

67
23/01



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**CRITERIOS PARA LA ELECCION DEL TIPO
DE CIMENTACION EN LA CIUDAD
DE MEXICO.**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A**

JORGE HUMBERTO GONZALEZ HERRERA

MEXICO, D.F.

1985



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está 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.

CAPITULO I

FORMACIONES GEOLOGICAS DEL VALLE DE MEXICO

a).- INTRODUCCION:

El Valle de Mexico en el cual se encuentra ubicada la Ciudad de México, está limitado (FIG. 1).

Al Norte: por las Sierras Tezontalpan y pachuca.

Al Noroeste: por la Sierra de Tepotzotlán.

Al Sur: por la Sierra de Chichinautzin.

Al Este: La Sierra Nevada, La de Río Frío y Calpulalpan.

Al Suroeste: La Sierra de Las Cruces.

Durante los últimos años del pleistoceno (700,000), La Cuenca fué cerrada debido a las grandes erupciones que ocurrieron en la Serranía de Chichinautzin, las que taponaron el drenaje superficial hacia el Sur, quedando la Cuenca del Valle de México naturalmente cerrada hasta el año de 1789, cuando por necesidades de la expulsión fuera del valle de los drenajes de la ciudad en crecimiento fué abierto en el Noroeste en la Sierra de Tepotzotlán, el Tajo de Nochistongo. En años más recientes se construyeron los tuneles de Tequisquiác, también al Noroeste, y actualmente está en construcción el emisor profundo el que se planea terminar en los próximos años.

El Valle de México tiene una superficie de aproximadamente 7200 Km². de los cuales 3100 Km². corresponde a áreas mon

tañosas con altitudes superiores a 200 Mts. sobre el nivel inferior del Valle; 2000 Km². a zonas con altitudes comprendidas entre 50 y 200 mts. y el resto, o sea 2100 Km². con altitud entre 0 y 50 mts. La altura sobre el nivel del mar de la zona más baja es de 2,240 Mts.

El Distrito Federal se encuentra localizado en el extremo del Valle de México y ocupa una superficie de aproximadamente 1500 Km²., siendo el área urbanizada de casi 300 Km².; -- parte desplantada en las proximidades de la Sierra de las Cruces. y el resto sobre el Lago de Texcoco.

b).- LITOLOGIA:

En fechas recientes se han hecho estudios geológicos de importancia, uno de los que más han contribuido para el establecimiento más veraz de la Litología del Valle es el que se efectuó en el Lago de Texcoco, conocido como Proyecto Texcoco. Entre la complejidad de trabajos e investigaciones que se hicieron en éste proyecto resalta los resultados obtenidos en el pozo profundo núm. 1. el que se perforó hasta una profundidad de 2065 Mts. a partir del nivel del Lago.

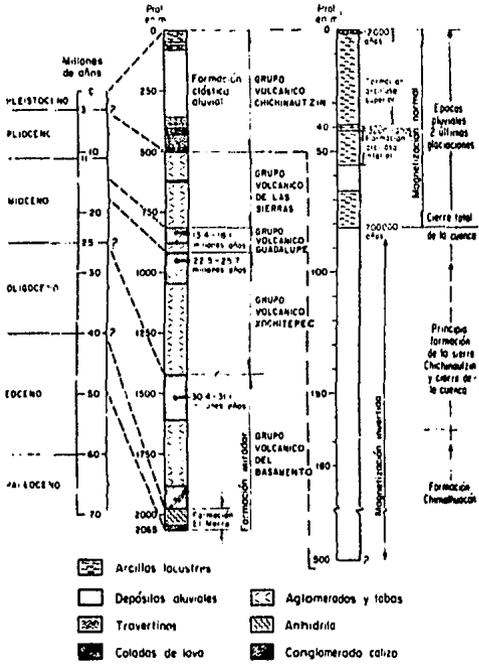
Las conclusiones a las que se llegaron de la observación radiométrica de los especímenes extraídos, son que la Litología de la Cuencia está constituida por una serie de depósitos de materiales de origen volcánico que comprenden desde el Eoceno hasta el reciente, como a continuación se muestra: (FIG. 2)

A la profundidad de 2065 Mts. se identifican depósitos continentales del terciario inferior (Eoceno Superior) los que contienen fragmentos calizos marinos que hacen suponer la probable presencia de sedimentos marinos a mayor profundidad. Los que se relacionan con depósitos encontrados en pozos perforados en zonas cercanas al Valle. (Estados de Hidalgo y Morelos).

En la FIG. 2 se muestra la columna Litológica complementada con edades radiométricas. Es interesante señalar que la edad que se atribuye a los depósitos de los primeros 40 Mts. que es de aproximados 320,000 años es muy superior a la que se consideraba hace poco tiempo.

FIGURA 2

LITOLOGIA DEL VALLE DE MEXICO POZO TEXCOCO I.



c).- TECTONICA:

Se denomina Tectónica al estudio de las deformaciones de la corteza terrestre debidas a fuerzas internas.

Los deslizamientos de capas profundas originan fallas en el terreno por debajo de los suelos aluviales.

Existen dos tipos de fallas; las existentes o sea aquellas que se definen por observaciones de la Geología Superficial, y las fallas inferidas o sea aquellas que se han deducido basadas en levantamientos magnéticos y gravimétricos.

En el Valle de México FIG. 3 se localizan dos sistemas de fallas tectónicas, las que se orientan en las direcciones:

SSW-NNE Y WNW-ESE

En la FIG. 4 que es un corte Geológico se indican las trazas de las fallas del Sistema SSW-NNE que cortan la Cuenca.- La Ciudad de México se localiza sobre un graben (bloque hundido definido por dos fallas). Lo mismo ocurre con la planicie del Lago de Texcoco a uno y otro lado de éstos bloques escalonados se localizan una sucesión de fallas escalonadas.

FIGURA 3

TECTONICA DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO.

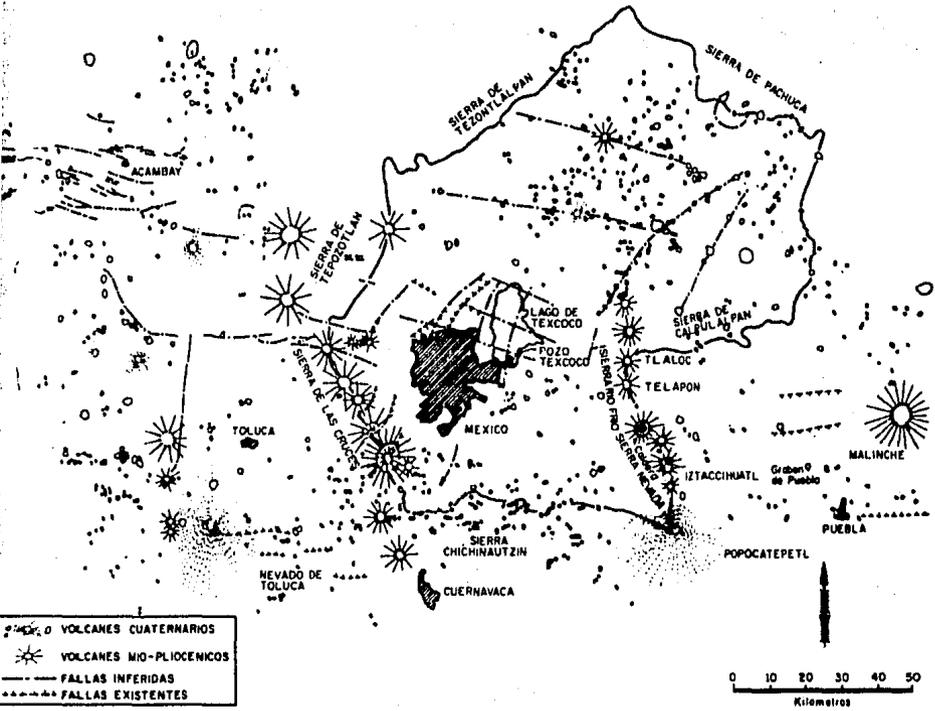
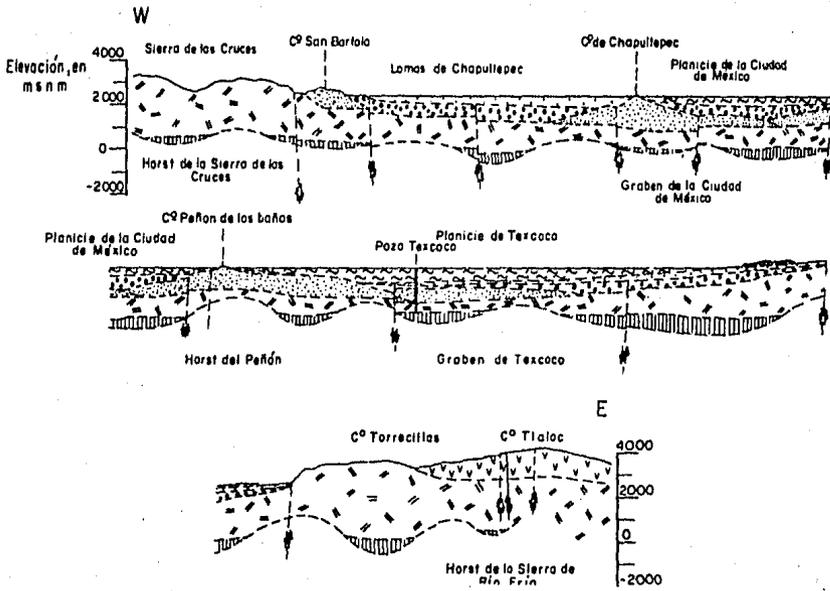


FIGURA 4

SECCION W-E A TRAVES DEL VALLE DE MEXICO.



d).- DEPOSITOS SUPERFICIALES.

para el estudio de las características del subsuelo, - desde el punto de vista de la Ingeniería Civil, las formaciones que más interesan son las más recientes y por consecuencia más cercanas a la superficie.

En el valle de México y particularmente en la Ciudad - de México, las formaciones que se estudian son esencialmente - las siguientes:

- a).- FORMACION TARANGO.
- b).- FORMACION TACUBAYA.
- c).- FORMACION BECERRA.
- d).- FORMACION BARRILACO.
- e).- FORMACION TOTOLSINGO.
- f).- FORMACION ARQUEOLOGICA.

FORMACION TARANGO.

Constituida básicamente por brechas andesíticas, are-- nas y limos del Mioceno superior y Pleistoceno inferior, ésta - formación aparece en toda la ciudad a diferente profundidad a-- florando en las zonas altas. Una característica importante de - ésta formación es la ausencia de lavas que la ubica en una épo-- ca posterior al vulcanismo del Plioceno. Gran cantidad de los - depósitos de la formación Tarango fueron erosionados por los -- deshielos de los Glaciares del Popocatépetl y el Iztaccihuatl,-

los que causaron grandes flujos de agua que corrían hacia afuera de la cuenca del valle y labraron grandes barrancas y dos valles principales que desaguaban hacia el Sur en el Río Amacuzac. Uno de éstos valles empezaba en pachuca, pasaba por dónde se localiza la Ciudad de México y terminaba en Cuernavaca. Vestigios actuales de los cañones labrados en la Formación Tarango en esa época son los de Contreras y San Rafael.

FORMACION TACUBAYA.

Simultáneamente al Desarrollo de la Red Fluvial, se iniciaron erupciones volcánicas que azolvieron los valles con gruesas capas de basalto y pomez. La actividad volcánica originó los cerros conocidos actualmente como Chiconautla, Chimalhuacán, La Estrella y Chichinautzin. Este último al hacer erupción, la más fuerte de todas, arrojó grandes cantidades de lava que en estado líquido corrió por los cañones hacia el sur y al solidificarse empezó a taponar el drenaje natural del valle, llegando hasta cerrar la Cuenca del valle de México. Una vez la cuenca cerrada, todos los arrastres fluviales se empezaron a depositar y ha rellenar las barrancas esculpidas en la Formación Tarango con tendencia a nivelar la Topografía del valle. Estos depósitos conocidos como serie clástica fluvial y aluvial del Pleistoceno, tienen como característica sobresaliente gran cantidad de piedras redondeadas empacadas en una matriz arenosa. A continuación del depósito de ésta serie de aluviones se colocan

sobre ellos gran cantidad de cenizas volcánicas, las que fueron transportadas tanto por el viento como por las corrientes de -- agua que escurrían hacia los recién formados lagos en las par-- tes bajas del Valle.

FORMACION BECERRA.

Sobre la Formación definida anteriormente se depositaron capas de aluvión y polvo volcánico con alto contenido de fósiles.

FORMACION BARRILACO.

Esta formación originada durante un período árido que siguió a la época en que se constituyó la Formación Becerra, -- tiene como característica suelos con vetas de caliche.

FORMACION TOTOLSINGO.

La caracterizan suelos de color café y negro con un alto contenido de materia orgánica.

FORMACION ARQUEOLOGICA.

Definida por suelos que se depositaron en forma pluvial y eólica durante los principios de la presencia de vida humana en el Valle. Testigos de las diferentes culturas que habitaron la zona en estudio, se encuentran sobre todo en las partes arenosas, gran cantidad de tepalcates. En ésta última formación se localizan capas delgadas de turba, arcillas de origen --

lacustre, cenizas, pomez y lava, éstos últimos materiales como consecuencia de las más recientes demostraciones de vulcanismo en el valle, debidas principalmente al Xitli en la serranía del Ajusco, ocurrida aproximadamente hace 2,500 años.

ZONIFICACION DE LA ZONA URBANA DEL VALLE DE MEXICO.

El área urbana de la Ciudad de México, atendiendo a -- las diferentes estratigrafías que presenta se ha clasificado en tres zonas.

- a).- ZONA DEL LAGO
- b).- ZONA DE LAS LOMAS
- c).- ZONA DE TRANSICION

A continuación se hace una descripción somera de las características de las zonas:

ZONA DEL LAGO:

La estratigrafía en la Zona del Lago es muy regular en lo que respecta a la calidad de los materiales, aunque las ca-- pas dentro de la misma zona presentan espesores diferentes. En esencia está constituida por depósitos arcillosos de origen volcánico de gran espesor. La característica básica de éstos depósitos consiste en una baja resistencia al corte y un excesivo -- contenido de humedad que por consecuencia los hace sumamente -- compresibles. De las formaciones geológicas anteriormente estu-

diadas se encuentran en ésta zona todas las mencionadas siendo la Formación Tacubaya la de mayor espesor.

Desde el punto de vista de Ingeniería Civil con el enfoque hacia la resolución del problema de cimentación de construcciones y en relación a las características mecánicas de los suelos, se han identificado cinco estratos que se conocen a partir de la superficie como : Manto Superficial, Formación Arcillosa Superior, Capa dura, Formación Arcillosa Inferior y Depósitos Profundos.

Como Manto Superficial se conocen a los suelos naturales, producto de la desecación de los depósitos lacustres, rellenos artificiales, y restos de construcciones antiguas. Su espesor es variable en la Zona del Lago, siendo mayor en el centro de la ciudad, y en las partes de la misma dónde se ha explotado los suelos superficiales naturales para la construcción de tabiques y dónde se han hecho posteriormente rellenos artificiales. La magnitud del espesor es errática considerando su origen y varía desde varios metros en las zonas céntricas a centímetros en el Vaso de Texcoco.

Como Formación Arcillosa Superior, se conocen a los depósitos que limita la costra superficial y la capa dura. Está constituida por arcillas volcánicas sumamente compresibles con un contenido de humedad promedio de 270% llegando en zonas no afectadas por bombeo o por influencia de sobrecargas, a ser su-

perior al 400%. El espesor de la Formación Arcillosa Superior - varía para diferentes sitios de la Zona del Lago desde 10 hasta 50 Mts., encontrándose en los grandes espesores los contenidos de humedad máximos y viceversa.

Capa Dura. Se define al estrato poco compresible que - se localiza por abajo de la Formación Arcillosa Superior. Según el sistema unificado de clasificación de suelos, ésta capa está constituida por suelos en los que predominan los grupos SM, SC, ML y en menor grado aparecen los grupos GP, GW, SW, SP.

La Capa Dura debe su nombre debido a que en investigaciones de campo y laboratorio se ha determinado que, presenta una resistencia a la penetración y al corte muy por encima de los determinados para los depósitos superiores. Esta capa se ha utilizado con éxito para dar apoyo a pilotes de cimentación, -- pues los suelos granulares se encuentran muy compactos y los cohesivos son de consistencia dura.

La humedad promedio general de la Capa Dura es de 50% - observándose variaciones en el máximo y el mínimo respectivamente del 100% al 20% como consecuencia de la gran variedad de tipos de suelos que la constituyen.

El espesor de la Capa Dura es variable en la Zona del Lago, variando desde 2 a 3 Mts. en la parte céntrica y llegando a casi no detectarse en las zonas cercanas al Vaso de Texcoco, - sin embargo aunque las exploraciones hechas mediante sondeos en

la Zona del Lago son muy extensas, cabe la posibilidad de encontrar en zonas no exploradas variaciones importantes.

La forma de la capa dura es cóncava teniendo su parte más profunda en el Vaso de Texcoco y con tendencia a aflorar en cercanías de Las Lomas, lo anterior es consencuencia del origen geológico de ésta.

La profundidad a partir de la superficie en la Zona -- del Lago de la Capa Dura está comprendida entre los 30 y 40 M.

Bajo la Capa Dura se localiza una formación de suelos limosos interestratificados con arcillas con lentes compactas - de arena de vidrio volcánico. A éstos depósitos se les ha nombrado como Formación Arcillosa Inferior.

La Formación Arcillosa Inferior tiene como características mecánicas la de presentar una resistencia a la penetración y al corte mayor que la Formación Arcillosa Superior, así como una compresibilidad inferior. Su contenido de humedad promedio es del 170% llegando las humedades máximas y mínimas respectivamente a ser del 200% al 100%.

