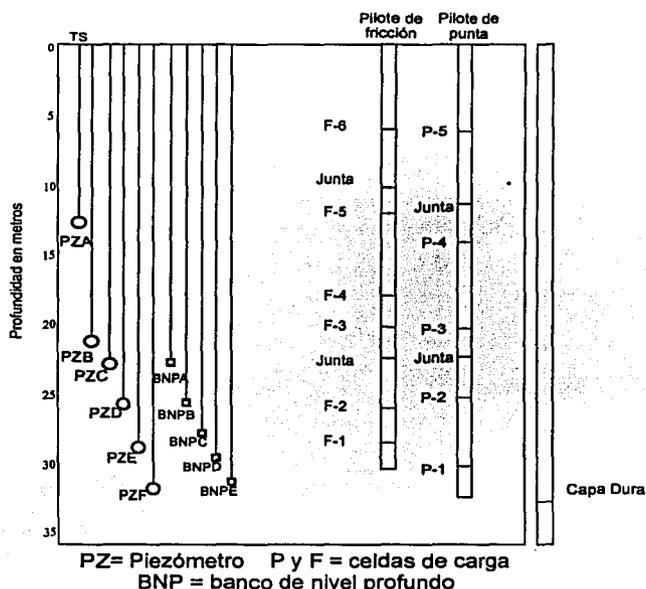


Figura 4.4 Localización de instrumentos

El suelo se instrumentó para observar el desarrollo de la consolidación regional inducido por el bombeo continuo de los estratos profundos. Se instalaron piezómetros, en la formación arcillosa del tipo neumático y en las capas permeables del tipo abierto Casagrande. También se colocaron bancos de nivel superficiales y profundos. La instrumentación se llevó a cabo antes del hincado de los pilotes. En la figura 4.4 también puede observarse la localización de los instrumentos.

De las mediciones hechas desde junio de 1976 a enero de 1978 se sacaron algunas conclusiones. La FAS contribuye en forma secundaria pero significativa a los asentamientos presentados en la zona; ha sufrido una reducción en promedio de 0.8 cm por mes en el periodo de estudio, es decir 14 cm de junio de 1976 a enero de 1978. La figura 4.5 muestra la evolución de los asentamientos respecto a un banco de nivel profundo. Se

observa que la consolidación ocurre principalmente en los estratos más cercanos a la capa dura y que los estratos superficiales se ven muy influenciados en cambios volumétricos por los cambios estacionales.

La misma figura 4.5 muestra claramente como ambos pilotes han descendido más rápidamente que los bancos de nivel ubicados a 31.7 (capa dura), 30 y 28 m de profundidad. Considerando que la deformación elástica máxima del pilote es de unos cuantos milímetros, ambos pilotes han penetrado poco menos de diez centímetros en la capa dura. De la misma figura se observa que los pilotes también han tenido una ligera emersión cercana a los tres centímetros, aunque este hecho se ve influenciado por las contracciones y expansiones estacionales de los estratos superficiales.

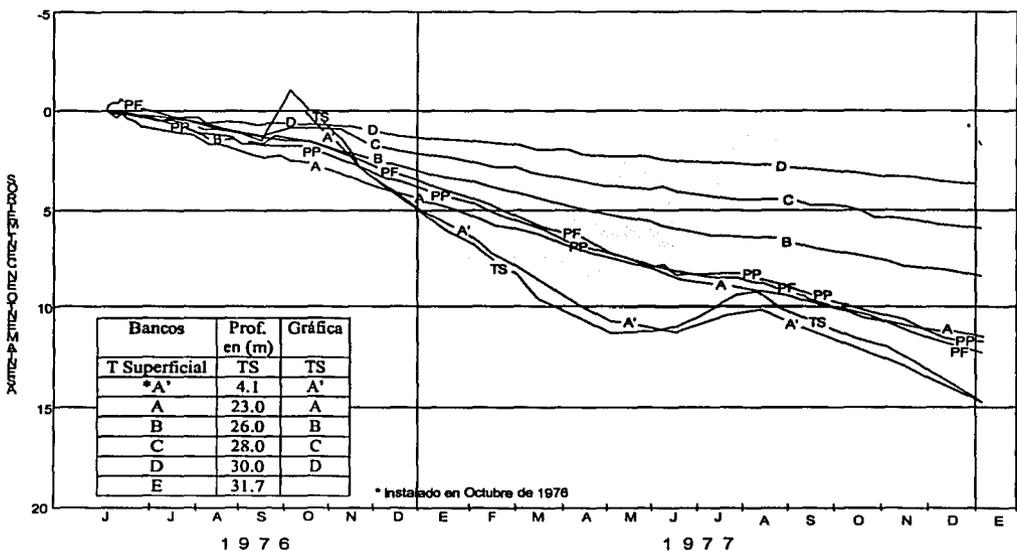


Figura 4.5 Evolución de asentamientos respecto a banco de nivel profundo E.

Las mediciones piezométricas revelaron que en la capa dura a 31.9 m de profundidad existía un déficit piezométrico de 8.5 m, con variaciones estacionales de hasta 2.5 m relacionadas con la recarga del acuífero en la época de lluvias. La consolidación en la FAS se debe a éste déficit piezométrico. Los piezómetros neumáticos dentro de las FAS no brindaron la precisión necesaria para determinar los abatimientos de presión.

Las figuras 4.6 y 4.7 muestran los movimientos relativos entre los pilotes y los bancos de nivel. Si se admite que los movimientos de los bancos de nivel representan los movimientos del suelo que rodea a los pilotes, es posible definir la posición del punto neutro a través del tiempo, haciendo para ello una interpolación lineal de los desplazamientos relativos suelo-pilote. Después de las variaciones iniciales, el punto neutro permanece casi invariable entre

23 y 24 m de profundidad para el pilote de fricción y de punta respectivamente. Las expansiones y contracciones cíclicas de los estratos superiores provocan la creación de un segundo punto neutro, ubicado a una profundidad pequeña, tal que las expansiones contrarrestan los asentamientos.

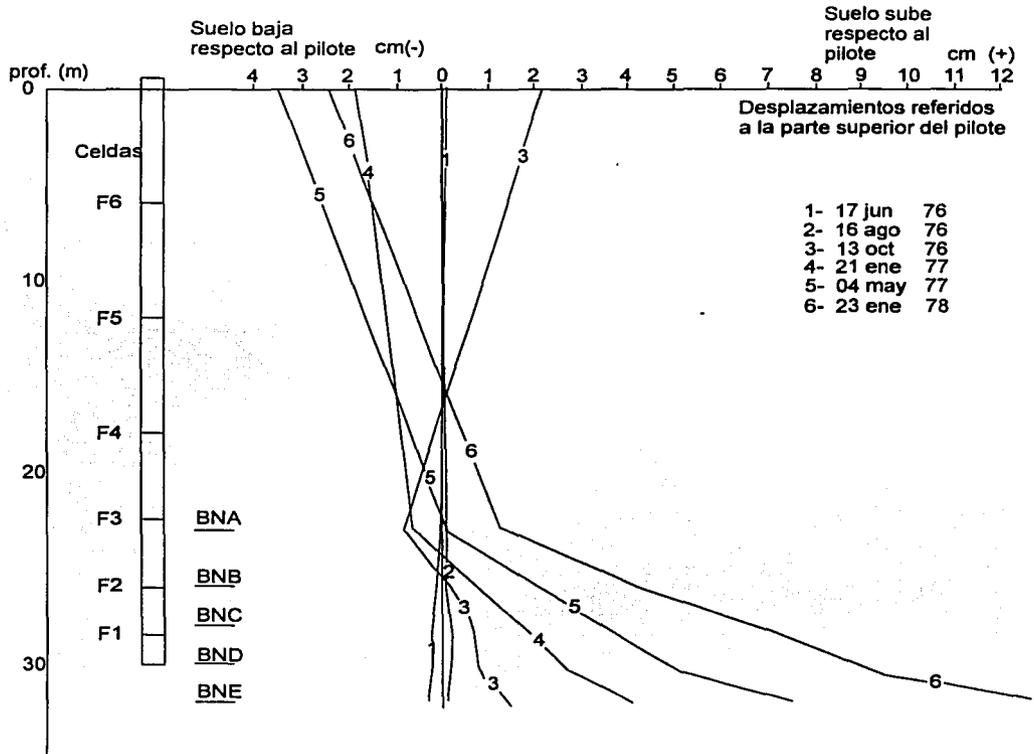


Figura 4.6 Desplazamiento relativo pilote de fricción-suelo

Las cargas axiales durante el periodo de estudio se pueden observar en las figuras 4.8 y 4.9. En el pilote de punta se presentó una carga máxima de 32 ton en la celda 2 a 24.5 m de profundidad; las celdas 3 y 4 también registran importantes cargas por fricción negativa. Las tres celdas mencionadas muestran decrementos de carga, que corresponden a los periodos de expansiones superficiales del terreno en época de lluvias; la celda 4 incluso presenta tensión debido a éstas mismas expansiones. Se observa además que la máxima carga corresponde aproximadamente a la profundidad del punto neutro. Las celdas 1 y 5 proporcionaron datos dudosos.

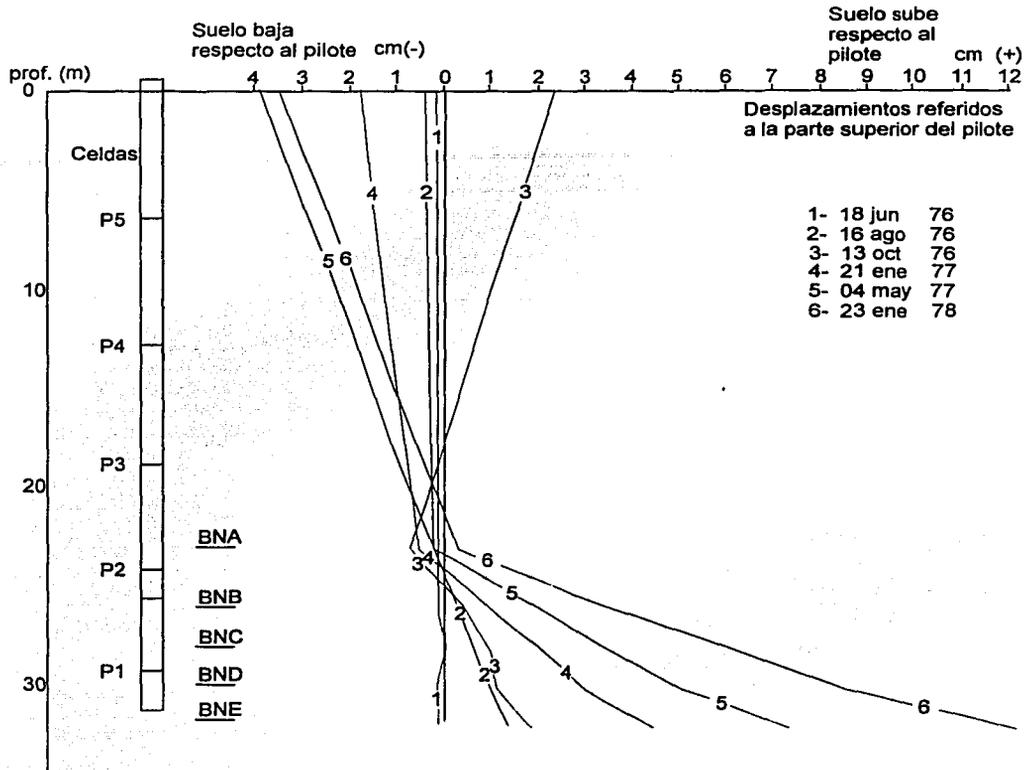


Figura 4.7 Desplazamiento relativo pilote de punta-suelo

En el pilote de fricción la carga máxima fue de 20 ton en la celda 4, a una profundidad de 18 m. Las celdas 3 a 6 registraron cargas importantes atribuibles a la fricción negativa. También se observan decrementos de las cargas por las mismas causas que en los pilotes de punta. En éste caso la carga máxima sucedió a una profundidad ligeramente menor que el punto neutro obtenido mediante los desplazamientos relativos entre suelo y pilote. De nueva cuenta se presentaron tensiones en la parte superior del pilote en periodos de expansiones de estratos superficiales. Las celdas 1 y 2 no funcionaron adecuadamente.

Comportamiento de cimentaciones profundas en suelos blandos

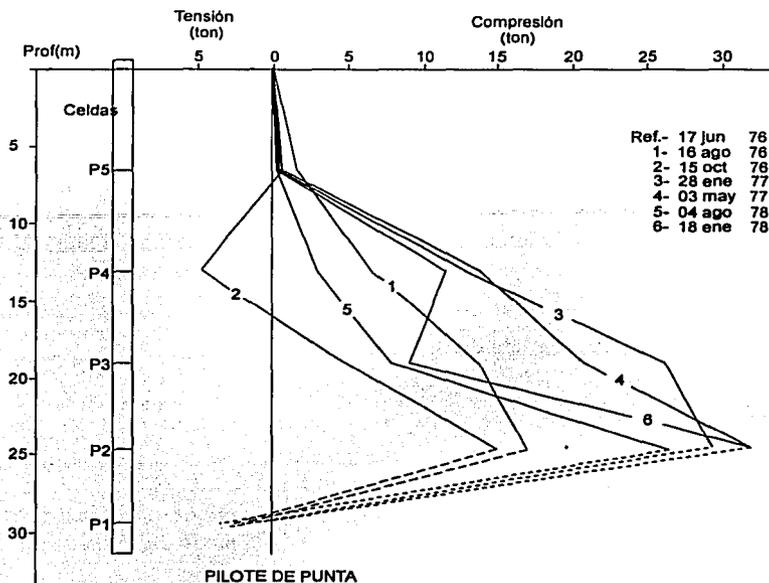


Figura 4.8 Variaciones de la carga axial en el pilote de punta

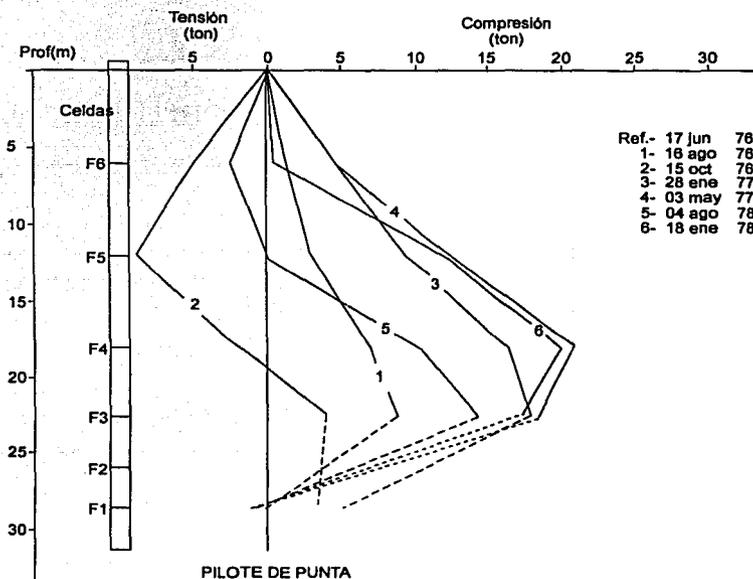


Figura 4.9 variaciones de la carga axial en el pilote de fricción

De los resultados de las mediciones, se obtuvieron estimaciones de la fricción desarrollada entre pilotes y suelo. Para el pilote de punta se estimó una fricción unitaria máxima de 1.36 ton/m² entre 19 y 24.5 m de profundidad; para el pilote de fricción se estimó 1.16 ton/m² entre 12 y 18 m de profundidad.

Hay varios criterios para evaluar la fricción entre pilote y suelo $s(z)$, desarrollada a una profundidad z y la capacidad de carga última por fricción $Q_s = s(z) A_s$. Un criterio es el usado en la ecuación 1.5 basado en la resistencia al corte no drenada del suelo c_u :

$$Q_s = \alpha c_{us} A_s \quad (1.5)$$

Otro criterio se basa en la resistencia drenada del suelo:

$$Q_s = K \sigma'_z f(\phi) A_s \quad (1.6)$$

donde:

σ'_z esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z

K relación entre el esfuerzo horizontal efectivo σ'_h y esfuerzo vertical efectivo σ'_z

$f(\phi)$ función relacionada con el ángulo de fricción ϕ del suelo en términos de esfuerzos efectivos

K puede tomar dos valores:

$$K = 1 - \text{sen} \phi$$

si $K = K_0$ que es el coeficiente de empuje del suelo en reposo (Zeevaert, 1959 y Jaky, 1944), o bien:

$$K = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi}{1 + \text{sen}^2 \phi}$$

si se considera que el suelo circundante esta en condiciones de plastificación y, de acuerdo al círculo de Mohr en condiciones drenadas (Zeevaert, 1973).

Finalmente $f(\phi) = \tan \phi$

La combinación de éstos dos criterios da como resultado un tercer criterio con la siguiente ecuación (Kerisel, 1976):

$$Q_s = 1.5 c_u \tan \phi A_s \quad (1.6')$$

En la tabla 4.1 se presentan los valores que se obtienen con las diferentes fórmulas de diseño y los medidos. Comparando los resultados se ve que el coeficiente $\alpha = 0.8$ y 1.0 queda entre los valores mencionados para la ecuación (1.5), aunque lo recomendable, de

acuerdo al criterio seguido, era que valiera aproximadamente 1.35. Los valores de $s(z)/\sigma'z$ son inferiores a los obtenidos mediante la ecuación (1.6) en sus dos variantes. La ecuación (1.6') proporciona los valores con mayor concordancia con los medidos, tomando el valor de $\phi = 29^\circ$ recomendado por Alberro (Alberro, 1973) y que equivaldría aproximadamente a un valor de 0.8 para el factor α de la ecuación 1.5.

