



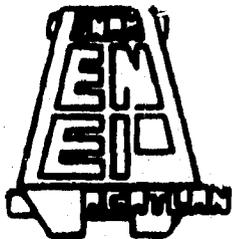
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

"ACATLAN"

DISEÑO GEOTECNICO PARA LA CIMENTACION DE  
LA TORRE "C" DEL CENTRO URBANO GALERIAS

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



ACATLAN, EDO. DE MEXICO

1996

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

SR. CARLOS SANCHEZ ALVARADO.  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.

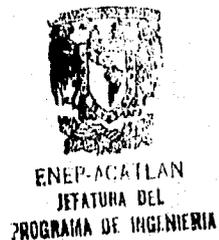
De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 19 de Agosto de 1993, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis titulado "Diseño Geotécnico para la Cimentación de la Torre "C" del Centro Urbano Galerias", que el cual se desarrollara como sigue:

- I. Generalidades.
  - II. Estudio Geotécnico.
  - III. Diseño Geotécnico de la cimentación.
  - IV. Proceso Constructivo.
- Conclusiones.

Asi mismo fue designado como asesor de tesis el Sr. Ing. Celso Barrera Chavez, profesor de esta escuela. Luego a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A T E N T A M E N T E .  
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU "  
Acatlan Edo. de México a 8 de Enero de 1996

  
Ing. Carlos Rosales Aguilar.  
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



## AGRADECIMIENTOS

*Gracias por darme la satisfacción de concluir con una de mis metas en mi vida.*

**DIOS**

*Le dedico este trabajo a mi abuelita AGUSTINA que aunque no esta conmigo siempre la llevo en mi corazón.*

*A mis padres :*

**ROSA Y CARLOS**

*que siempre me brindaron su apoyo para salir adelante con mis estudios, así como su comprensión y cariño durante toda mi vida.*

*A mis hermanas, cuñado y sobrino :*

**ROSY, LUCERO, FERNANDO Y FER**

*ya que en todo momento pude contar con su ayuda y apoyo moral.*

*A mis tíos, tías, primos y primas*

*que siempre tuvieron una palabra de ánimo para seguir adelante.*

*Al Ing. CELSO BARRERA CHAVEZ*

*por dedicarme su tiempo para la revisión y dirección de este trabajo.*

*A los Ing. VICTOR PADILLA CORREA*

*Ing. JOSE ROCH SOTO*

*Ing. BENJAMIN MANCERA ZAMORA*

*Ing. ALEJANDRO LOPEZ MANJARREZ*

*por la revisión y observaciones realizados a este trabajo.*

*Así como a todos los profesores que gracias a sus conocimientos, experiencia y ayuda desinteresada pude concluir con mi carrera profesional.*

**" POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU "**

**CARLOS SANCHEZ ALVARADO**

## INDICE

	PAG
<b>INTRODUCCION</b>	<b>1</b>
<b>CAPITULO I. GENERALIDADES.</b>	
1.1 FUNCIÓN DE UNA CIMENTACION	4
1.2 CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES	5
1.2.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES	5
1.2.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS	9
1.3 CIMENTACIONES A BASE DE PILOTES Y PILAS	17
1.3.1 PILOTES WESTERN FOUNDATION	20
1.3.2 CIMENTACIONES FRANKI DE MÉXICO	22
1.3.3 CIMENTACIONES Y EDIFICACIONES	24
1.3.4 STAG, CIMENTACIONES	29
<b>CAPITULO II. ESTUDIO GEOTECNICO.</b>	
2.1 INFORMACION GEOTECNICA	
2.1.1 ZONIFICACION DEL VALLE DE MÉXICO	31
2.1.2 HUNDIMIENTOS REGIONALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO	37
2.2 TRABAJOS DE CAMPO	
2.2.1 EXPLORACION DEL SUBSUELO	40
2.2.2 ETAPAS DE EXPLORACION	44
2.3 PRUEBAS DE LABORATORIO	
2.3.1 PRUEBAS PARA DETERMINAR PROPIEDADES INDICE	68
2.3.2 PRUEBAS PARA DETERMINAR PROPIEDADES MECANICAS	74
2.4 ESTUDIO GEOTECNICO DEL SITIO	
2.4.1 DESCRIPCION DE LAS TECNICAS DE EXPLORACION	81
2.4.2 PRUEBAS DE LABORATORIO	83
2.4.3 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y MECANICAS DEL SUBSUELO	83

**CAPITULO III. DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACION.**

3.1 DATOS GENERALES DEL PROYECTO	
3.1.1 UBICACION DEL PREDIO	90
3.1.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	90
3.2 SELECCION DE LA CIMENTACION	
3.2.1 ALTERNATIVAS CONSIDERADAS	99
3.3 CAPACIDAD DE CARGA	99
3.3.1 TEORIA DE TERZAGHI	99
3.3.2 TEORIA DE SKEMPTON	102
3.3.3 TEORIA DE MEYERHOF	102
3.3.4 FRICCION NEGATIVA	106
3.4 CRITERIOS DE DISEÑO	106
3.4.1 REVISION DEL ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS Y DINAMICAS CON LAS CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO	109
3.4.2 REVISION DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO CON LAS CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO	122
3.5 ANALISIS DE LA EXCAVACION	125

**CAPITULO IV. PROCESO CONSTRUCTIVO.**

4.1 SINTESIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	133
4.1.1 TOLERANCIAS DE ACEPTACION	135
4.2 PROCEDIMIENTO DE PERFORACION	136
4.2.1 MAQUINARIA Y HERRAMIENTA DE PERFORACION	136
4.2.2 TIPOS DE ESTABILIZADORES	137
4.3 ACERO DE REFUERZO	
4.3.1 ESPECIFICACIONES	139
4.3.2 MANEJO Y COLOCACION	139
4.4 METODO DE COLADO	141
4.4.1 CONCRETO PREMEZCLADO	141
4.4.2 RECEPCION DEL CONCRETO EN OBRA	145
4.5 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION	146
4.6 PROBLEMAS DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCION DE PILAS. CAUSAS Y CORRECCIONES PRINCIPALES	149

	<b>PAG</b>
<b>CONCLUSIONES</b>	154
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	155
<b>ANEXO</b>	157

## INTRODUCCION.

Hoy en día la ingeniería mexicana ha tenido un gran avance en gran parte por la entrada de nueva tecnología a nuestro país y en otra por las diversas investigaciones que han proporcionado tanto asociaciones públicas como privadas en cada una de las ramas de la ingeniería civil.

Al proyectar una obra de ingeniería civil bajo los requisitos que establece el reglamento y las normas oficiales del país, es necesario analizar cada una de las etapas que intervienen para su ejecución, ya sea de tipo geotécnico, hidráulico, estructural o constructivo; a partir de esto surgirá el diseño que proporcione funcionalidad y seguridad al proyecto bajo un adecuado costo.

La tesis "Diseño Geotécnico para la cimentación de la Torre "C" del Centro Urbano Galerias", tiene como objetivo diseñar la cimentación de la estructura desde el punto de vista de Mecánica de Suelos en base al estudio geotécnico elaborado.

El presente trabajo se compone de 4 capítulos básicamente:

### Capítulo I.

**Objetivo Específico:** Proporcionar una descripción general de las cimentaciones más usuales, principalmente de tipo profundo para sustentar estructuras de gran dimensión.

**Contenido:** Se define la función que debe proporcionar todo cimiento como elemento de sustentación para la superestructura, se describe la clasificación de los cimientos según su forma de transmitir la carga al subsuelo, el material con que están constituidos y por su proceso constructivo.

### Capítulo II.

**Objetivo Específico:** Proporcionar toda la información geotécnica obtenida en base a los trabajos de campo y laboratorio empleados.

**Contenido:** Se describe la zonificación del subsuelo en el Valle de México, así como información breve del hundimiento regional que se ha desarrollado durante los años; se presentan los principales procedimientos de exploración preliminar y definitiva, muestreo y las pruebas de laboratorio de mayor importancia a que son sometidas las muestras obtenidas para determinar las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo en el sitio del proyecto.

### Capítulo III.

**Objetivo Específico:** Analizar los estados límite de servicio y de falla que experimenta la cimentación de acuerdo a las características del proyecto.

**Contenido:** Se definen brevemente las principales teorías de capacidad de carga, se describen los criterios de diseño en base al Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, así como la revisión del estado límite de falla y de servicio del diseño definitivo de la cimentación; por último se realiza un análisis de la excavación que alojará el cajón de cimentación.

**Capítulo IV.**

**Objetivo Especifico:** Proporcionar la mejor alternativa de construcción de acuerdo al diseño geotécnico y tomando en cuenta las características que presenta el subsuelo.

**Contenido:** Se expone el proceso constructivo a seguir bajo especificaciones y tolerancias de aceptación, abordando aspectos fundamentales en cada una de sus etapas, así mismo se describen posibles soluciones sobre problemas que puedan presentarse durante el proceso.

## CAPITULO I

### GENERALIDADES

Dentro de este capítulo se dan a conocer varios aspectos fundamentales como son :

- La definición del objetivo y funcionalidad que debe tener toda cimentación como elemento de sustentación para la superestructura.

- Se describen las cimentaciones superficiales y profundas bajo las variantes de su forma de transmitir la descarga al suelo de apoyo, de su material con que están fabricados y de su proceso constructivo.

- Se presenta brevemente una reseña histórica sobre las primeras cimentaciones profundas que se desarrollaron en nuestro país, así como una descripción de algunos tipos de pilotes que han sido usados en la ciudad de México bajo la dirección de compañías importantes como la Western Foundation de México, Cimentaciones Franki de México, Pilotes de Concreto, Cimentaciones y Edificaciones y STAG Cimentaciones.

## 1.1 FUNCIÓN DE UNA CIMENTACION.

Al describir una construcción, se distinguen dos partes primordialmente que son la superestructura y la subestructura.

La superestructura, es la parte de la estructura que se proyecta desde el nivel del terreno hasta una cierta altura y esta conformada por los elementos estructurales como losas, trabes, vigas, columnas y muros.

La subestructura ó comunmente llamada cimentación, es la parte que sirve de base a la superestructura, permitiendo que esta transmita las cargas, al subsuelo de apoyo, dicha subestructura puede estar conformada por un cimiento superficial o profundo.

El objetivo de toda cimentación es el de conformar una parte estructural de transición entre la superestructura y el suelo en que se apoya, transmitiendo a éste de una manera adecuada y segura los esfuerzos generados por la acción de las cargas.