El espesor de la Formación Arcillosa Inferior varía -- desde 1 Mt. hasta 20 Mts. en el Vaso de Texcoco.

para terminar con la zona del Lago se encuentran los - depósitos profundos que son aquellos que desde el punto de vista de Ingeniería de Cimentaciones, aún interesan. Básicamente - están formados por suelos mucho muy compactos de origen arenoso

muy permeables con intercalaciones arcillosas compactas. Estos depósitos han sido estudiados escasamente en tiempos pasados, ya que las investigaciones a través de sondeos en la mayoría de los casos sólo se llegaban hasta determinar el espesor de la capa Dura, considerándola apta para recibir la carga de los pilotes. En la actualidad por necesidades que han surgido al proyectarse construcciones más pesadas, se ha tenido que recurrir a estos depósitos para soportar las cargas de las puntas de los pilotes. Se prevee que los depósitos profundos se utilizarán e investigarán en mayor grado en el futuro.

ZONAS DE LAS LOMAS:

Esta Zona se ubica en las faldas de las serranías del Oeste y suroeste de la cuenca.

Los suelos característicos de ésta Zona son materiales del tipo volcánico; abanicos, derrames de lava y suelos consecuencia de la meteorización de los primeros.

Las cualidades mecánicas de los suelos en la Zona de las Lomas son en esencia; una baja compresibilidad y alta resistencia al corte.

Comúnmente en esta zona se localiza una costra superficial compacta cementada que yace sobre suelos poco cohesivos de compacidad y consistencia baja. En los casos en que la costra superficial es de un espesor satisfactorio se pueden cimentar construcciones pesadas por superficie a base de zapatas o losas

corridas.

Un gran problema que se ha encontrado en la Zona de -- las Lomas, es el que surge al encontrar que los materiales que se localizan bajo la costra superficial (arenas pumíticas, arenas andesíticas), han sido explotados en épocas pasadas, creando en ocasiones verdaderos laberintos de túneles bajo la costra superficial de aparente gran resistencia. Lo anterior ha originado que construcciones que se han apoyado por superficie en la costra superior hayan fallado al asentarse las zapatas, al romperse la capa superficial. paradójicamente en ocasiones, cimentaciones que deberían ser económicas llegan a hacerse incosteables, debido a que se detectan éstos túneles y motivan procedimientos de construcción costosos. En zonas que se localizan derrames lavíticos la precaución a tomar es semejante, ya que se localizan cavernas bajo la capa superior de lava o grandes depósitos de espuma de vidrio volcánico de gran fragilidad.

Se puede afirmar que en la Zona de las Lomas en donde no se presenta el problema de túneles o cavernas, el suelo es prácticamente incompresible y de muy buena calidad para la cimentación de construcciones.

ZONA DE TRANSICION:

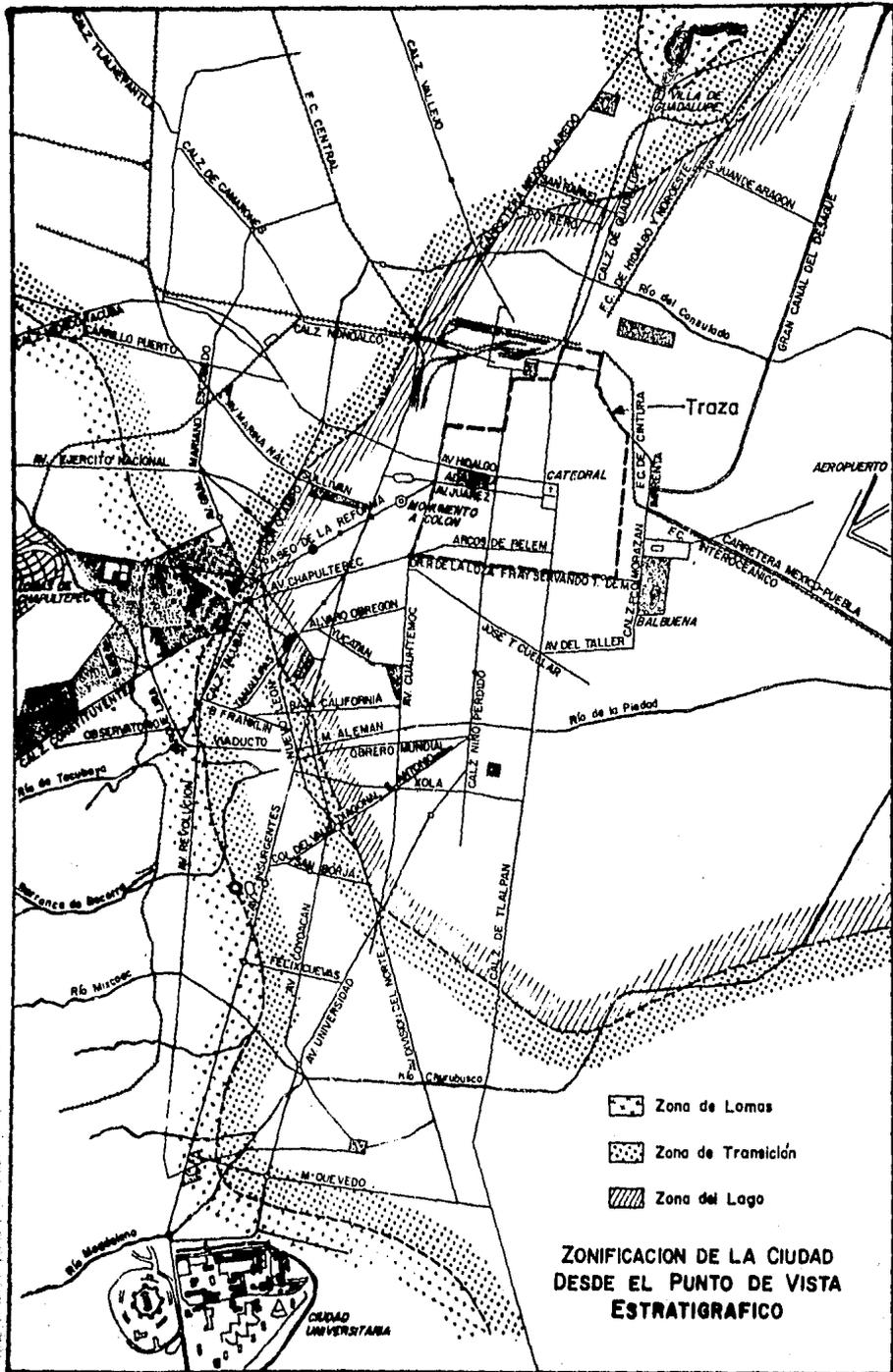
Se define como Zona de Transición a aquella parte de -- la zona urbana en la que se efectúa el cambio entre la Zona del Lago y la Zona de Lomas.

En ésta zona se localizan depósitos semejantes a los de la Zona del Lago, pero con la diferencia de que éstos tienen un espesor menor a medida que se acercan a las Lomas, además de que se localizan capas de materiales granuales intercalados en los depósitos arcillosos. Estas lentes son sumamente erráticas--encontrándose gran variedad de perfiles en zonas no muy alejadas.

Otra característica de la Zona de Transición, es el hecho de que la capa dura presenta variaciones muy grandes de profundidad y espesor de un lugar a otro, así como la profundidad del nivel freático, que en ocasiones es aparente, ya que se localizan mantos colgados.

Tratándose de construcciones en la Zona de Transición, es recomendable hacer un estudio particular del suelo en cada caso para conocer perfectamente sus características y poder proyectar correctamente.

A continuación se presentan sondeos típicos de cada una de las tres zonas del área urbana del Valle de México Figuras No. 5,6,7, 8.



Sondeo de Exploración No. 1.
 Esquina Presidente Masarik y calle Sudermann #

ZONA DE TRANSICION.

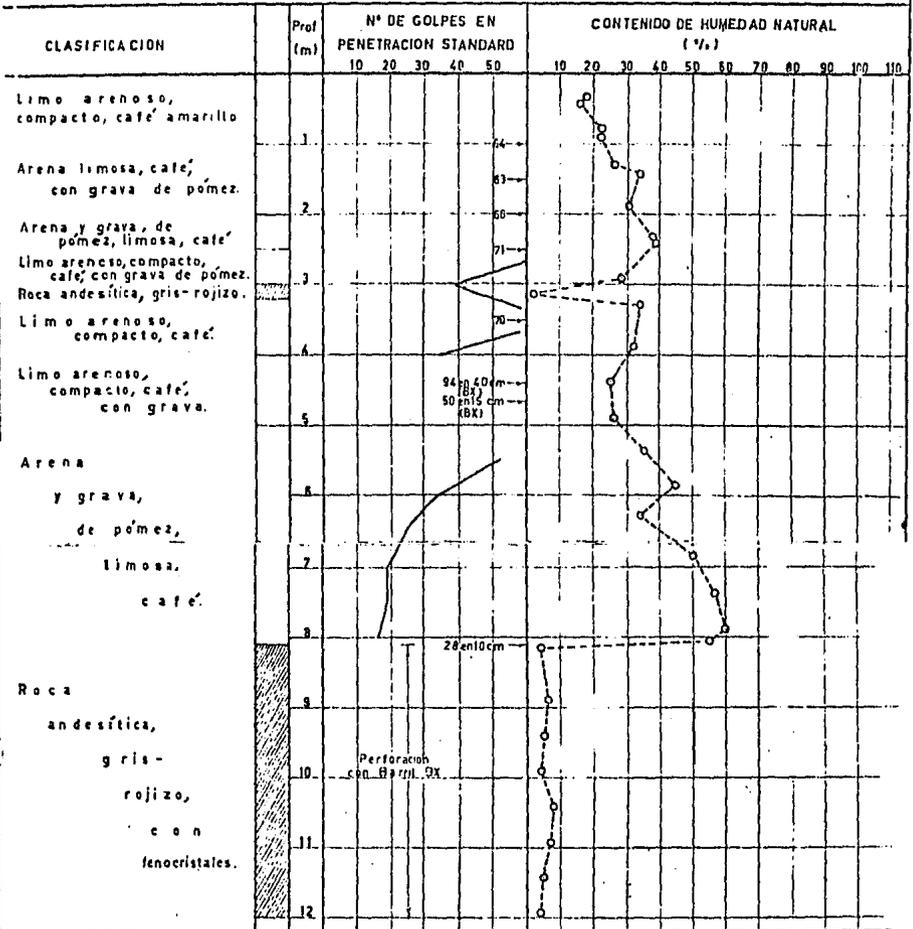
Cincozoncos Franki de Mexico, S. A.
 Calle Guatavir No. 104 Desp. 404

Colonia Polanco, Zona 9
 Sábado 20 de Julio 1957.

| Profundidad | Penetración | Número de | Altura de columna | Distancia | Observaciones | |
|-------------|-------------|-----------|-------------------|-----------|---------------|-------------------------------|
| Total | 0.50 m. | Uniones | 0.20 m. | No. | | |
| 40 | 40 | 10 | 70 | 1 | arcilla | cafe |
| 1.00 | 40 | 0 | 70 | 2 | arcilla | cafe |
| 50 | 40 | 2 | 70 | 3 | arcilla | cafe |
| 7.00 | 40 | 3 | 70 | 4 | arcilla | cafe |
| 50 | 40 | 2 | 70 | 5 | arcilla | cafe |
| 7.00 | 40 | 2 | 70 | 6 | arcilla | cafe |
| 40 | 40 | 5 | 70 | 7 | arcilla | negro |
| 4.00 | 40 | 5 | 70 | 8 | arcilla | negro y arena negra |
| 40 | 40 | 7 | 70 | 9 | arcilla | horizon y arena cafe |
| 4.00 | 40 | 17 | 70 | 10 | arcilla | horizon y arena cafe |
| 50 | 40 | 10 | 70 | 80 | arcilla | arenosa |
| 6.00 | 40 | 7 | 70 | 11 | arcilla | arenosa |
| 40 | 50 | 6 | 70 | 12 | arcilla | arenosa |
| 7.00 | 40 | 11 | 70 | 13 | arcilla | arenosa |
| 50 | 50 | 6 | 70 | 14 | arcilla | negro |
| 5.00 | 40 | 8 | 70 | 15 | arcilla | negro |
| 40 | 40 | 3 | 70 | 16 | arcilla | limbo cafe negro |
| 6.00 | 40 | 5 | 70 | 17 | arcilla | limbo cafe |
| 50 | 40 | 5 | 70 | 18 | arcilla | limbo cafe y arena gris clara |
| 10.00 | 40 | 10 | 70 | 19 | arcilla | arena y arena negra gruesa |
| 40 | 40 | 5 | 70 | 20 | arcilla | arena arena |
| 11.00 | 40 | 5 | 70 | 21 | arcilla | arena arena |
| 40 | 40 | 3 | 70 | 22 | arcilla | comienza arena oscura |
| 12.00 | 40 | 3 | 70 | 23 | arcilla | verde olivo |
| 40 | 40 | 3 | 70 | 24 | arcilla | arenilla oscura |
| 13.00 | 40 | 2 | 70 | 25 | arcilla | cafe arenosa |
| 40 | 40 | 3 | 70 | 26 | arcilla | arena y arena arena oscura |
| 14.00 | 40 | 4 | 70 | 27 | arcilla | arcilla oscura |
| 40 | 40 | 5 | 70 | 28 | arcilla | verde olivo cafe |
| 15.00 | 40 | 3 | 70 | 29 | arcilla | cafe |
| 40 | 40 | 3 | 70 | 30 | arcilla | cafe |
| 16.00 | 40 | 4 | 70 | 31 | arcilla | verde olivo |
| 40 | 40 | 10 | 70 | 32 | arcilla | limbo arena y arena arena |
| 17.00 | 40 | 22 | 70 | 33 | arcilla | limbo arena y arena arena |
| 40 | 40 | 17 | 70 | 34 | arcilla | arenosa |
| 18.00 | 40 | 24 | 70 | 35 | arcilla | arena cafe y arena arena |
| 40 | 40 | 24 | 70 | 36 | arcilla | arena arena |
| 19.00 | 40 | 0 | 70 | 37 | arcilla | arena arena oscura |
| 40 | 40 | 0 | 70 | 37 | arcilla | arena arena oscura |
| 20.00 | 40 | 42 | 70 | 38 | arcilla | arena arena y arena arena |
| 40 | 40 | 40 | 70 | 39 | arcilla | arena arena |
| 21.00 | 40 | 43 | 70 | 40 | arcilla | limbo arena y arena arena |
| 40 | 40 | 21 | 70 | 41 | arcilla | limbo arena y arena arena |
| 22.00 | 40 | 40 | 70 | 42 | arcilla | limbo arena y arena arena |

ZONA DE LAS LOMAS

SONDEO DE PENETRACION E-5



CEMENTOS ANAHUAC S.A.
 BARRIENTOS EDC DE MEX
 SONDEO DE PENETRACION E-5

CAPITULO II

INVESTIGACIONES DE CAMPO Y LABORATORIO

Las investigaciones de campo y laboratorio para cualquier tipo de cimentación varían en su extensión y en su intensidad, dependiendo de la magnitud de la obra por cimentar y de la ubicación de ésta.

En la Ciudad de México, siendo una zona problemática de cimentación reconocida mundialmente y en vista de la gran diferencia de suelos que se señalaron en el Capítulo anterior, se debe tener especial cuidado en realizar los estudios de campo y laboratorio adecuados.

Aunque existe amplia información de análisis del subsuelo para diferentes zonas de la ciudad, nunca es suficiente para aplicarse a un proyecto determinado y es ampliamente recomendable ejecutar una investigación particular para cada proyecto. La utilización de datos obtenidos en investigaciones realizadas en terrenos cercanos se pueden utilizar exclusivamente para normar el criterio y tener una idea superficial del tipo y costo de la cimentación a elegir, sacando las conclusiones definitivas del estudio particular de la obra.

Los puntos importantes en un estudio de campo y laboratorio, son los siguientes:

- a).- Conocimiento de los tipos de suelos que forman la columna estratigráfica.

- b).- Determinación de los contenidos de humedad para su clasificación correcta, así como la posición del nivel freático.
- c).- Determinación de la resistencia a la penetración.
- d).- Determinación de la resistencia a la compresión simple del suelo.
- e).- Determinación de la resistencia al corte.
- f).- Determinación de los coeficientes de compresibilidad.

Con el conocimiento de estos valores, se podrá aplicar en una forma más exacta las expresiones determinadas en la mecánica de suelos, para el conocimiento de los hundimientos probables, que tendrá la construcción a cimentar, la capacidad y tipo adecuado de pilote a utilizar y en general se conocerá ampliamente los resultados que se pueden esperar de los diferentes tipos de cimentación que se propongan y hecho lo anterior, la cimentación elegida será la más adecuada, y tal vez la más económica.

Es preciso señalar que es un ahorro falso el intentar evitar hacer estudios del subsuelo por más experiencia que se tenga, pues se puede caer en soluciones excesivas sobradas e incosteables o viceversa, en soluciones totalmente inadecuadas que a la larga redundan en cimentaciones costosas y con las consecuentes molestias que un fracaso ocasiona.

En los casos en que la utilización de una cimentación profunda a base de pilotes o pilas sea la solución elegida, es-

recomendable verificar la capacidad de carga y los hundimientos calculados teóricamente mediante la ejecución de pruebas de carga sobre éstos elementos.

PRUEBAS DE CARGA:

Las pruebas de carga son ensayos físicos que se efectúan con el propósito de determinar o verificar la carga de diseño de una pila o de un pilote, y conocer el comportamiento real del mismo para diferentes cargas, así como preveer los asentamientos que se presentarán una vez que se les dé carga a los pilotes definitivos de determinada construcción. Las pruebas de carga se pueden efectuar para las siguientes condiciones:

- 1.- Prueba de Carga a la Compresión.
- 2.- prueba de carga a la Extracción.
- 3.- prueba de Carga Lateral.

Generalmente, las pruebas de carga se hacen para determinar la capacidad de carga a compresión, y establecer las relaciones que existen entre las cargas y los asentamientos: pero en casos en que los pilotes trabajen a fuerzas laterales o tensiones considerables, comparadas con las capacidades del pilote para éstas condiciones de carga, es necesario hacer pruebas de carga laterales o pruebas de carga a la extracción.