Tabla 4.1

| Fricción máxima entre pilote y suelo (Auvinet y Hanel, 1978) | | | | | | |
|--|-------------------|-----------------------------------|---------------------------|-------------------|-----------------|-------------------------|
| Tipo de pilote | Tramo considerado | Fricción medida $s(z)$ T/m^2 | C_u promedio T/m^2 | $\alpha=s(z)/C_u$ | $s(z)/\sigma z$ | $s(z)$ de la ec. (1.6') |
| Punta | 19-24.5 m | 1.36 | 1.68 | 0.8 | 0.20 | 1.39 |
| fricción | 12-18 m | 1.16 | 1.16 | 1.0 | 0.22 | 0.96 |

Como ya se anotó antes, el pilote de punta penetra cerca de diez centímetros en la capa dura, hecho que llama la atención, ya que se supone que éste tipo de pilotes no deben penetrar en su capa de apoyo y menos en el caso del pilote experimental que no tenía carga externa alguna. La causa de que esto sucediera se encuentra por una parte, en la baja compacidad de la capa dura del sitio donde se llevó a cabo el experimento que fue medida durante la realización del muestreo inalterado.

Por otra parte, se debe a que la fricción negativa disminuye los esfuerzos efectivos en el suelo, pues los estratos de suelo se van "colgando" del pilote y liberan de una parte de su peso a los estratos que les subyacen. Especialmente en el suelo granular de la capa dura, disminuye la presión de confinamiento: el resultado es que la capacidad de carga de punta se vea disminuida. Se tiene entonces que: "la fricción negativa tiene un efecto dual, es decir, que a la vez que está incrementando la carga en los pilotes, esta reduciendo la capacidad de carga en el manto de apoyo" (Zeevaert, 1978).

Por lo tanto, se recomienda que se tome muy en cuenta la compacidad de la capa de apoyo, para verificar que tenga verdaderamente las características de una capa de apoyo y el pilote no la penetre, que de suceder posiblemente causaría asentamientos diferenciales y las respectivas solicitaciones a la estructura.

4.1.4 Torre Latinoamericana

La Torre Latinoamericana, ubicada en el Eje Central y la calle Madero, fue construida a partir de Febrero de 1949, alcanzando un total de 44 niveles lo que en aquellos años le concedió el honor de ser el edificio más alto de América Latina. Su cimentación fue resuelta con pilotes de punta apoyados en la primer capa dura a una profundidad de 33.5 m y además fue realizada una excavación de 13 m de profundidad en la que se alojaron dos sótanos. La superficie ocupada por la cimentación es de 1114 m² mientras que el área que envuelve al grupo de pilotes es de aproximadamente 1000 m². El peso del edificio utilizado para el diseño original se consideró de 23 500 toneladas, incluyendo la estructura de cimentación y la carga viva, lo que conduce a una presión al nivel de la losa de cimentación de 21.1 ton/m². Para aprovechar la fuerza de flotación que provoca el tirante de agua existente, la cimentación y sótanos fueron impermeabilizados adecuadamente, así, una subpresión de 10 ton/m² es ejercida en el fondo de la cimentación de tal forma que se logra disminuir la presión transmitida a la capa dura y demás estratos subyacentes.

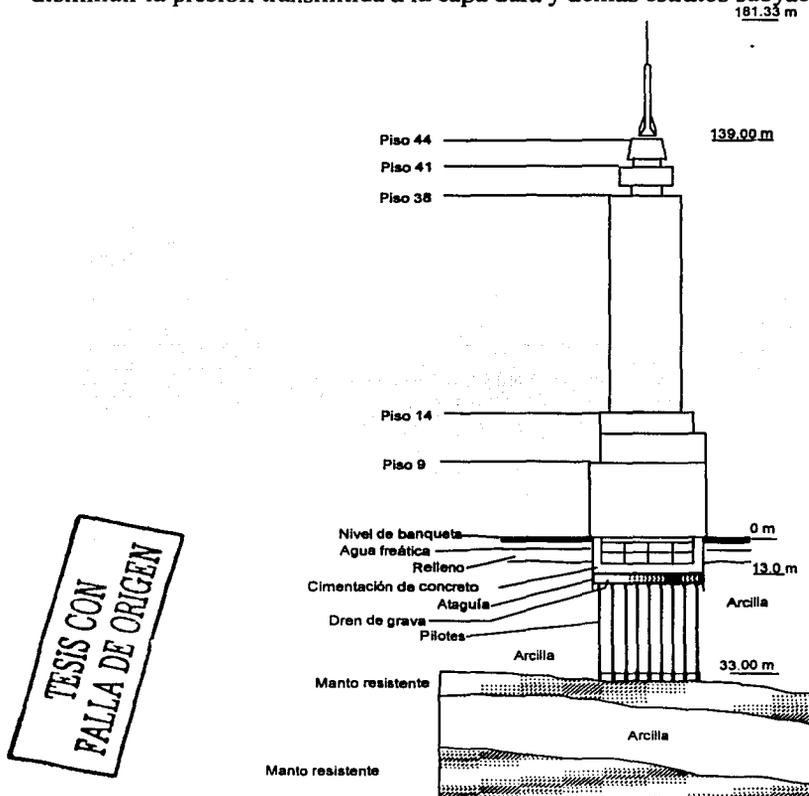


Figura 4.10 Perfil de la Torre Latinoamericana

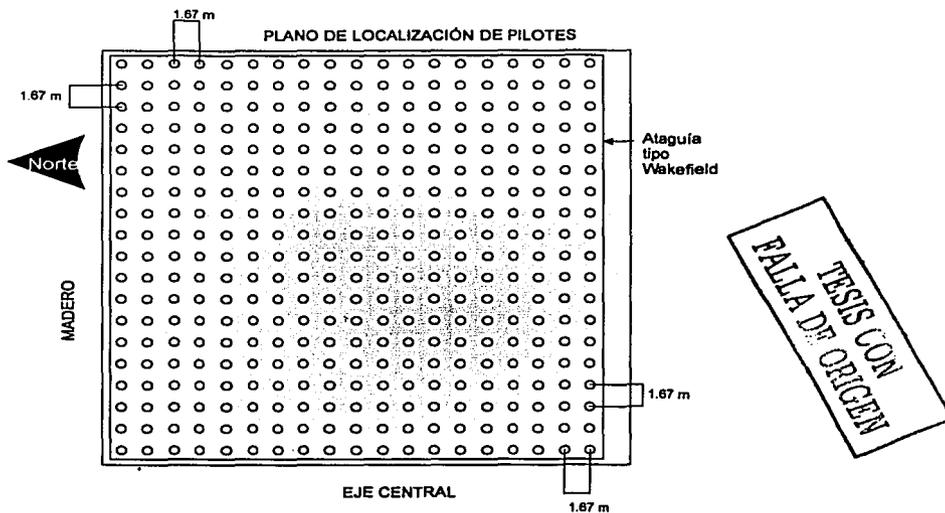


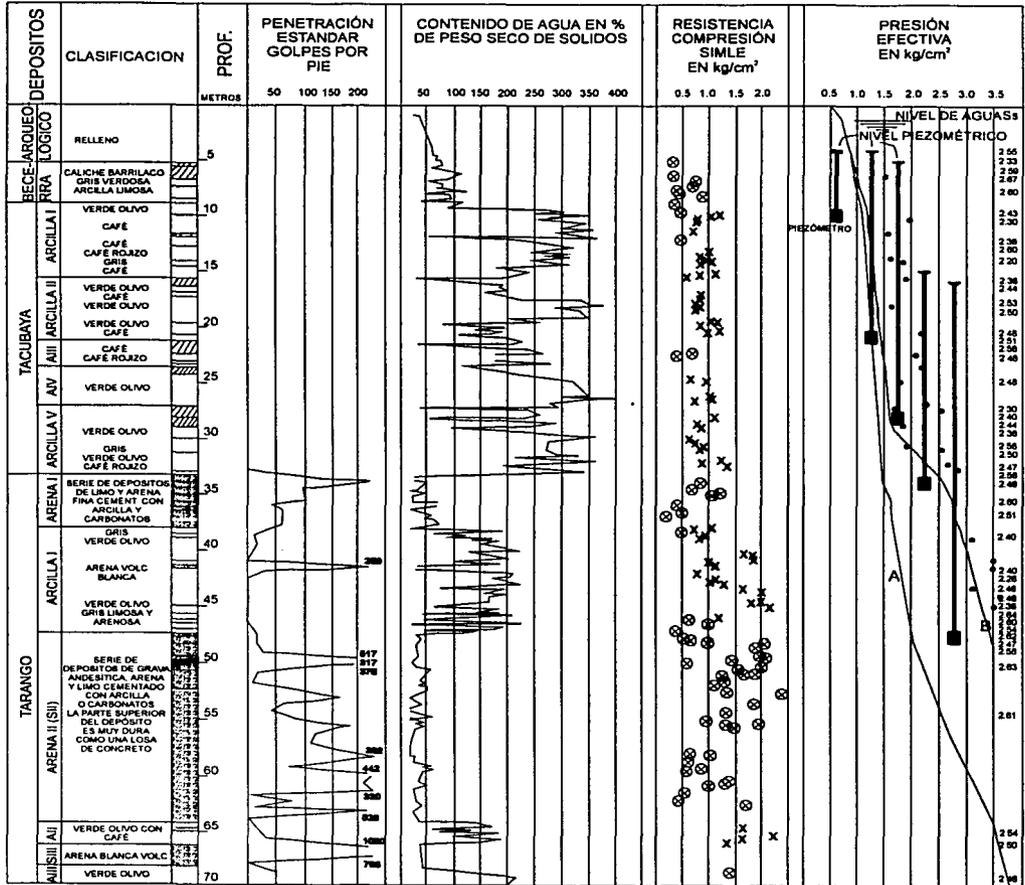
Figura 4.11 Arreglo en planta del grupo de pilotes.

El edificio está colocado sobre un cajón rígido de concreto reforzado que descansa sobre 361 pilotes. La distribución de pilotes se muestra en la figura 4.11. Los pilotes fueron hincados en una perforación previa de 2.5 m para evitar que la zona más superficial ocupada por cimientos antiguos pudieran causar dificultades o daños al hincar los pilotes. Se hincó una tablestaca impermeable de madera a 16 m de profundidad para poder bombear el interior del predio y causar los menores cambios a los niveles piezométricos de los predios vecinos.

Las condiciones estratigráficas fueron obtenidas por medio de sondeo continuos con obtención de muestras inalteradas de 2.5 m a 70 m de profundidad. La figura 4.12 muestra el perfil estratigráfico obtenido, resultados de sondeos de penetración estándar, contenido de agua, resistencia en pruebas de compresión simple y presión efectiva. La línea A se calculó considerando condiciones hidrostáticas normales y la línea B tomando en cuenta los abatimientos piezométricos medidos.

Los ángulos de fricción interna de suelo remoldeado de la serie arcillosa superior oscilaron alrededor de 28° y los pesos específicos entre 1.2 y 1.32 ton/m^3 . La primer capa dura, identificada en la figura 4.11 como arena I de la formación Tarango, tuvo un contenido de agua variable entre 25 y 70%. La parte superior del depósito, por la cementación con arcilla y carbonato de calcio, tuvo en pruebas hechas in situ una resistencia alta; sin embargo, la resistencia puede ser variable en sentido horizontal debido a la distribución errática de la cementación por carbonatos de calcio y arcilla. La cohesión puede ser tan alta como 4 ton/m^2 pero por ser errática se prefiere despreciarla. El ángulo de fricción interna es 36° .

Comportamiento de cimentaciones profundas en suelos blandos



ARCILLA LIMOSA GRIS CON CARBONATOS DE CALCIO, HUECOS DE RAICES Y ARENA (CALICHE)

ARENA

x RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE
 — PRESION EFECTIVA INTERGRANULAR INCLUYENDO CARGA SUPERFICIAL
 • Pb = PUNTO DE QUIEBRE EN LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD
 S_s GRAVEDAD ESPECIFICA
 x ARCILLA VOLCANICA
 ⊗ ARCILLA LIMOSA Y ARENOSA

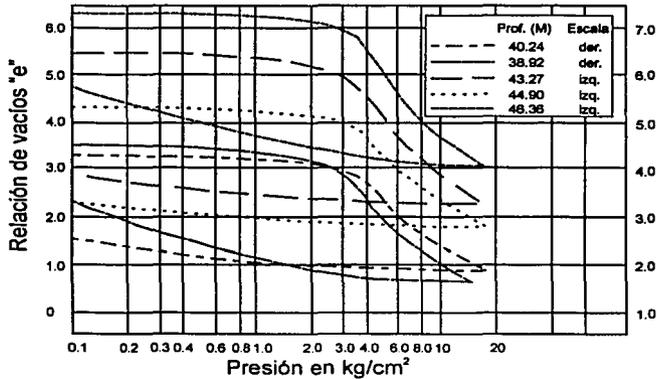
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 4.12. Perfil estratigráfico (Zeevaert, 1957)

La segunda serie arcillosa, marcada en la figura como arcilla I de la formación Tarango tuvo un contenido de agua casi constante de alrededor de 190%. Este mismo estrato de arcilla se encuentra dividido en dos por una lente de vidrio volcánico. Se realizaron pruebas de consolidación y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.2:

Tabla 4.2 Parámetros de Arcilla I Tarango obtenidos en prueba de consolidación.

| | | m_v cm ² /kg | m_t cm ² /kg | C_v cm ² /seg | t_a meses | Δp kg/cm ² | H m |
|-------------------|------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|----------------|----------------------------------|--------|
| Arena I Tarango | | | | | | | |
| Arcilla I Tarango | Arcilla | 0.039 | 0.026 | 0.00166 | 3.64 | 0.47 | 3.35 |
| | Vidrio volcánico | | | | | | 0.40 |
| | Arcilla | 0.0355 | 0.021 | 0.0052 | 3.03 | 0.40 | 5.75 |
| Arena II Tarango | | | | | | | |



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Figura 4.13 Curvas de compresibilidad de arcilla a diferentes profundidades.

Cada pilote está constituido por una punta precolada de concreto de alta resistencia de 43 cm de diámetro, la cual fue hincada con un tubo de acero hasta alcanzar una profundidad de 34 m. Después se colocó un tubo corrugado dentro de tubo de hincado, se unió a la punta y finalmente se coló. El diámetro del fuste del pilote es de 30 cm y el concreto utilizado fue de 350 kg/cm².

Capacidad de carga por punta.

La capacidad de carga de acuerdo a la ecuación 1.3'' propuesta por Zeevaert es:

$$Q_p = A_p 1.2 [c N_c + (\sigma'_{od} + \Delta \sigma'_{od}) N_q] (Dr + 0.1) \quad (1.3'')$$

Para utilizar esta ecuación se conoce el ángulo de fricción interna ϕ de la primera capa dura y se considera que no hay cohesión. Con ϕ y con la gráfica 1.3 se pueden obtener los valores de los factores de capacidad de carga. Sin embargo, el esfuerzo de confinamiento al

nivel de desplante del pilote, dado por el término $(\sigma_{od} + \Delta\sigma_{od})$, debe calcularse tomando en cuenta la fricción negativa.

Es necesario calcular las fuerzas sobre el fuste debidas a la fricción negativa ya que el edificio está apoyado sobre pilotes de punta y el suelo se encuentra bajo un proceso de hundimiento regional que hace que la arcilla se “cuelgue” del fuste del pilote, incrementa las cargas en la punta del pilote y al mismo tiempo reduce el esfuerzo efectivo de confinamiento en la punta del pilote.

Para calcular la fricción negativa se utiliza la ecuación 1.35 también propuesta por Zeevaert:

$$FN = \frac{wK\phi}{1 + \frac{wK\phi d}{3a}} \int_0^n \sigma_{oi} z_i \quad (1.33)$$

$$K\phi = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi_r}{1 + \text{sen}^2 \phi_r} \tan \phi_r \quad (1.34)$$

$$\sigma_{i-1} = A_{i-1} \sigma_{oi-1} - B_{i-1} \sigma_i - C_{i-1} (FN_i) \quad (1.35)$$

$$A_{i-1} = \frac{a_{i-1}}{a_{i-1} + m_{i-1} \Delta z_{i-1}}$$

$$B_{i-1} = \frac{m_{i-1} \Delta z_{i-1}}{a_{i-1} + m_{i-1} \Delta z_{i-1}}$$

$$C_{i-1} = \frac{1}{a_{i-1} + m_{i-1} \Delta z_{i-1}}$$

$$m_i = \pi r_o K \phi$$

Δz_i incremento de profundidad entre los niveles i e i-1

El procedimiento de cálculo de FN es el indicado en el capítulo 1 para el diseño de un pilote de control en condiciones dinámicas. Se debe agregar que las áreas tributarias efectivas “a” dependen de la distribución y separación entre pilotes y de la profundidad. Zeevaert propone que el área tributaria efectiva es igual a:

$$\bar{a} = \pi z^2 / I_{zk}$$

donde :

z profundidad

I_{zk} valor de influencia del grupo de pilotes sobre el pilote en estudio

Un método gráfico muy sencillo para calcular I_{zk} es utilizar las gráficas o cartas de influencia desarrolladas por Zeevaert. Dichas cartas son análogas a la famosa carta de Newmark. Para este ejemplo se calcularon las áreas tributarias efectivas \bar{a} para pilotes dentro, en las orillas y en las esquinas del grupo de pilotes. En la tabla 4.3 se muestran los resultados y en la figura 4.14 aparece la forma en que se utiliza la carta de influencia.

El área tributaria efectiva aez' calculada para los pilotes del centro arroja un valor mayor que el área del cuadrado que rodea a cada pilote individual. Como además aez' crece con la profundidad, se toma el valor del área del rectángulo menos el área transversal del pilotes como el valor correcto (\bar{a}).

Por lo que respecta a los pilotes de orilla y de esquina se calculó el área tributaria efectiva aez' y el radio de un círculo de área equivalente, sin embargo las áreas tributarias están restringidas en sus lados que dan al interior del grupo. Tomando en cuenta esta situación se calcula \bar{a} que es el área efectiva tributaria corregida y que se utiliza en el cálculo de la fricción negativa. Las profundidades Z' y Z se miden a partir del desplante de la losa de cimentación y del nivel de banqueta respectivamente. Izo es la influencia del pilote en estudio en la disminución de esfuerzos por fricción negativa, ΣI_{zr} es la influencia del grupo de pilotes sobre el pilote estudiado determinado con la carta de influencia.