Las funciones que deberá proporcionar toda cimentación son :

- 1) Dar apoyo a la superestructura.
- 2) Distribuir de una manera adecuada las descargas generadas por las acciones de diseño, tanto de la cimentación como de la estructura.
- 3) Tratar de evitar al máximo los asentamientos diferenciales y totales en la cimentación, esto es con el fin de evitar daños severos a la estructura, instalaciones y a construcciones vecinas. De estos dos tipos de asentamientos, los importantes son los diferenciales, ya que al presentarse éstos, provocaría un hundimiento mayor en una parte de la estructura que en la otra, generandose un esfuerzo mayor en las uniones trabes-columnas ocasionando con esto la falla estructural; mientras que si la estructura completa sufre asentamientos uniformes, los esfuerzos adicionales que se producen serán mínimos.

El comportamiento de la cimentación depende primordialmente de las propiedades físicas y mecánicas del suelo de apoyo, mientras que para su selección depende del tipo de la estructura, de las cargas y su forma de transmitir las, las deformaciones y capacidad de carga de los estratos de apoyo, del proceso constructivo, mano de obra y materiales, así como del tiempo de ejecución y costo presupuestado.

## 1.2 CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES.

En el diseño y construcción de las cimentaciones intervienen fundamentalmente tres variables:

- 1- La forma como transmiten las cargas al subsuelo.
- 2- El material con el que están fabricados.
- 3- Su procedimiento constructivo.

Atendiendo a estos criterios se clasifican las cimentaciones en superficiales y profundas.

### 1.2.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Se les asigna el nombre de cimentaciones superficiales, a los elementos estructurales que se apoyan en las capas superficiales del terreno, por tener estas la suficiente capacidad de carga para soportar las descargas que transmite la estructura.

En el centro de la Ciudad de México se pueden cimentar con estos elementos, siempre y cuando la construcción no exceda más de 4 niveles o en su caso la capa superficial es demasiado resistente que podría soportar mayor carga, si esto no se satisface es adecuado sustituirla por una cimentación profunda o por una técnica de compensación.

Para la construcción de una cimentación de tipo superficial, los materiales que más comúnmente se emplean en nuestro país son: la mampostería (piedra brasa), el concreto simple o reforzado y anteriormente el uso del acero (estructuras metálicas) y la madera para obras provisionales.

Para que un elemento proporcione las condiciones de una cimentación, debe ser resistente al desgaste, a los agentes destructivos propios del suelo y capaz de resistir y transmitir las cargas que recibe.

Dentro de las cimentaciones superficiales encontramos:

- zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación.

#### ZAPATAS AISLADAS.

Estos elementos generalmente son cuerpos regulares, ya sea cuadrados o rectangulares con *peralte variable*, son *construidos a poca profundidad* y apoyados en suelo firme, principalmente se usan cuando la descarga de la estructura es soportada por el suelo de apoyo y su transmisión es a través de columnas; así mismo ayudan a ejercer una presión uniforme evitando los asentamientos excesivos. Su selección se puede hacer cuando el área requerida para la transmisión de esfuerzos ocupa menos del 30 % del área en planta de la estructura. Dependiendo del uso al que se le da, se puede seleccionar el material con que estará construida.

Zapatatas de concreto simple. Algunas veces se utilizan zapatas de concreto simple sin refuerzo, cuando las cargas son muy pequeñas y no importa el peso de las mismas.

En ellos se suprime el armado de refuerzo de tensión, pero es conveniente armarlos con refuerzo para dilataciones debido a cambios de temperatura.

Su escarpio máximo es de 45° y pueden construirse en forma de pirámide escalonada o truncada (fig 1).

Este tipo de cimiento se emplea algunos casos para cimentar maquinaria industrial.

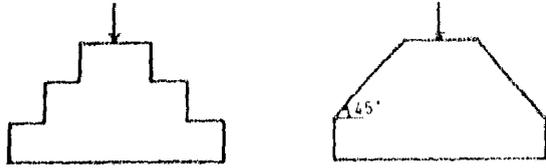


FIG.1 Zapatas aisladas de concreto simple

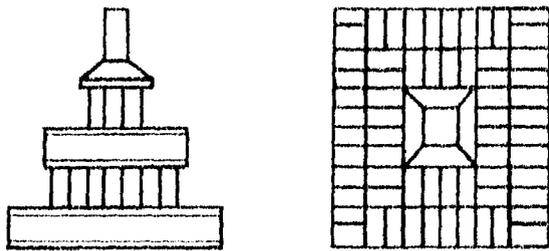


FIG.2 Zapata aislada metálica

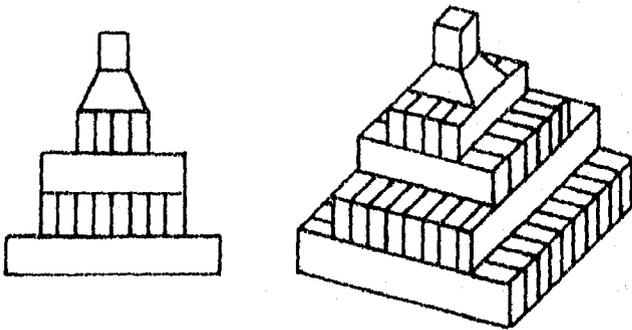


FIG.3 Zapata aislada de madera

Zapatas metálicas. Estos cimientos han caído en total desuso por ser sumamente pesados y muy costosos. Su elaboración es por medio de viguetas de acero colocadas en forma piramidal y recubiertas de concreto para protegerlos de la humedad.

Estos recubrimientos se elaboran de malla electrosoldada, para obtener una adecuada adherencia con el concreto.

Algunos ejemplos de este tipo de cimentación se emplearon para construcciones a fines del siglo pasado (fig. 2).

Zapatas de madera. Estos cimientos se usan para estructuras provisionales o falsas, están hechas de vigas de madera colocadas en forma piramidal. Su uso es adecuada para andamios, cimbras y estructuras similares (fig. 3).

Zapatas de concreto reforzado. Estos cimientos son los más adecuados para soportar y transmitir las cargas de estructuras convencionales. Se debe tener especial cuidado al diseñar una zapata de este tipo, así como en rectificar el esfuerzo de penetración que ejerce tanto la columna dentro del cimiento como éste dentro del terreno.

El cálculo y colocación del armado de refuerzo dependera de acuerdo con las fatigas que las cargas del terreno produzcan al cimiento, como son los esfuerzos de flexión, esfuerzos cortantes y deslizamiento (fig. 4).

Este tipo de cimiento aislado es el más económico, pero para suelos como el del centro de la Ciudad de México no es recomendable, sobre todo para descargas considerables, ya que estos pueden experimentar hundimientos diferenciales.

#### ZAPATAS CORRIDAS.

Estos elementos generalmente son cuerpos regulares alargados, que se emplean para tener una mayor área de repartición, cuando la capacidad de carga del suelo es baja o en el caso en que se deban transmitir grandes cargas al suelo. Se usa principalmente cuando la descarga de la estructura se transmite a través de muros de carga en su caso para unir dos o más columnas. Su selección se puede hacer cuando el área de apoyo requerida por la acción de las descargas de la estructura son mayores al 30% del área total pero menos del 50% o en su caso cuando los asentamientos diferenciales rebasan los permisibles. Dependiendo del uso que se le de estará fabricado de mampostería o de concreto reforzado.

Zapatas corridas de mampostería. Estos cimientos se usan para construcciones pequeñas (casa-habitación), principalmente se construyen con piedra brasa, colocándose de tal manera que la transmisión se haga en forma normal a sus caras. Generalmente se usa mortero de cal 1 : 6 o mortero de cal y arena con un 1/3 de cemento, o sea, (1 : 3 : 15, cemento-cal-arena) o mortero de arena y cemento para unir las piedras. Debe procurarse acomodar la piedra de tal manera que se utilice la menor cantidad de mortero posible, ya que la zona de menor resistencia en un cimiento de este tipo es la ocupada por el mortero. La forma que presenta este cimiento es de tipo trapecial, ya que le proporciona a la base una ampliación para obtener una mayor capacidad de carga, la inclinación de las caras no debe ser menor de 60° con relación a la horizontal, el ancho superior no deberá ser menor de 25 a 30cm el ancho de la base y su altura se determinará de acuerdo a el análisis de capacidad de carga (fig. 5a). Si el cimiento es de colidancia, debe construirse más profundo que los demás, ayudándose así a tener un escarpio menor y ayudar a contrarrestar el volteo originado por el par de fuerzas que

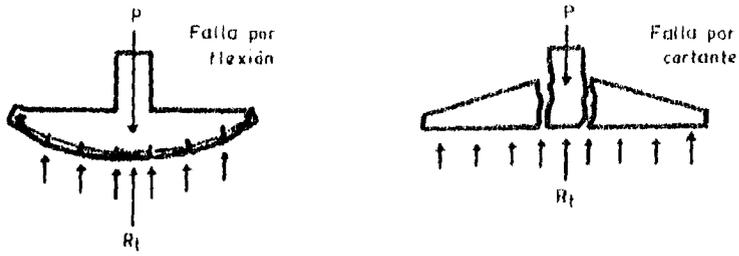
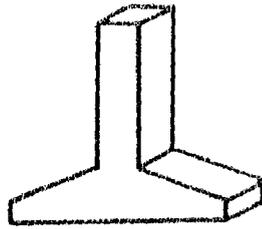
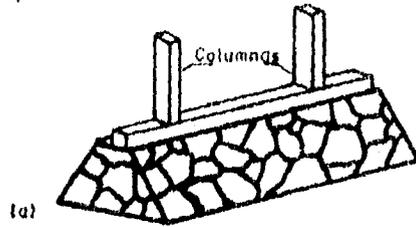
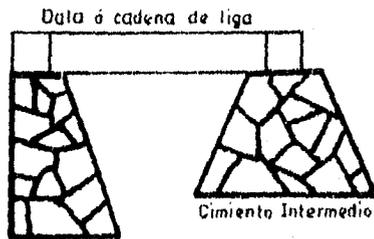


FIG. 4 Zapatas aisladas de concreto reforzado



(a)



(b) Cimiento Colindante

FIG. 5 Zapatas corridas de mampostería

se forma debido a la resultante de carga y a la reacción del terreno. En todo cimiento colidante, debe procederse a tomar el par de volteo por medio de un elemento estructural, ya sea una dala o cadena de concreto armado que será apoyada en los cimientos interiores (fig. 5b).

Zapatas corridas de concreto reforzado. Estos cimientos son los más adecuados para proporcionar la resistencia requerida por la descarga de la estructura. Su refuerzo más importante se presenta al centro, provocando contrarrestar el momento máximo flexionante; se acostumbra a armar la zapata con barras iguales alternadas o con barras de diferentes longitudes también alternadas, de tal forma que se vaya disminuyendo el área de acero del centro hacia los extremos. Para dichas zapatas el área de acero debe quedar protegida con un recubrimiento mínimo de 5cm (2") (fig. 6).

#### LOSAS DE CIMENTACION.

Son elementos estructurales que se utilizan cuando la resistencia del terreno es muy baja, las cargas de la estructura son altas y el área por cimentar esta ocupada por más de un 50% del área total, así como proporcionar una mejor uniformidad durante las deformaciones que se presenten, también se recurre a este elemento por procedimiento constructivo y por un rápido tiempo de ejecución.