El diseño de la capacidad de carga de un pilote se hace basándose como se dijo con anterioridad en los resultados de

los estudios de subsuelo, aplicando fórmulas teóricas o empíricas: pero siempre es conveniente conocer por medio de una prueba de carga la capacidad de un pilote a la falla, y así definir en forma más o menos exacta el factor de seguridad con que se cuenta. En caso de que el factor de seguridad resultase inadecuado o el asentamiento producido para la carga de prueba fuese excesivo, el proyecto debe ser revisado y apegado a las condiciones que se presentaren. En algunos proyectos, con tiempo y dinero disponible para efectuar ensayos de pre diseño se hacen en forma extensiva para determinar el más conveniente y económico tipo de pilote y su capacidad de carga. Estos ensayos previos redundan a la larga en grandes ahorros en el costo total de la cimentación. En ningún caso se puede afirmar que una prueba de carga representa un gasto inútil.

Las pruebas de carga se deben efectuar en algún sitio cercano a un sondeo que represente las condiciones más uniformes de toda la zona que se pretende pilotear. El pilote de prueba debe tener las mismas características físicas que los pilotes definitivos, y el proceso constructivo que se utilice para su construcción en caso de ser colado en el lugar, o el equipo de hincado, en caso de ser pilote precolado, deben ser los mismos.

Si los ensayos se hacen después de concluida la colocación de los pilotes, conviene seleccionar al de prueba, guiando

se por los registros de hincado que se hacen para cada pilote, y elegir el que represente a la mayoría, ya que pruebas sobre pilotes de los que se tienen dudas sobre un buen o mal apoyo conducen a resultados que no indican realmente el estado de los demás.

En pilotes de fricción hincados en arcillas o limos saturados, es conveniente esperar por lo menos una semana para que la estructura molecular de los suelos se restablezca, así mismo, conviene esperar en lugares donde el hincado de los pilotes haya producido excesos en la presión hidrostática. Estas precauciones prevén que los resultados no sean erróneamente inferiores.

FORMA DE EFECTUAR UNA PRUEBA.

La prueba de carga a compresión se hace reaccionando el pilote contra un lastre de mayor peso que la carga máxima de prueba que se estima dar al pilote. Sobre el pilote se debe colocar un dado de concreto reforzado que lleva en su parte superior una placa de acero sobre la que se recarga el gato y se apoyan los vástagos de los micrómetros con que se efectúan las lecturas de las deformaciones. Los micrómetros se colocarán a cada 120 grados alrededor del gato. En ésta forma se garantiza que siempre dos micrómetros son afectados por el giro del dado sobre un charnela que pase por el punto de aplicación del otro micrómetro. Con el objeto de tener las mediciones sin que las

deformaciones del terreno las afecten se utilizan, para sujetar los micrómetros en sus puntos fijos, dos elementos rígidos apoyados a una distancia mínima de 4.00 mts. hacia cada lado del centro. Estos elementos se asegurarán en forma tal que se les permita libertad de movimiento lateral, en caso de dilatación. Previendo que éstos cambios de longitud no sean grandes, se debe forrar con algún material aislante todas las piezas que al dilatarse afecten las mediciones. Se debe proveer de un techado para cubrir los instrumentos de los rayos del sol. La colocación de una placa de vidrio entre la placa de acero y los vástagos de los micrómetros evita errores de medición, por alterarse éstos en las rugosidades de la placa, cuando los elementos de soporte se mueven lateralmente por efectos de los cambios de longitud. Otra precaución que es conveniente observar es la de cuidar que los apoyos del lastre estén lo más alejados posible del centro, pues las presiones de contacto de la carga con el terreno se transmiten al pilote por fricción, sobrecargándolo. Todos los instrumentos que intervengan en la prueba deben calibrarse en fechas próximas al día de la carga.

Una vez que la carga ha sido armada y revisados todos los puntos expuestos con anterioridad se puede dar principio a la prueba de carga, siguiendo el procedimiento de medir las deformaciones producidas para incrementos iguales de carga. Cada incremento de carga debe ser de 20 toneladas y no se debe colo-

car el siguiente sino hasta que se vea que el movimiento del pi lote se ha estabilizado.

Antes de colocarse el primer incremento hay que tomar una lectura en los tres micrómetros. Generalmente al iniciar la carga éstos se colocan en el número 1000.

Cuando se hayan aplicado las primeras veinte toneladas se miden las deformaciones del pilote y se considera que la hora de inicio de la prueba es en el momento en que se toma la -- primera lectura con carga. Al minuto después se toma otra serie de lecturas y después los intervalos se van doblando hasta al-- canzar una hora, es decir, se toman lecturas a los 1, 2, 4, 8, - 15, 30 y 60 minutos: después se siguen tomando lecturas cada ho ra, hasta que la deformación en el pilote se haya estabilizado. Generalmente, el tiempo necesario para que se estabilice el pi-- lote es de ocho horas.

En el momento en que se haya estabilizado el primer ci clo se pueden colocar las siguientes veinte toneladas, y se re-- pite la operación anterior.

En ésta forma se lleva el pilote hasta la carga máxima de prueba y se deja con ésta 24 horas, y después que se haya to-- mado la última lectura se procede a la descarga, siguiendo el - mismo criterio que se usó para el proceso de carga. Cuando se - haya retirado la totalidad de la carga, se deja el pilote des-- cargado 24 horas y se toma la última lectura.

En la Gráfica Tiempo-Deformación se puede ver que cuando el tiempo crece la pendiente de la curva tiende a ser igual a cero, lo que indica que se ha estabilizado.

INTERPRETACION DE LA PRUEBA.

Cuando una prueba de carga se lleva hasta la falla, la Gráfica última del pilote corresponde al valor de la mayor carga aplicada. En éstos casos se conoce el factor de seguridad -- que se tiene al dividir el valor de la carga última entre la -- carga de trabajo del pilote o pila. El valor de factor de seguridad no debe ser inferior de 2.5 a 3, dependiendo del tipo de construcción y de la zona. En casos de pilas de gran diámetro, -- la carga de falla es muy grande, y el costo de una prueba de -- carga a la falla es elevado, por lo que este tipo de pilas solo se prueba a 1.5 ó 2.0 veces la carga de trabajo. Los resultados no proporcionan el valor del factor de seguridad real, pero por lo menos se sabe que es mayor de 1.5 ó 2.0.

La capacidad de carga de un pilote se determina de la siguiente forma: La menor de:

- 1.- El 50% de la carga en el Límite Elástico.
- 2.- El 50% de la carga que produce un asentamiento neto de 0.002" (0.05 MM) por toneladas de carga de -- prueba.

MANEJO DE LOS DATOS.

Los datos obtenidos de las mediciones que se hicieron durante la prueba se agrupan en forma tabular, para calcular -- las deformaciones promedios, las que se relacionan con las cargas y los tiempos, respectivos, haciendo las siguientes gráficas:

- 1.- Gráfica Carga - Deformación.
- 2.- Gráfica Tiempo - Deformación.

La Gráfica Carga - Deformación, es una curva que muestra las deformaciones que tuvo el pilote para cada carga correspondiente. Los valores que se usan son los finales obtenidos para cada ciclo de carga o descarga. Estos se grafican en un sistema de ejes ortogonales isométricos.

Las Gráficas Tiempo - Deformación, son una familia de curvas que muestra las deformaciones que tuvo el pilote en cada intervalo de cada ciclo de carga o descarga. Estas Gráficas se dibujan en papel semilogarítmico utilizando el eje logarítmico para los tiempos y el eje natural para las deformaciones. La -- construcción de éstas gráficas es simultánea a la prueba. En esta forma se aprecia la tendencia del pilote a estabilizarse en cada ciclo de carga.

A continuación se muestra el registro de una prueba de carga, la Gráfica Carga-Deformación, y una Gráfica Tiempo Deformación para un ciclo de carga de 20 toneladas.

El valor del Límite Elástico se determina de las siguientes formas:

Se calculan la diferencia de deformaciones de los extremos de la curva de descarga (deformación máxima menos deformación permanente). Este valor se lleva a la curva de carga y se ve que carga produce esa deformación, y éste valor es el Límite Elástico.

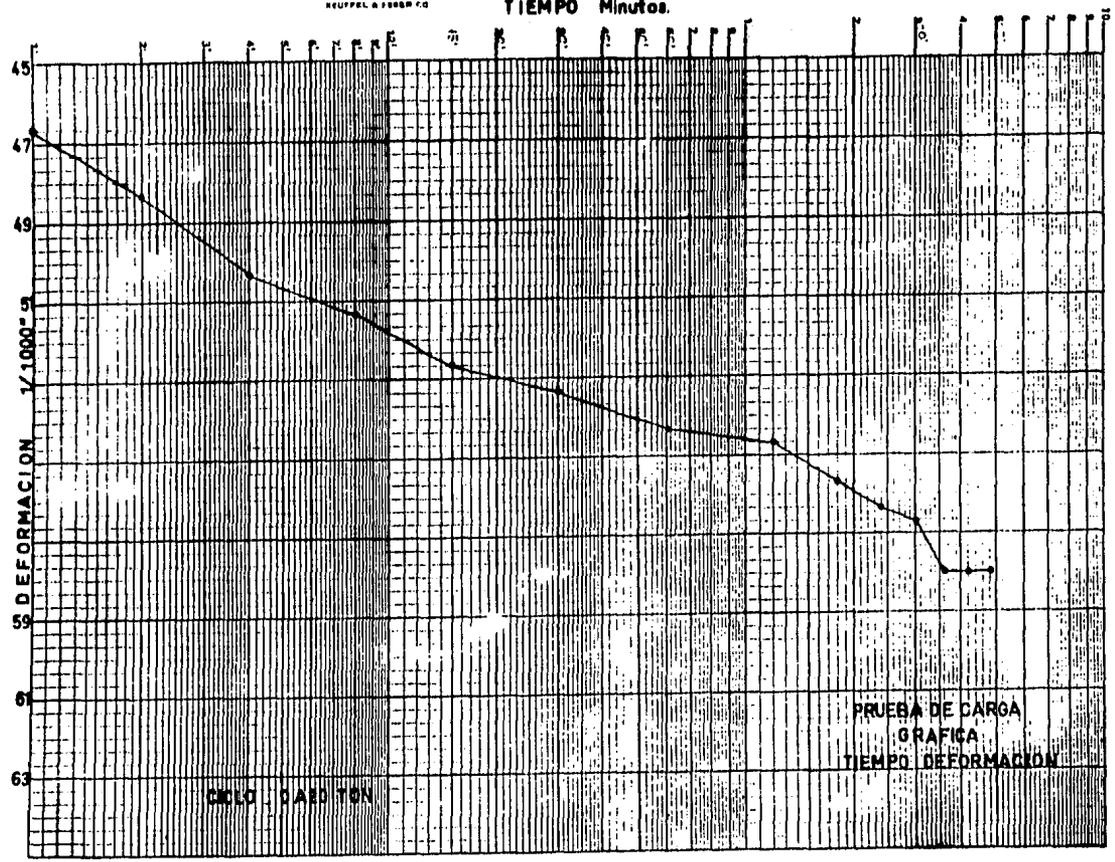
Otra forma es dibujar la pendiente de la gráfica de carga partiendo en el punto de origen e intersectarla con la pendiente de la misma curva partiendo de la deformación máxima. En el punto de intersección se dibuja una vertical y se conoce el valor de la carga en el Límite Elástico.

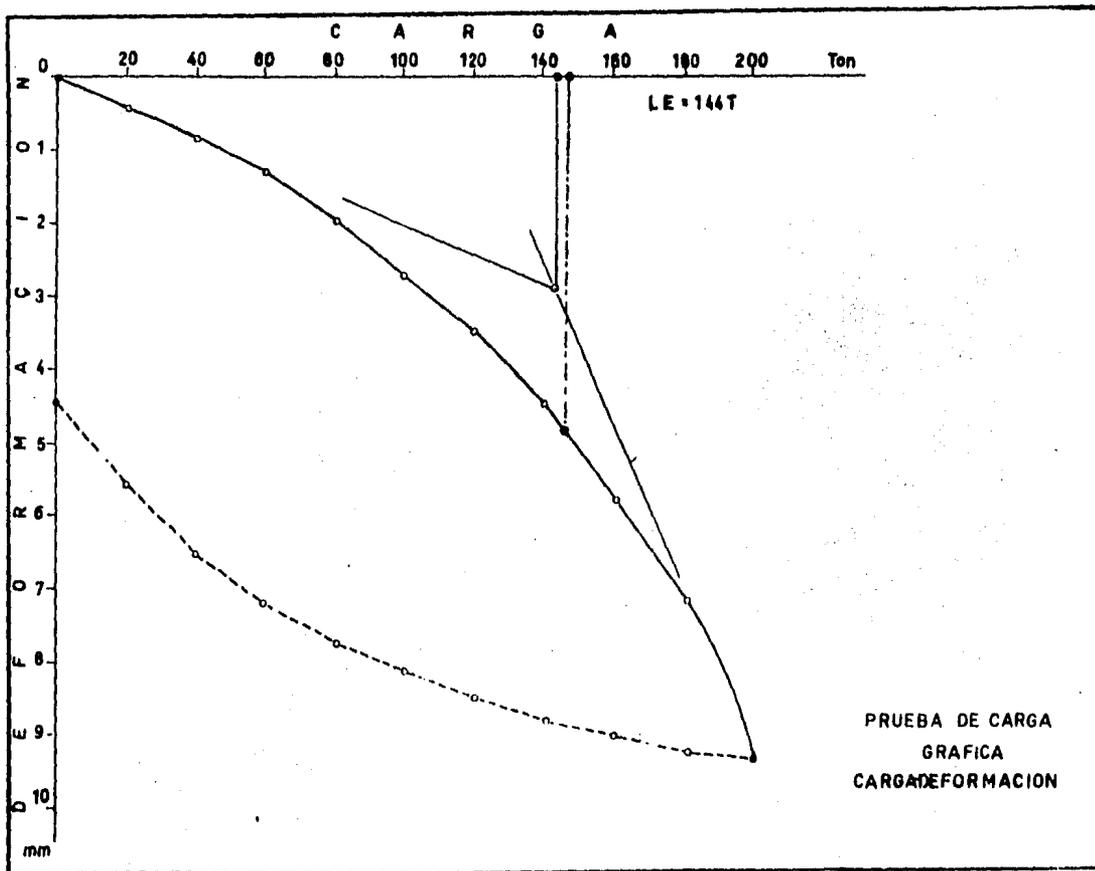
A continuación se anexan las Gráficas y Registros de una prueba de carga.

| FECHA | HORA | AT | CARGA | ML | M2 | M3 | d ₁ | d ₂ | d ₃ | Σ | d | CABEZA | d | PILOTE | d | PUNTA |
|---------------------|-------|------|-----------|-------|-------|-------|----------------|----------------|----------------|------|---|---------------------|-------|--------|------|-------|
| | | | | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0 | 0 | 0 | 4 | | 1/1000 ² | u.m. | u.m. | u.m. | u.m. |
| 27 V 87 | 8,00 | 0 | 20, ton. | 954 | 954 | 956 | 47 | 46 | 44 | 137 | | 43,6 | | | | |
| 27 V 87 | 8,01 | 1' | 20, ton. | 952 | 953 | 959 | 48 | 47 | 45 | 140 | | 46,6 | | | | |
| 1 ^a V 87 | 8,02 | 2' | 20, ton. | 951 | 950 | 954 | 49 | 50 | 46 | 145 | | 48,3 | | | | |
| 2 ^a V 87 | 8,04 | 4' | 20, ton. | 950 | 949 | 950 | 50 | 51 | 50 | 151 | | 50,3 | | | | |
| 27 V 87 | 8,08 | 8' | 20, ton. | 949 | 947 | 950 | 51 | 53 | 50 | 154 | | 51,3 | | | | |
| 27 V 87 | 8,13 | 15' | 20, ton. | 948 | 946 | 949 | 52 | 54 | 51 | 157 | | 52,6 | | | | |
| 27 V 87 | 8,30 | 30' | 20, ton. | 947 | 945 | 948 | 53 | 55 | 52 | 160 | | 53,7 | | | | |
| 27 V 87 | 9,00 | 1 H | 20, ton. | 946 | 944 | 947 | 54 | 56 | 53 | 163 | | 54,3 | | | | |
| 27 V 87 | 10,00 | 2 H | 20, ton. | 945 | 944 | 947 | 55 | 56 | 53 | 164 | | 54,6 | | | | |
| 27 V 87 | 11,00 | 3 H | 20, ton. | 944 | 943 | 946 | 56 | 57 | 54 | 167 | | 55,6 | | | | |
| 27 V 87 | 12,00 | 4 H | 20, ton. | 943 | 943 | 945 | 57 | 57 | 55 | 169 | | 56,3 | | | | |
| 27 V 87 | 13,00 | 5 H | 20, ton. | 943 | 943 | 944 | 57 | 57 | 55 | 170 | | 56,6 | | | | |
| 27 V 87 | 14,00 | 6 H | 20, ton. | 942 | 942 | 943 | 58 | 58 | 57 | 173 | | 57,6 | | | | |
| 27 V 87 | 15,00 | 7 H | 20, ton. | 942 | 942 | 943 | 58 | 58 | 57 | 173 | | 57,6 | | | | |
| 27 V 87 | 16,00 | 8 H | 20, ton. | 942 | 942 | 943 | 58 | 58 | 57 | 173 | | 57,6 ⁰ | 1,44 | 0,90 | | 0,54 |
| 28 V 87 | 0,00 | 8 H | 40, ton. | 833 | 836 | 832 | 107 | 105 | 108 | 320 | | 106,6 | 2,67 | 1,80 | | 0,87 |
| 28 V 87 | 8,00 | 8 H | 60, ton. | 839 | 839 | 843 | 161 | 162 | 157 | 460 | | 160,0 | 4,00 | 2,70 | | 1,30 |
| 28 V 87 | 16,00 | 8 H | 80, ton. | 776 | 777 | 775 | 224 | 223 | 229 | 572 | | 424,0 | 5,60 | 3,63 | | 2,00 |
| 29 V 87 | 0,00 | 8 H | 100, ton. | 709 | 710 | 708 | 291 | 290 | 292 | 873 | | 291,0 | 7,26 | 4,50 | | 2,78 |
| 29 V 87 | 8,00 | 8 H | 120, ton. | 645 | 648 | 639 | 355 | 354 | 361 | 1070 | | 356,6 | 8,92 | 5,40 | | 3,52 |
| 29 V 87 | 16,00 | 8 H | 140, ton. | 569 | 570 | 565 | 431 | 430 | 435 | 1296 | | 432,0 | 10,80 | 6,30 | | 4,30 |
| 30 V 87 | 0,00 | 8 H | 160, ton. | 478 | 479 | 474 | 521 | 541 | 541 | 1576 | | 523,3 | 13,13 | 7,20 | | 5,93 |
| 30 V 87 | 8,00 | 8 H | 180, ton. | 391 | 390 | 385 | 609 | 610 | 615 | 1834 | | 611,3 | 15,28 | 9,10 | | 7,18 |
| 31 V 87 | 8,00 | 24 H | 200, ton. | 274 | 270 | 268 | 126 | 730 | 732 | 2189 | | 729,6 | 18,24 | 9,00 | | 9,24 |
| 31 V 87 | 16,00 | 8 H | 180, ton. | 310 | 308 | 306 | 690 | 694 | 694 | 2076 | | 692,0 | 17,30 | 8,10 | | 9,20 |
| 1 VI 87 | 0,00 | 8 H | 160, ton. | 358 | 353 | 348 | 649 | 647 | 652 | 1944 | | 646,0 | 16,20 | 7,20 | | 9,00 |
| 1 VI 87 | 8,00 | 8 H | 140, ton. | 396 | 397 | 395 | 604 | 603 | 605 | 1812 | | 604,0 | 15,10 | 5,30 | | 8,80 |
| 1 VI 87 | 16,00 | 8 H | 120, ton. | 448 | 449 | 451 | 552 | 551 | 549 | 1652 | | 550,6 | 13,77 | 5,40 | | 8,37 |
| 2 VI 87 | 0,00 | 8 H | 100, ton. | 497 | 497 | 500 | 503 | 503 | 500 | 1506 | | 502,0 | 12,55 | 4,50 | | 8,05 |
| 2 VI 87 | 8,00 | 8 H | 80, ton. | 549 | 546 | 544 | 451 | 454 | 455 | 1361 | | 453,6 | 11,34 | 3,60 | | 7,74 |
| 2 VI 87 | 16,00 | 8 H | 80, ton. | 603 | 602 | 601 | 397 | 398 | 399 | 1194 | | 398,0 | 9,95 | 2,70 | | 7,25 |
| 3 VI 87 | 0,00 | 8 H | 40, ton. | 670 | 668 | 666 | 330 | 332 | 334 | 931 | | 332,0 | 6,35 | 1,6 | | 3,50 |
| 3 VI 87 | 8,00 | 8 H | 20, ton. | 758 | 753 | 753 | 244 | 247 | 247 | 738 | | 246,7 | 6,15 | 2,33 | | 5,25 |
| 4 VI 87 | 8,00 | 24 H | 0, ton. | 822 | 819 | 819 | 178 | 181 | 540 | 940 | | 182,0 | 4,50 | | | 4,50 |