Tabla 4.3 Áreas tributarias efectivas

a) pilote centro

| Z | z/ro | Izo | ΣI_{zr} | Izo+ ΣI_{zr} | aez | aez'=aez-Ap | \bar{a} (m ²) |
|------|------|-----|-----------------|----------------------|------|-------------|-----------------------------|
| 5.55 | 37 | 23 | 8.28 | 31.28 | 3.09 | 3.02 | 2.72 |
| 9.15 | 61 | 39 | 28.24 | 67.24 | 3.91 | 3.84 | 2.72 |

b) pilote orilla

| Z' (m) | Z (m) | z/ro | Izo | ΣI_{zr} | Izo+ ΣI_{zr} | aez | aez'=aez -Ap | Ro (m) | \bar{a} (m ²) |
|--------|-------|-------|-----|-----------------|----------------------|------|--------------|--------|-----------------------------|
| 5.55 | 18.55 | 37 | 23 | 5.5 | 28.5 | 3.40 | 3.32 | 1.04 | 3.86 |
| 9.15 | 22.15 | 61 | 39 | 17.4 | 56.4 | 4.66 | 4.59 | 1.22 | 4.31 |
| 10.65 | 23.65 | 71 | 44 | 26.70 | 70.7 | 5.04 | 4.97 | 1.27 | 4.43 |
| 11.3 | 24.3 | 75.3 | 47 | 30.00 | 77 | 5.21 | 5.14 | 1.29 | 4.48 |
| 14.2 | 27.2 | 94.7 | 60 | 46.60 | 107 | 5.94 | 5.87 | 1.38 | 4.70 |
| 15.85 | 28.85 | 105.7 | 65 | 59.13 | 124 | 6.36 | 6.29 | 1.42 | 4.82 |
| 20 | 33 | 133.3 | 80 | 94.275 | 174 | 7.21 | 7.14 | 1.51 | 5.06 |

c) pilote esquina

| Z' (m) | Z (m) | z/ro | Izo | ΣI_{zr} | Izo+ ΣI_{zr} | aez | aez'=aez -Ap | Ro (m) | \bar{a} (m ²) |
|--------|-------|-------|-----|-----------------|----------------------|------|--------------|--------|-----------------------------|
| 5.55 | 18.55 | 37 | 23 | 3.3 | 26.3 | 3.68 | 3.61 | 1.08 | 4.19 |
| 9.15 | 22.15 | 61 | 39 | 10.14 | 49.1 | 5.35 | 5.28 | 1.31 | 5.17 |
| 10.65 | 23.65 | 71 | 44 | 15.64 | 59.6 | 5.97 | 5.90 | 1.38 | 5.51 |
| 11.3 | 24.3 | 75.3 | 47 | 18.02 | 65 | 6.17 | 6.10 | 1.40 | 5.62 |
| 14.2 | 27.2 | 94.7 | 60 | 28.65 | 88.7 | 7.15 | 7.08 | 1.51 | 6.13 |
| 15.85 | 28.85 | 105.7 | 65 | 34.7 | 99.7 | 7.92 | 7.85 | 1.59 | 6.52 |
| 20 | 33 | 133.3 | 80 | 53.1 | 133 | 9.44 | 9.37 | 1.73 | 7.28 |

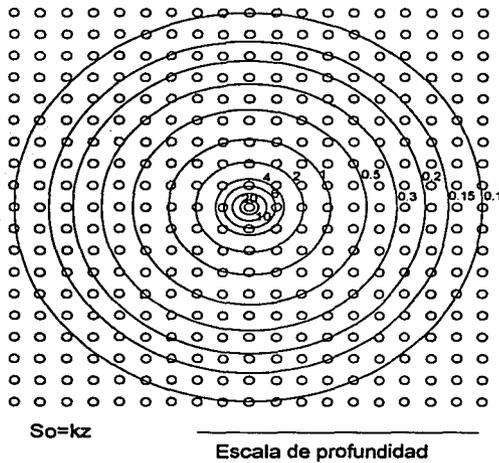


Figura 4.14 Uso de la carta de influencia

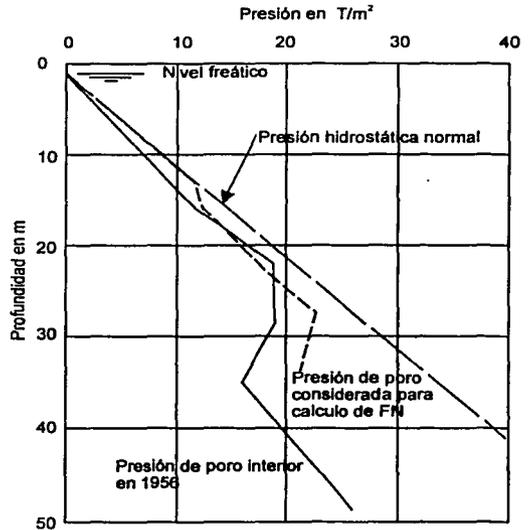


Figura 4.15 Niveles piezométricos

El cálculo de la fricción negativa para los pilotes del centro, de orilla y de esquinas aparecen en la tabla 4.4. El significado de cada columna es el mismo que el dado en la explicación de la ecuación 1.35 del capítulo primero. En la columna 7 se dan los valores de los esfuerzos totales considerando que el nivel freático se encuentra a 1.15 m del nivel de banqueta y que el edificio es soportado totalmente por los pilotes y por la subpresión, lo que significa que al nivel de desplante de la losa de cimentación los esfuerzos totales en el suelo se debe únicamente a la presión hidrostática, tal como se muestra en la figura 4.15. La presión de poro se consideró como la existente antes de realizar la construcción del edificio.

Aun cuando se abatió el nivel piezométrico para realizar la excavación y disminuir la expansiones, el bombeo fue gradualmente suspendido conforme se construía el edificio y se iba agregando peso a la cimentación por lo que los niveles piezométricos se fueron recuperando paulatinamente.

En la figura 4.15 también se puede observar la presión de poro medida en el año 1956 y se ve que los niveles piezométricos ya se han recuperado de manera importante, principalmente en la parte superior.

Tabla 4.4 Calculo de Fricción Negativa

a) Pilote de centro

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
|-------|-------------------------|--------------|---------|-------|----------------|-----------------------------------|-----------------------|------------------------------------|------|------|------|---------------------------------|----------|
| z (m) | a_i (m ²) | ϕ° | $k\phi$ | mi | ΔZ (m) | σ_{oi} (t/m ²) | u (t/m ²) | σ_{oi}' (t/m ²) | Ai | Bi | Ci | σ_i' (t/m ²) | NF (ton) |
| 13 | | 31 | 0.349 | | | 11.85 | 11.85 | 0 | | | | 0 | 0 |
| 15.85 | 2.72 | 26 | 0.330 | 0.164 | 2.85 | 15.23 | 12.55 | 2.68 | 0.85 | 0.15 | 0.31 | 2.291 | 1.068 |
| 16.5 | 2.72 | 32 | 0.351 | 0.174 | 0.65 | 16.30 | 13.15 | 3.15 | 0.96 | 0.04 | 0.35 | 2.553 | 1.614 |
| 21.4 | 2.72 | 26 | 0.330 | 0.164 | 4.9 | 22.16 | 17.25 | 4.91 | 0.77 | 0.23 | 0.28 | 2.753 | 5.866 |
| 22.5 | 2.72 | 28 | 0.340 | 0.168 | 1.1 | 23.61 | 18.15 | 5.46 | 0.94 | 0.06 | 0.34 | 2.915 | 6.914 |
| 23.65 | 2.72 | 26 | 0.330 | 0.164 | 1.15 | 25.08 | 19.3 | 5.78 | 0.94 | 0.06 | 0.34 | 2.838 | 7.996 |
| 24.3 | 2.72 | 30 | 0.346 | 0.171 | 0.65 | 25.93 | 19.95 | 5.98 | 0.96 | 0.04 | 0.35 | 2.808 | 8.625 |
| 27.2 | 2.72 | 26 | 0.330 | 0.164 | 2.9 | 29.30 | 22.85 | 6.45 | 0.85 | 0.15 | 0.31 | 2.372 | 11.081 |
| 33.5 | 2.72 | 26 | 0.330 | 0.164 | 6.3 | 36.82 | 21.45 | 15.37 | 0.73 | 0.27 | 0.27 | 7.535 | 21.288 |

b) Pilote de orilla

| z (m) | a_i (m ²) | ϕ° | $k\phi$ | mi | ΔZ (m) | σ_{oi} (t/m ²) | u (t/m ²) | σ_{oi}' (t/m ²) | Ai | Bi | Ci | σ_i' (t/m ²) | NF (ton) |
|-------|-------------------------|--------------|---------|-------|----------------|-----------------------------------|-----------------------|------------------------------------|------|------|------|---------------------------------|----------|
| 13 | | 31 | 0.35 | | | 11.85 | 11.85 | 0 | | | | 0 | 0 |
| 15.85 | 3.86 | 26 | 0.33 | 0.164 | 2.85 | 15.23 | 12.55 | 2.68 | 0.89 | 0.11 | 0.23 | 2.394 | 1.116 |
| 16.5 | 3.86 | 32 | 0.35 | 0.174 | 0.65 | 16.30 | 13.15 | 3.15 | 0.97 | 0.03 | 0.25 | 2.708 | 1.692 |
| 21.4 | 4.31 | 26 | 0.33 | 0.164 | 4.9 | 22.16 | 17.25 | 4.91 | 0.84 | 0.16 | 0.20 | 3.384 | 6.574 |
| 22.5 | 4.31 | 28 | 0.34 | 0.168 | 1.1 | 23.61 | 18.15 | 5.46 | 0.96 | 0.04 | 0.22 | 3.631 | 7.871 |
| 23.65 | 4.42 | 26 | 0.33 | 0.164 | 1.15 | 25.08 | 19.3 | 5.78 | 0.96 | 0.04 | 0.22 | 3.688 | 9.247 |
| 24.3 | 4.47 | 30 | 0.35 | 0.171 | 0.65 | 25.93 | 19.95 | 5.98 | 0.98 | 0.02 | 0.22 | 3.729 | 10.073 |
| 27.2 | 4.70 | 26 | 0.33 | 0.164 | 2.9 | 29.30 | 22.85 | 6.45 | 0.91 | 0.09 | 0.19 | 3.567 | 13.533 |
| 33.5 | 5.06 | 26 | 0.33 | 0.164 | 6.3 | 36.82 | 21.45 | 15.37 | 0.83 | 0.17 | 0.16 | 9.941 | 27.450 |

c) Pilote de esquina

| z (m) | a_i (m ²) | ϕ° | $k\phi$ | mi | ΔZ (m) | σ_{oi} (t/m ²) | u (t/m ²) | σ_{oi}' (t/m ²) | Ai | Bi | Ci | σ_i' (t/m ²) | NF (ton) |
|-------|-------------------------|--------------|---------|-------|----------------|-----------------------------------|-----------------------|------------------------------------|------|------|------|---------------------------------|----------|
| 13 | | 31 | 0.35 | | | 11.85 | 11.85 | 0.0 | | | | 0.0 | 0.0 |
| 15.85 | 4.19 | 26 | 0.33 | 0.164 | 2.85 | 15.23 | 12.55 | 2.68 | 0.90 | 0.10 | 0.21 | 2.415 | 1.125 |
| 16.5 | 4.19 | 32 | 0.35 | 0.174 | 0.65 | 16.30 | 13.15 | 3.15 | 0.97 | 0.03 | 0.23 | 2.739 | 1.707 |
| 21.4 | 5.17 | 26 | 0.33 | 0.164 | 4.9 | 22.16 | 17.25 | 4.91 | 0.87 | 0.13 | 0.17 | 3.598 | 6.785 |
| 22.5 | 5.17 | 28 | 0.34 | 0.168 | 1.1 | 23.61 | 18.15 | 5.46 | 0.97 | 0.03 | 0.19 | 3.878 | 8.167 |
| 23.65 | 5.47 | 26 | 0.33 | 0.164 | 1.15 | 25.08 | 19.3 | 5.78 | 0.97 | 0.03 | 0.18 | 4.015 | 9.651 |
| 24.3 | 5.60 | 30 | 0.35 | 0.171 | 0.65 | 25.93 | 19.95 | 5.98 | 0.98 | 0.02 | 0.17 | 4.097 | 10.555 |
| 27.2 | 6.19 | 26 | 0.33 | 0.164 | 2.9 | 29.30 | 22.85 | 6.45 | 0.93 | 0.07 | 0.15 | 4.114 | 14.449 |
| 33.5 | 7.28 | 26 | 0.33 | 0.164 | 6.3 | 36.82 | 21.45 | 15.37 | 0.88 | 0.12 | 0.12 | 11.211 | 30.238 |

Ahora podemos aplicar la ecuación 1.3'' con los siguientes datos:

| | |
|---|-------------------|
| $A_p=0.145 \text{ m}^2$ | $N_c= --$ |
| $c=0 \text{ t/m}^2$ | $N_q=76.9$ |
| $\phi=36^\circ$ | $D_r=0.8$ |
| $(\sigma'_{od}+\Delta\sigma'_{od}) = 7.535 \text{ t/m}^2$ | Pilote de centro |
| $(\sigma'_{od}+\Delta\sigma'_{od}) = 9.94 \text{ t/m}^2$ | Pilote de orilla |
| $(\sigma'_{od}+\Delta\sigma'_{od}) = 11.21 \text{ t/m}^2$ | Pilote de esquina |

Sustituyendo queda:

| | |
|---------------------------|-------------------|
| $Q_p = 91 \text{ ton}$ | Pilote de centro |
| $Q_p = 120 \text{ ton}$ | Pilote de orilla |
| $Q_p = 135.2 \text{ ton}$ | Pilote de esquina |

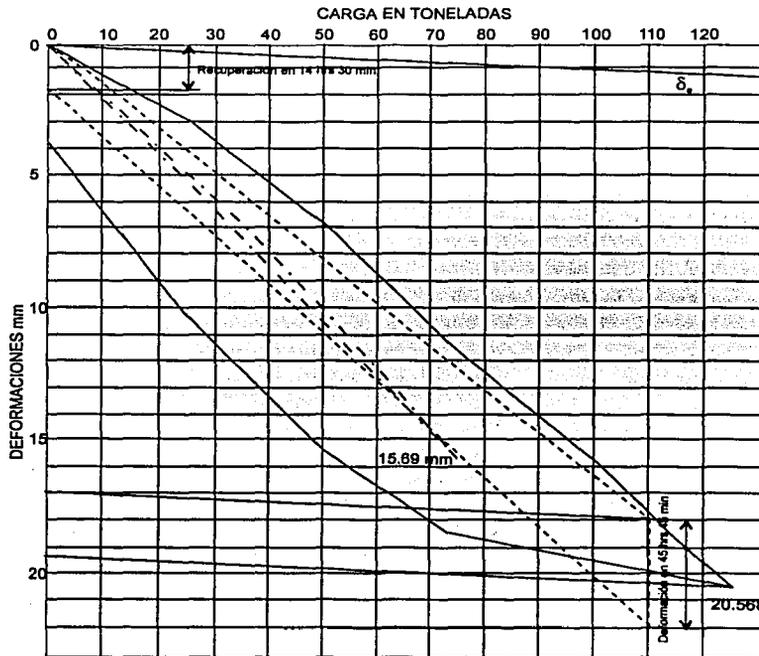
Las pruebas de carga si son bien realizadas son la mejor forma de determinar la capacidad de carga de pilotes. Las figuras 4.16 y 4.17 muestran varias pruebas de carga. La línea δ_c representa la deformación elástica del pilote. En la figura 4.16 se observa la gráfica de la prueba de carga realizada en el pilote No 43 los días 14 y 15 de junio. La carga máxima que se alcanzó fue de 110 toneladas y una deformación del suelo de 17 mm deformación; con la carga máxima mantenida durante 45 horas y 45 minutos hubo una deformación adicional de 3.8 mm aproximadamente. Luego se descargó el pilote y quedo una deformación de 18 mm, que en un tiempo de 14 horas y 30 minutos se redujo a cero. La prueba realizada al mismo pilote pero el día 16 de junio alcanzó una carga de 75 toneladas y una deformación del suelo de 14.9 mm que se recuperó totalmente al descargar el pilote.

La misma gráfica muestra la prueba realizada al pilote 289. La carga máxima fue 124 toneladas y una deformación máxima del suelo de 19.27 mm. Al descargar el pilote se observó un asentamiento permanente de 3.8 mm.

En la figura 4.17 aparece una prueba lenta del pilote No 43 con carga máxima de 89 toneladas y que al ser descargado recupera completamente la deformación de 16.5 mm. También en la figura 4.16 hay otra prueba lenta realizada al pilote No 289 que alcanzó una carga máxima de 120 toneladas y una deformación máxima del suelo de 27 mm, al descargar quedó una deformación de casi 8 mm.

De estas gráficas se puede concluir que una carga de 90 toneladas sobre el pilote produce una deformación en el suelo de aproximadamente 15.5 mm que se recuperan en su totalidad al ser descargado, es decir, se tiene un comportamiento elástico. En cambio, al aplicar cargas de cerca de 120 toneladas ya se produce una penetración del pilote dentro de la capa dura de aproximadamente de 7 mm.