Las losas de cimentación se pueden subdividir en: losas planas y losas con retícula de contratraves.

Losas planas. En este tipo de cimentación las columnas se pueden apoyar directamente sobre la losa (fig. 7a) o por medio del uso de un ensanchamiento de la columna llamado dado (fig. 7b). Dicha cimentación presenta la desventaja de utilizar volúmenes de material muy alto y la ventaja de ser muy sencilla desde el punto de vista constructivo.

Losas con retícula de contratraves. Son cimentaciones que se emplean cuando se requiere proporcionar una mayor rigidez. Las contratraves puede ser colocadas bajo la losa (fig. 8a) o en forma invertida (fig. 8b). La primera opción ayuda a nivelar los esfuerzos transmitidos y a tener mayor capacidad de carga por la confinación del suelo; la segunda opción ayuda a obtener espacio necesario para un piso de sótano, cisterna, etc. Estos elementos se contruyen de concreto reforzado, se calculan y se arman igual que cualquier otra losa de concreto, sólo que la carga a la que esta sometida, en vez de actuar de arriba hacia abajo, procede en forma contraria y es igual a la reacción del suelo que se acepta por metro cuadrado. Su armado irá por lo tanto en la parte superior para momentos flexionantes positivos y en la parte inferior para los negativos. Toda losa apoyada sobre suelo, por reglamento contará con un recubrimiento libre mínimo de 5cm, para protegerla contra agentes destructivos que pueda contener el suelo, así como de la humedad.

#### 1.2.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Se les denomina cimentaciones profundas aquellas en las cuales por ser muy grande el peso de la construcción y no poderlo resistir las capas superficiales, se hace necesario

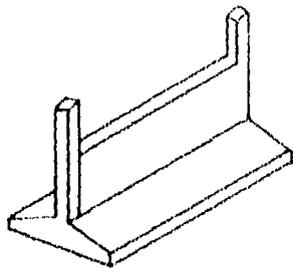


FIG. 6 Zapata corrida de concreto reforzado

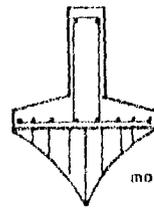


Diagrama de momento flexionante



Armado con bastones de igual longitud

Armado con bastones de 2 diferentes long.

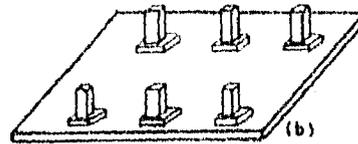
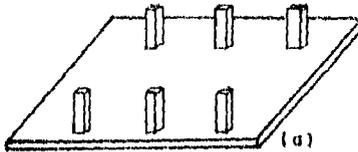


FIG. 7 Losa plana

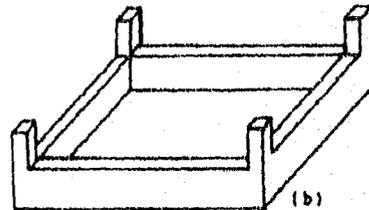
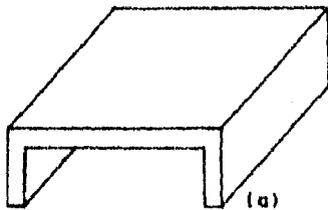


FIG. 8 Losa con reticula de contralobes

apoyar en capas más profundas y resistentes, ó cuando la relación profundidad de desplante-ancho del cimiento  $D/B < 2$  no se cumpla.

En la Ciudad de México las grandes estructuras generalmente se proyectan mediante una cimentación profunda, cuya función primordial es recibir mayores cargas y transmitir las a los estratos más firmes que soporten con seguridad, así como evitar que sufran deformaciones parciales que produzcan hundimientos diferenciales y provoque daños graves a la estructura. Dentro de este grupo encontramos: pilotes, pilas y cilindros.

#### PILOTES.

Los pilotes son elementos estructurales que se introducen a cierta profundidad del subsuelo, dependiendo de la localización del estrato resistente y sus condiciones de trabajo se transmitirá la carga de la superestructura al subsuelo.

Estos elementos son esbeltos, con dimensiones transversales comprendidas entre los 30cm a 60cm; su forma puede ser circular, cuadrada, rectangular, triangular, exagonal, octogonal y en H; se fabrican in-situ o en planta, los primeros se les denomina así porque se elaboran en el lugar donde quedarán definitivamente colocados en la obra y los segundos se fabrican en la planta de la compañía donde se seleccionaron dichos elementos para posteriormente transportarlos a la obra, también se pueden fabricar en planta dentro de la obra, esto se hace cuando se tienen que colocar un número considerable de pilotes, teniendo como ventaja la reducción del tiempo de construcción y el costo de transportación, pero para esto se requerirá tener en obra un espacio amplio para la colocación de la planta, así como para el almacenamiento de los mismos pilotes; una vez que se decidió optar por la colocación de la planta dentro de la obra es adecuado construir una serie de plataformas de apoyo para cimentar dicha planta.

Respecto a los materiales empleados para su fabricación, pueden ser:

- De madera: su sección comúnmente es circular, su uso está prácticamente limitado a estructuras provisionales y muy rara vez a trabajos de importancia, aunque anteriormente eran muy empleadas para cimentar estructuras de importancia; no es recomendable que pilotes de esta índole se sometan a suelos que presenten ciclos continuos de humedad y secado, ya que provocaría un cambio en sus propiedades y al mismo tiempo la reducción en sus condiciones de trabajo, sin embargo pueden llegar a durar periodos indefinidos de tiempo, si se mantienen las mismas condiciones de humedad en el subsuelo o en su caso se pueden recubrir de concreto para evitar que se exponga directamente al elemento (fig. 9a).
- De acero: normalmente su sección es de tipo tubular o en H, son muy útiles para altas capacidades de carga, facilita su hincado debido a su poco peso, resultado de un rápido y económico proceso de ejecución, proporcionan una adecuada área de contacto tanto para su trabajabilidad por punta como por fricción; sin embargo se requiere de una estricta protección anticorrosiva en suelos con variaciones en su nivel freático y especialmente para proyectos marítimos (fig. 9b).
- De concreto: son los más usados actualmente, ya que pueden diseñarse y construirse para todo tipo de carga, así como garantizar su durabilidad y adaptabilidad a cualquier tipo de suelo; su sección puede ser circular, cuadrada, rectangular, triangular, exagonal, octogonal y en H. Se fabrican de concreto simple, reforzado, presforzado o postensado empleando material de buena calidad, se construyen de una sola pieza o en tramos que se pueden unir con juntas soldables (fig. 9c).

- Mixtos : normalmente son de sección circular, se fabrican de concreto y acero.

Se utilizan en ciertas ocasiones pilotes de concreto con punta de acero como protección durante el proceso de hincado; en algunos suelos con estratigrafías peculiares se han utilizado pilotes que tienen un segmento inferior de tubo de acero y el resto de concreto reforzado. En general, este tipo de pilote tiene poco uso (fig. 9d).

Respecto a la forma de transmitir las cargas al subsuelo, se tienen:

- Pilotes de punta: este tipo de pilote, se utiliza cuando el estrato de espesor considerable es compresible y de baja resistencia al esfuerzo cortante, requiriendo transmitir prácticamente todo el peso y las cargas de la estructura a un estrato profundo más resistente. La desventaja que puede presentar este sistema es cuando no nos percatamos que existe a mayor profundidad estratos compresibles, que al consolidarse, todo el terreno se empieza a asentar presentándose lo que llamamos el hundimiento regional, provocando que la estructura emerja produciéndose grandes daños a construcciones vecinas, pavimento e instalaciones enterradas (fig. 10a).

- Pilotes de fricción: este tipo de pilote, se utiliza cuando la mayor parte de la carga que transmite el pilote a los estratos de baja capacidad de carga lo hace mediante la fricción lateral. Esta fricción lateral es función del área perimetral del pilote y la adherencia que existe entre éste y el suelo.

Para que un sistema de pilotes de fricción tenga un buen funcionamiento, será necesario que exista un espesor de 3 a 4m aprox. del mismo material compresible bajo sus puntas, para evitar que la consolidación o el hundimiento regional del suelo cambie la forma de trabajar del pilote de fricción a punta (fig. 10b).

Cuando se utilizan grupos de pilotes, por lo general la distribución de las cargas se realizan por medio de elementos auxiliares como zapatas, losas o dados; con esta combinación se obtiene la transmisión de cargas y la reducción de asentamientos por ambos tipos de cimientos, es conveniente que el elemento de transmisión tenga una rigidez adecuada para que las cargas se distribuyan uniformemente a los pilotes.

Según su proceso constructivo:

Hoy en día se han desarrollado numerosos procedimientos desde instalar elementos prefabricados en el lugar hasta construirlos en el sitio, lo único que los diferencia es que durante su construcción se provoquen o no desplazamientos del suelo que los rodea. Durante el proceso constructivo de un pilote pueden presentarse 3 efectos:

1- Un desplazamiento total del suelo, este ocurre cuando se desplaza un volumen de suelo igual al del pilote al ser hincado.

2- Poco desplazamiento del suelo, este ocurre cuando se realiza una perforación previa de menor área que la del pilote por hincar.

3- Sin desplazamiento del suelo, es cuando se fabrica el pilote en el sitio.

Cuando se utilizan pilotes con desplazamiento en suelos blandos se provoca la disminución de la resistencia al corte por el remoldeo, en tanto que en suelos granulares puede aumentar su compacidad relativa.

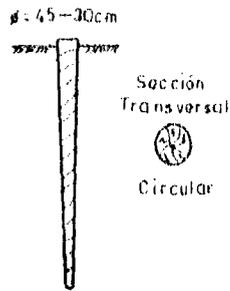


FIG. 9a Pilote de madera

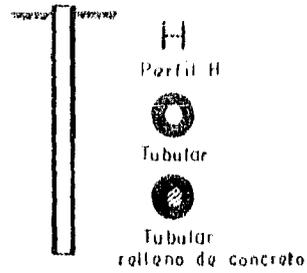


FIG. 9b Pilote de acero

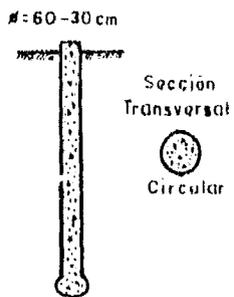


FIG. 9c Pilotes de concreto

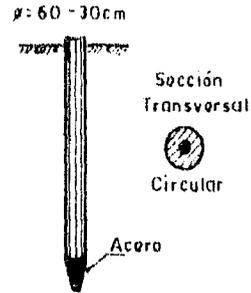
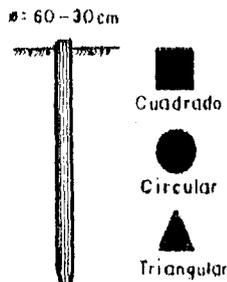


FIG. 9d Pilote mixto

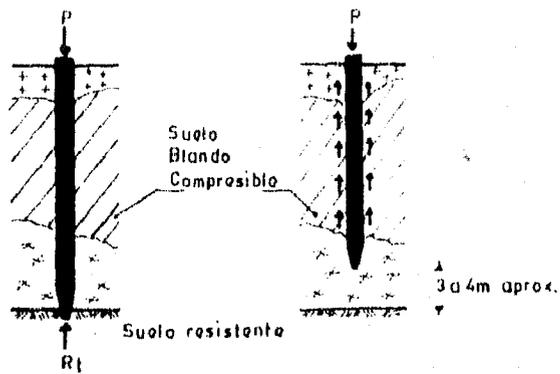


FIG. 10a Pilote de punta

FIG. 10b Pilote de fricción

De acuerdo a los 3 efectos anteriores tenemos los siguientes casos :

1) Con desplazamiento.