REGISTRO DE UNA PRUEBA DE CARGA A LA COMPRESION.

TIEMPO Minutos.





VIGILANCIA DURANTE LA CONSTRUCCION:

Otra precaución recomendable para la verificación de los resultados obtenidos en los estudios de mecánica de suelos, consiste en la observación mediante nivelaciones de los movimientos que presenta la cimentación desde su iniciación hasta que se aplica la totalidad de la carga.

La frecuencia de éstas nivelaciones se recomienda de 15 días durante la construcción; de 1 mes el primer año después de la terminación de la construcción y de 6 meses para los años siguientes. Esta última recomendación permite seguir de cerca el comportamiento de la construcción a través del tiempo.

En la zona de las Lomas, éstos períodos entre nivelaciones se pueden ampliar, ya que los hundimientos que presentan las construcciones en esa zona debido a la calidad del terreno son mínimos.

.CAPITULO III

CIMENTACIONES SUPERFICIALES:

La cimentación es aquella parte de la estructura que tiene como fin exclusivo transmitir el peso de la misma al terreno natural.

Cuando se estudian cimentaciones poco profundas o superficiales, se refiere a cimentaciones en las que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento; sin embargo, no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una cimentación poco profunda de una profunda.

Durante mucho tiempo, la tecnología de las cimentaciones se estableció solamente bajo bases empíricas y el hecho de que con tan pocos elementos, el constructor de antaño realizara obras magníficas que ha perdurado con el tiempo, habla muy bien de su inventiva y capacidad de adaptación. La transmisión de conocimientos puramente experimentales en forma oral, fué durante largos siglos, el único modo de que disponía el constructor para adquirir el arte de cimentar.

Cuando el ritmo de la construcción aumentó, el arte de cimentar fué a parar en manos no siempre convenientes y los fracasos se presentaron, no obstante condujeron al primer intento de racionalizar la construcción de las cimentaciones. Los cons-

tructores observaron las realizaciones mejor logradas y, relacionando la carga soportada con el área de cimiento, trataron de establecer un valor "seguro" del esfuerzo que era posible -- dar al suelo de un lugar en particular.

De ésta forma nacieron los Reglamentos que en muchas partes perduran en la actualidad; sin embargo, debido a las variaciones y complejidades del suelo, la generalización de un código urbano es peligrosa.

En la actualidad se dispone de gran variedad de tipos de cimentación poco profunda, adaptable cada uno de ellos a tipos peculiares de suelos y estructuras, consiguiéndose con una buena combinación, seguridad y economía máxima.

Las teorías de capacidad de carga desarrolladas a partir de 1920, proporcionaron una base científica al estudio de las cimentaciones que, combinadas con el creciente conocimiento de los suelos y sus propiedades mecánicas, y con el mejoramiento de las técnicas de medición de campo, han permitido el desarrollo de una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones más racional y avanzada.

Si a poca profundidad existe un estrato de suelo adecuado para soportar la estructura, ésta puede establecerse sobre el mismo con una cimentación directa, pero si los estratos superiores son débiles, las cargas se transfieren a un material más adecuado, situado a mayor profundidad, utilizando para ello

pilotes o pilas de cimentación.

para las cimentaciones superficiales, generalmente se utiliza la piedra brasa o cualquier otro tipo de material que reúna las cualidades necesarias que proporcionen elementos de considerable peso volumétrico y baja fatiga de trabajo.

Cuando el cimiento es para una columna, la zapata de cimentación se hace generalmente cuadrada y su armado se coloca ortogonalmente, calculándolo de acuerdo con las fatigas que las cargas del terreno producen en la pieza como esfuerzo de flexión, esfuerzo cortante, adherencia. Este refuerzo queda más espaciado en los extremos de la losa que en su centro, de acuerdo con el diagrama de momentos flexionantes.

Al diseñar una zapata de éste tipo, se debe rectificar cuidadosamente el esfuerzo de penetración que ejerce tanto la columna dentro del cimiento como éste dentro del terreno.

Este tipo de cimentación aislada, es el más económico, pero en subsuelos como el de la Ciudad de México, en que las cargas son considerables y en que se tienen diferentes hundimientos de acuerdo con la calidad del terreno sustentante, debe usarse el tipo de cimentación ligada, el cual se presta tanto para el tipo de estructura de muros de carga, como para una estructura sobre columnas.

En forma general se puede decir que los tipos frecuentes de cimentaciones poco profundas o directas son: las zapatas

aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación.

Las zapatas corridas o continuas, son elementos análogos a las zapatas aisladas, en los que la longitud supera en mucho al ancho.

En el caso de que el suelo ofrezca una resistencia baja que obligue al empleo de mayores áreas de repartición o en el caso en que se deban transmitir grandes cargas, la zapata se calcula y diseña por flexión y adherencia, calculando su superficie de acuerdo con la resistencia o fatiga unitaria del terreno.

Si la cimentación es para una estructura, la liga debe hacerse mediante contratraveses, las cuales soportan los esfuerzos de flexión producidos por la reacción del terreno y los transmiten en forma de reacción a las columnas. Estas contratraveses quedan apoyadas sobre losas de cimentación o zapatas corridas.

El cálculo es similar al de un trabe de estructura y sus máximos esfuerzos son los producidos por la flexión, aunque debe revisarse el esfuerzo cortante para tomar con un armado conveniente la tensión diagonal.

En las losas de cimentación, tanto aisladas como continuas, los valores del esfuerzo cortante deben quedar dentro de los permisibles al concreto, pues no se acostumbra armar las losas de cimentación para tensión diagonal.

Cuando una zapata de cimentación está sujeta a cargas asimétricas, se puede construir de forma trapezoidal con objeto de transmitir al terreno una fatiga uniforme. Este tipo de zapatas tiene el inconveniente que se tiene que cortar el acero de refuerzo en diferentes longitudes, y para evitarlo se puede proceder a compensar la zapata mediante ampliaciones rectangulares, facilitando la mano de obra de armado.

En zapatas de concreto armado, las varillas deben quedar protegidas con un recubrimiento mínimo de 5 centímetros.

La condición de evitar el volteo de cimentaciones de concreto, debe tenerse en cuenta y generalmente se satisface por medio de una trabe denominada de volteo que se coloca en el extremo de la zapata una concentración adicional de carga sobre ellas.

Otra forma de solucionar el problema, es remeter la cimentación y correr las losas hasta la colindancia en forma de voladizos al igual que las contratraves y traves de la estructura.

Cuando la resistencia del terreno es muy baja ó las cargas muy altas, las áreas requeridas para apoyo de la cimentación se aumentan, llegándose al empleo de verdaderas losas de cimentación, construídas también de concreto reforzado, las que llegan a ocupar toda la superficie construída.

para no tener espesores muy grandes en éstas losas, se puede afirmar que el claro máximo conveniente es de 4 M x 4 M., - trabajando como losas perimetrales.

su cálculo y armado es igual al de cualquier losa de -- concreto, sólo que la carga procede de abajo hacia arriba y es - igual a la reacción del terreno. El armado se coloca en la parte superior para momentos flexionantes positivos y en la parte - inferior para los negativos. Este último debe quedar con un recubrimiento mínimo de 5 cms. para protegerlo de la humedad.

También existen multitud de cimentaciones combinadas en las que los tres tipos básicos se entremezclan al gusto del proyectista o del constructor.

Si aún empleando una losa corrida la presión transmitida al subsuelo sobrepasa la capacidad de carga de éste, evidentemente se tiene que recurrir a soportar la estructura en estratos -- más firmes, que se encuentren a mayores profundidades, llegando- se así a las cimentaciones profundas.

CAPACIDAD DE CARGA:

Para el correcto dimensionamiento de un cimiento superficial, es necesario considerar dos condiciones básicas:

- 1.- CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO.
- 2.- ASENTAMIENTOS PROBABLES.

En la Ciudad de México, dónde los suelos compresibles - abundan, es necesario analizar cuidadosamente ambas condiciones.

para la determinación de la capacidad de carga del terreno para cimientos superficiales, existen diferentes criterios

de cálculo y los más usados son los siguientes:

ZAPATAS AISLADAS:

Para zapatas cuadradas se tiene:

$$Q_c = 1.3 c_{nc} + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_{\gamma}$$

para zapatas circulares se tiene:

$$Q_c = 1.3 c_{nc} + D_f \gamma N_q + 0.6 \gamma R N_{\gamma}$$

ZAPATAS CORRIDAS:

$$Q_c = 1.3 c_{nc} + D_f \gamma N_q + 0.4 \gamma B N_{\gamma}$$

LOSAS CORRIDAS:

para losas corridas, las expresiones utilizadas en zapatas aisladas, son aplicables, pero se ha visto que en suelos cohesivos para valores de R ó B superiores a 20 Mts. el diseño es gobernado por la magnitud de los asentamientos.

para las expresiones anteriores:

Q_c = Capacidad de carga crítica a la falla en Ton/M².

c = Cohesión del material de apoyo del cimiento.

D_f = profundidad de desplante.

γ = peso volumétrico del suelo encima del nivel de desplante.

B = Ancho de una zapata cuadrada ó corrida.

R = Radio de una zapata aislada circular.

N_c , N_q y N_γ = Factores de capacidad de carga que son función -- del ángulo de fricción interna. (Ver capítulo siguiente).

Las capacidades determinadas por las expresiones ante-- riores, son a la falla es decir, cuando se establece un estado -- de esfuerzos críticos en una superficie potencial falla.

Cuando el suelo está suelto antes de alcanzarse la con-- dición anterior, el cimiento se habrá desplazado en tal forma -- que no habrá alcanzado la carga de falla, por lo que es recomen-- dable reducir los valores de C y ϕ a: $C' = 2/3 C$ y $\text{tg } \phi' = 2/3 \text{tg } \phi$.

Los coeficientes de capacidad de carga para ésta condi-- ción, se utilizarán: N'_c , N'_q y N'_γ . (Ver capítulo siguiente).

ASENTAMIENTOS:

La determinación de la magnitud de los asentamientos ba-- jo un cimiento trabajando por superficie, puede determinarse --- idealizando el suelo como un medio elástico homogéneo e isotro-- po calculando la distribución de esfuerzos transmitidos por una -- carga concentrada en el medio con la solución de Boussinesq (in-- tegrando ésta solución a diferentes distribuciones de carga es -- aplicable a varias formas y tipos de cimentación). Con los in-- crementos de esfuerzos calculados a diferentes profundidades se-- obtienen los correspondientes decrementos Δe en las gráficas re-- lación de vacíos-presión de las pruebas de consolidación obteni-- das de los estudios de mecánica de suelos y sumando los corres--

pendientes Δh obtenidos con la siguiente expresión.

$$\Delta h = \frac{\Delta e}{1 + e} H$$

En dónde:

Δh = Hundimiento a la profundidad z .

Δe = Relación de vacíos para una presión p obtenido de una prueba de consolidación efectuada en una muestra a una profundidad z .

H = Espesor de la franja escogida.

e_0 = Relación de vacíos natural a la profundidad z .

El asentamiento máximo permisible es aquel que se puede tolerar sin poner en peligro la estabilidad ó el buen funcionamiento de la propia estructura ó de estructuras e instalaciones próximas.

Los límites establecidos para estructuras altas son dos:

1.- Máximo asentamiento medio que está limitado por la diferencia de elevación máxima permisible entre ciertas porciones de la estructura ó de sus alrededores o por la flexibilidad de las conexiones de servicios y por la magnitud del daño -- que se pueda crear a las estructuras vecinas.

2.- Máximo desplome permisible. En edificios altos, el máximo desplome permisible está limitado a la percepción humana que según se ha demostrado empieza a ser apreciable, cuando el desplome es próximo a $1/250$, en tanto que los daños estructu

rales se empiezan a presentar cuando el desplome se aproxima a 1/150.

CIMENTACIONES COMPENSADAS:

El principio en que se basan las cimentaciones compensadas es sencillo: se trata de desplantar a una profundidad tal -- que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que al nivel de desplante, el suelo no sienta la - sustitución efectuada, al no llegarle ninguna presión además de la originalmente existente.

Este tipo de cimentación requiere que las excavaciones- efectuadas no se rellenen posteriormente, colocando una losa corrida en toda el área de cimentación para formar un cajón.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente- utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente comprensibles, pues teóricamente los eliminan, por no dar al terreno -- ninguna sobrecarga, pero como el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga originado por la excavación, se presentan expansiones en el fondo que se traducen en asentamientos cuando- regresa a su posición original por efecto de la carga de la estructura.

Los problemas principales de la cimentación compensada- provienen de la excavación necesaria generalmente profunda; todo ésto por lo que se refiere a las cimentaciones de compensación - total, en las que el peso de la estructura es igual al de la tie-

ra excavada. Sin embargo, también existe la compensación parcial, en dónde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el restante se toma por medio de pilotes ó contacto sobre el terreno, si la capacidad de carga y la compresibilidad del mismo lo permiten.

En cimentaciones parcialmente compensadas en las que la diferencia del peso de la estructura se toma mediante pilotes, éstos deben ser de fricción y se deben colocar de tal forma que la posición del centroide del alivio de la compensación y de los pilotes coincidan perfectamente con la posición del centroide de las cargas.

En suelos de alta compresibilidad, pueden transmitir un incremento de presión (presión de contacto menos presión equivalente al peso del suelo excavado) de una tonelada por metro cuadrado por lo que se refiere al cálculo de los asentamientos, debe considerarse el efecto de la expansión del suelo que pueda ocurrir al efectuarse la excavación y el procedimiento de construcción debe ser proyectado y ejecutado de modo que las expansiones sean mínimas.

Por lo que se refiere a los suelos de baja compresibilidad, es correcto cimentar con losas, cascarones ó estructuras similares aplicando la compensación de cargas, siempre que se compruebe que no existen rellenos artificiales sueltos, galerías, grietas y otros defectos del subsuelo, o que hayan sido éstos adecuadamente tratados.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES PROFUNDAS:

En la Ciudad de México, las condiciones del suelo superficial, no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda, por lo que es preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; aunque a veces no aparecen a niveles alcanzables económicamente se utilizan como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, adicionando elementos de cimentación que distribuyen la carga en un espesor grande de suelo. En todos éstos casos se hace necesario recurrir al uso de cimentaciones profundas.

En forma general, se construye una cimentación profunda con el fin de encontrar un estrato de apoyo apropiado desde todo punto de vista.

Los elementos que forman las cimentaciones profundas -- que se utilizan más frecuentemente, se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta circular o rectangular, que son las más comunes por su procedimiento constructivo.

Los elementos esbeltos, con dimensiones transversales del orden entre 0.30 m. y 0.60 m. se denominan PILOTES.