Comportamiento de cimentaciones profundas en suelos blandos



- Prueba de carga del pilote N° 43 (jun 14-15 de 1949)
- - - - - Prueba de carga del pilote N° 43 (jun 16 de 1949)
- Prueba de carga del pilote N° 289 (julio 19 de 1949)

Figura 4.16 Pruebas de carga

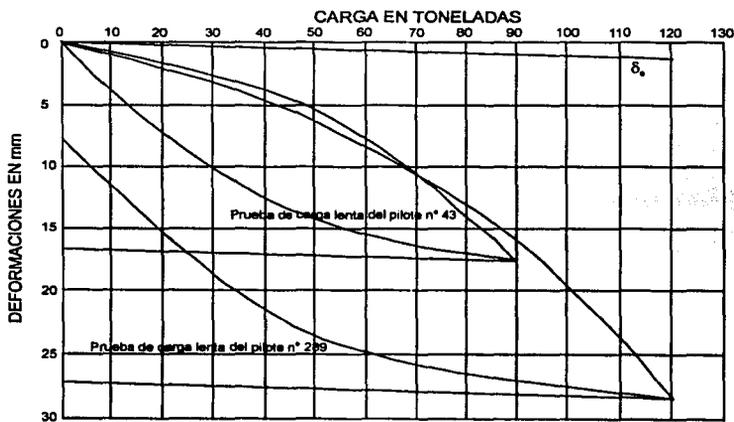


Figura 4.17. Pruebas de carga lentas

De acuerdo a lo visto en el capítulo 3 correspondiente al tema de pruebas de carga, la carga última se determina con base en los mecanismos de transmisión de carga: la capacidad de carga por fricción se alcanza cuando se presenta un desplazamiento relativo entre pilote y suelo de 6 a 10 mm, mientras que la capacidad de carga por punta requiere un asentamiento de 10% del diámetro para pilotes hincados y 30% para pilotes y pilas coladas en el sitio. Para este caso los pilotes pueden considerarse como hincados pues aun cuando fueron colados en el lugar, el tubo que sirvió de soporte para el molde del pilote fue hincado. Si se utiliza el criterio de Vesic para pilotes hincados mostrado en la figura 3.13, la deformación que deberá sufrir el suelo para alcanzar la carga última será de $\delta = 6\text{mm} + 0.10 \times 430\text{mm} = 49\text{mm}$. Si en las pruebas de carga mostradas en las figuras 4.16 y 4.17 se llegara a una deformación de 49 mm se hubiera obtenido una carga última mayor que 120 toneladas pero seguramente también se hubiera obtenido un asentamiento permanente muy grande que se consideraría inaceptable. Si en cambio se utiliza el criterio de Davisson mostrado también en la figura 3.13, la deformación sería de apenas $\delta = 7.6\text{mm}$ y como se ve en las figuras 4.16 y 4.17 se alcanzaría una la carga última de 50 a 60 toneladas, muy inferior a las 90 toneladas con las que aún se tiene un comportamiento elástico.

Se observa que tales criterios que nos indican la deformación a la cual se debe estimar la carga última sólo son guías orientadoras y que no se deben tomar como algo definitivo. Siempre se deberá analizar críticamente cada prueba de carga para cada caso en particular tomando sólo como referencia los criterios propuestos por diversos investigadores.

Zeevaert concluyó que las pruebas de carga mostraban que se podía considerar una condición de trabajo elástico límite para una carga de 90 toneladas y una carga máxima necesaria de 120 toneladas para la penetración del pilote en la capa dura. Con base en los párrafos anteriores se puede apreciar que es bastante razonable tomar dichas cargas como límites válidos para la capacidad de carga última.

Aunque en la referencia consultada no se hace mención de cuanto tiempo transcurrió entre el hincado del pilote y la realización de la prueba, es de suponerse que fue poco, considerando que la intención de la prueba era determinar la capacidad de carga por punta exclusivamente. En las condiciones de trabajo no habrá fricción positiva sino fricción negativa, por lo tanto no había razón para darle tiempo a la arcilla de recuperar su resistencia y que durante la prueba de carga contribuyera a soportar el pilote por medio de la fricción positiva. Si ese hubiera sido el caso, la fricción positiva soportaría la mayor parte de las 120 toneladas con que se efectuaron las pruebas y representaría una capacidad de carga momentánea que se esfumaría poco después por el hundimiento regional.

Para calcular el FS para los tres tipos de pilote se debe determinar la carga total sobre cada uno de ellos:

Peso total del edificio (excepto pilotes): 23 500 ton
Subpresión en la losa de cimentación: 10 t/m^2
Fuerza de flotación por subpresión: $10\text{ t/m}^2 \times 1\,114\text{ m}^2 = 11\,140\text{ ton}$
Peso total de pilotes: 1552.3 ton
Peso por cada pilote: 4.3 ton

Por otra parte, de acuerdo al análisis llevado a cabo por Zeevaert, la carga extra por la ocurrencia de un sismo en los pilotes del borde de la cimentación es de 6 toneladas. Si consideramos la mencionada carga como uniforme en todos los pilotes se estaría del lado de la seguridad.

Carga por sismo: 6 ton

La carga por fricción negativa para pilote de centro es 21.3 ton, en pilotes de orilla 27.45 ton y en pilotes de esquina 30.24 ton.

La carga total sobre cada pilote es:

| | |
|--|-------------------|
| $P = (23\ 500 - 11\ 140)/361 + 4.3 + 6.0 + 21.3 = 66$ ton | Pilote de centro |
| $P = (23\ 500 - 11\ 140)/361 + 4.3 + 6.0 + 27.45 = 72$ ton | Pilote de orilla |
| $P = (23\ 500 - 11\ 140)/361 + 4.3 + 6.0 + 30.24 = 74.8$ ton | Pilote de esquina |

El factor de seguridad para condiciones elásticas sería:

| | |
|----------------------|-------------------|
| $FS = 90/66 = 1.36$ | Pilote de centro |
| $FS = 90/72 = 1.25$ | Pilote de orilla |
| $FS = 90/74.8 = 1.2$ | Pilote de esquina |

El factor de seguridad contra la penetración del pilote es:

| | |
|-----------------------|-------------------|
| $FS = 120/66 = 1.82$ | Pilote de centro |
| $FS = 120/72 = 1.67$ | Pilote de orilla |
| $FS = 120/74.8 = 1.6$ | Pilote de esquina |

Cabe mencionar que 389 de los 361 pilotes son considerados pilotes de centro, es decir, la gran mayoría de los pilotes del grupo tiene un factor de seguridad de 1.36 y 1.8 para condiciones elásticas y contra penetración respectivamente. Mientras que 68 pilotes de orilla tienen un factor de seguridad de 1.25 y 1.67 en condiciones elásticas y contra penetración. Los más bajos factores de seguridad corresponden a los pilotes de esquina pero éstos son solamente cuatro.

Por otra parte, cuando sucede un sismo se producen dos efectos simultáneos: el primero es el incremento de cargas sobre los pilotes debido al momento de volteo y que más arriba se consideró de 6 toneladas por pilote; el segundo efecto tiene que ver con la desaparición total o parcial de la fricción negativa debido a los movimientos relativos entre suelo y pilote como ya se ha mencionado anteriormente (Auvinet y Mendoza, 1986). Después de un sismo, al disminuir o desaparecer la fricción negativa lógicamente se incrementa la capacidad de carga de los pilotes de punta y los factores de seguridad aumentan en consecuencia. No obstante, es de esperarse que conforme siga el hundimiento regional se desarrollará nuevamente la fricción negativa.

La capacidad de carga determinada de acuerdo con las NTC 1995

$$C_p = (\overline{p_v} \overline{N_q^*} F_R + p_v) A_p \quad (1.56)$$

$$\overline{p_v} = 25 \text{ T/m}^2$$

$$p_v = 41 \text{ t/m}^2$$

$$F_R = 0.35$$

$$\phi = 36^\circ$$

$$A_p = 0.145 \text{ m}^2$$

$$N_q^* = N_{\min} + L_e (N_{\max} - N_{\min}) / [4B \tan(45^\circ + \Phi / 2)]$$

$$L_e = 0.5 \text{ m}$$

$$N_{\max} = 175.6$$

$$N_{\min} = 46.8$$

$$N_q^* = 65.87$$

$$C_p = 89.5 \text{ ton.}$$

De acuerdo a la ecuación (1.3') y tomando en cuenta lo propuesto por Meyerhof en la figura 1.3. además de un factor de resistencia $F_R = 0.35$.

$$Q_p = F_R \sigma'_o N'_q A_p \quad (1.3')$$

$$\sigma'_o = 25 \text{ T/m}^2$$

$$N'_q = 65$$

$$A_p = 0.145 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 0.35 \times 235.6 = 82.5 \text{ ton}$$

Como puede verse las capacidades de carga son muy semejantes y en los dos últimos casos, ya contemplando un factor de resistencia de 0.35, son mayores de la carga que actúa sobre los pilotes. Las capacidades de carga calculadas con la ecuación de Zeevaert no están afectadas por un factor de resistencia pero en ellas ya se ha tomado en cuenta dos reducciones, una por la disminución del esfuerzo de confinamiento al nivel de desplante de la punta y otra que toma en cuenta la compacidad relativa del suelo de soporte.

Las pruebas de carga arrojaron valores de capacidad de carga muy similares a los cálculos teóricos pero se le da mayor credibilidad por ser simulacros a escala real del comportamiento de los pilotes.

Asentamientos

Los asentamientos se provocan principalmente en el estrato de arcilla que subyace a la primera capa dura: la arcilla I de la formación Tarango. Para calcular el asentamiento por consolidación secundaria se utiliza la conocida ecuación $\Delta H = m_v \Delta \sigma' H$.

La carga total, incluyendo fricción negativa y peso propio, que transmite el grupo de pilotes a la capa dura es de 24269 toneladas, lo que equivale a un esfuerzo medio de 24.27 ton/m². La presión efectiva que actúa a nivel de desplante de los pilotes después de la instalación de éstos se observa en la tabla 4.4 en la columna 13 y puede considerarse como la de los pilotes del centro, igual a 7.54 t/m². El esfuerzo efectivo completo que recibe la capa dura es de 31.8 t/m². El esfuerzo efectivo existente al mismo nivel antes de la construcción era de 28 t/m². El incremento es entonces de 3.8 t/m². Se considera a la arcilla I Tarango dividida en dos con los coeficientes de variación volumétrica y espesores mostrados en la tabla 4.2.

Los asentamientos por consolidación primaria son:

$$\Delta H_{p1} = 0.039 \times 0.38 \times 335 = 4.96 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{p2} = 0.0355 \times 0.38 \times 575 = 7.76 \text{ cm}$$

$$\Delta H_p = 12.72 \text{ cm}$$

El asentamiento por consolidación secundaria se puede calcular con la ecuación propuesta por Zeevaert:

$$\Delta H_s = \Sigma m_t H \frac{\Delta \sigma}{t_c} t \left(\log \frac{t}{t_a} - \frac{t - t_a}{2.3t} \right) \quad t_a < t < t_a + t_c$$

$$\Delta H_s = \Sigma m_t H \frac{\Delta \sigma}{t_c} t \left(\log \frac{t}{t_a} - \frac{t - t_c}{t} \log \frac{t - t_c}{t_a} - \frac{t_c}{2.3t} \right) \quad t_a + t_c < t$$

m_v , m_t , y c_v son parámetros que se obtienen de pruebas de consolidación mostrados en la tabla 4.1. t_c es el periodo de carga de 84 meses.

Los asentamientos calculados tomando en cuenta consolidación primaria y secundaria para 10, 20, 50 y 100 años fueron 23.4, 26.76, 30.34 y 32.85 cm. Las mediciones realizadas a 9 años de terminada la construcción indicaron un asentamiento de 20 cm.

Los estrictos criterios tomados en cuenta en el diseño de la cimentación de la Torre Latinoamericana han sido puestos a prueba durante ya varias décadas con eventos sísmicos de importancia. Hasta la fecha el edificio en conjunto ha presentado un comportamiento satisfactorio y es un muy buen ejemplo del diseño correcto de una cimentación. Aunque hoy en día se recomendaría colocar más pilotes en la periferia, la distribución uniforme que se adoptó ha funcionado muy bien, debido a que se consideraron adecuadamente todas las cargas incluyendo la fricción negativa y que la capacidad de carga se comprobó con pruebas de carga. Por otra parte, los asentamientos calculados han sido muy semejantes a los medidos.

4.2 Cimentaciones con pilotes de fricción¹

4.2.1 Comportamiento durante los sismos de 1985

Después de los sismos de 1985, en la Ciudad de México se detectaron básicamente dos tipos de comportamiento inadecuado (Auvinet y Mendoza, 1986):

1. Hundimiento brusco en el momento del sismo de edificaciones pesadas que funcionaban con presiones de contacto losa-suelo elevadas. Las edificaciones generalmente eran de grandes dimensiones en planta.
2. Desplomes permanentes y, en un caso, colapso total por volcamiento de estructuras esbeltas con número insuficiente de pilotes.

Se pueden agregar varias precisiones asociadas a estos dos tipos de comportamientos: era frecuente encontrar cajones de cimentación inundados en parte o en la totalidad de la subestructura, el peso de ésta agua reduce significativamente la compensación; no se cumplía la coincidencia del centro de gravedad con el centro de reacción del conjunto de pilotes, situación más desfavorable para edificaciones esbeltas; la compensación era insuficiente, aún considerando que los pilotes trabajaban a su máxima capacidad, produciendo incrementos netos de carga excesivos.

Por otra parte, durante un sismo, se ve notablemente disminuida la capacidad de carga de éste tipo de estructuras, al concentrarse los esfuerzos en las periferias de la cimentación por la excentricidad asociada al momento de volteo. Además, es probable que la fricción positiva entre pilotes y suelo se haya disminuido de forma importante por pérdida de resistencia del suelo durante el sismo.

4.2.2 Comportamiento de una cimentación mixta instrumentada.

La razón por la que persisten incertidumbres en el análisis y diseño de las cimentaciones mixtas en la ciudad es en gran medida porque se desconocen las variables causales de su comportamiento, tales como las presiones de contacto losa-suelo, las cargas sobre los pilotes, y las variaciones con la profundidad de las deformaciones del subsuelo y de la presión de poro (Mendoza et al., 1996 y 2000). Con el propósito de conocer con más detalle el comportamiento de la cimentaciones mixtas, constituidas por cajón-pilotes de fricción, Mendoza y Romo, investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM dirigieron la instrumentación geotécnica y sísmica de la cimentación del apoyo No. 6 del puente Impulsora, Metropolitano línea B, ubicado en la zona metropolitana noreste. El puente cruza la Avenida Central, tiene 689 m de longitud, 8 apoyos y rampas de acceso de material

¹ Como ya se mencionó en el capítulo 1, las cimentaciones con pilotes de fricción suelen utilizarse en complemento con cajones de cimentación parcialmente compensados, para reducir los asentamientos al pasar parte de la carga a estratos profundos.

ligero. Cada apoyo consta de 2 dos líneas transversales de columnas de concreto reforzado sobre las que están apoyados los demás elementos estructurales. El claro Oeste del apoyo 6 es de 56.8 m, de columna a columna y, el claro Este es de 43.0 m. Tiene 8 columnas rectangulares en 2 líneas, cuatro por línea, separadas a cada 17 m. La cimentación esta formada por un cajón hueco en forma romboidal, con dimensiones de 15 x 22 m y se desplazó a 3 m de profundidad. La dimensión longitudinal del cajón es mayor hacia el oeste, a fin de eliminar la excentricidad debida a las cargas mayores del claro oeste. El cajón es muy rígido debido a sus contratraves de concreto reforzado de 2.7 m de peralte y 0.5 ó 0.6 m de ancho, la losa de cimentación tiene un espesor uniforme de 0.25 m, figura 4.18.

El sitio de estudio se localiza en la región virgen noreste de la zona del Lago; la resistencia de punta de cono se muestra en la figura 4.19, la costra superficial muy delgada fue prácticamente removida por la excavación y debajo se encuentran los depósitos arcillosos muy blandos (FAS) con resistencia media no drenada de 12.6 kPa (1.29 T/m^2), obtenida de pruebas triaxiales UU.

Antes de realizar la excavación se hincaron 77 pilotes, formados cada uno por dos segmentos de 15 m con los que se llegó a una profundidad de 30 m, dejando un “colchón” entre la punta y la primera capa dura para los futuros asentamientos regionales. Los pilotes son de sección cuadrada de 0.5 m por lado. Antes del hincado se realizó una perforación previa de 50 cm de diámetro en los 3 ó 4 primeros metros. El objetivo de hincar los pilotes antes de la excavación fue minimizar el tiempo en que estuviera abierta y para reducir la expansión del fondo.

En la figura 4.20 a) se pueden observar las cargas actuantes cerca de la cabeza de los pilotes instrumentados. Debe notarse que al comienzo de la construcción existía una amplia variación de las cargas pues el cociente entre cargas máxima y mínima era de 2.35, después, al inicio de operación del puente el cociente disminuye a 1.56 y, en julio de 2000 el cociente fue aproximadamente 1.25. Lo anterior hace pensar que hay una redistribución de las presiones conforme pasa el tiempo debido a que la rigidez del cajón de cimentación juega un papel uniformador: los pilotes más cargados son forzados a ceder por el cajón que transfiere la carga a los pilotes menos cargados. En la figura mencionada se puede apreciar el proceso uniformador de las cargas soportadas por los pilotes.

La figura 4.21 a) y c) representan la variación de las cargas en los ejes 11 y Z. Las cargas van siendo cada vez más uniformes conforme pasa el tiempo y se observa también que en las últimas mediciones las cargas más altas, aunque ligeramente, se presentan en las orillas. Mendoza remarca que las cargas más altas fueron medidas en los pilotes de esquina y en uno del lado largo, respecto a los pilotes del centro y del lado corto, hecho coincidente con mediciones realizadas por otros investigadores (Hansbo, 1984; Sommer et al, 1985; Jendeby, 1986).