- Pilotes hincados a percusión. Es el procedimiento más usado actualmente, ya que consiste en hincar a percusión los pilotes mediante el impacto que genera el martillo; para llevar a cabo este procedimiento se toma en cuenta los siguientes factores: 1- La masa y longitud del pilote, 2- El peso y energía del martillo y 3- El tipo de suelo en donde se pretende hincar.

El pilote podrá ser hincado tanto en una posición vertical como con una cierta inclinación, de acuerdo a la dirección que presenten las descargas de la estructura; esto se logra con ayuda de una estructura guía, la cual proporciona la posición de diseño establecida. Esta estructura se usa siempre y cuando se tenga un espacio suficiente en la obra, ya que por lo contrario se constituirá por una "guía colgante" sostenida mediante un sistema de cables que se encuentran instalados en la pluma de la grúa. Cuando la longitud del pilote a hincar no se puede manejar será necesario introducirlo en dos o más tramos, uniendolos mediante el acoplamiento de juntas o soldando las placas prefijadas en sus extremos, (fig. 11 a).

- Pilotes hincado a presión. Los pilotes que se hincan mediante este proceso se forman en el lugar, ya que se van introduciendo por tramos; usualmente se hincan primero la punta cónica y subsecuentemente los tramos necesarios hasta lograr presión máxima proyectada, dichos tramos deben ser de sección cilíndrica de 1.5 m de largo aprox. y con un orificio central el cual tiene como función ahogar en el concreto el cable de acero postensado.

Este procedimiento es muy usado para recimetar estructuras, debido a que este sistema se apoya en la misma estructura y se puede realizar en espacios verticales muy reducidos, (fig. 11 c).

- Pilotes hincados con vibrador. Usualmente este método se emplea para hincar pilotes metálicos en suelos granulares, este consiste en hacer penetrar el pilote mediante la influencia de vibraciones y peso del vibrador, este dispositivo se forma por una carga estática y un par de contrapesos rotatorios. Para emplear este método deberá llevarse un estricto control, debido a que las vibraciones pueden dañar y provocar hundimientos indeseables a estructuras e instalaciones cercanas, especialmente cuando éstas se encuentran cimentadas o apoyadas sobre materiales poco densos, (fig. 11 b).

2) Con poco desplazamiento.

- Pilotes hincados en una perforación previa. Los casos anteriormente mencionados pueden transformarse en pilotes que generen poco desplazamiento, si antes de su hincado se realiza una perforación.

Este método se utiliza para los siguientes casos :

· Cuando el pilote por hincar induce deformaciones que provoquen la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

· Cuando se dificulte el hincado del pilote al penetrar en un estrato duro, provocando daños estructurales al elemento.

· Cuando el número de pilotes por hincar es alto y la suma de sus deformaciones pueden ocasionar el levantamiento del terreno con el consiguiente arrastre de los pilotes previamente hincados.

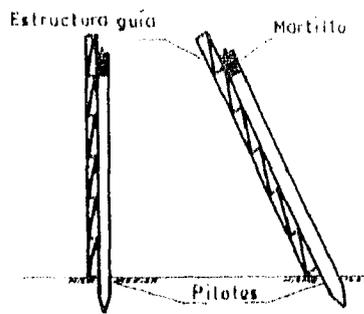


FIG. 11a Pilotes hincados a percusión

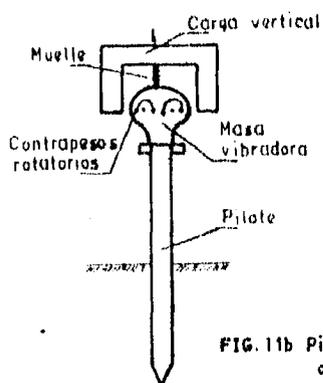


FIG. 11b Pilote hincado con vibración

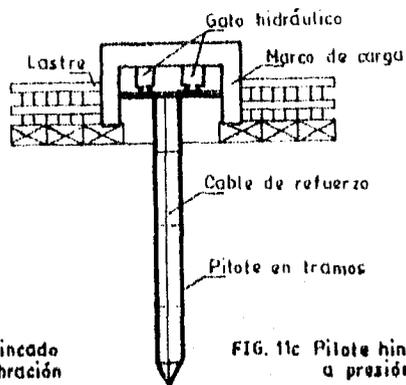


FIG. 11c Pilote hincado a presión

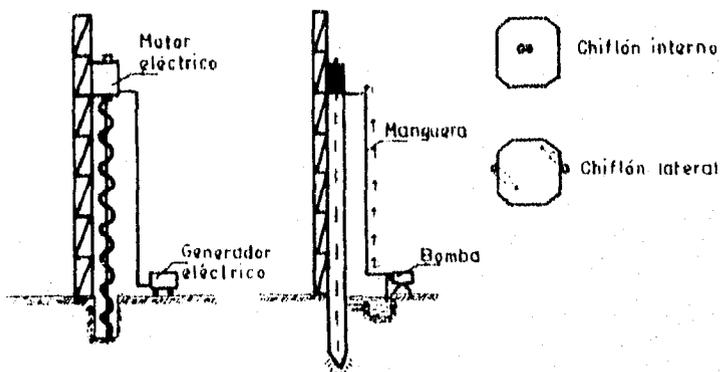


FIG. 11d Perforación previa al hincado

FIG. 11e Pilote hincado con chiflón

- Pilotes hincados con chillón. Esta técnica se utiliza con el fin de disminuir el volumen de suelo desplazado, principalmente cuando se hincan los pilotes en suelos friccionantes, dicha técnica consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el primero mediante el empleo de un chillón de agua a presión que se descarga desde la punta del pilote, generando la erosión y el transporte del material a la superficie, este primer efecto se aplica en los suelos arenosos ya que es posible abrir orificios mediante el chillonado, además que ayuda a eliminar la fricción durante el hincado; y el segundo mediante la combinación de los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador, el cual se aplica cuando se presenta un suelo cohesivo. Es recomendable que para pilotes de varios tramos, el chillón presente continuidad y que el martinete a emplear se use una vez que ha dejado de operar el chillón, (fig. 11e).

### 3) Sin desplazamiento.

- Pilotes y pilas de concreto colados en el lugar. En estos elementos de cimentación el desplazamiento del suelo es nulo, debido a que durante su construcción se realiza una perforación extrayendo el volumen de material que posteriormente ocupará el concreto.

#### PILAS.

Las pilas son elementos estructurales más robustos que un pilote, sus dimensiones transversales varían de 0.8 a 2 mts., por lo general son de forma circular, se construyen de concreto reforzado y se fabrican in-situ; o sea, colados en sitio dentro de una perforación previa.

Este tipo de cimentación presenta las siguientes ventajas :

- Son útiles para cimentar estructuras que transmiten grandes concentraciones de carga.
- Se puede ampliar su base para obtener más área de distribución de la carga en el estrato resistente.
- Sustitución de varios pilotes y en su caso eliminación de dados.
- Evita el ruido de los martinetes de hincado, así como las vibraciones y desplazamientos sufridos por el suelo.

Por otro lado presenta las siguientes desventajas:

- Es indispensable una buena supervisión técnica durante todo el proceso de construcción.
- La falla de una pila presenta consecuencias muy críticas.
- Es necesario un estudio muy completo de exploración del suelo, ya que si se presentan estratos o condiciones no previstas, se pueden presentar problemas constructivos que retrasarían la obra y por consiguiente el aumento del costo de ésta.
- Se pueden presentar desplazamientos del concreto fresco por colapso de las paredes o por caídos, aunque se puede evitar mediante el empleo de un ademe.

La geometría de una pila se divide en fuste y campana, el diámetro mínimo recomendable para el fuste es de 80cm, esto es con el fin de poder inspeccionarlo y limpiar el fondo de la perforación. El diámetro máximo específico para una campana es de 1.5 veces el diámetro del fuste, formando un ángulo mínimo de 45 grados con la horizontal y dejando en el extremo inferior un borde no menor de 15cm de espesor, para permitir que el concreto penetre hasta ésta parte de la pila, (fig 12). Durante el colado de la pila, se deberá tener especial atención para que el concreto pueda fluir entre el armado de refuerzo y llene toda la

campana sin dejar huecos, esto se logra mediante el método "tremie" o uno semejante y el revenimiento adecuado en el concreto.

#### CILINDROS.

Los cilindros son elementos estructurales con sección circular hueca, sus dimensiones transversales varían de 2m en adelante, proporcionan mayor concentración de carga que las pilas; se construyen de concreto reforzado y se fabrican in-situ. Principalmente se utilizan como subestructuras para los pilares de los puentes.

Su proceso constructivo consiste en colocar sobre el terreno el elemento, se excava su interior con ayuda de una cuchara en forma de almeja, para ir retirando el material que se encuentra debajo de éste y así pueda descender poco a poco hasta llegar al estrato resistente. La penetración se facilita cuando al elemento se le coloca en su parte inferior una punta biselada o cuchilla de acero. Cuando son de gran longitud se construyen por tramos, colando cada tramo sobre la superficie monolíticamente unida a la parte que se ha hincado con anterioridad.

En algunas ocasiones, cuando los cilindros son de gran longitud se acostumbra lastrarlos para vencer la fricción lateral del propio terreno. Una vez colocado el elemento en posición se cuecla un tapón en su parte inferior y una tapa en la parte superior, quedando el cilindro en su interior hueco, (fig. 13).

### 1.3 CIMENTACIONES A BASE DE PILOTES Y PILAS.

Durante la evolución de las construcciones en la Ciudad de México tanto de importancia nacional como de tipo popular, se han empleado diversos sistemas para cimentar, las cuales en su tiempo proporcionaban buenos resultados, pero conforme avanzaba y aumentaba el ritmo de la construcción, las cimentaciones empleadas presentaban algunas deficiencias y en su caso provocaban daños serios a la estructura. Todo esto vino a originar el estudio más a fondo de las condiciones que proporcionaba la cimentación en el suelo de apoyo, así como del mismo suelo en donde se apoyaba la estructura, ya que anteriormente se contaba con bases empíricas muy burdas para analizar dichas condiciones.