Los elementos cuyo ancho sobrepasa 0.60 M. se llaman PILAS; sin embargo, no se ha establecido una distinción definida -

entre pilas y pilotes.

HISTORIA SOBRE PILOTES EN LA CIUDAD DE MEXICO.

La historia de los pilotes se remonta a la época de los aztecas en que se comenzaron a utilizar estacas de madera para ganar terreno al Lago de Texcoco, en cuyo centro, hoy sitio ocupado por la Plaza de la Constitución, se inició la construcción de la Ciudad de México.

Algunos edificios se construyeron sobre estacados probablemente. Los españoles adoptaron esta costumbre y la mayor parte de la renovada ciudad, especialmente en los edificios de importancia, fué construída sobre pequeños pilotes de 10 a 12 cms. de diámetro y de 2 a 3 M. de longitud; éstas estacas se hundían en el terreno fangoso, casi unidas entre sí para formar una base de piezas de madera de mezquite.

Los edificios de mayor importancia que durante la primera mitad del siglo XX se construyeron en la Ciudad, muchos de ellos con sótanos, requirieron excavaciones de 4 a 5 M. de profundidad y se encontró, cuando se demolieron viejas casas coloniales, que los cimientos de mampostería se apoyaban sobre estacas, la mayor parte de ellas bien conservadas aparentemente, que se volvieron polvo al extraerse y secarse, debiéndose su resistencia probablemente a que formaban haces de piezas compactos donde se habían hincado y su duración debe atribuirse a que estuvieron dentro de terreno acuoso.

Durante la época de Independencia y después de ella, - casi no se construyeron edificios de importancia. Durante el - Gobierno del General porfirio Díaz, comenzó la construcción de algunas obras públicas de importancia como el Correo Central, el palacio Nacional de Bellas Artes, la Secretaría de Comunicaciones, etc. para esta época se tenía la experiencia de que varios edificios construídos durante la Colonia, sobre estacas, fallaron (el palacio de Minería, el Templo de Loreto, etc.), abandonándose el sistema de estacas, siendo sustituido por la cimentación superficial, aplicándose el sistema de Chicago, originado en Estados Unidos de América, que consistía en zapatas proporcionadas en la reacción del suelo, fijando desde entonces una carga de fatiga sobre el terreno que no excedía de 5 Ton./M².

Estas zapatas consistían de una serie de viguetas de -- acero perpendiculares a los muros y sobre ellas fuertes traves -- también de acero, en el sentido longitudinal de los muros. Este emparrillado se ahogaba en una masa compacta de concreto que a -- veces alcanzaba un peso muy importante por sí sola.

Un ejemplo de éste tipo de cimentación es el palacio de las Bellas Artes.

Años después en la actual Zona del Lago se empezó a uti -- lizar las cimentaciones profundas a base de pilotes de madera -- que normalmente se apoyaban en la primera capa dura.

Por la desconfianza de la capacidad de carga de los pi -- lotes, algunos edificios así cimentados quedaron sobreelevados -

respecto al nivel de banquetta 50 cms. aproximadamente, los cuales han aumentado en la actualidad debido al asentamiento general de la ciudad.

Acuerdos del Gobierno para evitar la desforestación de los bosques, dificultaron conseguir madera para éste tipo de pilotes, iniciándose la era de los pilotes de concreto armado que en la actualidad son los más utilizados en sus diferentes tipos.

TIPOS DE PILOTES UTILIZADOS EN LA CIUDAD DE MEXICO.

Atendiendo a los materiales que constituyen los pilotes en la Ciudad de México, en la actualidad no se puede hacer una clasificación, ya que la gran mayoría se construyen a base de concreto.

En relación a la forma en que los pilotes transmiten la carga a los estratos resistentes, se pueden clasificar en:

- 1.- De punta.
- 2.- De Fricción.
- 3.- Especiales.

PILOTES DE PUNTA:

Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en el estrato resistente.

Su capacidad de carga se determina por la siguiente expresión (para pilotes de sección cuadrada).

$$Q_d = B^2 (1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma)$$

para sección circular:

$$Q_d = R^2 (1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma)$$

En donde:

Q_d = capacidad a la falla por punta del pilote.

B = Lado de un pilote cuadrado.

R = Radio de un pilote circular

c = Cohesión del estrato de apoyo.

γ = peso volumétrico del suelo encima del estrato de apoyo.

D_f = profundidad del estrato de apoyo

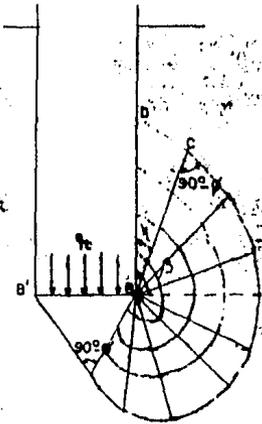
N_c , N_q , y N_γ = Factores de capacidad de carga.

A las anteriores expresiones se les conoce como fórmulas de Meyerhof Terzaghi.

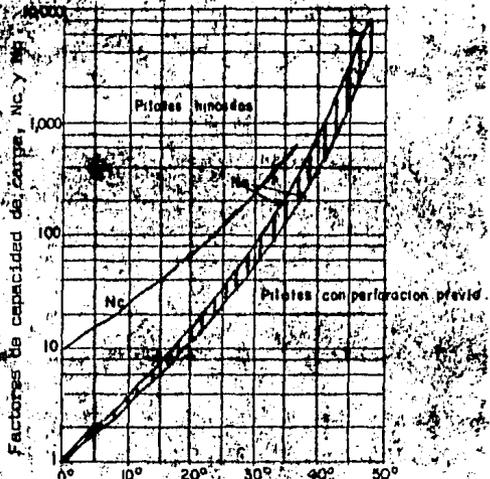
Los valores de N_c , N_q y N_γ son empíricos y son función del ángulo de fricción interna del estrato resistente.

En caso de que el pilote se apoye sobre el manto, a la expresión para determinar la capacidad de carga se le aplica -- los factores N_q y N_c de Terzaghi y en caso de que el pilote penetre por lo menos un diámetro en el manto resistente se aplican los coeficientes de capacidad de carga de Meyerhof.

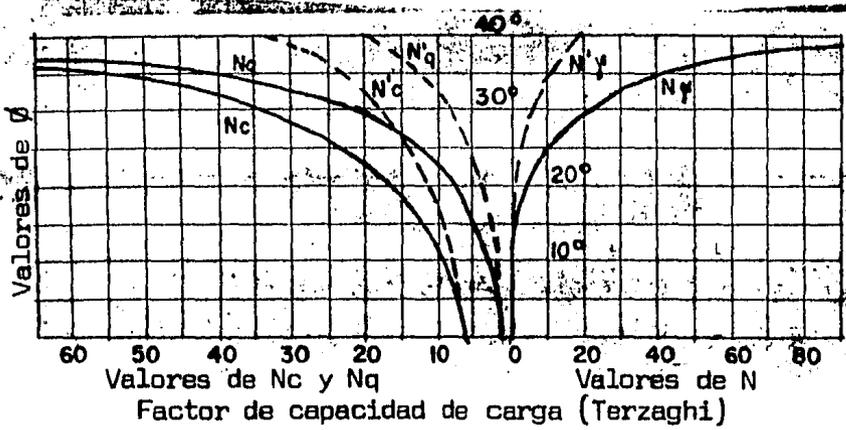
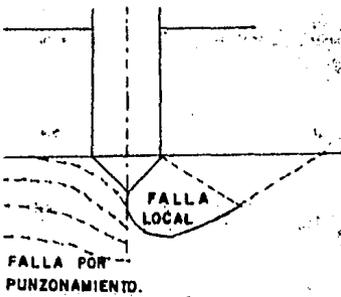
La capacidad de carga por punta es recomendable obtenerla también la ejecución de pruebas de carga.



MECANISMO DE FALLA GENERAL DE UN CIMIENTO PROFUNDO. (MEYERHOF).



Valores de N_c y N_q para pilotes según Meyerhof



Otro medio de estimar la capacidad de carga, es de utilizar el trabajo de penetración standard reportado en los sondeos del estudio de mecánica de suelos aplicando la expresión:

$$Q_d = 4 N \times A_p.$$

en donde:

Q_d = Capacidad de carga a la falla por punta.

N = No. de golpes en la prueba de penetración standard.

A_p = Area de la punta.

Las capacidades de carga determinadas por estas expresiones son a la falla; para determinar la capacidad útil de carga por punta de un pilote o pila se debe dividir la capacidad de falla entre el coeficiente de seguridad adoptando (2.5 a 3), y al valor obtenido deducirle la sobrecarga por fricción negativa y el peso del pilote o pila.

FRICCIÓN NEGATIVA EN LOS PILOTES DE PUNTA.

Existe un problema común en las cimentaciones piloteadas mediante pilotes de punta cuando la estratigrafía está formada por un estrato compresible subyacente por otro resistente de apoyo y cuando el manto compresible tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación inducido.

En la Ciudad de México este caso es típico porque existe un estrato de apoyo a profundidades del orden de 30 M., arriba

ba del cual las formaciones arcillosas muy compresibles, se consolidan por efecto del intenso bombeo que para obtener agua potable se realiza en los estratos acuíferos.

Debido a esta circunstancia, los edificios pesados que se cimentaban sobre pilotes empezaban aparentemente a sobresalir a la velocidad en que se reducía en altura el terreno donde se encontraban los pilotes.

Los pilotes de punta apoyados en un estrato no consolidable y resistente, permanecen comparativamente fijos respecto a los suelos blandos que se enjutan, tendiendo estos a bajar a lo largo de su fuste.

Esta tendencia induce esfuerzos de fricción en el fuste de los pilotes y por ser en sentido descendente, los sobrecargan al colgarse materialmente el suelo circunvecino de los pilotes.

Sí éstas cargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, pueden llegar a producir el colapso del pilote por penetración en el estrato resistente. Este es el fenómeno de fricción negativa en los pilotes de punta. Cuando soportar la sobrecarga, la estructura apoyada sobre los pilotes parece emerger sobre la superficie del terreno, dañando fácilmente a estructuras vecinas.

Aunque la fricción negativa no induzca falla y sea resistida, debe comprenderse que ocupa gran parte de la capacidad

de carga del pilote.

Es fácil ver que en una estructura piloteada con pilotes de punta, en la que se tenga el efecto de la fricción negativa, un pilote de una zona interior de la cimentación, podrá ser sobrecargado con un peso igual al del volumen de arcilla tributario al pilote como máximo. En un pilote de borde, la sobrecarga podrá ser mayor y el efecto puede acentuarse en un pilote de esquina, teniéndose como límite el valor de la adherencia entre suelo y pilote a lo largo de todo el fuste del mismo, por ello, si el estrato resistente es susceptible de alguna cederencia, el pilote de esquina es el que más asentamientos puede presentar, seguido de los de borde, quedando con mínimos hundimientos las zonas interiores del área piloteada.

Lo anterior origina una distribución de asentamientos opuesta a la que se tiene en una cimentación por superficie, -- flexible, bajo carga uniforme.

Si la cimentación tiene rigidez y los pilotes están só lidamente unidos a ella en su cabeza, el efecto diferencial de fricción negativa en las esquinas y bordes puede llegar a hacer que los pilotes en esas zonas trabajen a tensión en su parte su perior.

El valor de la sobrecarga que por fricción negativa -- puede llegar a tener un pilote de punta, tiene por cota supe--- rior el valor del producto de la adherencia entre suelo y pilo-

te multiplicada por el área lateral del mismo.

Una consecuencia adicional de los efectos de fricción negativa, consiste en lo siguiente: al colgarse el suelo del pilote, parte del peso que gravitaba en la zona de la punta del pilote sobre el estrato resistente se ha aliviado; si el estrato es de naturaleza friccionante, ésta disminución de la presión efectiva lleva consigo también una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga y, por lo tanto, propicia la penetración del pilote en el estrato de apoyo.

Los efectos dañinos en las estructuras vecinas, la pérdida de capacidad de carga útil por fricción negativa y los peligros que entraña la penetración de los pilotes en los estratos firmes, han motivado soluciones que permiten manejar a los pilotes de punta superando tales problemas, de lo contrario se les tendría que desechar como cimentación en lugares en que exista enjuntamiento de terrenos blandos y fricción negativa.

Una solución es construir la cimentación de forma que los pilotes la atraviesen libremente, sin unión entre ambos elementos; la estructura se carga directamente contra el suelo, que cederá bajo el peso. Esta cedencia hace que el suelo accione sobre los pilotes por un mecanismo de fricción negativa, tomando parcialmente la carga de la estructura, con la correspondiente disminución de las presiones efectivas en el suelo blan-

do; de ésta forma los pilotes originalmente separados de la cimentación llegan a trabajar con cargas importantes, originando además que los asentamientos de la estructura disminuyan bastante.

PILOTES DE FRICCIÓN:

Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la adherencia lateral que se genera entre el fuste del pilote y el suelo que lo rodea.

Este tipo de pilote, generalmente se hincó en las zonas dónde se encuentran depósitos de arcillas blandas de gran espesor.

El funcionamiento de los pilotes de fricción, es tal que los enjuntamientos de las arcillas motivadas por los procesos de consolidación los obligan a descender con ellas; por lo que se debe tomar la precaución al diseñar su longitud de tal forma de que sus puntas queden alejadas de cualquier manto resistente, ya que en caso contrario a través del tiempo llegarían a tocarlo y su funcionamiento se convertiría en apoyo directo. Es recomendable dejar un colchón de material compresible entre las puntas y el manto resistente de aproximadamente un 15% de la profundidad del manto resistente. Este espesor no es conveniente aumentarlo, ya que si es muy grande la presión transmitida por un grupo de pilotes al colchón lo comprimen ori

ginando un asentamiento grande del grupo.

La capacidad crítica de carga de los pilotes de fricción en suelos cohesivos se determina multiplicando el área lateral efectiva del pilote, por el factor adherencia media pilote-suelo:

$$Q_f = A_s f$$

Q_f = Capacidad de carga en pilotes o pila a fricción.

A_s = Area lateral efectiva del pilote.

f = Adherencia media pilote-suelo.

En la determinación de la capacidad de carga de un pilote por fricción la resistencia que presenta el suelo por punta no se considera.

El factor de adherencia media pilote-suelo o coeficiente de fricción es usual determinarlo como la mitad del valor de la resistencia a la compresión simple o como un parámetro de la cohesión determinado en una prueba triaxial rápida no drenada.

PILOTES ESPECIALES:

Su diseño pretende eliminar al menos dos de los siguientes tres aspectos indeseables:

La emersión de estructuras a que da lugar el uso de pilotes convencionales con alta capacidad de carga por punta, la sobrecarga inducida por la fricción negativa en los mismos pilotes y la limitada capacidad de carga en los pilotes de fricción.

El más conocido y antiguo de éste tipo de pilote es el de control.

Su funcionamiento consiste en que los pilotes penetran libremente a través de la losa de cimentación estando ésta última en contacto constante con el suelo transmitiéndole a éste -- parte de la carga total de la construcción y el resto al pilote por medio de un dispositivo que lo conecta a la cimentación en la cabeza teniendo entre el dispositivo y la cabeza del pilote, un material resistente y deformable que permite que la losa de cimentación esté en contacto con el suelo sin impedir que los pilotes sigan trabajando de apoyo.

Otro tipo de pilote especial, es el penetrante de sección variable.

Las características de la primera capa dura de la zona del Lago, sugirieron el empleo de un tipo de pilote de sección variable apoyado por punta en ésta capa que eliminaría simultáneamente los tres inconvenientes descritos anteriormente sin requerir mantenimiento obligado de los pilotes de control.

Su capacidad de carga se determina utilizando en forma simultanea las expresiones aplicables a los pilotes de punta y de fricción.

La punta se diseña en forma tal que cuando el suelo -- que rodea al pilote se enjuta por el proceso de consolidación y genera fricción negativa, la punta penetra en el manto por és

ta sobrecarga, llegando a una condición de que cualquier tendencia a disminuir la fricción positiva de la parte superior del pilote es automáticamente anulada por la penetración de la punta en el manto.

Lo anterior origina que a partir de ese momento los pilotes sigan los hundimientos generalizados del subsuelo sin emerger apreciablemente. Para contrarrestar la posibilidad de que durante el proceso de penetración de los pilotes en el estrato de apoyo pueda ser impedida por una mayor capacidad de carga local se recomienda diseñar la punta utilizando tubos metálicos diseñados de modo que fluya plásticamente al excederse cierto valor de la carga axial.

Otro tipo de pilotes especiales son los pilotes entrelazados y consiste en un conjunto de pilotes ligados a la cimentación, pero que no se apoyan en la capa resistente (pilotes A) más otro conjunto no colinial con el primero (pilotes B) apoyado en la capa dura y desligado de la cimentación.

La presencia de los pilotes disminuye la magnitud de los esfuerzos inducidos en el suelo por el peso de la estructura y los colchones de suelo entre la punta de los pilotes A, y la capa dura y entre la punta de los pilotes B y la losa de cimentación absorben los enjuntamientos de la formación arcillosa superior debidos a la consolidación e impiden que la estructura emerja.

Para la Ciudad de México, dependiendo de la forma en que los pilotes son colocados en el suelo se pueden clasificar en:

1.- PILOTES HINCADOS.

2.- PILOTES COLADOS EN EL SITIO.