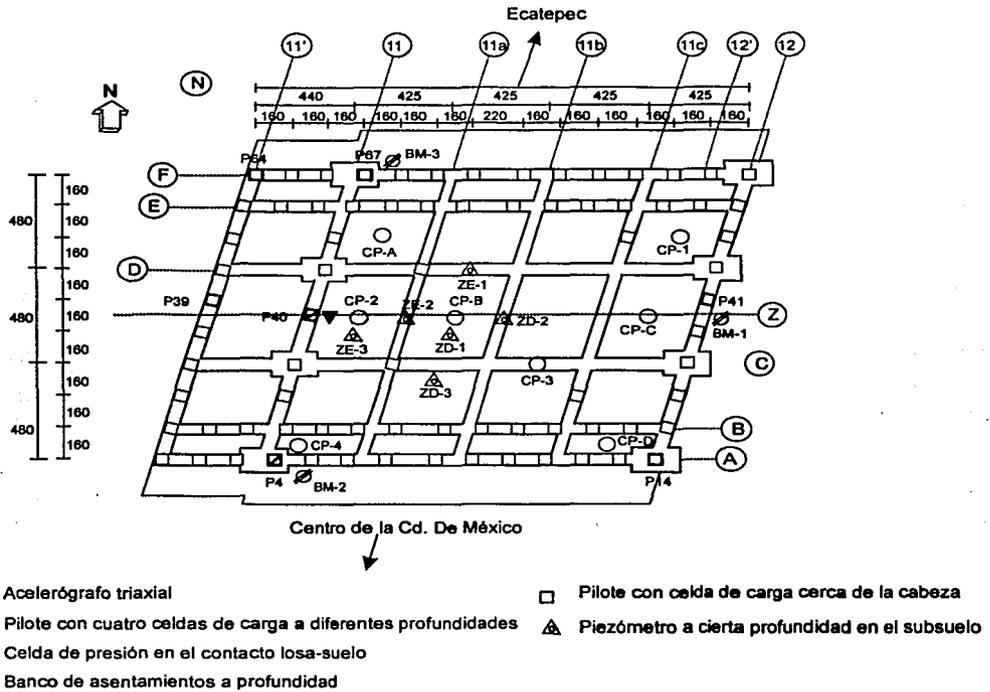


Figura 4.18 Vista en Planta con localización de pilotes e instrumentos

En la gráfica 4.22 están las mediciones de las celdas de carga ubicadas a distintos niveles de un pilote. Adviértase que hacia el final de la construcción se desarrolla fricción positiva en todo lo largo del pilote, se observa que la carga axial disminuye en forma prácticamente lineal con la profundidad debido a la transferencia de carga al suelo por los esfuerzos cortantes desarrollados en la interfaz pilote-suelo. Este hecho muestra la conveniencia de calcular la capacidad de carga por fricción en términos de esfuerzos totales y resistencia no drenada. También es notable que la capacidad de carga por punta llega a 25% (20 ton) del total. Si se utiliza la ecuación 1.5 con $\alpha = 1$, $c_{us} = 1.29 \text{ T/m}^2$ y $A_3 = 2\text{m}$, se obtiene una capacidad de carga por fricción de 70 toneladas, muy aproximado a lo medido por los instrumentos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

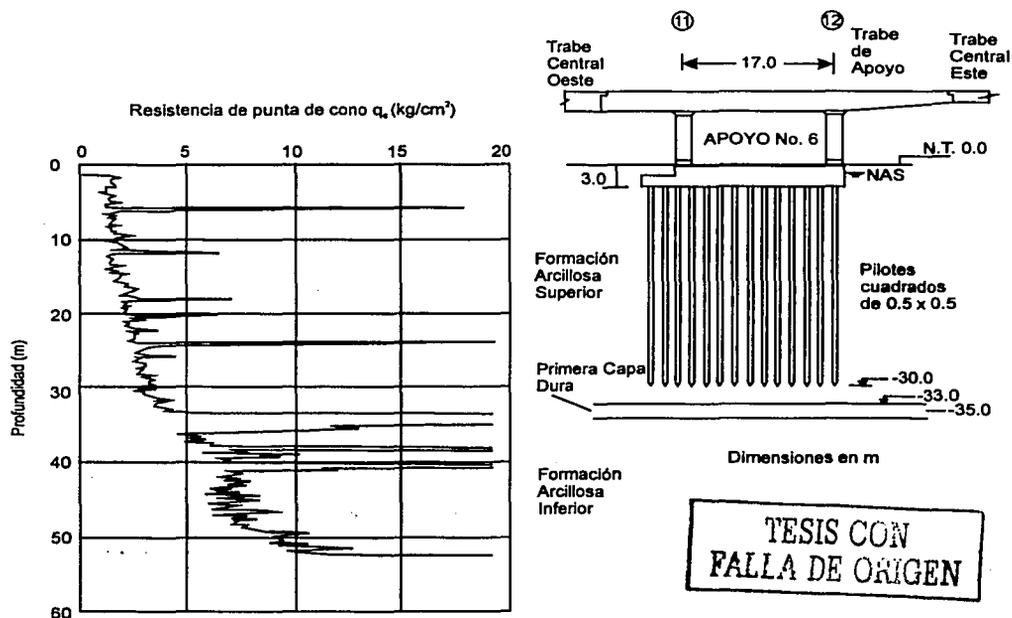


Figura 4.19 Perfil geotécnico y vista lateral de la cimentación y superestructura

En la gráfica 4.20 b) aparece la evolución de las presiones en la interfaz losa-suelo. Durante el incremento de cargas por la construcción de la superestructura se da un incremento en las presiones losa-suelo a un ritmo menor que el que registran las celdas de carga cercanas a las cabezas de los pilotes, esto significa que los incrementos de carga los soportan primordialmente los pilotes. Desde el inicio de la construcción aparece una distribución no uniforme de las presiones, el cociente entre las presiones máxima y mínima fue de 2.64; al final de la construcción el cociente disminuye a 2.42 y después de cuatro años de operación, en el año 2000, el cociente disminuyó aún más para quedar en 1.70. Se observa por lo tanto que las presiones de contacto tienden a ser más uniformes en toda el área de la cimentación. El valor medio de la presión sobre la losa de cimentación es de $2.16T/m^2$.

Al revisar las figuras 4.20 a) y b), con mayor claridad en la parte izquierda de cada gráfica, Mendoza hace notar la interacción entre cajón y pilotes: "Las celdas de carga en la cabeza de los pilotes P4, P40 y P64 en el lado poniente registran las mayores cargas medidas, lo que determina que en ese lado se tengan las menores presiones de contacto. En el lado opuesto, las celdas de carga dispuestas en la cabeza de los pilotes P14 y P41 indican menores cargas al valor medio de éstas, a lo que se asocian las presiones de contacto más altas, registradas por las celdas de presión CP-C y CP-D, situadas en la porción oriente" (Mendoza et al, 1996). En la figura 4.21 b) aparecen las presiones de contacto entre los ejes 11 y 11a, se observa que las presiones aumentan y se van uniformizando al ir avanzando la

construcción y al comenzar la operación del puente se vuelven prácticamente constantes. También se observa que las presiones mayores se presentan en las orillas, aun después de cinco años de iniciada la construcción.

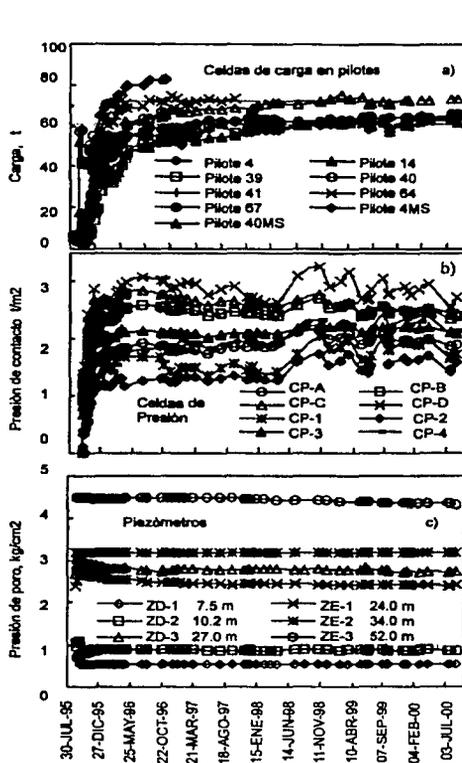


Figura 4.20

Evolución de carga en pilotes, presiones de contacto y de poro.

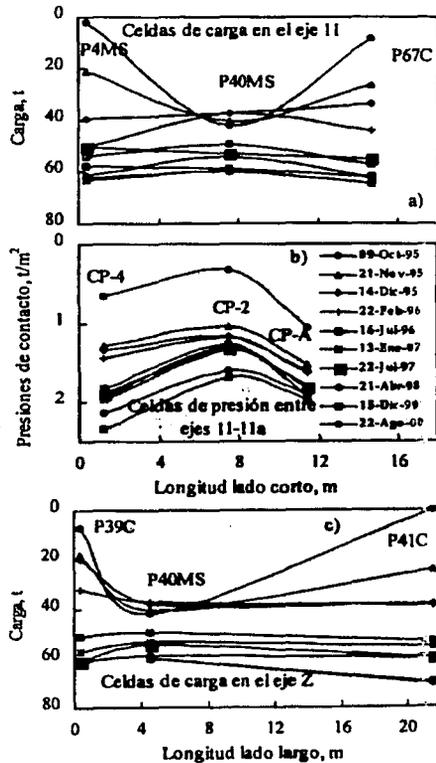


Figura 4.21

Distribución y evolución de las cargas sobre pilotes y presiones de contacto

De las mediciones de la presión de poro se observó que el incremento más alto por el hincado de los pilotes se dio en la zona cercana a la cabeza de los pilotes, independientemente de si era un estrato de arcilla o lente arenoso; el piezómetro ZD-3 presentó un incremento de hasta 21% de la presión hidráulica inicial. Se notó además un tiempo sorprendentemente corto para la disipación de la presión de poro en exceso de la inicial, debido probablemente a las microfisuras existentes en la arcilla de la Ciudad de México. También se observó que la presión de poro se mantiene prácticamente constante ante la aplicación de cargas en los pilotes, hecho que aparentemente se explica por la

concentración de pilotes en la periferia y su acción afecta al subsuelo en una distancia menor que la que hay a los piezómetros.

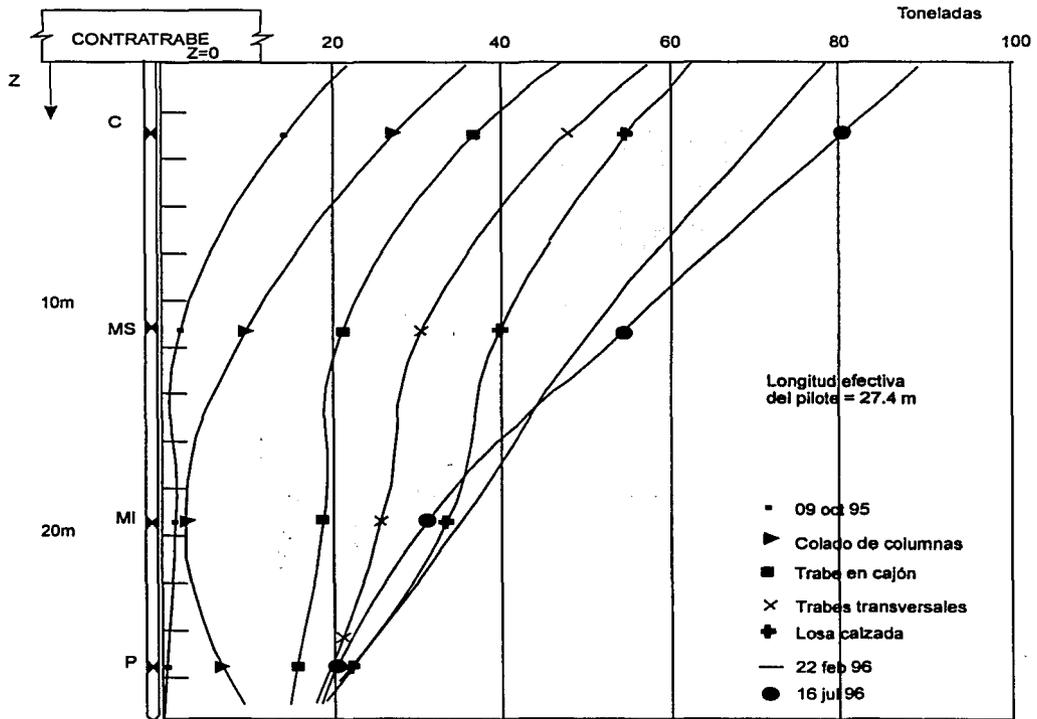


Figura 4.22 Variación de la carga a lo largo del pilote P4 durante su construcción

La figura 4.23 muestran los asentamientos medidos de la cimentación. Al final de la construcción del puente se tenía un asentamiento total de 20 cm y uno diferencial de 2.4 cm entre los ejes de las columnas. Hacia julio del año 2000 el asentamiento total era superior a los 40 cm en el eje 11 y el asentamiento diferencial era de 6.4 cm entre los ejes 11 y 12. En la misma figura en el inciso c) se observa claramente la aparición de un “escalón” de 20 mm aproximadamente, debido a la ocurrencia del sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999.

De las mediciones realizadas durante el sismo de Tehuacán, que tuvo una magnitud $M_w=6.7$, con epicentro localizado a 16 km aproximadamente al sureste de la ciudad de Tehuacán, se obtuvo información importante. En la tabla 4.5 podemos ver las aceleraciones máximas registradas en la cimentación, en campo libre superficial y en campo libre pozo. Un hecho sobresaliente es que las aceleraciones horizontales en campo libre superficial (CLS) y en la cimentación fueron prácticamente las mismas, “lo que pone de manifiesto la reducida rigidez del sistema de cimentación que incluye a los pilotes, ante movimientos

horizontales”, “en cuanto a las aceleraciones verticales se observa una disminución drástica de las registradas en el puente al compararla con las de CLS. A este hecho contribuye la gran rigidez de los pilotes en sentido vertical en contraposición con la rigidez del suelo” (Mendoza et al, 2000).

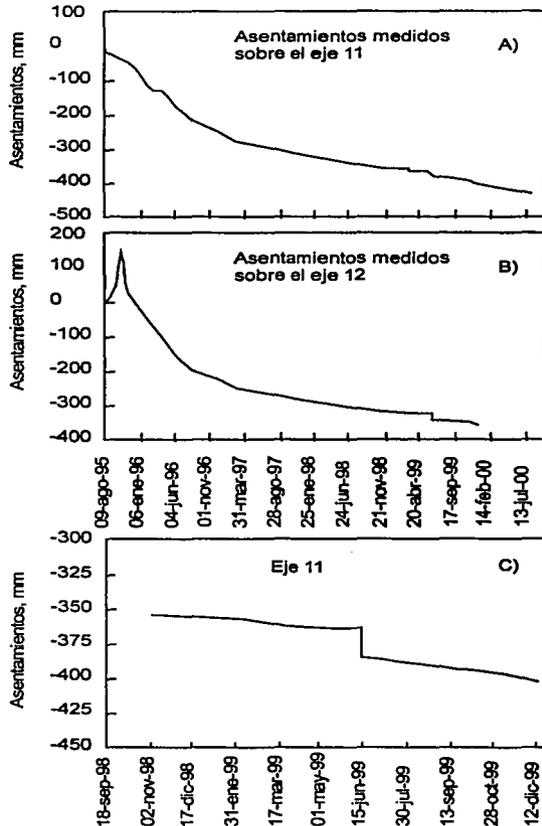


Figura 4.23 Evolución de asentamientos de la cimentación a 5 años de la construcción.

Por otra parte, se registraron las variaciones de las cargas en los pilotes durante el sismo. En la figura 4.24 se aprecia que la amplitud máxima de las acciones dinámicas fueron de 3.55 ton y 14.1 ton para los pilotes P14 y P40 respectivamente. Es notable el hecho de que la amplitud máxima corresponde al pilote P40 del centro del eje 11 y no al P14 ubicado en una esquina. También se observa que ambos pilotes disminuyen la carga soportada al finalizar el sismo: los pilotes P40 y P14 inician con 63 y 74.3 ton, y terminan con 56 y 71 ton respectivamente.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Tabla 4.5. Aceleraciones de la cimentación, campo libre superficial y pozo.

| Dirección | Aceleraciones máximas en la cimentación | | Cociente entre cimentación y campo libre superficial |
|--------------|--|----------|--|
| | Gals | Relativa | |
| Longitudinal | 28.10 | 1.000 | 0.96 |
| Transversal | 24.62 | 0.867 | 0.99 |
| Vertical | 2.15 | 0.077 | 0.14 |
| | Aceleraciones máximas en campo libre superficial (CLS) | | Cociente entre CLS y CLP |
| Longitudinal | 29.07 | 1.000 | 1.78 |
| Transversal | 24.66 | 0.848 | 2.26 |
| Vertical | 15.20 | 0.523 | 2.91 |
| | Aceleraciones máximas en campo libre Pozo (CLP) | | Dirección longitudinal del Puente : N80°W |
| Longitudinal | 16.31 | 1.000 | |
| Transversal | 10.91 | 0.669 | |
| Vertical | 5.22 | 0.322 | |

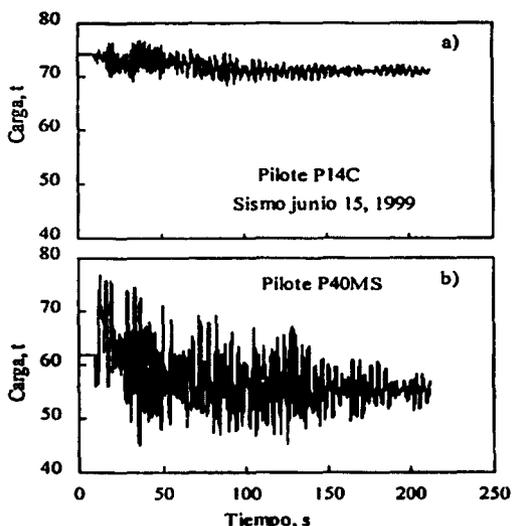


Figura 4.24 Cargagramas en los pilotes P14C y P40MS durante el sismo de Tehuacán

En la figura 4.25 aparece la variación de presiones de contacto losa-suelo. La amplitud máxima fue de 0.25 T/m^2 en la celda CP1 y en la celda CP2 de 0.08 T/m^2 . Nuevamente se puede apreciar la interacción entre pilotes y cajón: los incrementos de carga por sismo los soportan principalmente los pilotes, pero con los movimientos de la cimentación se le va transfiriendo poco a poco la carga al cajón. Además de la variación ciclica de presiones en la losa se observa un sostenido aumento de las presiones. En la celda CP1 se pasó de una presión inicial de 1.49 T/m^2 a 1.84 T/m^2 al finalizar el sismo y, en la celda CP2 de 1.47 a 1.52 T/m^2 .