Después de un amplio estudio se llegó a la conclusión de que en algunos casos la resistencia del suelo se sobrepasaba debido a la carga excesiva que transmitía la estructura, debido a que se cimentaba en suelos arcillosos lacustres blandos y altamente compresibles (zona del lago, antiguamente Lago de Texcoco) y por lo tanto los cimientos eran muy deficientes; en otros casos se presentaba que el área de apoyo del cimiento era muy reducida para transmitir adecuadamente las cargas de la estructura; otro de los casos siendo el más crítico, fue el que se llegó a comprobar que por la extracción de agua subterránea se provocaba la consolidación del suelo y con ello daños serios a las cimentaciones. De aquí que se optará en algunos casos por cimentar con elementos más resistentes, desplantados a mayor profundidad y apoyados en suelos más resistentes.

Para 1902 el Ing. Miguel Rebolledo introdujo en México los elementos de concreto armado para cimentar. Al principio estos elementos de concreto intentaron reducir el uso del pilote de madera, pero esto fue muy difícil debido a que en la mayoría de los constructores de esta época los utilizaban con mucha frecuencia, pero poco a poco los fueron desplazando hasta que llegó a ser éste el más usado en la actualidad.

campana sin dejar huecos, esto se logra mediante el método "tremie" o uno semejante y el revenimiento adecuado en el concreto.

#### CILINDROS.

Los cilindros son elementos estructurales con sección circular hueca, sus dimensiones transversales varían de 2m en adelante, proporcionan mayor concentración de carga que las pilas; se construyen de concreto reforzado y se fabrican in-situ. Principalmente se utilizan como subestructuras para los pilares de los puentes.

Su proceso constructivo consiste en colocar sobre el terreno el elemento, se excava su interior con ayuda de una cuchara en forma de almeja, para ir retirando el material que se encuentra debajo de éste y así pueda descender poco a poco hasta llegar al estrato resistente. La penetración se facilita cuando al elemento se le coloca en su parte inferior una punta biselada o cuchilla de acero. Cuando son de gran longitud se construyen por tramos, colando cada tramo sobre la superficie monolíticamente unida a la parte que se ha hincado con anterioridad.

En algunas ocasiones, cuando los cilindros son de gran longitud se acostumbra lastrarlos para vencer la fricción lateral del propio terreno. Una vez colocado el elemento en posición se cierra un tapón en su parte inferior y una tapa en la parte superior, quedando el cilindro en su interior hueco, (fig. 13).

### 1.3 CIMENTACIONES A BASE DE PILOTES Y PILAS.

Durante la evolución de las construcciones en la Ciudad de México tanto de importancia nacional como de tipo popular, se han empleado diversos sistemas para cimentar, las cuales en su tiempo proporcionaban buenos resultados, pero conforme avanzaba y aumentaba el ritmo de la construcción, las cimentaciones empleadas presentaban algunas deficiencias y en su caso provocaban daños serios a la estructura. Todo esto vino a originar el estudio más a fondo de las condiciones que proporcionaba la cimentación en el suelo de apoyo, así como del mismo suelo en donde se apoyaba la estructura, ya que anteriormente se contaba con bases empíricas muy burdas para analizar dichas condiciones.

Después de un amplio estudio se llegó a la conclusión de que en algunos casos la resistencia del suelo se sobrepasaba debido a la carga excesiva que transmitía la estructura, debido a que se cimentaba en suelos arcillosos lacustres blandos y altamente compresibles (zona del lago, antiguamente Lago de Texcoco) y por lo tanto los cimientos eran muy deficientes; en otros casos se presentaba que el área de apoyo del cimiento era muy reducida para transmitir adecuadamente las cargas de la estructura; otro de los casos siendo el más crítico, fue el que se llegó a comprobar que por la extracción de agua subterránea se provocaba la consolidación del suelo y con ello daños serios a las cimentaciones. De aquí que se optará en algunos casos por cimentar con elementos más resistentes, desplazados a mayor profundidad y apoyados en suelos más resistentes.

Para 1902 el Ing. Miguel Rebolledo introdujo en México los elementos de concreto armado para cimentar. Al principio estos elementos de concreto intentaron reducir el uso del pilote de madera, pero esto fue muy difícil debido a que en la mayoría de los constructores de esta época los utilizaban con mucha frecuencia, pero poco a poco los fueron desplazando hasta que llegó a ser éste el más usado en la actualidad.

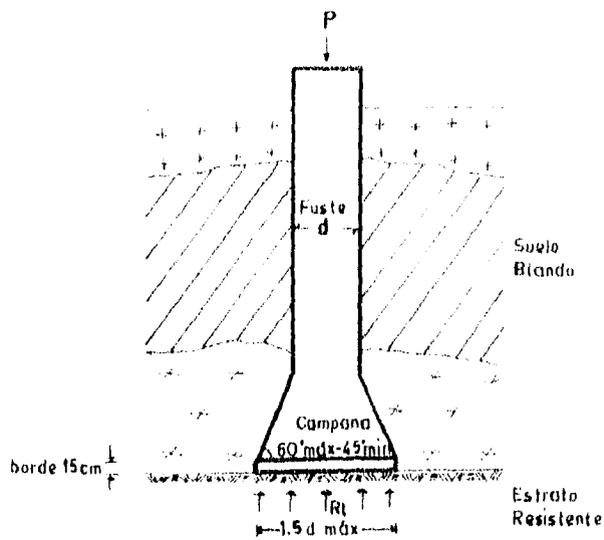


FIG. 12 Pilas de cimentación

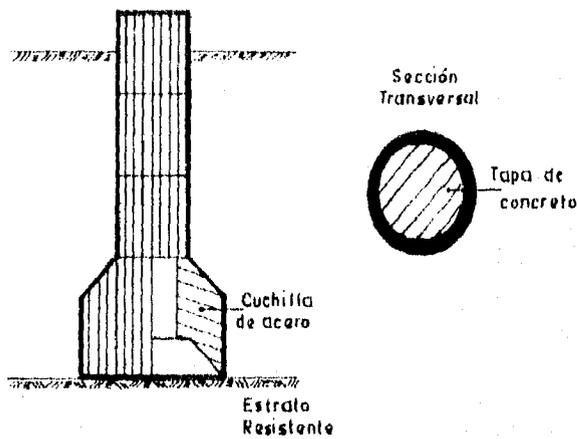


FIG. 13 Cilindros de cimentación

Para las nuevas construcciones de gran peso que se proyectaron en el Valle de México, el Ing. Rebolledo propuso los pilotes más modernos de la época y los más ventajosos, conocidos con el nombre de Sistema Compresol, los cuales comenzaron a usarse en Francia por el año de 1900. Estudiando este sistema dió como resultado la patente del Ing. Dulac, para así comenzarse a usar en México; el estudio consistió en probar la resistencia del elemento Compresol en un terreno tan malo como el de la Ciudad de México, el Ing. Rebolledo fabricó dos pilotes de no más de 6m de profundidad y los probó con una carga de 100 ton. cada uno, dejando que gravitara dicha carga por un año sobre los pilotes. Se afirmó que la prueba fue muy satisfactoria y se animó en introducir este sistema en algunas obras contratadas por él.

La palabra Compresol es una abreviatura de las palabras francesas "compresión du sol" o sea, compresión del suelo. El procedimiento consistía en el uso de martillos de más o menos 1 ton. de peso, que se levantaba y se dejaba caer en el sitio dónde se requería colocar un pilote. Había dos clases de martillo, uno cónico muy alargado que termina en punta y el otro del mismo diámetro de forma ojival, (fig. 14 a,b), el diámetro era generalmente de 70 a 80 cm. Al dejar caer el martillo cónico, va penetrando en el suelo, después del primer golpe se levanta y se rellena el hoyo cónico con barro para dejar caer nuevamente el martillo, esta función hace que se produzca una compresión lateral del suelo y se forme un pozo de barro muy resistente e impermeable que impida la entrada del agua y el derrumbe de sus paredes. Este pozo de barro endurecido podría durar hasta diez horas sin deshacerse por estar sumergido en el agua, golpe a golpe se continúa haciendo la perforación hasta llegar a la profundidad deseada, en seguida se vacía en la perforación cierta cantidad de piedra de 20 a 30 cm de tamaño; se desconecta el martillo cónico y en su lugar se coloca el martillo en forma de ojival, este se deja caer sobre la piedra provocándole el hundimiento en el fondo de la perforación y a su vez le proporciona una mayor área de apoyo al pilote, sobre el fondo de la perforación descansa el armado y posteriormente se vacía concreto para darle su acabado final, (fig. 14c). De este sistema se han derivado otros varios, como el Franki que en Europa se ha usado mucho.

En el año de 1908, se llevó a cabo la construcción del monumento a la Independencia, el cual se proyectó originalmente con una cimentación de tipo Chicago, o sea un cimiento de vigueta de acero y concreto. La construcción de dicho monumento iba aproximadamente a la mitad, cuando los hundimientos y desplomes habían llegado a tal magnitud que obligaron a deshacer el trabajo ejecutado; el Ing. Gonzalo Garita procedió hacer el hincado de un sistema de tablacastacado de acero y en el núcleo de él hincó una serie de pilotes de madera cuyas profundidades variaron de 15 a 100 m. Este fue el primer caso del hincado de pilotes hasta esa profundidad en el centro de la ciudad de México, aunque con seguridad no llegaron a más de 30m de profundidad, o sea que no perforaron la capa resistente pero sí formaron un núcleo de importancia que dió una buena cimentación al monumento.

La compañía americana Raymond Pile, Co. también efectuó bastantes trabajos de pilotes por lo que dió lugar a formar nuevas compañías nacionales que desarrollaron más a fondo el sistema de hincado por pilotes. En la actualidad se ha observado que el sistema a base de pilotes de madera ha presentado muchas desventajas e incluso fallas de mucha importancia. La desventaja principal ha sido la destrucción tremenda que se provocó en nuestros bosques, por lo que la Secretaría de Recursos Hidráulicos (actualmente Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural SAGAR), dictó medidas necesarias para evitar la deforestación de nuestros bosques; haciéndose en la actualidad casi imposible conseguir

madera para este tipo de pilote, por lo que se inició la llamada "Era de los pilotes de concreto". Los sistemas de pilotes que más se han utilizado en nuestra ciudad han sido los del sistema "Rebolledo", así como de las compañías Western Foundation, Cimentaciones Franki de México S.A. (CIFRAMEX), Pilotes de Concreto S.A. (PICOSA), Cimentaciones y Edificaciones S.A. (CIESA), STAG, S.A., entre otras.