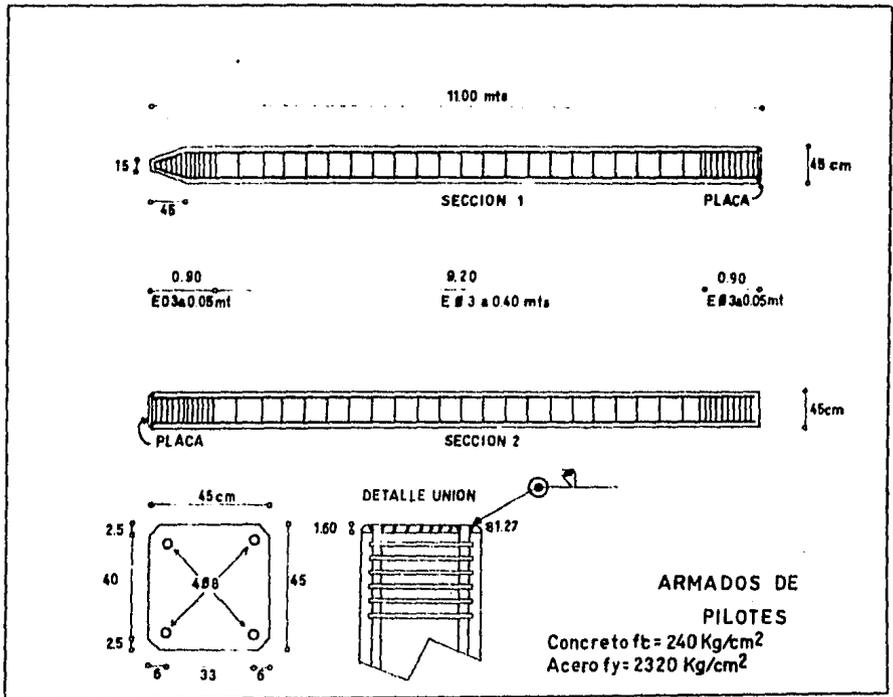
PILOTES PRECOLADOS HINCAODOS A PERCUSION:

pilotes precolados de concreto armado, son piezas monolíticas de sección poligonal constante (cuadrados, hexagonales, octagonales y circulares).

Las secciones más utilizadas son las cuadradas con ángulos achaflanados, la hexagonal y la circular.

Los pilotes de concreto siempre se arman para resistir los esfuerzos a que están sometidos durante su transporte, elevación y su presentación. A veces, el armado debe permitir además al pilote absorber momentos flexionantes o esfuerzos cortantes debidos a su actuación en la obra a que se incorporan o a los movimientos de conjunto del terreno en que se están hincado.

El croquis adjunto es el esquema de un pilote con su armado longitudinal y transversal.



En cuanto se refiere al armado longitudinal, es recomendable evitar los traslapes, ya que pueden producir la rotura del concreto durante el hincado.

Los armados se determinan mediante los cálculos clásicos del concreto o de resistencia de materiales, teniendo en cuenta los esfuerzos previsibles, entre los que no hay que despreciar los debidos al enganche para el transporte o puesta en obra.

Si se construyeran pilotes de concreto de grandes lon-

gitudes, sus dimensiones y refuerzos los harían anti-económicos, además, se necesita disponer de mesas de grandes dimensiones para su colado y manejo en los patios de construcción; el transporte a la obra y su hincado requerirían equipos costosos. Esto se subsana fabricando tramos de longitud menor, uniéndose los tramos con juntas metálicas adecuadas, obteniendo pilotes de la longitud que se desee, con un costo más económico.

La junta metálica debe ser rígida e impermeable, tan resistente o más que el pilote mismo, a la flexión, esfuerzo cortante, tensión, requisitos que llena ampliamente la junta soldada, que esencialmente consiste de dos casquillos metálicos colocados durante el colado en los extremos de los tramos de pilote por unir, y para fijarlos más firmemente al concreto, se le sueldan interiormente a los casquillos, anclas metálicas de dimensiones adecuadas que quedan embebidas en el concreto.

Durante el hincado se colocan los extremos de tramos por unir a tope, haciendo coincidir periféricamente los casquillos metálicos y soldándolos con uno o más cordones, a fin de obtener la resistencia deseada. Existen otros tipos de juntas para unir los tramos de pilotes pero debido a su alto costo su utilización es mínima.

Los pilotes de concreto precolado, se pueden hincar siete días después de su colado, empleando cemento de resistencia rápida. Se vibran adecuadamente, lo que permite usar concre

to con poca agua, de bajo revenimiento y obtener con economía - y facilidad, concreto de 300 kg/cm² a la ruptura, a los 28 días.

PILOTES HINCADOS A PERCUSION PRESFORZADOS:

Las técnicas modernas para la fabricación de elementos presforzados han sido aplicadas en la fabricación de pilotes de cimentación.

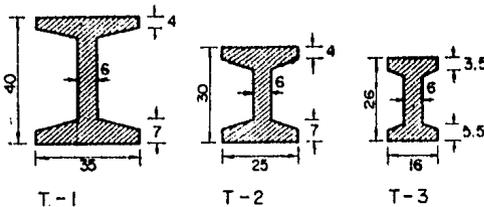
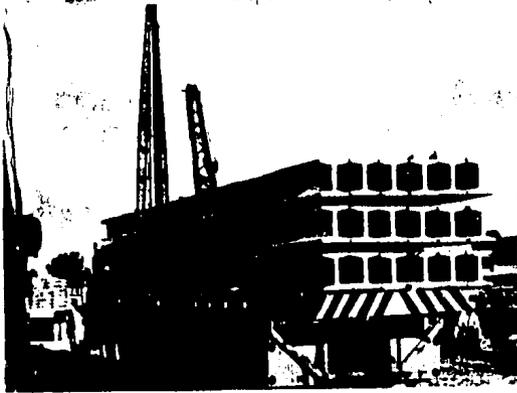
Las secciones que se han construido utilizando esta técnica son las mismas que para los pilotes tradicionales y se han utilizado tanto para trabajo de fricción como de punta, de una pieza o en varios tramos.

La construcción de los pilotes presforzados dada la naturaleza de su procedimiento constructivo, es necesario hacerla en planta, transportándose posteriormente los tramos al sitio de la obra.

Estudios recientes emprendidos por compañías mexicanas, con objeto de diseñar secciones de mayor eficiencia en el contacto entre suelo y fuste y economía en el costo del pilote, han desarrollado los pilotes presforzados tipo TENSA.

PILOTES PREFORZADOS TIPO TENSA:

Estos pilotes tienen como característica esencial la forma H de su sección transversal, disponiéndose en tres tipos - T-1, T-2 y T-3.



SECCION PILOTES TENSA

Con el pilote TENSA, se puede lograr los mismos resultados

que con los pilotes de sección tradicional trabajando a fricción y tiene sobre éstos las siguientes ventajas:

- 1.- SECCION CON Poca AREA DE ATAQUE.
- 2.- POCO PESO POR METRO LINEAL.
- 3.- AUMENTO DEL AREA DE CONTACTO ENTRE PILOTE Y SUELO POR UNIDAD DE LONGITUD.

1.- SECCION CON Poca AREA DE ATAQUE.- Durante el hincado de pilotes de secciones tradicionales el material desplazado puede -- llegar a ser un volúmen considerable y las presiones en el suelo

elevarse considerablemente, motivando desplazamientos verticales en el mismo, que lleguen a ocasionar daños serios en las construcciones vecinas, sobre todo cuando son éstas livianas, poco rígidas y cimentadas por superficie.

2.- POCO PESO.- Comparativamente con los pilotes tradicionales, el pilote TENSA tiene un peso considerablemente inferior para el mismo perímetro según se aprecia en la siguiente relación en la que se indica el ahorro en peso:

TENSA 1 = 137 Kg/M.L.; equivalente circular 0.70 M = 920 Kg. 85%.

TENSA 2 = 95 Kg/M.L.; equivalente circular 0.45 M = 380 Kg. 75%.

TENSA 3 = 56 Kg/M.L.; equivalente circular 0.35 M = 230 Kg. 76%.

3.- AUMENTO DE AREA DE CONTACTO.- La eficiencia para una sección trabajando a fricción, se determina dividiendo el perímetro efectivo entre el área de la sección transversal. Mientras mayor sea el valor de la eficiencia de la sección, mayor será la economía de ésta.

En la sección T-1 se requiere una área de 560 cm². para desarrollar un perímetro de 197 cms; por consecuencia la eficiencia de ésta sección es de: 0.351. Un pilote circular para desarrollar el mismo perímetro requiere 3090 cm² y su eficiencia de la sección equivalente es de: 0.0637.

De lo anterior, se ve la eficiencia de la sección H comparada con la equivalente circular, es de: 5.5 veces mayor.

De igual manera se determinan para los pilotes T-2 y T-3

que son de 4 y 3.5 veces mayores en relación con sus respectivos equivalentes circulares de 45 y 35 cms. de diámetro.

PILOTES ELECTRO-METALICOS:

Este pilote está formado por un tubo de acero que se -- hincan en suelos arcillosos y limosos y que se somete a una co--- rriente eléctrica continua, haciéndolo funcionar como ánodo (po- lo positivo), en tanto que unas varillas metálicas hincadas a -- cierta distancia del pilote se conectan al cátodo (polo negativo) del circuito. El objetivo del tratamiento eléctrico es lograr - mediante la electrósmosis que en un término de 2 a 3 horas, la - adherencia suelo pilote alcance una magnitud semejante a la re-- sistencia al corto natural del suelo.

PILOTE MEGA HINCADO A PRESION HIDRAULICA:

El pilote MEGA con punta T, está compuesto de tramos de concreto de sección circular, los cuales tienen una perforación- central de 10 cms. de diámetro, la cual sirve para verificar la- verticalidad y continuidad del pilote, durante su hincado y al - finalizar el mismo. La perforación central también sirve para - colocar el acero de refuerzo que especifique el cálculo de cimen- tación, para que el pilote en toda su longitud pueda trabajar e- esfuerzos de tensión.

La punta T se diseña según las exigencias del proyecto y

según éstas, la punta se fabrica de concreto reforzado o acero, - la parte inferior tiene un vástago de menor diámetro que el pilote para guiar a ésta y compactar el manto resistente.

En caso de pilotes apoyados, la longitud, así como su diámetro, se diseñan de acuerdo con la resistencia del depósito - dónde la punta deberá quedar apoyada.

VENTAJAS:

Con los pilotes tipo MEGA, con punta T, se asegura la resistencia del pilote a la penetración en el depósito de apoyo.

Permiten el control de colocación sobre el depósito resistente y la verticalidad de los pilotes.

Se clavan a presión sin ruidos ni vibraciones, a una carga de prueba igual a una y media veces la carga de diseño. - Es posible la comprobación de la verticalidad, continuidad y longitud, durante el hincado hasta su terminación.

Pueden hincarse antes ó después de la construcción del edificio. por ésta razón son ideales para la recimentación ó en derezamiento de edificios, según la naturaleza del subsuelo.

Se pueden utilizar para trabajo de punta fricción, mixto y de control.

PILOTES COLADOS EN EL SITIO:

Se denominará aquí pila de cimentación a todo elemento prismático colado en una perforación y que se apoya, en roca ó en

suelos compactos. La perforación se realiza con máquina, si --- bien en contados casos se excava a mano, y puede o no tener una ampliación en un extremo inferior, denominada campana. Depen--- diendo de la naturaleza y resistencia al corte de los materiales que atravieza y de la posición del nivel freático, la perfora--- ción debe o no soportarse con ademe ó estabilizarse con agua o lodo bentonítico.

De lo anterior, se desprende que la diferencia fundamen--- tal entre las pilas y los pilotes de punta, reside en su método de construcción. Esa diferencia constructiva genera otras de --- gran importancia desde el punto de vista de la ingeniería de sue--- los.

Las pilas tienen las siguientes ventajas sobre los pilo--- tes:

- 1.- Pueden construirse hasta la profundidad de proyecto, no obs--- tante de lentes compactas ó cementadas.
- 2.- No extruyen los materiales cohesivos blandos que atraviezan.
- 3.- Permiten corroborar la naturaleza de los materiales de apoyo.

Entre sus desventajas, pueden mencionarse que:

Al contrario de los pilotes, cuya hincada mejora la compa--- cidad del estrato de apoyo granular, en el fondo de la excava--- ción, para una pila puede reducirse la compacidad del suelo si --- hay fuerzas de filtración ascendentes.

DISEÑO ESTRUCTURAL:

Independientemente de la forma de trabajo, del material que los constituyen, del procedimiento de su colocación y de su longitud, los pilotes se diseñan considerandolos como columnas - cortas para cargas axiales.

CAPITULO V

EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS

Los equipos y procedimientos necesarios, varían según el tipo de cimentación de que se trate.

En esencia se pueden dividir en dos grupos:

- a).- Equipos y procedimientos para cimentaciones superficiales.
- b).- Equipos y procedimientos para cimentaciones profundas.

En el caso de cimentaciones superficiales, los equipos que comúnmente se utilizan, son los equipos de bombeo y excavación.

El bombeo se utiliza cuando el nivel de aguas freáticas se encuentra arriba del nivel de desplante de la cimentación. En éste caso se construyen pozos de bombeo que son perforaciones ademadas y con un filtro perimetral de grava para evitar que el pozo se azolve.

El procedimiento que se utiliza normalmente para la construcción de pozos de bombeo en el siguiente:

Con una máquina perforadora se hace una perforación de un diámetro 20 cms. mayor que el diámetro del ademe que se vaya a utilizar; después se coloca un colchón de grava de aproximadamente 50 ó 60 cms. de espesor, inmediatamente se introduce el ademe, el cual deberá ir ranurado ó con perforaciones a todo lo largo del ademe y se rellena de grava de espacio que quede entre la pared de la perforación y el tubo, lo que hace las veces ----

de filtro.

Terminado el pozo ó pozos necesarios para abatir el nivel freático, se colocan las bombas necesarias y se bombea continuamente hasta alcanzar el objetivo deseado y poder trabajar la excavación y cimentación en seco.

En el caso de que el nivel de desplante de cimentación no sea muy profundo y no sea necesario el uso de pozos de bombeo, se construyen cárcamos y de ahí se bombea en caso de que haya filtraciones de agua que impidan trabajar en seco.

Para los dos casos es necesario construir un sistema de drenes para canalizar el agua superficial a los pozos ó cárcamos de bombeo.

Para los casos en que no es conveniente el bombeo, --- existen dos métodos que aunque son más costosos, en algunos casos dan buenos resultados. Estos métodos son:

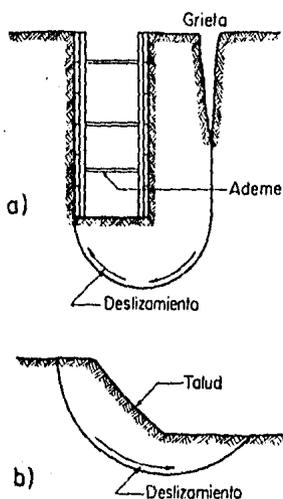
- 1.- ELECTROSMOSIS.
- 2.- CONGELAMIENTO DEL SUELO.

ELECTROSMOSIS:

Los problemas de inestabilidad que presentan las excavaciones profundas que se realizan en suelos blandos constituidos por limos ó arcillas, bajo el nivel freático son familiares para todo constructor que se ha visto en la necesidad de luchar contra ésta clase de suelos.

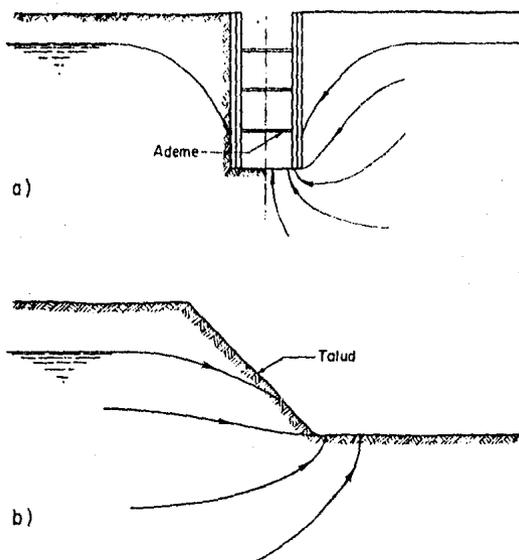
Las excavaciones en zanja presentan deslizamientos por el fondo, a pesar de que sus lados están debidamente apuntalados.

En las excavaciones de gran anchura, con talud perimetral se producen deslizamientos que afectan generalmente al talud y al fondo.



FALLAS POR DESLIZAMIENTO

Es bién sabido que por la baja permeabilidad hidráulica de los suelos, el caudal de agua que fluye hacia el interior de la excavación es pequeño y se controla fácilmente. Sin embargo, las fuerzas de filtración que se desarrollan a consecuencia de ese flujo constituyen el factor más importante de la inestabilidad.



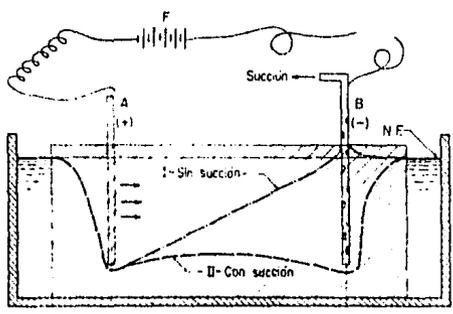
DIRECCION DE LAS FUERZAS DE FILTRACION

Este fenómeno es bien conocido en la ejecución de excavaciones en arenas saturadas, en las cuales el control de dichas fuerzas de filtración mediante bombeo externo acarrea un notable incremento de la estabilidad de los taludes, además de permitir realizar los trabajos de construcción subsecuentes, sin los problemas derivados de la presencia de agua en la excavación. Porque el control de las filtraciones mediante el bombeo previo a las operaciones de excavación no solamente permite abatir el nivel freático en la zona por atacar, eliminando el mismo tiempo

las fuerzas por filtración en los taludes y en el fondo, sino que favorece, además el desarrollo de las fuerzas capilares en el --- agua que permanece adherida a las partículas del suelo que antes estaba 100% saturado; tales esfuerzos capilares se traducen en un incremento temporal de la resistencia al corte y por consiguiente la estabilidad de la excavación se ve doblemente favorecida por - el abatimiento del nivel freático.

En la actualidad se logran controlar, en forma semejante, las fuerzas de filtración e incrementar temporalmente la re-- sistencia al corte de los limos y arcillas blandas saturadas, mediante la aplicación de una corriente eléctrica al suelo, combina da con la acción de dispositivos de bombeo. La presencia de la - corriente eléctrica en el suelo origina una serie de fenómenos de naturaleza físico-química, cuya aplicación a la construcción re-- sulta de gran interés cuando se trata de materiales de ésta clase.