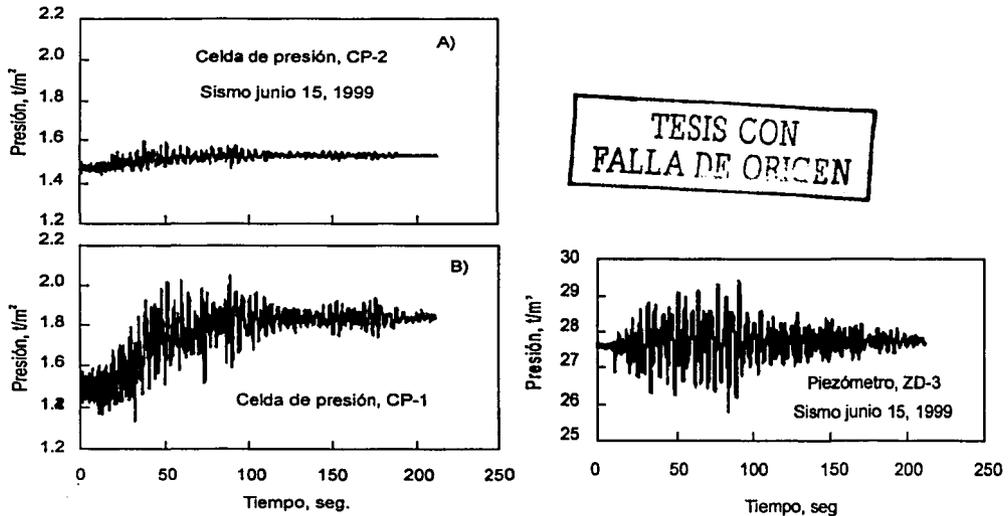


Figura 4.25 Presiogramas en la interfaz losa-suelo y registro de la presión de poro en un estrato arcilloso a 27 m de profundidad durante el sismo de Tehuacán.

En lo que respecta a la variación de la presión de poro, figura 4.25, se confirmó que su componente dinámico en la formación arcillosa superior durante un sismo de mediana intensidad “es muy reducido, totalmente transitorio y consecuentemente sin presión residual postsísmica” (Mendoza et al, 2000). La amplitud máxima de la variación de la presión de poro fue de 1.57 T/m^2 , es decir, apenas 5.7% de los 27.6 T/m^2 .

Cabe resaltar que para el cálculo de la capacidad de carga por fricción, la ecuación 1.5 dio buenos resultados utilizando un valor de 1 para el coeficiente α en los casos vistos de pilotes instrumentados en el exvaso de Texcoco y en el la cimentación del puente Impulsora. Sin embargo, se ha visto también que el valor de α puede ser menor, aproximadamente 0.8. Se puede considerar que para arcillas de la Cd de México es aceptable utilizar un valor $\alpha=1$, tomando en cuenta que se utilizará un factor de seguridad de 2.5 a 3.

Alberto Jaime realizó varias pruebas de carga estáticas y cíclicas y encontró que para pilotes de fricción hincados en arcillas de la Ciudad de México un valor de 1.2 para el coeficiente α de la ecuación 1.5 era satisfactorio, siempre y cuando los pilotes se hincaran sin perforación previa o que la perforación tuviera un diámetro no mayor a la mitad del diámetro o lado del pilote; además, considera que para fines de cálculo no se incrementará el radio o semiancho del pilote como lo recomienda Zeevaert para tomar en cuenta que el deslizamiento relativo pilote-suelo ocurre realmente entre una costra de suelo adherida al fuste y el suelo. Jaime también encontró que la capacidad de carga obtenida con una prueba rápida (aplicación de la carga en unos cuantos segundos) es por lo menos 1.5 veces mayor que la capacidad de carga obtenida en una prueba lenta (aplicación de incrementos de carga cada dos horas aproximadamente).

En las pruebas cíclicas encontró que cuando la carga estática sostenida más la mitad de la carga cíclica ($P_{m\acute{a}x} = P_{sost} + 0.5P_{cy}$) llegan a un valor entre 1.15 y 1.3 veces la carga estática última del pilote P_u , la capacidad de carga por fricción se reduce al 85% de la carga que soportaría si no hubiese sido perturbado dinámicamente, sin embargo los desplazamientos verticales permanentes llegan a ser grandes. Por otro lado, cuando la carga máxima $P_{m\acute{a}x}$ es menor que la carga última P_u los pilotes exhiben un comportamiento casi elástico y desplazamientos permanentes muy pequeños, de unos cuantos mm (Jaime et al, 1988).

Los pilotes instrumentados P14C y P40MS tuvieron después del sismo una carga soportada de 96% y 89% de la que soportaban antes del sismo, lo cual no necesariamente significa que hayan disminuido su capacidad de carga, sino que al ir cediendo unos milímetros transfirieron carga al cajón. En conjunto, la cimentación sufrió un asentamiento de 20 mm a causa del sismo. De acuerdo a las investigaciones de Jaime parece ser que las cargas máximas sobre los pilotes del puente impulsora alcanzaron valores cercanos a la carga estática última.

Considerando el análisis que se hizo de algunos edificios sobre pilotes de fricción que sufrieron asentamientos durante los sismos de 1985 y las investigaciones de Jaime, Tamez recomienda un factor de seguridad mínimo de 1.7 (Tamez, 2001):

$$FS = Q_u / (P_{sost} + 0.5P_{cy}) \quad (4.1)$$

- Q_u capacidad de carga última del pilote
- P_{sost} carga sostenida ó carga en condiciones estáticas
- P_{cy} carga cíclica aplicada ó carga debida a sismo, $P_{cy} = P_{m\acute{a}x} - P_{m\acute{m}n}$

4.2.3 Ejemplo de mal comportamiento de una cimentación cajón-pilotes de fricción.

Se presenta el caso de un edificio ubicado en la parte sur de la llamada zona de daños mayores por los sismos de 1985, en las cercanías de la colonia Roma Sur. De acuerdo a la fuente consultada (Schmitter, J.M., 1986) el edificio tiene una planta aproximadamente rectangular de 974 m², de 41.3 m de largo por 23.6 m de ancho y una altura de 59.3 m tomando como nivel cero el nivel de la banqueta. Consta de un sótano, planta baja y 14 niveles; la torre del edificio, ubicada en la parte central del cajón, es de planta prácticamente cuadrada con 24 m por lado. La estructura está resuelta por medio de marcos de concreto en ambas direcciones. En las figuras 4.26 y 4.27 se observan las sección de perfil y la vista en planta de la cimentación con la ubicación de columnas y pilotes.

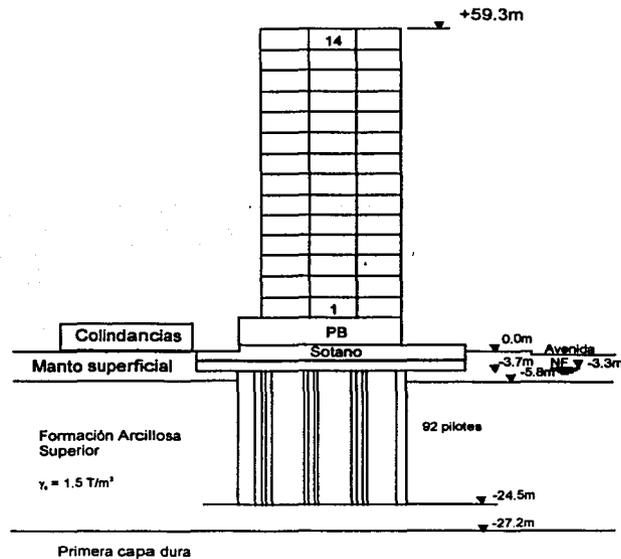


Figura 4.26 Vista de perfil

La cimentación está constituida por un cajón que abarca todo el predio, desplantado a 3.7 m de profundidad con el que se compensan 5 406 ton, y 92 pilotes de fricción de sección triangular de 50 cm de lado y longitud de 20.8 m. En 1973, año de la construcción, la distancia entre la punta de los pilotes y la primera capa dura era de 3.5 m, en 1985 se redujo a 2.7 m. La capacidad individual de los pilotes que se estimó fue de 126 toneladas y la capacidad del conjunto de pilotes fue de 11592 ton. En la referencia también se proporcionan diferentes pesos del edificio: para diseño estructural se estima el peso en 14 434 ton; para análisis sísmico, 13 683 ton y para asentamientos, 13 204 ton.

El estudio geotécnico realizado en 1971 indicó que la costra superficial llegaba a una profundidad de 5 m, formado por relleno, limos de alta plasticidad y arenas limosas sueltas;

de 5 a 28 m de prof. se encontraba la formación arcillosa superior con interestratificaciones de arenas y limos; a los 28 metros y hasta 32 m se localizó la primera capa dura, formada por limos arenosos de consistencia firme a muy firme y arenas limosas compactas.

En la figura 4.28 aparecen los resultados de un sondeo con cono estático realizado en 1985, inmediatamente después de los sismos. La resistencia de punta media q_c resultó de 7.0 kg/cm^2 , y la resistencia de fricción f_{sc} , de 0.2 kg/cm^2 .

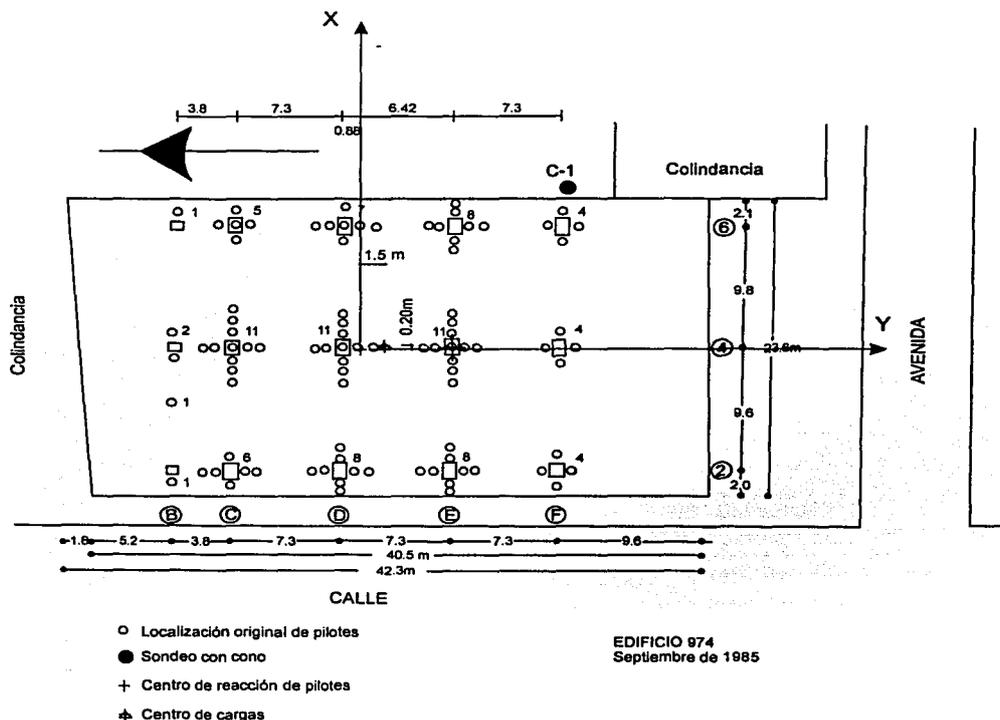


Figura 4.27 Vista en planta, distribución de pilotes y, centros de carga y de reacción.

Desde su construcción y hasta antes de los sismos el edificio tuvo asentamientos diferenciales de 19 cm, medidos entre la columna C2 y F6, figura 4.29 y 4.30. A causa de los sismos de 1985 los asentamientos diferenciales llegaron a 26 cm, es decir, se incrementaron bruscamente 7 cm. El desplome del edificio es hacia el sureste, en promedio 45.5 cm en los 59.3 m de altura (0.8%) y ésta información es compatible con la observada en la planta baja, lo cual hace pensar que la estructura se mueve como cuerpo rígido.

Schmitter también proporciona en la gráfica 4.27 los centros de carga y de reacción del sistema de pilotes. Con base en ellos se determina la excentricidad entre ambos centros y se calcula el momento provocado por dicha excentricidad. También se hace el cálculo del

momento de volteo producido por un sismo de acuerdo a lo indicado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

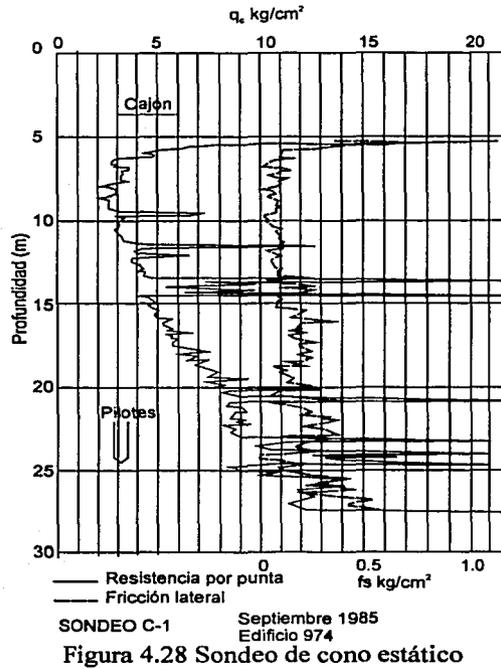


Figura 4.28 Sondeo de cono estático

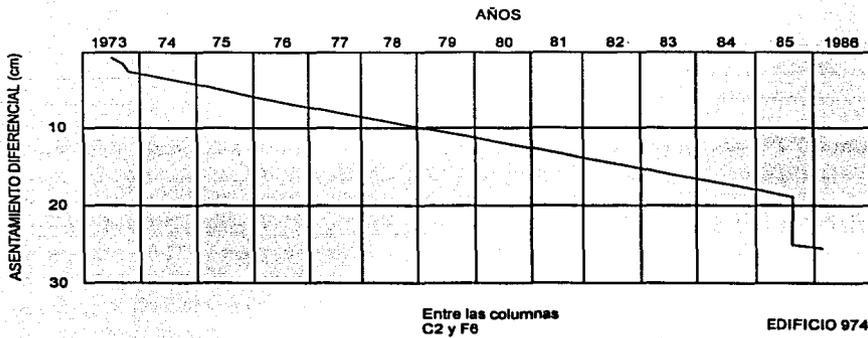
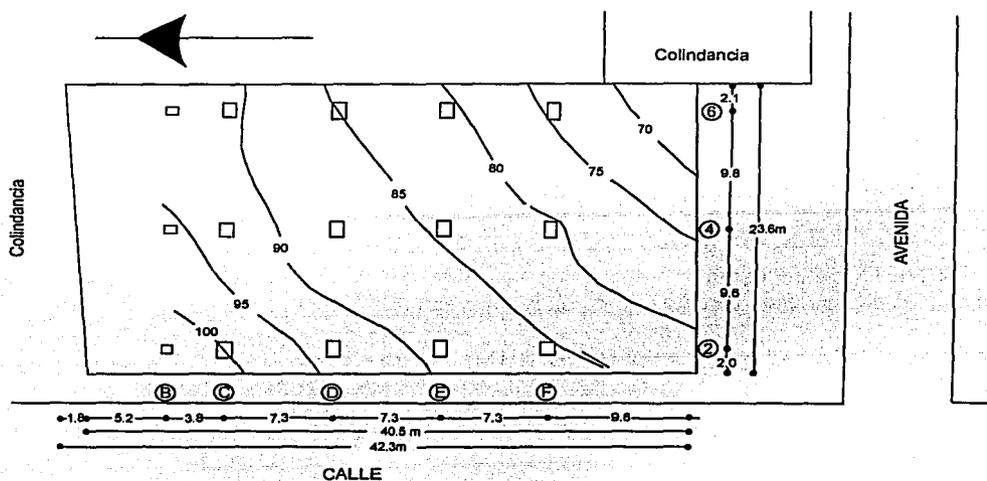


Figura 4.29 Asentamientos diferenciales entre columnas C2 y F6



Curvas de nivel del techo del sótano

EDIFICIO 974
Septiembre de 1985

Figura 4.30 Curvas de nivel del techo del sótano.

Datos generales del edificio:

| | |
|--|-------------------------|
| Área de la cimentación (Ac): | 974 m ² |
| Longitud (A): | 41.3 m |
| Ancho (B): | 23.6 m |
| Profundidad de desplante (D _f): | 3.7 m |
| Altura del edificio sobre el desplante (H _t): | 63.0 m |
| Centro de gravedad (H _g): | 29.7 m |
| | |
| Peso de la estructura para análisis sísmico (P _e): | 13 683 ton |
| Peso compensado por el cajón (P _t): | 5 406 ton |
| Carga neta (P _n): | 8 277 ton |
| Presión neta media (P _{ne} = P _n / Ac): | 8.50 ton/m ² |
| Excentricidad en dirección X (e _x): | 0.2 m |
| Excentricidad en dirección Y (e _y): | 1.5 m |
| | |
| Momentos estáticos por excentricidad | |
| Momento en X, Me _x = 13 683 x 0.2 = | 2 737 ton m |
| Momento en Y, Me _y = 13 683 x 1.5 = | 20 525 ton m |

Momentos sísmicos

Para calcular el momento de volteo se considera que la altura del centro de gravedad se localiza a 29.7 m. De acuerdo al Reglamento de construcciones del Distrito Federal y dado que se trata de una estructura resuelta con marcos de concreto reforzado se adopta un valor

para el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y el coeficiente sísmico $c = 0.4$ tomando en cuenta que la estructura se localiza en la zona III o lacustre y es tipo B.

$$M_{sx} = \frac{c}{Q} 13683 Hg = \frac{0.4}{4} \times 13683 \times 28 = 38312 \text{ ton m}$$

$$M_{sy} = 0.3 M_{sx} = 0.3 \times 38312 = 11494 \text{ ton m}$$

Capacidad de Carga del cajón

Para calcular la capacidad de carga de cajón se emplea la siguiente expresión:

$$q_u = 5.14 c_u (1 + 0.2 D_f / B) (1 + 0.2 B / A) + \gamma D_f$$

donde :

c_u resistencia al esfuerzo cortante obtenida en la prueba UU
las demás variables se han definido anteriormente

Para obtener indirectamente el valor de c_u a partir del sondeo de cono estático se utiliza la correlación experimental

$$c_u = q_c / N_K$$

donde :

q_c resistencia a la penetración del cono
 N_K coeficiente de correlación empírico y que para arcillas del Valle de México es aproximadamente 13

$$c_u = 7.0 / 13 = 0.54 \text{ kg/cm}^2 = 5.4 \text{ ton/m}^2$$

$$q_u = 5.14 \times 5.4 \times (1 + 0.2 \times 3.7 / 23.6) (1 + 0.2 \times 23.6 / 41.3) + 1.5 \times 3.7 = 37.4 \text{ ton / m}^2$$

La capacidad de carga admisible del cajón, sin tomar en cuenta los pilotes, utilizando el factor de seguridad de 4 recomendado por Casagrande para cimentaciones someras sobre arcillas saturadas:

$$q_{ad} = 37.4 / 4 = 9.36 \text{ ton / m}^2$$

Como se puede observar la capacidad de carga admisible es superior a la presión neta media, sin embargo, aun utilizando un valor de 4 para el factor de seguridad, "que podría parecer conservador, da valores de presión neta admisible que suelen generar asentamientos inadmisibles en el caso de arcillas blandas saturadas de alta compresibilidad" (Tamez, E., 2001). Desafortunadamente Schmitter no reporta datos del coeficiente de variación volumétrica m_v para poder calcular los asentamientos pero se puede concluir que estos resultaban excesivos y que por lo tanto se utilizaron los pilotes como medio para reducirlos.