### 1.3.1 PILOTES WESTERN FOUNDATION.

Esta compañía desde que se estableció en 1923, ha tenido una carrera de varios éxitos en problemas de cimentaciones en diversos lugares, tipos de suelo y condiciones de carga.

Cuenta con el equipo necesario para efectuar las exploraciones del subsuelo y preparar con los resultados de dichas investigaciones los informes correspondientes.

En cuanto al programa de pruebas, recomienda la realización de pruebas de hincado y de capacidad de carga, para tener una mayor seguridad y economía en el diseño. La Western ha realizado algunas de las obras de piloteado más grande del mundo; entre ellas se encuentran la de "Stuyvesant Town" en la ciudad de Nueva York, en la que se hincaron 38000 pilotes del tipo "Button-Bottom" con una longitud de 23m; el taller de ensamblar de la Ford en Detroit, en la que se hincaron 8800 pilotes de acero tipo "H" de 35m de longitud; la planta de la compañía "Republic Steel" en Cleveland, en donde se hincaron 5000 pilotes de acero tubular de 42.5m de longitud. En la ciudad de México se han hecho las obras de piloteado de la Latino Americana, la planta de la Proctor & Gamble de México, entre otras; en estas obras se emplearon pilotes del tipo "Button-Bottom" con longitudes hasta de 30m.

Esta compañía cuenta con varios tipos de pilotes, entre los cuales abarcan los pilotes de concreto colados en el lugar, precolados, de acero tanto tubulares como en sección H, de madera, entre otros. A continuación se describen brevemente algunos tipos de pilotes más empleados de esta compañía.

#### PILOTE BUTTON-BOTTOM.

El pilote colado en el lugar del tipo "Button-Bottom" se utiliza cuando se desea un incremento en el área de apoyo del pilote, se puede hincar económicamente desde profundidades de 3 hasta 30 m o más para dar una capacidad de carga de trabajo alrededor de las 55 toneladas. Su gran longitud y alta capacidad de carga ofrecen ventajas especiales de economía en comparación con pilotes costosos de acero tanto de tipo tubular como de sección H, los cuales han sido utilizados hasta la fecha para alcanzar mantos resistentes a grandes profundidades.

Su procedimiento de construcción consiste en hincar un "botón" de concreto precolado con un tubo de acero llamado ademe de hincado. La energía del martillo se concentra en el "botón", por medio de un dispositivo especial que se atornilla en ambas partes. Después de una inspección previa se llena dicho tubo de concreto y se extrae el ademe de hincado. El "botón" al llegar al manto resistente le provoca una compactación muy eficaz y provoca que aumente la capacidad de carga; así mismo distribuye la carga en un área un poco más amplia, reduciéndose de este modo la carga unitaria en la superficie de apoyo, (fig. 15).

#### PILOTE DE CONCRETO CON PEDESTAL.

El pilote de pedestal es uno de los pilotes que proporciona gran capacidad de carga, tiene ventaja en lugares donde el estrato resistente es relativamente delgado o la capa de



FIG. 14a Martillo cónico



FIG. 14b Martillo ojival

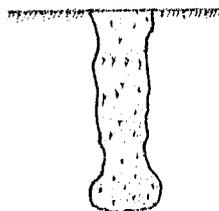


FIG. 14c Pilote Comprimosol

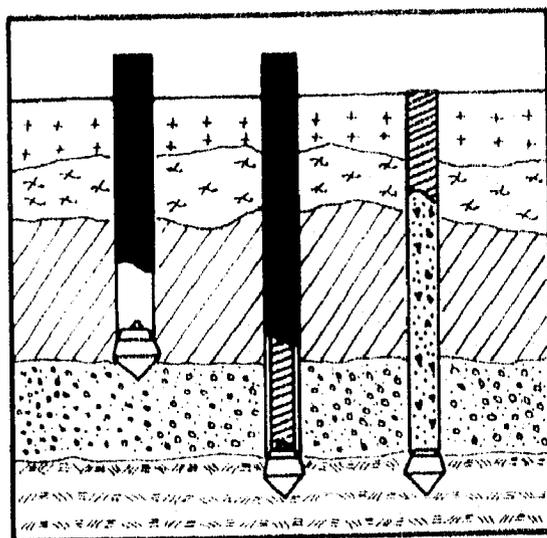


FIG. 15 Pilote Button-Button

apoyo no es lo suficiente resistente para soportar la carga, así como lograr un buen apoyo en estratos de roca inclinada.

El equipo utilizado incluye un ademe de acero tubular hueco, un tubo de lámina corrugado y un "botón" de concreto precolado. Para su procedimiento de construcción se procede a hincar el ademe tubular junto con el "botón" hasta encontrar la resistencia requerida o la profundidad especificada. El "botón" compacta la capa de apoyo y proporciona una distribución más amplia de la carga; a continuación se llena el ademe concreto a una cierta altura, se retira el ademe y se coloca un émbolo que al introducirlo presiona el concreto y forma el pedestal (ampliación de base), se retira el émbolo y se introduce el tubo de lámina corrugado en el ademe tubular, después se llena en su totalidad de concreto, para finalmente extraer el ademe de hincado, (fig. 16).

Este tipo de pilote de pedestal puede ser reforzado a fin de darle a éste una resistencia a la tensión.

#### PILOTE DE CONCRETO COMPRIMIDO.

El pilote de concreto comprimido Western ofrece una capacidad de carga excepcionalmente alta y a un bajo costo. Este pilote se puede construir hasta un diámetro del orden de 60cm en forma satisfactoria, recomendable para cargas hasta de 90 ton. y longitudes hasta de 20m; dicho pilote se emplea en suelos cuyas características permiten el colado de concreto a presión, sin que la parte lateral de suelo ceda.

La formación del pilote de concreto comprimido es simple, su equipo consta de un ademe tubular y un émbolo de obturación que se ajusta bastante bien en su interior.

Su procedimiento de construcción, se procede a hincar el ademe circular con el émbolo bajado hasta su parte inferior hasta la profundidad requerida, el émbolo se extrae y se llena el ademe de concreto. A continuación se coloca el émbolo presionando hacia abajo el concreto y apoyándose en él para garantizar que éste quede dentro del ademe evitando que se arque o se desplace cuando se desarrolle la fuerza necesaria para extraer el ademe de hincado, (fig. 17).

Cuando es necesario aumentar la capacidad de carga del suelo de apoyo, es recomendable formar un pedestal de concreto en la parte inferior del pilote; este tipo de pilote puede reforzarse con varilla corrugada de acero, si así se especifica.

#### 1.3.2 CIMENTACIONES FRANKI DE MEXICO.

Esta compañía ha utilizado en obras de gran importancia un sistema de pilotaje muy eficiente, resistente, capaz de transmitir las cargas de manera adecuada y económica. Este tipo de pilote se le conoce como "Mega" con punta en "T" y consiste en lo siguiente :

Es un pilote que está compuesto en toda su longitud por tramos de concreto con sección circular o cuadrada de 80 a 90 cm. Los tramos están provistos en su centro de una perforación circular de 8 a 9 cm de diámetro, la cual sirve para verificar la verticalidad y continuidad del pilote, durante su proceso de hincado y al terminado. La perforación central también sirve para colocar cierta cantidad de acero de refuerzo, según se especifique en el proyecto de cimentación, esto es para que el pilote pueda trabajar a esfuerzos de tensión en toda su longitud.

La primera sección del pilote que se hince en el estrato resistente presenta en su parte inferior un vástago de diámetro más pequeño que el propio diámetro del pilote, la cual se diseña con

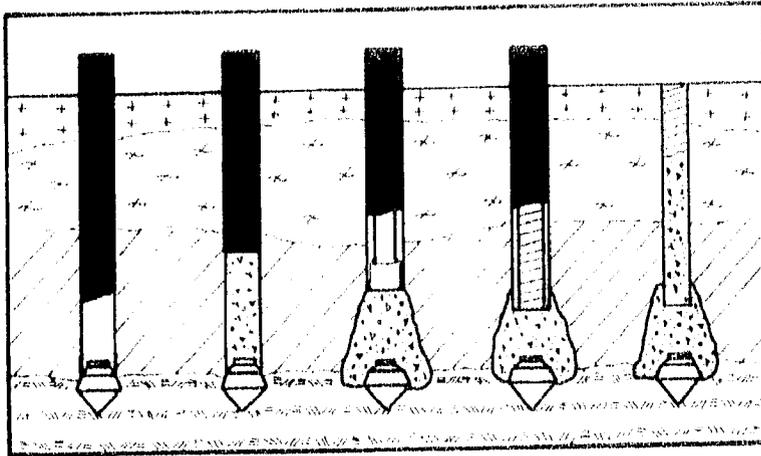


FIG. 16 Pilote de concreto con pedestal

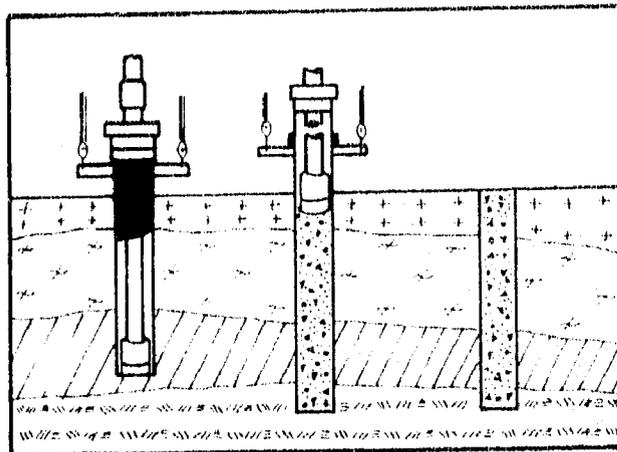


FIG. 17 Pilote de concreto comprimido

las dimensiones necesarias para cada exigencia del proyecto, este vástago se introduce en el estrato resistente con el objeto de compactarlo y producir un anclaje adecuado en el estrato, así como recibir de una manera más efectiva la parte superior del pilote. La punta se fabrica de concreto reforzado, acero o cualquier otro material de acuerdo a las especificaciones.

Su proceso de hincado consta de los siguientes pasos:

1. Se coloca una carga de 120 ton. sobre el lugar donde se hincara el pilote. Debajo de la carga se coloca la prensa hidráulica con una bomba automática y un manómetro para medir la presión que se aplica al pilote durante su hincado.
2. Se coloca la punta "T" en el lugar exacto y se inicia el hincado a presión por medio de la presa hidráulica.
3. Una vez iniciado el hincado de la punta e incorporado el otro tramo del pilote, se coloca una unión de tubo de fierro de 9cm de diámetro en la perforación central de los tramos.
4. Una vez incorporado el tramo de pilote de concreto, generalmente de 90cm de longitud, se hincaba bajo la presión que ejerce la prensa hidráulica sobre éste. Este proceso se repite con los tramos subsecuentes hasta alcanzar el depósito de apoyo donde se registra en el manómetro la carga especificada correspondiente al doble de la carga de proyecto para cada uno de los pilotes.
5. Se introduce una plomada con foco en la perforación para comprobar que la verticalidad esta dentro de los límites especificados.
6. Por medio del número de tramos de pilote y la longitud de la punta, se comprueba exactamente la profundidad de cada pilote, así como la penetración exacta dentro del depósito resistente donde queda apoyada.
7. Una vez colocado todo el pilote, se coloca el refuerzo en la perforación central y se llena ésta de mortero de cemento-arena haciendo que el pilote quede terminado y trabaje como una sola unidad, (fig. 18).