El dispositivo que se ilustra a continuación:



Representa un prisma de arcilla blanda colocando dentro de un tanque de material aislante de la electricidad y rodeado de agua; dentro del suelo se coloca una barra metálica A y un tubo metálico B con perforaciones en su pared. El nivel piezométrico dentro del prisma del suelo será para estas condiciones horizontal. Si los dos elementos metálicos A y B, se conectan a una fuente de corriente continúa ó directa F, se inicia el desarrollo de varios fenómenos:

El agua dentro del prisma de arcilla emigra del electrodo positivo, A, hacia el negativo B, con una velocidad que dependiendo del voltaje aplicado y la separación entre electrodos, puede ser del orden de 100 a 10,000 veces mayor que aquella con la que fluiría a través del mismo suelo bajo un gradiente hidráulico unitario. Este fenómeno del flujo de agua a través de los poros del suelo bajo la acción de un gradiente de potencial eléctrico se conoce con el nombre de electrósmosis.

Tras un lapso de algunos minutos de aplicado el potencial a los electrodos, el agua se acumula y brota alrededor del negativo, y alrededor del positivo se observan pequeñas grietas en dirección radial, indicando con ello el desarrollo de un estado de tensiones en el agua del suelo vecino al electrodo, lo cual provoca contracción y agrietamiento. Es evidente que, en tales condiciones, la presión que existía en el agua de los poros del suelo antes de aplicar la corriente, no sólo desaparece -

sino que adquiere un valor negativo; la correspondiente curva -- del nivel piezométrico afecta entonces una forma semejante a la que se ilustra en la curva I. Si al mismo tiempo que se conecta la corriente eléctrica, se produce una succión en el tubo perforado del electrodo negativo, la superficie de abatimiento asume una forma semejante a la de la Curva II. La rapidez con que se alcance el abatimiento y el desarrollo de tensiones en la masa de suelo afectada es una función del gradiente de potencial medio. $I=V/L$, expresado en voltios por centímetro de separación entre electrodos; el consumo de energía necesaria para lograr és tos efectos depende de dicho gradiente eléctrico, por una parte y por otra, de la conductividad eléctrica del suelo, la cual está íntimamente ligada a la concentración y clase de iones que -- existen en el agua del suelo y los que están químicamente adheri dos a las partículas coloidales, denominados bases intercambia bles. Así, por ejemplo, la conductividad de un depósito de limo de origen fluvial es considerablemente menor que la de una arcilla marina. Es costumbre expresar la conductividad eléctrica de un suelo en miliamperios por centímetro cuadrado de sección trans versal a la corriente, bajo un gradiente de potencial de un voltio por centímetro. Tanto la rapidez con que se logra el abati miento de la carga piezométrica como el desarrollo del estado de tensiones en el agua del suelo, tienen gran importancia en la es tabilización de taludes y excavaciones en suelos finos, blandos y saturados.

CONGELAMIENTO DEL SUELO:

Consiste en emplear nitrógeno líquido para crear un muro de arcilla congelada frente a la entrada de agua que se tenga en una excavación. Para ésto se inserta en el terreno un sistema de tubos concéntricos (llamados sondas de congelación), por los que circula nitrógeno líquido a una temperatura de 185°C . La vaporización y calentamiento de éste fluido hasta cerca de 0°C , al ceder su potencial frigorífico al suelo en contacto con las sondas, ocasiona la formación de un bloque sólido de arcilla congelada que logra impedir el paso del agua freática dentro del tablaestacado, haciendo posible excavar en seco.

La distribución del nitrógeno viene de un tanque y es por medio de tubos de cobre (aislando térmicamente con espuma de poliuretano) y se envía el nitrógeno a un cilindro para de ahí distribuirlo por medio de válvulas a las sondas.

Los equipos que se utilizan en las excavaciones son los tradicionales, como son los trascavos y dragas, ó similares. Cuando las excavaciones son de poco volúmen se hacen a mano.

Cuando las excavaciones son de tal profundidad que pongan en peligro la estabilidad de las construcciones colidantes, se hace uso de tablaestacas ó ademes para evitar derrumbes que ocasionen trastornos durante la construcción de la cimentación.

Las tablaestacas van hincadas en todo el perímetro y pueden ser de madera, de concreto y metálicas.

En nuestro medio, las más usuales son las de madera y las de concreto.

Las tablaestacas de madera se construyen con 3 ó 4 tablones machihembrados, los cuales se unen entre sí por medio de tornillos a todo lo largo de la tablaestaca. En la punta llevan una protección de lámina para evitar que pidras rompan la punta durante su hincado.

Las tablaestacas de concreto se hacen prefabricadas y en algunos casos pueden servir también como muro de contención de la cimentación.

Los dos tipos de tablaestacas se hincan con martillos, ya sean de caída libre ó mecánicos.

Una vez hincadas las tablaestacas forman un cajón, el cual se troquela para hacer la excavación total.

Cuando por razones económicas y además es factible -- prescindir de la tablaestaca, se puede hacer la cimentación en su perímetro por partes; es decir, se atacan tramos de claros pequeños en forma intermitente. Una vez colados todos los elementos, se abren otros frentes, hasta terminar toda la cimentación.

Los tramos que se abren se ademan con madera, tabique ó mampostería y además se troquela si es necesario contra la parte de cimentación ya colada con anterioridad.

A continuación ilustramos una cimentación construída con éste método:



Para el caso de cimentaciones profundas, además de los equipos y procedimientos descritos para las cimentaciones superficiales, existe una gama más extensa de equipos, ya que aquí interviene el equipo para las diferentes clases de pilotes que se emplean según las necesidades que se tengan para cada caso.

Hay distintos métodos de hincado de pilotes de madera y precolados, hincados a golpe, los cuales dependen del tipo de equipo ó maquinaria que se utilice.

Los pilotes esencialmente se hincan mediante una maza metálica pesada que se deja caer sobre la cabeza de los mismos, un número de veces suficiente, hundiéndolos hasta la profundidad deseada.

Se necesita un dispositivo que sirve de guía a la maza, formado por una estructura metálica que consta de varias correderas--.

6 guías, denominada MARTINETE.

En algunos casos el martinete se reduce a guías metálicas suspendidas de una pluma.

Además de lo anterior, se utilizan accesorios de hincado como cachucas, disparadores, etc.

TIPOS DE MAZAS:

MAZA DE BLOQUE O BORREGO.

Está construída por una maza pesada elevada a cierta altura, generalmente con ayuda de un malacate; se deja caer libremente sobre la cabeza del pilote, transmitiéndole energía cinética.

Con éste tipo de maza es indispensable contar con un martinete para registrar las reacciones del cable de elevación.

El dispositivo más sencillo de elevación de la maza, es el de cuerdas accionadas a mano.

El peso de la masa no es superior a 300 ó 500 kilogramos; la altura de caída es de 50 a 75 cms. y la frecuencia de golpes de 5 por minutos aproximadamente. La altura del martinete ó estructura es de 5 á 6 metros.

Este método de hincado únicamente puede aplicarse a trabajos pequeños en dónde no es justificable ni aconsejable adquirir maquinaria nueva, ó bien cuando la zona de trabajo cuenta con mano de obra en abundancia y por lo tanto, barata.

MAZA AUTOMOTRIZ O MARTILLO.

Es un dispositivo más perfeccionado en el que la maza se levanta con ayuda de un malacate eléctrico ó de gasolina, dejándola caer libremente suspendida de un cable.

En éste caso, el peso de la masa puede llegar hasta -- 2,000 kilogramos, la altura de caída hasta 3 ó 5 metros, la frecuencia de golpes de 20 a 30 por minutos y la altura del martinete o torre puede ser hasta de 12 metros.

En algunas ocasiones se ha utilizado el dispositivo de retorno de cable, en el que la maza se fija directamente al cable del malacate; se iza la maza hasta la altura conveniente, se desembraga entonces el malacate, cayendo la maza arrastrando consigo el cable, que se va desenrollando. Cuando la maza llega a la cabeza del pilote, se acciona el freno para evitar que el tambor continúe girando, arrastrando por consiguiente una longitud excesiva de cable.

El anterior método de hincado se utiliza únicamente -- cuando se tienen pilotes relativamente cortos y los terrenos dón de se hincan son blandos.

El método más moderno y efectivo para hincar pilotes a golpes, es el que se vale de los MARTILLOS AUTOMOTRICES.

TIPOS DE MARTILLOS AUTOMOTRICES.

1.- MARTILLOS DE VAPOR: Martillos Vulcan de simple y doble efecto.

- 2.- MARTILLOS DIESEL
- 3.- MARTILLOS DE AIRE COMPRIMIDO
- 4.- MARTILLOS DE GASOLINA

En México, los martillos más utilizados son los tipo - VULCAN y los DIESEL.

MARTILLOS DE VAPOR:

Este tipo de martillos como su denominación lo indica, utilizan al vapor como fluido motor, llevado para el objeto de una caldera generalmente montada sobre la plataforma del martinete, ó en su caso, instalada lo más cerca posible para evitar pérdidas de calor en las tuberías; el martillo es alimentado con vapor mediante una manguera para altas presiones.

MARTILLOS DE SIMPLE EFECTO:

En éstos martillos, el vapor se utiliza únicamente para levantar la masa que golpea, que se deja caer por gravedad, - sin más freno que el debido al escape del vapor.

Este martillo de simple efecto consta de un pesado pistón o mazo, con un peso equivalente a la mitad del peso total -- del martillo. La altura de caída del pistón es relativamente pequeña y está determinada de tal forma de obtener una mayor eficiencia en el impacto sobre el pilote, sin dañar la cabeza ni -- provocar excesivo rechazo o vibración. Cuenta también con una - válvula de distribución y pequeño paso de vapor ó aire comprimi-

do, reduciendo al mínimo el gasto del mismo.

El mazo ó pistón es guiado por la base solidariamente con el cilindro y cuatro barras. Además, una estructura de perfiles laminados (canales), instalado a ambos lados, permite guiar el martillo.

Según el trabajo a que van a destinarse, se tienen varios tipos de martillos de simple efecto "VULVAN".

Para determinar el peso, tamaño y capacidad del martillo por utilizar, se toman en cuenta las características del terreno y la relación entre el peso del pilote y del mazo.

El golpe del mazo desarrolla suficiente energía de tal forma que supera la inercia del pilote, la fricción lateral entre terreno y pilote y la resistencia elástica del suelo y además, el mazo es de peso suficiente para reducir al mínimo la pérdida de energía durante el impacto.

No es recomendable utilizar martillos con peso útil menor a la cuarta parte del peso del propio pilote; sin embargo, los resultados más económicos se han obtenido al utilizar martillos con peso equivalente al del pilote.

Para hincar pilotes de concreto, se recomienda el empleo de martillos con un peso de 1.75 Kgs/cm².

MARTILLOS DEL VAPOR, TIPO VULCAN, DE DOBLE EFECTO:

En éste equipo, el vapor se utiliza tanto para hacer subir la masa de impacto como para acelerar su caída; éste tipo-

de martillo es parecido al de simple acción, con la ventaja de -- que la frecuencia de golpes es del doble, con un consumo menor -- de vapor.

Durante el funcionamiento del martillo, la presión del vapor dentro de una cámara situada entre los émbolos grande y pequeño, permanece constante, lo cual permite la elevación del mazo. Una válvula de distribución especial que se encuentra en el depósito horizontal, controla dos aberturas; Una en comunicación con la parte superior del cilindro y la otra con la salida de escape, transmitiendo la velocidad más efectiva al mazo durante el descenso.

Durante el ascenso, la válvula permanece en su posición de vaciado hasta que el émbolo alcanza el fin de la carrera; después, la válvula gira en dirección contraria, cerrando la abertura de salida y dejando descubierta la entrada de vapor, de tal forma que el que proviene de la cámara entra en el cilindro de la parte superior del émbolo.

En estas condiciones, la válvula admite el vapor al interior del cilindro por encima del émbolo mayor amortiguando y deteniendo la ascensión del mazo, permitiendo al vapor continuar fluyendo al interior del cilindro durante la carrera descendiente, hasta un instante antes de producirse el impacto, en el cual se deja de suministrar vapor y sale el situado debajo del pistón.

TABLA CON CARACTERISTICAS DE LOS MARTILLOS

MARTILLOS VULCAN

| <u>TIPO DE MARTILLO</u> | <u>N.º0</u> | <u>N.º1</u> | <u>N.º2</u> | <u>N.º3</u> | <u>N.º4</u> |
|------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Impactos por minuto | 50 | 60 | 70 | 80 | 80 |
| Diametro Embolo, mm. | 420 | 340 | 265 | 200 | 100 |
| Carrera Embolo, mm. | 1,000 | 900 | 740 | 600 | 535 |
| Presión vapor, Kg cm2. | 5,6 | 5,6 | 5,6 | 5,6 | 5,6 |
| Longitud Martillo, mm. | 4,500 | 3,900 | 3,450 | 2,850 | 2,100 |
| Peso Total. Kg. | 8,000 | 4,300 | 3,300 | 1,850 | 700 |
| Potencia CV. | 60 | 40 | 25 | 18 | 8 |
| Volúmen de aire M3. por Min. | 23.55 | 15,82 | 9,40 | 6,12 | 1 |
| Energía de choque en Kgm. | 3,412 | 2,100 | 1,016 | 508 | 115 |

MARTILLOS SUPER-VULCAN

| TIPO DE MARTILLO | 200C | 140C | 80C | 50C | 30C | 18C |
|-------------------------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|
| Energía de choque, Kgm. | 7,028 | 5,050 | 3,423 | 2,114 | 1,016 | 508 |
| Impactos por minuto | 98 | 103 | 111 | 120 | 133 | 150 |
| Carrera Embolo, MM | 395 | 395 | 420 | 395 | 317 | 267 |
| Peso Mazo, KG. | 10,000 | 7,000 | 4,000 | 2,500 | 1,500 | 900 |
| Peso Total Kg. | 19,000 | 14,000 | 8,000 | 5,000 | 3,000 | 2,000 |
| Pres. On Vapor, KG CM2. | 10 | 10 | 8.5 | 8.5 | 8.5 | 8.5 |
| Diámetro Embolo Peq. MM | 330 | 285 | 300 | 214 | 165 | 125 |
| Volúmen de Aire M3. MM | 50 | 40 | 35 | 25 | 14 | 8.60 |
| Potencia CV | 120 | 100 | 80 | 60 | 40 | 25 |
| Longitud Martillo MM. | 4,400 | 4,350 | 4,300 | 3,650 | 2,700 | 2,400 |

MARTILLOS DIESEL

Los martillos de ciclo Diesel, son más eficientes que los de Vapor para potencias pequeñas y medianas.

Estos martillos Diesel pueden ser de dos sistemas diferentes.

MARTILLO DIESEL DE INYECCION DIRECTA:

El Martillo Diesel de inyección directa con bomba, es uno de los más antiguamente utilizados; se trata del sistema del motor Diesel con inyección mecánica.

Consta de una bomba de inyección de movimientos variables con la cual se regula la altura de caída.

En éste tipo de martillos, el consumo de aceite por hora es de 0.500 litros para una masa de impacto de 500 kilogramos.

MARTILLO DIESEL DE PULVERIZACION POR CHOQUE:

Difiere de los martillos Diesel de inyección directa en la forma de inyección precisamente, pues en estos no existe bomba de inyección a alta presión, sino que el Diesel se introduce en el cilindro a la presión atmosférica y la pulverización se obtiene por el choque del pistón sobre el fondo del cilindro que constituye el yunque; ó sea que en éste caso, el pistón es el que constituye la masa de impacto.

Los martillos Diesel con pulverización por choque más co

nocidos y utilizados en México son los de la marca DELMAG, en -- los que el consumo de Diesel es mucho mayor que en los de inyec-- ción directa. Los martillos Delmag tienen la ventaja de que son más sencillos en su funcionamiento y tienen una vida útil más --- grande que los anteriores martillos de inyección directa.

MARTILLOS DE AIRE COMPRIMIDO:

Este tipo de martillos de aire comprimido también pueden ser de simple o de doble efecto y son de características semejantes a los martillos de vapor. En éste caso, mediante compresoras, se inyecta aire comprimido a una presión de 7 ú 8 Kg/cm².

Aunque se pueden tener pérdidas de carga en las tuberías, el compresor puede colocarse a una distancia no inmediata del mar tillo.

MARTILLOS DE GASOLINA:

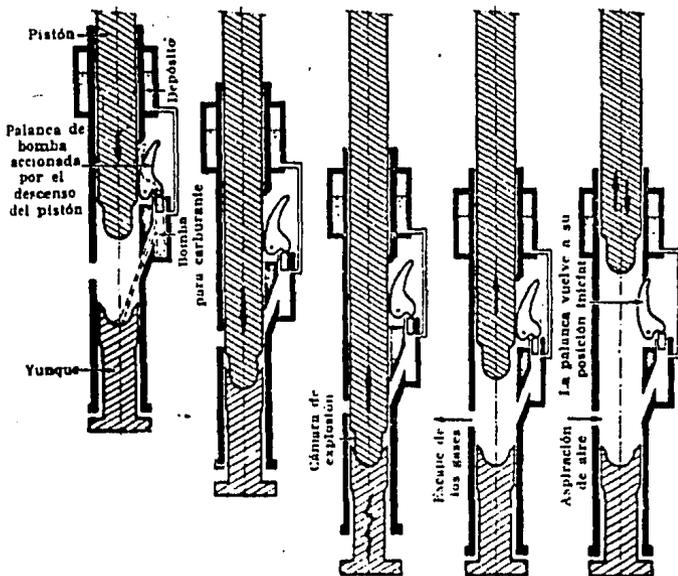
Están basados en el funcionamiento del motor de gasolina y mediante acumuladores, se provoca una explosión de una mezcla - de aire y carburante.

Se tienen dos sistemas: Uno en el que el pistón se une a una masa de impacto que cae libremente por gravedad, y otro en -- que la masa de impacto es el cilindro levantado por la explosión y cae también por gravedad.

Este tipo de martillos es poco utilizado en la actualidad.