Ahora se considera la falta de compatibilidad de las deformaciones de la losa de cimentación y los pilotes, tal como lo expresan claramente Santoyo y Gutiérrez: los pilotes

de fricción alcanzan su carga de diseño con un desplazamiento de unos dos centímetros e incluso menos, del orden de unos cuantos milímetros (Auvinet y Hanel, 1978); del otro lado se tiene que la carga de diseño de una losa, con los factores de seguridad usuales, se obtiene con asentamientos de 10 cm por lo menos. Entonces resulta que la compatibilidad de respuesta en el sistema losa-pilotes se logra únicamente con cargas muy pequeñas en la losa. Es por esta razón que en lo siguiente se hace la evaluación de la estabilidad del edificio considerando únicamente la aportación de los pilotes descontando la capacidad del cajón.

Capacidad de carga individual de pilotes

De acuerdo a las ecuaciones 1.1 y 1.4, la capacidad de carga última por punta y fricción con base en información obtenida con el cono estático se tiene lo siguiente:

$$Q_p = q_c A_p \quad (1.1)$$

$$q_c = 70 \text{ ton/m}^2$$

$$A_p = 0.108 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 70 \times 0.108 = 7.58 \text{ ton}$$

$$Q_s = f_{sc} A_s \quad (1.4)$$

$$f_{sc} = 2 \text{ ton/m}^2$$

$$A_s = 0.5 \times 3 \times 20.8 = 31.2 \text{ m}^2$$

$$Q_s = 62.4 \text{ ton}$$

La capacidad última de cada pilote es:

$$Q_{up} = 7.6 + 62.4 = 70 \text{ ton}$$

En este caso no se utilizó un factor de seguridad porque se está suponiendo que el pilote está trabajando a su máxima capacidad y que está en una condición de creep.

Se supondrá que la carga neta estática está distribuida uniformemente y la fracción que se transmite a cada grupo de pilotes es proporcional al área tributaria (A_t) de la columna que le sobreyace. Se presenta como ejemplo el cálculo para la columna F6.

$$A_t = (9.6 + 7.3/2) \times (2.1 + 9.8/2) = 92.75 \text{ m}^2$$

$$P_{ne}' = A_t P_{ne} = 92.75 \times 8.5 = 788.4 \text{ ton}$$

Cargas inducidas por la excentricidad en los grupos de pilotes

Considerando al cajón como cuerpo rígido, se puede suponer que la reacción inducida por el momento estático en cada eje es proporcional a la distancia que lo separa del centro de reacción de los pilotes. Se hace la suposición de que, la tendencia a girar del edificio debida al momento estático es alrededor de los ejes X y Y, que contienen al centro de reacción del sistema de pilotes.

La carga total actuante en el eje $j=2, 4$ ó 6 es:

$$F_j = \frac{M_{ex} X_j}{\sum_{i=1}^{i=m} X_i^2}$$

Para el eje 6 $\sum_{i=1}^{i=3} X_i^2 = 9.7^2 + 0.0 + 9.8^2 = 190.13$

$F_6 = (2\,737 \times 9.8) / 190.13 = 141.1$ ton

La carga unitaria lineal en el eje 6 es: $q_{e6} = 141.1 / 42.3 = 3.34$ ton/m

La longitud tributaria (Lt) de la columna F6 es 13.25 m y la carga por excentricidad estática en la misma columna es: $P_{e6} = 13.25 \times 3.34 = 44.19$ ton.

De la misma forma, la carga total actuante en el eje j=B, C, D, E ó F es:

$$F_j = \frac{M_{ey} Y_j}{\sum_{i=1}^{i=n} Y_i^2}$$

Para el eje F $\sum_{i=B}^{i=F} Y_i^2 = 11.48^2 + 8.18^2 + 0.88^2 + 6.42^2 + 13.72^2 = 440.7$

$F_F = (20\,525 \times 13.72) / 440.7 = 639$ ton

La carga unitaria lineal en el eje F es: $q_{eF} = 639 / 23.6 = 27.1$ ton/m

La longitud tributaria (Lt) de la columna F6 es 7 m y la carga por excentricidad estática en la misma columna es: $P_{e6} = 27.1 \times 7 = 189.5$ ton.

La suma de la carga estática neta más las cargas inducidas por la excentricidad en ambas direcciones dan la carga total a que se ve sometida la columna F6 en condiciones estáticas: $P_t = 788.4 + 44.19 + 189.5 = 1\,022.1$ ton

Considerando que debajo de esa columna se instalaran pilotes con las mismas características de los existentes y que trabajaran a su máxima capacidad, es decir, que cada uno soportara 70 ton, se necesitarían 15 pilotes ($1022 / 70 = 14.6$), sin embargo en la columna F6 sólo estaba soportada por 4 pilotes, lo que significa un déficit de 11 pilotes. Los cálculos para las demás columnas se hicieron en forma análoga y se muestran en la tabla 4.6. Cabe resaltar que en las columnas F2 y F4 también hay un déficit importante de pilotes. En el eje B se observa un déficit pero no tan grande. Por el contrario, en los ejes centrales C, D y E hay capacidad de sobra que va disminuyendo en el orden en que se mencionaron los ejes. Podría decirse que, por la cercanía existente entre los ejes B y C, la capacidad sobrante del eje C compensa la faltante del eje B. En los ejes 2, 4 y 6 también hay un comportamiento asimétrico: se distingue que todas las columnas del eje 2 tienen menor déficit o mayor sobrante de pilotes que las columnas del eje 6.

Tabla 4.6. Comparación de pilotes requeridos con pilotes existentes en el caso estático

| columna | At | At Pnē' | momento estático X | | | momento estático Y | | | Pt ton | # pilotes requeridos Pu70 | # pilotes real | Diferencia entre lo existente y lo requerido |
|---------|----------------|---------|--------------------|--------------|------------|--------------------|--------------|------------|-----------|---------------------------------|-------------------|--|
| | m ² | ton | Lt m | qex ton/m | Pex ton | Lt m | qey ton/m | Pey ton | | | | |
| B2 | 50.38 | 428.3 | 7.35 | -3.30 | -24.26 | 6.85 | -23.64 | -161.9 | 242.0 | 3.5 | 2.0 | -1.5 |
| B4 | 77.99 | 662.9 | 8 | 0 | 0.00 | 9.75 | -23.64 | -230.5 | 432.4 | 6.2 | 2.0 | -4.2 |
| B6 | 60.45 | 513.8 | 8.6 | 3.34 | 28.68 | 7 | -23.64 | -165.5 | 377.0 | 5.4 | 1.0 | -4.4 |
| C2 | 38.02 | 323.1 | 5.55 | -3.30 | -18.32 | 6.85 | -16.14 | -110.6 | 194.2 | 2.8 | 6.0 | 3.2 |
| C4 | 54.11 | 460.0 | 5.55 | 0 | 0.00 | 9.75 | -16.14 | -157.4 | 302.6 | 4.3 | 11.0 | 6.7 |
| C6 | 38.85 | 330.2 | 5.55 | 3.34 | 18.51 | 7 | -16.14 | -113.0 | 235.7 | 3.4 | 5.0 | 1.6 |
| D2 | 50.00 | 425.0 | 7.3 | -3.30 | -24.10 | 6.85 | -1.74 | -11.9 | 389.0 | 5.6 | 8.0 | 2.4 |
| D4 | 71.18 | 605.0 | 7.3 | 0 | 0.00 | 9.75 | -1.74 | -16.9 | 588.1 | 8.4 | 11.0 | 2.6 |
| D6 | 51.10 | 434.4 | 7.3 | 3.34 | 24.35 | 7 | -1.74 | -12.2 | 446.5 | 6.4 | 7.0 | 0.6 |
| E2 | 50.00 | 425.0 | 7.3 | -3.30 | -24.10 | 6.85 | 12.67 | 86.8 | 487.7 | 7.0 | 8.0 | 1.0 |
| E4 | 71.18 | 605.0 | 7.3 | 0 | 0.00 | 9.75 | 12.67 | 123.5 | 728.6 | 10.4 | 11.0 | 0.6 |
| E6 | 51.10 | 434.4 | 7.3 | 3.34 | 24.35 | 7 | 12.67 | 88.7 | 547.4 | 7.8 | 8.0 | 0.2 |
| F2 | 90.76 | 771.5 | 13.25 | -3.30 | -43.74 | 6.85 | 27.1 | 185.5 | 913.2 | 13.0 | 4.0 | -9.0 |
| F4 | 129.19 | 1098.1 | 13.25 | 0 | 0.00 | 9.75 | 27.1 | 264.0 | 1362.1 | 19.5 | 4.0 | -15.5 |
| F6 | 92.75 | 788.4 | 13.25 | 3.34 | 44.19 | 7 | 27.1 | 189.5 | 1022.1 | 14.6 | 4.0 | -10.6 |

140-A

5-041

Tabla 4.7. Comparación de pilotes requeridos con pilotes existentes en el caso sísmico

| columna | At m ² | At Pn ^e ton | momento estático X | | | momento estático Y | | | momento sísmico x | | | momento sísmico Y | | | Pt ton | # pilotes requeridos Pt/70 | # pilotes real | Diferencia entre lo existente y lo requerido |
|---------|----------------------|---------------------------|--------------------|--------------|------------|--------------------|--------------|------------|-------------------|--------------|------------|-------------------|--------------|------------|-----------|----------------------------------|-------------------|---|
| | | | Lt m | qex ton/m | Pex ton | Lt m | qey ton/m | Pey ton | Lt m | qex ton/m | Pex ton | Lt m | qey ton/m | Pey ton | | | | |
| B2 | 50.4 | 428.3 | 7.35 | -3.30 | -24.26 | 6.85 | -23.64 | -161.9 | 7.35 | 46.21 | 339.6 | 6.85 | 13.24 | 90.7 | 672.4 | 10 | 2.0 | -8 |
| B4 | 78.0 | 662.9 | 8 | 0 | 0.00 | 9.75 | -23.64 | -230.5 | 8 | 1.0 | 7.6 | 9.75 | 13.24 | 129.1 | 569.1 | 8 | 2.0 | -6 |
| B6 | 60.5 | 513.8 | 8.6 | 3.34 | 28.68 | 7 | -23.64 | -165.5 | 8.6 | 46.7 | 401.5 | 7 | 13.24 | 92.7 | 871.2 | 12 | 1.0 | -11 |
| C2 | 38.0 | 323.1 | 5.55 | -3.30 | -18.32 | 6.85 | -16.14 | -110.6 | 5.55 | 46.21 | 256.5 | 6.85 | 9.04 | 61.9 | 512.6 | 7 | 6.0 | -1 |
| C4 | 54.1 | 460.0 | 5.55 | 0 | 0.00 | 9.75 | -16.14 | -157.4 | 5.55 | 1.0 | 5.3 | 9.75 | 9.04 | 88.1 | 396.0 | 6 | 11.0 | 5 |
| C6 | 38.9 | 330.2 | 5.55 | 3.34 | 18.51 | 7 | -16.14 | -113.0 | 5.55 | 46.68 | 259.1 | 7 | 9.04 | 63.3 | 558.1 | 8 | 5.0 | -3 |
| D2 | 50.0 | 425.0 | 7.3 | -3.30 | -24.10 | 6.85 | -1.74 | -11.9 | 7.3 | 46.21 | 337.3 | 6.85 | 0.97 | 6.7 | 733.0 | 10 | 8.0 | -2 |
| D4 | 71.2 | 605.0 | 7.3 | 0 | 0.00 | 9.75 | -1.74 | -16.9 | 7.3 | 1.0 | 7.0 | 9.75 | 0.97 | 9.5 | 604.5 | 9 | 11.0 | 2 |
| D6 | 51.1 | 434.4 | 7.3 | 3.34 | 24.35 | 7 | -1.74 | -12.2 | 7.3 | 46.68 | 340.8 | 7 | 0.97 | 6.8 | 794.1 | 11 | 7.0 | -4 |
| E2 | 50.0 | 425.0 | 7.3 | -3.30 | -24.10 | 6.85 | 12.67 | 88.8 | 7.3 | 46.21 | 337.3 | 6.85 | 7.09 | 48.6 | 873.6 | 12 | 8.0 | -4 |
| E4 | 71.2 | 605.0 | 7.3 | 0 | 0.00 | 9.75 | 12.67 | 123.5 | 7.3 | 1.0 | 7.0 | 9.75 | 7.09 | 69.2 | 804.7 | 11 | 11.0 | 0 |
| E6 | 51.1 | 434.4 | 7.3 | 3.34 | 24.35 | 7 | 12.67 | 88.7 | 7.3 | 46.68 | 340.8 | 7 | 7.09 | 49.7 | 937.8 | 13 | 8.0 | -5 |
| F2 | 90.8 | 771.5 | 13.3 | -3.30 | -43.74 | 6.85 | 27.1 | 185.5 | 13.25 | 46.21 | 612.3 | 6.85 | 15.16 | 103.9 | 1629.3 | 23 | 4.0 | -19 |
| F4 | 129.2 | 1098.1 | 13.3 | 0 | 0.00 | 9.75 | 27.1 | 264.0 | 13.25 | 1.0 | 12.6 | 9.75 | 15.16 | 147.8 | 1522.6 | 22 | 4.0 | -18 |
| F6 | 92.8 | 788.4 | 13.3 | 3.34 | 44.19 | 7 | 27.1 | 189.5 | 13.25 | 46.68 | 618.6 | 7 | 15.16 | 106.1 | 1746.8 | 25 | 4.0 | -21 |

Comportamiento de cimentaciones profundas en suelos blandos

Se puede pensar que en las columnas donde se encontró un déficit de pilotes éstos efectivamente trabajaban a su máxima capacidad y penetraban en el suelo, provocando un descenso del edificio que hacía que la losa de cimentación contribuyera al soporte, en forma más importante en la parte sur-sureste que era donde faltaban más pilotes. El incremento de la presión de contacto losa-suelo pudo haber llegado en la parte sur a 7.8 ton/m^2 , mientras que en la parte central los pilotes eran capaces de soportar toda la carga impidiendo que se desarrollara una presión de contacto importante.

Por otra parte, tal como se mencionó arriba en el caso de la cimentación mixta instrumentada de un puente, las cargas en los pilotes y las presiones de contacto en la interfaz losa-suelo son poco uniformes durante la construcción e inicio de operación de la obra, sin embargo, con el paso del tiempo las cargas tienden a distribuirse y hacerse más uniformes pero concentrándose en las orillas. Si consideramos que esta misma situación ocurrió en el edificio aquí analizado se tendría que los pilotes de las orillas se verían más solicitados, en particular los de la parte sur.

Por lo escrito anteriormente es fácil entender porque se presentó un asentamiento diferencial que desplomó el edificio hacia el sureste.

De la misma forma que se calcularon las cargas inducidas por la excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción, se hace el cálculo de las cargas inducidas por el sismo, solo que además de utilizar el momento estático se utilizan los momentos de volteo ya calculados anteriormente. Las cargas por momentos sísmico se suman a las estáticas y se obtienen los resultados mostrados en la tabla 4.7.

Se observa que hay un déficit general de pilotes en toda el área de la cimentación, aproximadamente igual a 97 y que equivale a una presión de contacto losa-suelo media de casi 7 ton/m^2 , pero que en la parte sur seguramente fue mayor, del orden de 12 ton/m^2 .

Las mediciones ya mencionadas en la cimentación mixta del puente nos indican que es muy probable que durante un sismo disminuyan las cargas soportadas por los pilotes y que la misma carga sea transferida a la losa de cimentación en tiempos relativamente cortos. Esto podría deberse a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante por remoldeo del suelo que rodea a los pilotes. Si en el edificio analizado ocurrió que durante el sismo aumentó rápidamente la presión de contacto en la interfaz losa-suelo por lo antes mencionado, se provoca un hundimiento súbito de la edificación, sobre todo si dicha presión de contacto ya se encuentra en niveles altos antes de que suceda el sismo, tal y como ya lo han mencionado Auvinet y Mendoza en 1986.