### 1.3.3 CIMENTACIONES Y EDIFICACIONES S.A.

Esta compañía ha llevado acabo diversos trabajos de cimentación, utilizando el sistema "Vibro", "Tensa", entre otros; los cuales se han obtenido buenos resultados para su uso.

#### PILOTES DE CONCRETO " VIBRO ".

El sistema "VIBRO" consiste en la elaboración de pilotes de concreto en el lugar, se pueden realizar para que estos trabajen por fricción o por punta sobre la capa resistente. Es un pilote que permite sujetarse estrictamente a todas las especificaciones y además se le puede diseñar el refuerzo necesario de trabajo. El concreto usado en el pilote, a diferencia del usado en otros sistemas no esta sujeto a esfuerzos de hincamiento, ya sea a presión ó a percusión, razón por la cual este concreto puede diseñarse para la capacidad de trabajo requerida en la cimentación.

Descripción del sistema:

1. Se perfora el fuste hasta la profundidad que se especifique en el proyecto.
2. Se hincan en el terreno un ademe de acero taponado en la parte inferior mediante un capuchón de concreto ó acero según sea el caso, hasta la profundidad que se desee, dependiendo esto de la longitud del pilote si trabaja a fricción ó bien hasta donde se encuentre la capa resistente si trabaja por punta.

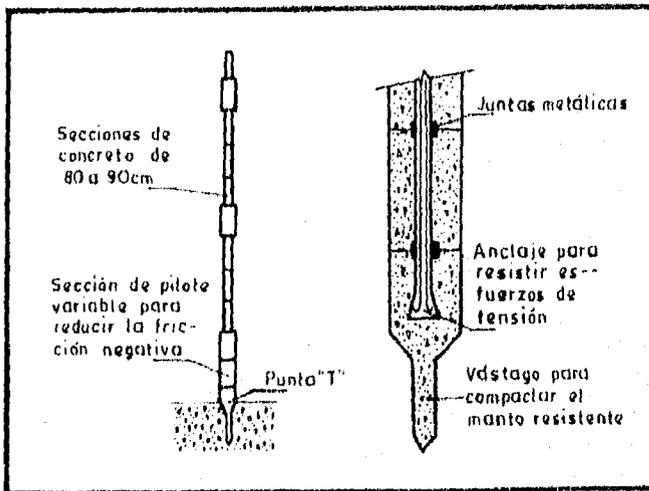
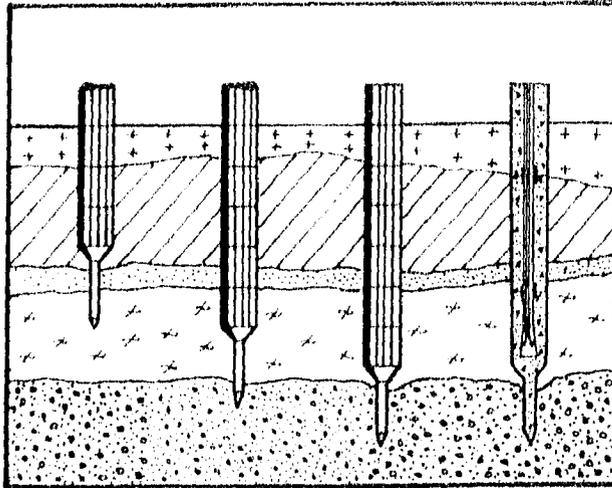


FIG. 18 Pitote tipo Mega con punta "T"

3. Una vez que se tiene el ademe hincado en el terreno, se introduce el refuerzo principal.
4. Se vacía el concreto en el ademe hasta llenarlo.
5. Antes de empezar a sacar el ademe que esta sirviendo de cimbra, se asegura el armado de refuerzo para evitar que se alabee ó pierda su verticalidad; este efecto va siempre asegurado con un cable que lo sostiene durante esta operación.
6. Se empieza a extraer el ademe por medio de golpeteo del martillo, realizando un movimiento de arriba hacia abajo, en el golpe hacia arriba el ademe sube 4cm, mientras que el golpe hacia abajo se da con menor carrera que el ascendente, por lo que el ademe solo baja 2cm.
7. Una vez que el ademe empieza a salir, el concreto se acomoda y ocupa el volumen del ademe, formando una sección de mayor dimensión, por este hecho será necesario vaciar más concreto al ademe y seguir haciendo la misma operación hasta terminar de formar el pilote, (fig. 19).

Este sistema aporta diversas ventajas en el campo del pilotaje, entre las cuales se tienen:

1. La técnica "VIBRO" nos permite:
  - Formar pilotes de apoyo con alta resistencia en su punta.
  - Formar pilotes de fricción con alta resistencia en su superficie de trabajo.
2. El concreto para la elaboración de los pilotes, no esta sujeto a esfuerzos de hincado, como es el caso de los precolados hincados a presión ó a percusión.
3. El pilote "VIBRO" no requiere de maniobras, por lo que el armado de refuerzo sólo se diseña para las condiciones de trabajo necesarias.
4. El pilote "VIBRO" se fabrica con material de alta calidad y con procedimientos rápidos y económicos.
5. El pilote "VIBRO" es de una sola pieza, por lo que hace su trabajabilidad más eficiente.

#### PILOTES "TENSA" DE SECCION "II".

La compresibilidad de la arcilla volcánica localizada en el área del lago en la Ciudad de México, ha significado un serio problema a los constructores, debido a que las edificaciones pesadas que han sido apoyadas sobre pilotes de punta, al cabo de un cierto número de años por la consolidación del suelo, estas han sobresalido del nivel del terreno.

Este fenómeno ha ocasionado gastos adicionales en la cimentación, ya que los pilotes deben diseñarse tomando en cuenta la fricción negativa que en muchos casos resulta superior al peso total de la estructura. Para evitar este mal funcionamiento, se han desarrollado varios tipos de cimentación, dentro de los cuales juega un papel muy importante los pilotes de fricción.

Inicialmente las secciones de pilotes utilizadas eran de tipo circular y cuadrada. Ante esta situación "CIESA", se dió a diseñar una sección que mejorará tanto el área de contacto entre el suelo y fuste, así como la economía de la pieza misma. Así surgió la sección "II" de concreto pretensado denominada "TENSA", disponiendo se de tres tipos: T-1, T-2 y T-3.

De este sistema y las secciones tradicionales, se realizaron una serie de comparaciones, dando como resultado las siguientes ventajas:

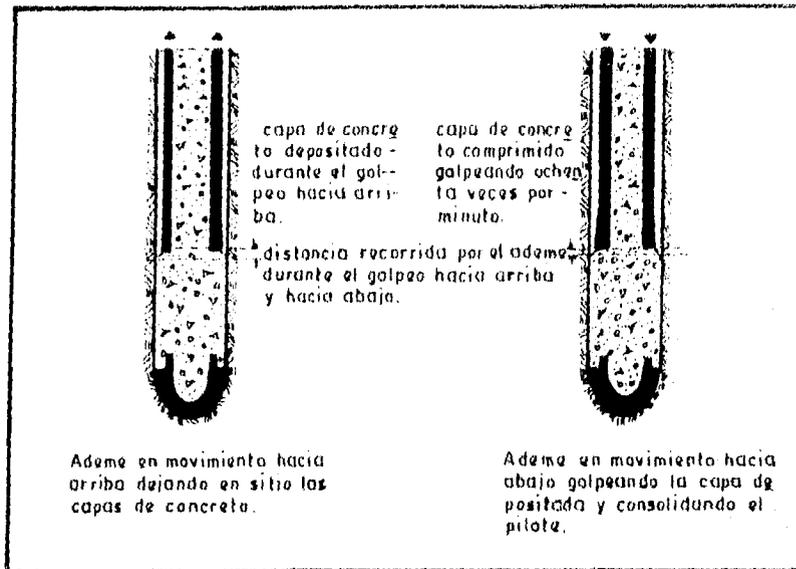


FIG. 19 Pilote de concreto "VIBRO"

1. Poco peso por metro lineal.

Los pesos por metro de longitud de los tres tipos de pilotes TENSA son:

TIPO	PESO (KG)	PERIMETRO (CM)
T-1	137	197
T-2	95	137
T-3	56	102

En la sección circular y cuadrada, para obtener los mismos perímetros anteriores, se necesitan las siguientes secciones aproximadas :

FORMA	SECCION (CM)	PESO (KG)	PERIMETRO (CM)	%
CIRCULAR	65	796	204	83
	45	382	141	75
	35	231	110	76
CUADRADO	50 x 50	600	200	77
	35 x 35	294	140	68
	25 x 25	150	100	63

Los porcentos marcados, indican la cuantía de material y peso muerto en exceso, que tienen las secciones circular y cuadrada con respecto a la sección "H".

2. Mayor área de contacto entre pilote y suelo por unidad de longitud.

Para la sección T-1 se requiere un área igual a  $560 \text{ cm}^2$  para desarrollar un perímetro de 197 cm mientras que para las secciones circular y cuadrada generen aproximadamente el

mismo perímetro necesitan de un área de  $3318 \text{ cm}^2$  y  $2500 \text{ cm}^2$  respectivamente; la eficiencia de la sección T-1 es de casi 6 veces más que la circular y casi 4.5 veces más que la cuadrada.

De igual manera se obtienen las eficiencias de las secciones T-2 y T-3, que resultan ser de 4 y 3.5 veces con la relación a sus equivalentes circulares de 45 y 35cm de diámetro, mientras que las eficiencias obtenidas con relación a sus equivalencias cuadradas fueron de 3 y 2.5 veces respectivamente.

3. Secciones diferentes en función de las capacidades de carga.

El colchón de deformación juega un papel muy importante en la longitud de los pilotes de fricción, ya que dependerá de la posición de la capa resistente, dando como resultado pilotes de diferentes longitudes.

"CIESA" ha estudiado en diferentes partes de la ciudad las profundidades de las capas resistentes, por lo que recomienda usar pilotes T-1 cuando la capa resistente este a poca

profundidad, el pilote T-2 será usado cuando la capa resistente sea medianamente profunda y el pilote T-3 cuando la capa resistente sea muy profunda.