TABLA CON CARACTERISTICAS DE LOS MARTILLOS DELMAG D-5, D-12, Y D-22

| TIPOS | D-5 | D-12 | D-22 |
|---------------------------------------|-------|-------|-------|
| Peso de la masa de impacto (Kg) | 500 | 1250 | 2200 |
| Peso Total del Martillo (Kg) | 1050 | 2400 | 4430 |
| Número de golpes minuto | 42-60 | 42-60 | 42-60 |
| Potencia de impacto por golpe - (Mkg) | 1250 | 3120 | 5500 |
| Consumo de Diesel hora (litros) | 5 | 8 | 13 |
| Altura total (MM) | 3416 | 3845 | 3921 |



El carburante contenido en la cámara de explosión circular se pulveriza por el choque y encendido por el aire fuertemente comprimido.

Martillo diesel con pulverización por choque.

HINCADO HIDRAULICO:

En suelos que constan de capas de arena ó en terrenos muy arenosos, el hincado por percusión es muy difícil de llevar a cabo, siendo necesario reforzarlo con el hincado hidráulico consistente en utilizar chorros de agua a presión, para lo cual se utiliza una tubería de acero que termina en punta afilada o chiflón, unida a una bomba mediante una tubería flexible ó a una manguera.

La presión y la cantidad de agua varían con la estructura del suelo y con la profundidad de hincado, pero deben ser tales que, debido a la velocidad que se imprima el agua en el extremo del chiflón, se produzca la erosión del terreno y los materiales sean arrastrados por el agua y suban por el pilote. La presión del agua puede llegar a ser mayor de 10 Kg/cm².

El chiflón va colocado a lo largo del pilote y la boquilla sobresale un poco por debajo del extremo del pilote; el tubo del chiflón debe moverse verticalmente en forma continua para evitar que se acufie.

A veces se utilizan dos chiflones opuestos con objeto de conseguir una penetración o hincado más eficiente de los pilotes.

En algunas ocasiones, se ha tenido que ahogar la tubería - inyección de agua a presión con el pilote de concreto en el momento de su colado.

PILOTES PRECOLADOS HINCADOS POR PERCUSION:

Para el hincado de pilotes precolados, por percusión, - además del equipo mencionado anteriormente, exige de dispositivos de guía y accesorios como cachuchas ó sombreretes y seguidos; los dispositivos de guía tienen el objeto de asegurar el - guiado del martillo y del pilote.

En general, el equipo utilizado en éstos casos es el martinete, dispuesto en tal forma que asegure tanto el movimiento - en obra de los pilotes como su presentación. Este martinete --- consta de una plataforma como base en cuya parte delantera se le vantán las guías. Sobre la plataforma se colocan el malacate, - las compresoras, las calderas de vapor ó los motores eléctricos, según el tipo de energía utilizada; lastre para asegurar la es-- tabilidad del conjunto y en el extremo superior de las guías, va rias poleas que soportan los cables de maniobra del martillo o - de elevación de los pilotes.

La estructura de los martinetes es generalmente metálica, constituidas las guías de perfiles U. El conjunto del martinete, puede girar sobre su base alrededor de un pivote vertical.

Cuando se tiene el problema de hincar pilotes inclinados, se inclina el dispositivo de guía hacia adelante ó hacia atrás.

Los martinetes están montados por lo general, sobre ruelas metálicas que se desplazan sobre rieles; sin embargo, cuando el hincado se efectúa en el agua, se colocan sobre chalanes.

Cuando los pilotes son relativamente ligeros, las guías se pueden utilizar suspendidas de una pluma de grúa sujetas con unos tirantes metálicos. Cuando el número de pilotes es elevado, este método de hincado es rápido y económico.

ACCESORIOS PARA MARTILLOS:

Los principales accesorios que se utilizan junto con -- los martillos para el hincado de pilotes son:

SOMBRERETES O CACHUCHAS, que sirven para proteger las cabezas de los pilotes de los impactos repetidos del martillo; sirven como amortiguadores, evitando el reborde del martillo cuando la altura de caída es grande y en los pilotes metálicos permiten recibir el golpe sobre una superficie igual a la de la masa de impacto.

Estas chachuchas se construyen de acero colado o a base de placas soldadas.

SEGUIDOR O FALSO PILOTE: Es otro accesorio importante y se utiliza cuando la cabeza del pilote por hincar, tiene que quedar abajo del nivel del terreno. En éste caso el pilote se hinca hasta un poco antes del nivel cero, luego se coloca sobre el pilote el seguidor sujeto a la cachucha para dejar al pilote en el nivel deseado. Estos seguidores normalmente se fabrican de tubo metálico reforzado ó bien a base de viguetas y placas.

PILOTES PRECOLADOS HINCADOS A PRESION:

Para efectuar el hincado de pilotes a presión, se colo-

ca una carga o lastre de 100 toneladas de peso ó bien la carga a la cual se desea probar el pilote. Por lo general, cuando los pilotes son apoyados, se prueban a 100 toneladas de cara instantáneas y cuando los pilotes trabajan por fricción, el lastre necesario para el hincado es de 60 a 70 toneladas.

Este lastre se coloca sobre una cama ó parrilla de viguetas metálicas de 14" o 16" de peralte, que se apoyan en una cama de durmientes para nivelar la parrilla. Una vez colocado el lastre en el lugar donde se va a efectuar el hincado, sobre la parrilla se monta un marco o cabezal metálico sujeto por medio de tornillos a las viguetas, de tal manera que el lastre, la parrilla y el cabezal trabajen en conjunto. En el cabezal se acondiciona un gato hidráulico de 100 ó más toneladas, según la presión que se desea ejercer sobre el pilote. El gato tiene una entrada con un niple, al cual se conecta una manguera de presión, que a su vez se conecta a una bomba hidráulica con la cual se inyecta aceite al gato para tener la presión requerida.

Entre el niple del gato y la manguera de presión, se coloca una válvula globo con el objeto de controlar la entrada del aceite al gato hidráulico, en el instante en que ha alcanzado su carrera máxima.

La bomba hidráulica consta de dos pistones y dos válvulas para regular las altas y bajas presiones. En ésta bomba se instala un manómetro para medir la presión aplicada al pilote en forma instantánea, durante el hincado, y al terminar la operación.

Una vez que el equipo para hincar el pilote está listo, se coloca la punta en el lugar exacto y se inicia la operación de hincado, colocándose la junta de unión de lámina en la perforación central de los tramos de pilote, junto a la cual se coloca un tramo de pilote de concreto y se clava por medio de la prensa-hidráulica, repitiéndose ésta operación en forma sucesiva con los demás tramos, hasta encontrar la superficie de apoyo; en éste instante se registra en el manómetro la carga lograda.

En la perforación, se introduce una plomada con foco, con objeto de comprobar que la verticalidad está dentro de los límites especificados.

Como se conoce el número de tramos de que consta el pilote y la longitud de la punta, se puede comprobar en forma exacta la profundidad de hincado de cada pilote, así como la penetración exacta dentro del depósito resistente donde ha quedado apoyada la punta del pilote.

Sí se cumplen las especificaciones de proyecto, se procede a colocar el refuerzo en la perforación central y se llena con mortero de cemento para que el pilote quede terminado y trabaje como una sola unidad.

En el caso de que se necesite hincar pilotes en construcciones con cimentación previamente construída, se efectúan perforaciones en las contratraves de cimentación más cercanas a los pilotes y el marco se amarra por medio de cables de acero a las contratraves, que sirven como lastre, siguiéndose la opera---

ción antes descrita.

PILOTES COLADOS MEDIANTE PERFORACION PREVIA:

Como el equipo para la perforación de los pilotes tiene diámetros bien especificados y limitados, el diámetro de los mismos se fija con base en lo anterior.

Aunque existen una gran variedad de máquinas para perforaciones, todas funcionan bajo el mismo principio: Constan de un chásis sobre el que se coloca un malacate y se construye una torre; en algunas ocasiones éste equipo se monta en la parte trasera de un camión, con el objeto de hacer más fácil su manejo.

El malacate puede ser de dos carretes y tiene un mecanismo convertidor, que permite girar el útil de ataque.

Para efectuar las perforaciones, de acuerdo con el terreno dónde se va a efectuar el hincado, se cuenta con varios útiles de ataque, por ejemplo, los llamados botes, a los cuales se les denomina según el terreno por atacar; así, se tienen botes para arcilla, para tepetate, para desazolvar, con tapaderas que permite extraer el agua, etc.

Antes de iniciarse la perforación, se centra correctamente la máquina y el bote elegido, acoplado a la punta de un barretón telescópico, la velocidad de giro es lenta y penetra el útil de ataque en el suelo debido a la combinación de éste movimiento con los pesos de barretón y bote.

Se especifica que el barretón sea telescópico, para que

dentro del primer tramo haya otros del mismo tamaño, huecos y -- que disminuyen en diámetro hasta tener el último tramo que es un barretón sólido y para que, en forma automática, al perforar un tramo, se tiene el otro en forma inmediata, llegándose a perforar longitudes de más de 40 metros.

El primer bote sirve para efectuar la perforación; una vez hecho lo anterior, se cambia por uno desazolvador que rectifica la perforación y la limpia. Se utilizan éstos dos botes en forma alternada, avanzando la perforación rápidamente.

La máquina utilizada para la perforación, está equipada con herramienta capaz de salvar obstáculos que tratarán de detener el avance, como lo son un cincel de grandes dimensiones, chato ó de punta y de una dureza excepcional.

Si el obstáculo por salvar se encuentra cerca de la superficie, el procedimiento para seguir adelante es como sigue: - Se refiere el centro de la perforación fuera de la misma, mediante cuatro estacas en cruz e hilos unidos dos a dos; se descubre el manto y se ataca a mano con la herramienta adecuada; una vez atravesado éste obstáculo, se da el centro de perforación y se -- continúa el ataque en la forma acostumbrada.

Existen máquinas perforadoras que además del peso propio del barretón, se les puede adicionar presión mediante el uso de gastos hidráulicos, para obtener mayor rendimiento.

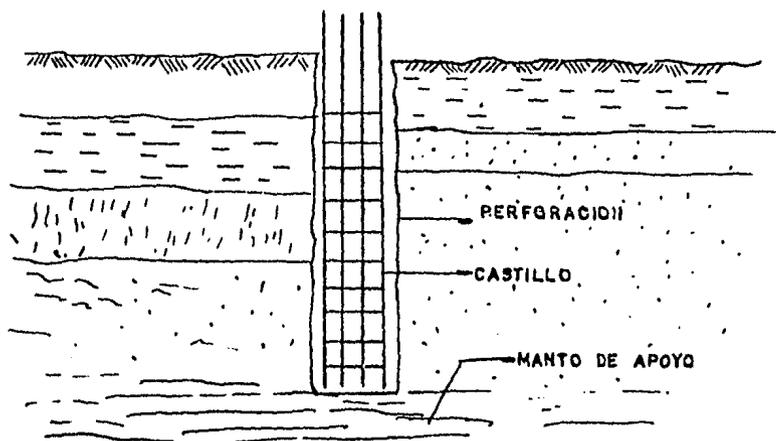
Estas máquinas son automáticas, tipo Williams, montadas-

sobre camión; en lugar de botes, utilizan brocas de distintos --
diámetros.

Como puede suceder que el bote o broca no sea del diá-
metro necesario para efectuar la perforación, se hace la adapta-
ción de un dispositivo denominado "RIMADOR" formado por una cu-
chilla atornillada al bote para que éste abra un diámetro mayor.

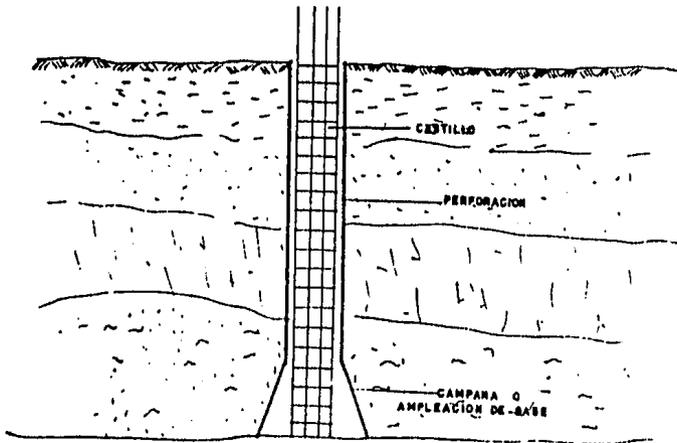
Los procedimientos más usuales para la fabricación de-
pilotes de concreto colados en el lugar previa perforación son --
los siguientes:

ler. METODO: Cuando en el terreno de que se trate no se presen--
tan derrumbes y no se encuentra agua, entonces se hace la perfo-
ración del diámetro y longitud especificadas; una vez ejecutada-
la perforación se construye la armadura ó castillo con la canti-
dad de acero especificada y se introduce en la perforación, a la
cual se fija perfectamente de tal manera que se deje el recubri-
miento necesario y por último se rellena de concreto, lo cual se
hace por medio de tubería para evitar el disgregamiento del mis-
mo.



2ª. METODO: Cuando el terreno presenta derrumbes y no hay agua, - al hacer la perforación se introduce un tubo de ademe; después se coloca el castillo y se introduce el concreto por medio de tubería.

Cuando por especificaciones de cálculo se requiere que el pilote tenga una capacidad de carga muy grande, entonces se necesitaría un pilote de diámetro muy grande, lo cual sería antieconómico, por lo tanto se recomienda que se amplie la base del pilote. Esta ampliación de base se le conoce con el nombre de campana, la cual se hace en forma tronco cónica, como se puede apreciar en la siguiente figura;



3er. METODO: Cuando el nivel de aguas freáticas se encuentra a una profundidad cercana al nivel de terreno natural, entonces se presentan problemas de derrumbes y especialmente cuando algún manto del terreno sea arena. Para evitar dichos derrumbes se colocan además de tubo ó se adema por medio de lodos bentoníticos, los cuales forman una faja perimetral saturada por el gel de bentonita, el cual evita los derrumbes ó relajamiento del terreno.

Para efectuar el vaciado de concreto, el mejor método es el sistema Tremie, el cual consiste en lo siguiente: Se introduce una tubería de fierro de 10 a 12 pulgadas de diámetro y de una longitud igual a la longitud de la perforación; la boca del tubo se tapa con polietileno ó con un tapón que puede ser un balón y se coloca a unos 10 ó 15 cms. del fondo de la perforación; en -

seguida se vacía una lechada de cemento, la cual expulsa el agua que está en el fondo, inmediatamente después se empieza a vaciar el concreto por el tubo. Como la lechada y el concreto son más densos que el agua, ésta va siendo expulsada hacia la superficie. El tubo se va extrayendo a medida que el vaciado va avanzando teniendo cuidado que el tubo siempre permanezca cuando menos un metro ahogado en el concreto para evitar que se lave el concreto. Una vez que el agua ha sido expulsada totalmente, el concreto ha llegado a la superficie y el pilote queda colocado y terminado. El concreto que queda en la superficie queda lavado ya que está en contacto con el agua y por lo tanto no sirve, por lo que se quita ese concreto hasta encontrar el concreto sano.

En algunas zonas ó terrenos es posible por medio de un ademe metálico sellar el flujo de agua con lo que se permite seguir la perforación en seco, hasta el nivel de apoyo dónde se puede hacer la ampliación de la base en caso de necesitarse y colarse en seco por medio de tubería.

El procedimiento en éste caso es el siguiente:

Se hace la perforación de un diámetro 10 cms. mayor que el diámetro del pilote ó pila hasta dónde termina el manto de flujo de agua; enseguida se coloca el ademe hincandose 50 cms. en el terreno arcilloso (impermeable), se extrae por medio de bombeo el agua existente en la perforación y se continúa en seco hasta terminar el trabajo. Por último recién terminado el colado se extrae el ademe utilizando gatos hidráulicos.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

Independientemente de la zona de la Ciudad de México, de que se trate, se puede concluir que un conveniente estudio -- siempre es necesario para tener la seguridad que lo que se está diseñando, se comportará correctamente.

Para la zona del Lago, las cimentaciones más adecuadas para estructuras de importancia, son las profundas ya que en ésta zona casi siempre son los hundimientos los que regulan el diseño.

La utilización de cajones de cimentación combinados -- con pilotes es correcta, descartándose el uso de zapatas aisladas por lo dicho anteriormente. En los casos de construcciones ligeras que ameriten el uso de cimentaciones superficiales, se deben considerar la magnitud de los hundimientos.

En excavaciones profundas, es de vital importancia el control del bombeo para evitar daños a las construcciones vecinas y también para evitar las expansiones que con el tiempo se traducen en hundimientos.

Para la zona de transición, la proximidad de la capa dura recomienda la utilización de cajones de cimentación ó retícula de contratraves con pilotes de punta ó pilas, ya que los pilotes de fricción al resultar cortos no brindan suficiente capacidad de carga.

En ésta zona es conveniente estudiar cuidadosamente el procedimiento de construcción de las pilas, pués la presencia del nivel freático aparente (mantos colgados) limita el uso de pilas sin la ampliación de la base. En muchos casos semejantes al anterior en los que se han hecho esfuerzos para lograr la construcción de pilas en seco utilizando métodos apropiados, se ha podido construir éstas con ampliación de la base, con la consecuente economía de tiempo y dinero.

Para cimentaciones a base de pilotes de punta en ésta zona, es recomendable colocarlos con perforación previa, ya que la erraticidad con que se presentan lentes duros, puede dificultar que algunos pilotes apoyen correctamente.

En la zona de Las Lomas, se puede concluir que son adecuadas las cimentaciones superficiales, previa seguridad de que no existen cavernas bajo la costra superficial.

En los casos en que se decida la utilización de una cimentación profunda, generalmente son recomendables el uso de pilas coladas en el lugar con ampliación de la base.

En ésta zona se descarta el uso de pilotes hincados a golpe ó a presión, así como el de las cimentaciones compensadas.

Los hundimientos en la zona de Las Lomas son mínimos y en ocasiones inapreciables.