Con la finalidad de dar una idea de los asentamientos que sufrió el edificio se tomó un valor típico del índice de compresibilidad C_c y se utilizó el método propuesto por Terzaghi y Peck que considera la carga del grupo de pilotes es soportada por una zapata equivalente ubicada a partir del tercio inferior de los pilotes. La ecuación utilizada es la siguiente:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_0} \quad (1.48)$$

$$C_c = 5.3$$

$$e_0 = 7$$

Tabla 4.8 Estimación de los asentamientos de acuerdo al método de Peck

| $\Delta\sigma$ (t/m ²) | A (m ²) | p'_0 (t/m ²) | H (m) | ΔH (m) |
|------------------------------------|---------------------|----------------------------|---------------------|----------------|
| 7.98 | 1038.11 | 12.57 | 1.926 | 0.27 |
| 7.03 | 1170.52 | 13.53 | 1.926 | 0.23 |
| 6.15 | 1310.36 | 14.495 | 1.926 | 0.20 |
| 5.32 | 1457.61 | 15.46 | 1.926 | 0.16 |
| 4.56 | 1612.29 | 16.42 | 1.926 | 0.14 |
| | | | $\Sigma \Delta H =$ | 1.00 |

Si consideramos que el grupo de pilotes actúa como un bloque, entonces la carga estará aplicada al nivel de la punta de los pilotes y el asentamiento se deberá a la compresión de la arcilla que está debajo. Un valor típico para el coeficiente de compresibilidad en arcillas de la Ciudad de México es $a_v = 0.62$. Si se utiliza $e_0 = 7$, entonces $m_v = 0.0775$. $\Delta\sigma = 0.85$ kg/cm² y $H = 270$ cm.

$$\Delta H = m_v \Delta\sigma H$$

$$\Delta H = 0.0775 \cdot 0.85 \cdot 350 = 23 \text{ cm}$$

Sin embargo se sabe que este método de Peck arroja asentamientos mayores que los reales y la estimación hecha considerando que el grupo de pilotes actúa como un bloque proporciona asentamientos menores a los reales. Una estimación podría ser un asentamiento de 60 cm.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.3 Cimentaciones con pilotes de control

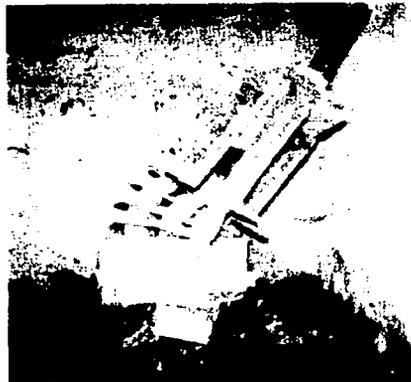
4.3.1 Comportamiento durante los sismos de 1985

En la revisión de los edificios cimentados con pilotes de control, después de los sismos de 1985 en la Ciudad de México, se encontraron casos de mal comportamiento:

Gran porcentaje de dispositivos de control experimentaron deformaciones considerables y, en un número reducido de casos, falla estructural o vuelco del dispositivo de control (Auvinet y Mendoza, 1986).

Por su parte, Aguilar y Rojas (1990) señalan tres tipos básicos de fallas en diversos mecanismos de control:

1. Volteo de cabezal en condiciones estáticas y dinámicas. Se debe principalmente por la excentricidad del eje del pilote respecto al sistema de fuerzas de las anclas. La excentricidad puede deberse a una instalación errónea de las anclas, del conjunto de celdas deformables o, a la heterogeneidad propia de la madera si se usa el sistema tradicional con cubos de caoba. En la figura 4.31 se muestra un caso de volteo de cabezal.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 4.31 Volteo del cabezal por excentricidad del sistema de control

2. Colapso del sistema anclas-cabezal-pilote por ausencia de celdas de deformación plástica. Se colapsaron uno o más de los elementos del sistema como se enuncia a continuación:

Colapso de barras de sujeción o espárragos mostrado en la fig. 4.32 a); colapso de cabeza del pilote como se ve en la fig. 4.32 b), véanse las grietas en toda la cabeza del pilote; colapso del cabezal, en la fig. 4.32c) se muestra además que se tenían

celdas hidráulicas indeformables del tipo expuesto en la sección 1.2, (fig. 1.21 d) causantes de los colapsos descritos en este párrafo.

No sólo las celdas hidráulicas indeformables pueden causar problemas, las celdas de madera excesivamente deformadas, al final o más allá de su carrera de deformación plástica, pueden causar el colapso del sistema en caso de sismo como el mostrado en la figura 4.32 d).

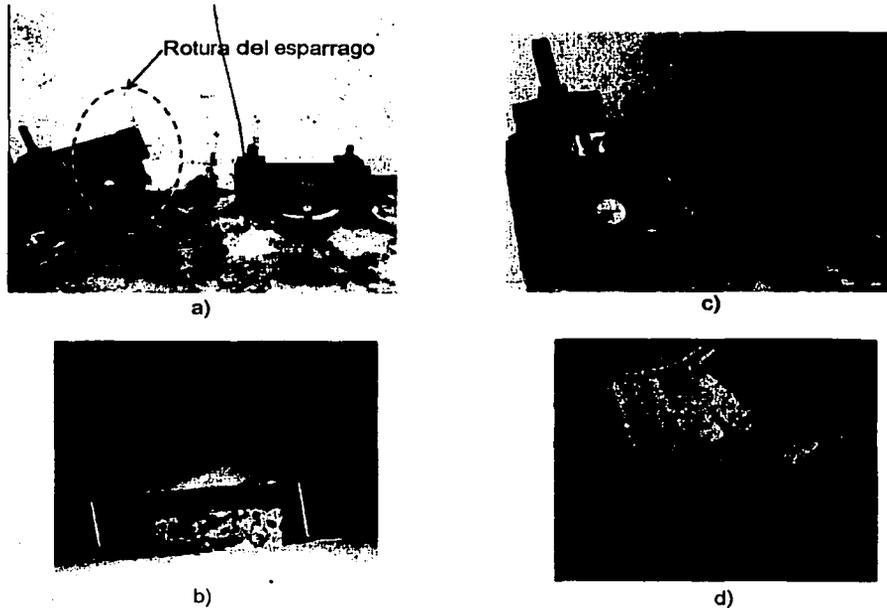


Fig. 4.32 Colapso de sistemas de control

3. Filtración de agua freática a través de los huecos de los pilotes en la losa de cimentación. Éste hecho trae consigo varias consecuencias adversas: a) el agua que entra incrementa en peso que transmite la cimentación al suelo, b) corrosión de las partes metálicas del sistema de control que pueden llegar a disminuir en forma importante su resistencia, Fig. 4.33, y, c) incremento en la carga transmitida al pilote si se humedecen las celdas de madera pues aumenta la resistencia a la compresión de éstas con el agua.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Fig. 4.33 Corrosión del sistema de control (placas de acero entre los cubos de madera)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025
2026
2027
2028
2029
2030

5. CONCLUSIONES

5.1 Cimentaciones con pilotes de punta

1. Se deben efectuar exploraciones del suelo rigurosas, en particular de la capa de apoyo de los pilotes de punta con el fin de tener mayor certeza en cuanto a su capacidad de carga. El caso del pilote de "punta" hincado en el exvaso de Texcoco nos enseña que la información bibliográfica disponible de las características del estrato de apoyo no sustituye la realización de un sondeo en el sitio de la cimentación.
2. En cimentaciones con pilotes de punta se deben tomar precauciones especiales en el diseño de los pilotes de la periferia ya que son los que se ven sometidos a las mayores sollicitaciones por flexocompresión y fuerza cortante al nivel de desplante de la losa de cimentación.
3. La fricción negativa se puede estimar en términos de esfuerzos totales y un valor de 1 para el coeficiente α en la ecuación $f_s = \alpha c_u$.
4. Es muy importante tomar en cuenta la fricción negativa para determinar la capacidad de carga por punta del pilote, tal como lo recomienda Zeevaert. Se debe tomar en cuenta el efecto doble que tiene la fricción negativa: por un lado aumenta la carga sobre el pilote y por otro disminuye la presión de confinamiento de la capa de apoyo bajando su capacidad de carga.
5. Las pruebas de carga son muy útiles para determinar la capacidad de carga de los pilotes, sin embargo siempre se deberá analizar críticamente cada prueba de carga para cada caso en particular tomando sólo como una referencia los criterios propuestos por diversos investigadores.
6. Mediciones realizadas durante la recimentación de un edificio indican que los pilotes se encuentran sometidos a cargas laterales y momentos de torsión. Deberá investigarse más al respecto para tomarlos en cuenta en el diseño estructural.

5.2 Cimentaciones con pilotes de fricción

La instrumentación realizada en la cimentación del puente impulsora ofrece información importante relativa a cómo podrían estarse comportando las cimentaciones mixtas de cajón-pilotes de fricción. Las mediciones indican un comportamiento del cual pueden obtenerse algunas conclusiones interesantes.

1. Durante la construcción y en los primeros años de funcionamiento de la edificación la diferencia de cargas entre los pilotes puede ser amplia, con una relación entre carga máxima y mínima que puede ser hasta de 2 en la etapa de construcción. A mediano plazo (5 años en el caso del puente impulsora) el cajón rígido de cimentación juega un papel uniformador que reduce la relación entre cargas máxima y mínima. Sin embargo, las cargas mayores se concentran en la periferia de la cimentación, hecho ya reportado por varios investigadores (Hansbo, Sommer, Jendeby, Mendoza y Romo).
2. Las presiones de contacto en la interfaz losa-suelo tienen un comportamiento semejante a las cargas en los pilotes: en la etapa de construcción y durante los primeros años la relación entre presión máxima y mínima puede ser mayor a 2; con el tiempo las presiones van siendo cada vez más uniformes pero las mayores se encuentran en las orillas. La heterogeneidad de cargas en pilotes y presiones de contacto podría ser una condición adversa en caso de un sismo fuerte.
3. Se observa que ante cargas mayores en los pilotes se presentan presiones de contacto menores y viceversa.
4. Los mayores incrementos de presión de poro por el hincado se dan cerca de la cabeza de los pilotes y son de alrededor de 20% de la inicial. Se disipan muy rápido debido probablemente a las microfisuras de la arcilla del Valle de México. Esto tiene la ventaja de que la capacidad de carga se recupera rápidamente.
5. El comportamiento durante un sismo indicó que existe baja rigidez de la cimentación ante movimientos horizontales, debido probablemente a que se trata de un cajón somero y a que la rigidez horizontal de los pilotes es similar a la del suelo. Investigaciones anteriores llegaron a que los cajones profundos, de 8.0 o más metros, interactúan significativamente con el suelo durante un sismo y disipan mucha energía, lo cual redundaría en atenuaciones importantes en la intensidad de la excitación a la que se ve sometida la estructura (Romo et al, 1992). En contraposición la rigidez vertical de la cimentación es alta en comparación con la del suelo, por lo cual es de esperarse una interacción dinámica fuerte.
6. Durante un sismo las cargas en los pilotes varían en torno a la carga estática pero por el remoldeo y pérdida de resistencia de la arcilla que envuelve a los fustes hay una tendencia a la disminución de la carga soportada por los pilotes. En consecuencia las presiones de contacto cajón-suelo también tienen variaciones con tendencia al incremento, lo que provoca un asentamiento de la edificación. El

mecanismo de transmisión de cargas de los pilotes al cajón sucede durante el sismo por lo que el asentamiento es prácticamente instantáneo.

7. El mayor incremento de presión de contacto cajón-suelo se midió en una celda de orilla, coincidiendo con las hipótesis de diseño. Por otra parte, el mayor incremento de carga en los pilotes se dio en un pilote de centro, contrariamente a lo supuesto, aunque pudo ser un caso muy particular.
8. La componente dinámica de la presión de poro en la FAS es muy reducida y transitoria, despejando dudas respecto a la disminución de la resistencia al cortante de la arcilla por el incremento de la presión de poro durante un sismo, cuando se considera válido un análisis bajo esfuerzos efectivos.
9. Para tener una mayor certeza del comportamiento de cimentaciones de este tipo sería conveniente instrumentar nuevas edificaciones, aunque tienen la desventaja de ser labores de investigación muy costosas.
10. La capacidad de carga por fricción, tanto en el caso del puente impulsora como del pilote de fricción instrumentado en el exvaso de Texcoco, calculada en términos de la resistencia no drenada al esfuerzo cortante resultó satisfactoria al compararla con las mediciones. Se utilizó un valor de 1 para α de la ecuación $Q_s = \alpha c_{us} A_s$, aunque se ha visto que puede llegar a valer 0.8. Se puede considerar que para arcillas de la Cd de México es aceptable utilizar un valor $\alpha=1$, siempre y cuando se utilicen factores de seguridad dinámicos de 1.7 mayores, ó mejor aun si se realizan pruebas de carga.
11. Por el punto 1, 2 y 7, es recomendable distribuir los pilotes en toda el área de la cimentación pero con mayor concentración en la periferia.

El mal comportamiento presentado por el edificio de la colonia Roma Sur nos proporciona algunos puntos interesantes.

12. Desde su construcción, el edificio presentaba una excentricidad entre el centro de reacciones de los pilotes y el centro de cargas. Bajo condiciones estáticas el edificio sufrió hundimientos diferenciales, lo que provocó un desplome importante en la dirección de la excentricidad. Los hundimientos diferenciales se incrementaron con el sismo del 19 de Septiembre 1985 y el desplomé lógicamente también aumentó. Por otra parte, los pilotes se hallaban concentrados en el centro de la cimentación y según el análisis realizado, que toma en cuenta el momento estático por excentricidad y momento de volteo, había un importante déficit de pilotes en las orillas, principalmente en la zona de mayores asentamientos. Este déficit provocaba a su vez que las presiones de contacto cajón-suelo fueran grandes aun en condiciones estáticas; durante el sismo las presiones aumentaron por la transferencia de carga de los pilotes al cajón, tal como ya se mencionó anteriormente. Estudios dinámicos del suelo arcilloso de la Ciudad de México revelaron que la deformación

plástica aumenta conforme es mayor el esfuerzo sostenido respecto al esfuerzo cíclico (Auvinet y Mendoza, 1986). Por lo tanto es de esperarse que cuando en condiciones estáticas existan altas presiones de contacto cajón-suelo, bajo condiciones dinámicas habrá asentamientos bruscos mayores.

13. Se puede resumir que el mal comportamiento del edificio fue a causa de cuatro razones principales: 1) los pilotes se concentraban en el centro de la cimentación; 2) había una excentricidad entre el centro de cargas y el de reacciones del grupo de pilotes; 3) había un déficit de pilotes en las orillas de la cimentación y 4) las presiones de contacto en la interfaz cajón-suelo eran muy altas aun en condiciones estáticas. El sismo solamente acrecentó el mal comportamiento que ya se venía presentando en condiciones estáticas.

5.1 Cimentaciones con pilotes de control

El mal comportamiento de cimentaciones con pilotes de control se debe principalmente a cuatro causas:

1. Volteo del cabezal en condiciones estáticas o dinámicas por la excentricidad entre el eje del pilote y el sistema de fuerzas de las anclas.
2. Colapso del sistema anclas-cabezal por ausencia de celdas de deformación o celdas excesivamente deformadas.
3. Falta de mantenimiento adecuado de los sistemas de control.
4. Filtración del agua freática hacia la cimentación provocando aumento de cargas y deteriorando el sistema de control.

REFERENCIAS

1. Aguilar, J. M. y Rojas, E., 1990, "Importantes mejoras en los dispositivos de control de pilotes", Memorias de la XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Volumen I, SMMS. San Luis Potosí, México.
2. Auvinet, G. y Gutiérrez, E., 1990, "Instrumentación de un edificio en proceso de recimentación", Memorias Simp. "Recimentaciones", SMMS, 137-148.
3. Auvinet, G. Y Hanel, J., 1978, "Estado actual del conocimiento de la fricción negativa", Memorias Simp. "El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México", SMMS, 203-227.
4. Auvinet, G. Y Mendoza, M.J., 1986, "Comportamiento de diversos tipos de cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985", Memorias Simp. "Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", SMMS, 227-240.
5. Jaime, A., Romo, M. P. y Reséndiz, D., 1988, "Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del Valle de México". Instituto de Ingeniería, UNAM. Series 515, México.
6. Jaky, j., "The coefficient of earth pressure at rest", Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 355-358.
7. Kerisel, J., 1976, "Contribución" Memorias de la Tercera Conferencia Nabor Carrillo, SMMS, Guanajuato, 111.
8. Manual de Diseño y Construcción de pilas y pilotes, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 1989, México.
9. Manual de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 2001, México.
10. Mendoza, M.J., Romo, M., Domínguez, L., Orozco, M., Noriega, I. y Velasco, J., 1996, "Instrumentación y comportamiento de una cimentación mixta en la Ciudad de México durante su construcción e inicio de operación". Memorias de la XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Volumen I, SMMS. Morelia, México.
11. Mendoza, M.J., Romo, M., Domínguez, L., Orozco, M. y Noriega, I., 2000. "Comportamiento estático y sísmico de una cimentación con pilotes de fricción en la Ciudad de México, a cinco años de iniciada su construcción". Memorias de la XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Volumen I, SMMS. Oaxaca, México.
12. Randolph, M.F., 1981, "Piles subject to torsión", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol 107, N GT8, 1095-1111, Agosto.

13. Reséndiz, D., 1970, "Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México", Memorias de la V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS.
14. Romo, M., Rodríguez, L., Bárcena, A., Martínez, J., 1992, "Efecto de la interacción dinámica suelo-estructura en el edificio PCC del metro", Memorias de la XVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS. Zacatecas, México.
15. Santoyo, E. Y Gutiérrez, C., "Recimentación de edificios con pilotes de fricción", Memorias Simp. "Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", SMMS, 403-409.
16. Sanvicente, J. y Holguín, E., 1992, "Relación entre el proyecto geotécnico y la construcción de la Nueva Viga", Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Zacatecas, SMMS, 361-365.
17. Schmitter, J., Sánchez, B., Ponce, J. y Orozco, M., 1976, "Acción estabilizadora de lodos bentoníticos en cimentaciones", Cimientos profundos colados en sitio, SMMS.
18. Schmitter, J. M., 1986, "Edificio 974 1s. pb. 14n cp+pf". Memorias Simp. "Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", SMMS, 411-416.
19. Taméz, E., 1990, "Criterios para el diseño sísmico de cimentación sobre pilotes de control", Memorias Simp. "Recimentaciones", SMMS, 5-18.
20. Tomlinson, M.J., 1996, "Cimentaciones, Diseño y Construcción", Trillas, Primera edición es español, México.
21. Zeevaert, L., 1957, "Foundation design and behaviour of Tower Latino Americana in México City", Géotechnique, Vol. III, pp. 115-133, London, England, September.
22. Zeevaert, L., 1959, "Reduction of point bearing capacity of piles because of negative friction", Memorias del Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, SMMS, México.
23. Zeevaert, L., 1973, "Negative Friction", inciso VIII.3 "Negative Friction" del libro "Foundation Engineering for difficult subsoil conditions", Van Nostrand, Co.
24. Zeevaert, L., 1978, "Discusión abierta" en Memorias Simp. "El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México", SMMS, 246.
25. Zeevaert, L., 1986, "Diagnóstico sobre el comportamiento sismo-dinámico del subsuelo y cimentaciones en la Ciudad de México-sismo septiembre 19, 1985", Memorias Simp. "Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", SMMS, 241-251.