#### 4. Rápida Ejecución.

Los pilotes TENSA son elaborados en planta con una rigurosa supervisión técnica que acoplada a los últimos adelantos en materia de concreto presforzado permite elaborar rápida y económicamente toda la demanda existente de este producto en la industria de la construcción.

#### 1.3.4 STAG, CIMENTACIONES S.A.

Esta compañía cuenta con una gran experiencia para elaborar pilotes y pilas de cimentación, desde 30 hasta más de 200 cms de diámetro y con profundidades hasta de 42m; también cuenta con un amplio equipo de perforación, hincado y ademes, para la construcción de estos elementos.

##### PILAS COLADAS "IN-SITU".

STAG Cimentaciones, ha usado este tipo de cimentaciones en las obras, ya que tienen la ventaja de diseñarse y construirse para grandes cargas.

Su proceso constructivo que utiliza dicha compañía es el siguiente:

1. Perforar los fustes a la profundidad que especifique el proyecto.
2. Si se requiere de campana, deberá ser excavada para formar una base de sustentación del tamaño indicada en el proyecto.
3. Donde se presente inestabilidad en la perforación, se utiliza lodo bentonítico o un ademe metálico.
4. Una vez terminada la perforación se inspeccionarán los fustes, esto es con el fin de verificar las especificaciones y tolerancias del proyecto.
5. Aprobados los fustes perforados, se procede a colocar el armado de refuerzo.
6. Se coloca el concreto a través del método tremie, para impedir que el concreto golpee las paredes de la perforación o el acero de refuerzo y provoque la disgregación de los agregados.
7. Una vez colada la pila, se extrae el ademe mediante tirones verticales que realiza la grúa.

## CAPITULO II

### ESTUDIO GEOTECNICO

Este capítulo presenta una breve exposición sobre la zonificación, la estratigrafía típica y el hundimiento regional de la ciudad de México. También se da a conocer :

- Los objetivos que debe cumplir todo programa de exploración geotécnica.
- Los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo en construcciones ligeras, medianas y pesadas propuestas por el Reglamento de Construcción para el D.F.
- Las etapas a desarrollarse en un programa de exploración, así como sus respectivos instrumentos y técnicas de muestreo.
- El procedimiento de cada una de las pruebas de laboratorio para determinar las propiedades índice y mecánicas del suelo.

Finalmente se mencionan las técnicas de exploración, las pruebas de laboratorio y la estratigrafía detallada del sondeo que se efectuó para el proyecto de la Torre "C" del Centro Urbano Galerías.

## 2.1 INFORMACION GEOTECNICA.

### 2.1.1 ZONIFICACION DEL VALLE DE MEXICO.

De acuerdo a los diversos estudios del subsuelo del Valle de México que se han realizado hasta hoy, ha permitido zonificar a la ciudad en tres grandes zonas basandose en dos aspectos considerables que son las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca como son las zonas: Lacustres, aluviales y volcánicas; con base a lo anterior y con los alineamientos proporcionados por Marsal y Mazari se llegó a establecer una zonificación, la cual se considera como la actual, (fig 20).

Para poder desarrollar las etapas iniciales de un estudio geotécnico como son :

- Analizar de manera preliminar las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante su proceso de construcción, para poder identificar las alternativas de solución factibles a estudiar durante el diseño definitivo.
- Planear una campaña de exploración.
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo.

se deberá de conocer de antemano la zonificación y complementarla con la información estratigráfica típica de la zona.

#### ZONA DEL LAGO.

A la zona del lago se le conoce con éste nombre, porque antiguamente corresponde al área donde se localizaba el Lago de Texcoco. Esta zona se caracteriza por tener una estratigrafía típica, donde se identifican estratos como: depósitos areno-arcilloso ó limosos ó bien rellenos artificiales de hasta 10m de espesor; arcillas de origen volcánico altamente compresible con intercalaciones de arena en pequeñas capas, arcillo-arenoso ó limo-arcilloso muy compacto de unos 3m de espesor que suelen localizarse a una profundidad variada, en la zona del lago virgen se encuentra a una profundidad del orden de 50m, en la zona del lago centro II su profundidad comprende entre los 30 y 36m y en la zona del lago centro I se considera aprox. a 34m; nuevamente arcillas volcánicas de características semejantes que las anteriores aunque de estructuración más cerrada, con un espesor que oscila entre los 4 y 14 m y arcilla arenosa ó arena con grava y limo.

Proceso de Formación de los Suelos. Los suelos arcillosos blandos se formaron por el proceso de depositación y de cambios fisicoquímica de los materiales eólicos, aluviales y de las cenizas volcánicas en el medio lacustre, donde existían diversas colonias de microorganismos y vegetación acuática; durante los periodos de intensa sequía el proceso sufrió cambios por deshidratación solar, generando la formación de costras endurecidas. Otros cambios fueron provocados por violentas actividades volcánicas, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas ó pumíticas; eventualmente en los periodos de sequía ocurrió también erupciones volcánicas, formando costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

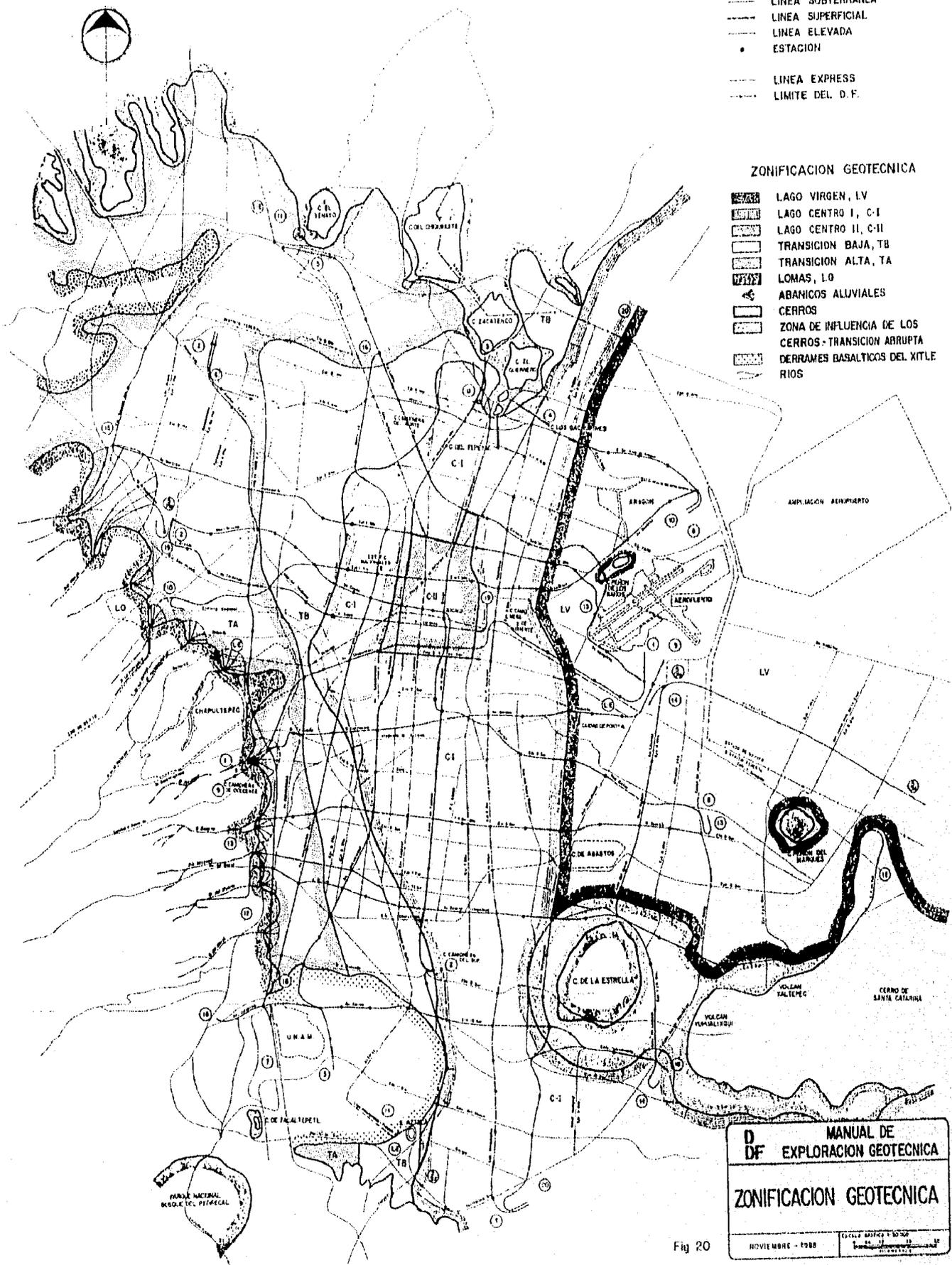
Todo este proceso dió lugar a un ordenamiento de estratos de arcilla blanda intercalados por lentes duros de limos y arcillas arenosa, por las costras secas y por arenas basálticas ó pumíticas producto de las erupciones volcánicas. Los espesores de las costras duras, presentan cambios graduales debido a la topografía del fondo del lago; alcanzando su mayor espesor hacia las orillas del vaso y disminuyendo o casi desapareciendo al centro del mismo.

**SIMBOLOGIA**  
**INSTALACIONES DEL METRO**

- LINEA SUBTERRANEA
- - - LINEA SUPERFICIAL
- · - LINEA ELEVADA
- ESTACION
- LINEA EXPRESS
- · - LIMITE DEL D. F.

**ZONIFICACION GEOTECNICA**

- LAGO VIRGEN, LV
- LAGO CENTRO I, C-I
- LAGO CENTRO II, C-II
- TRANSICION BAJA, TB
- TRANSICION ALTA, TA
- LOMAS, LO
- ABANICOS ALUVIALES
- CERROS
- ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS - TRANSICION ABRUPTA
- DERRAMES BASALTICOS DEL XITLE RIOS



**D**  
**DF** **MANUAL DE**  
**EXPLORACION GEOTECNICA**

**ZONIFICACION GEOTECNICA**

NOVIEMBRE - 1988

Fig 20

Estratigrafía Típica. Esta zona se caracteriza por presentar una estratigrafía típica donde se identifican estratos como :

1) Costra Superficial. Es un estrato que se compone de tres capas, constituidos tanto de material natural como de relleno artificial heterogéneo, y son :

- Relleno artificial. Esta constituido por restos de construcciones y de relleno arqueológico, presentando un espesor del orden de 1 a 7m aprox.

- Suelo blando. Se describe como depósito aluviales blandos intercalados con lentes de material cólico.

- Costra seca. Se forma a consecuencia del abatimiento del nivel del lago, provocando que algunas zonas del fondo queden expuestas a los rayos solares.

2) Formación arcillosa superior. Este estrato esta constituido de cuatro capas intercalados con lentes duros, se identifica por ser una serie arcillosa lacustre superior que tiene un espesor variado entre los 25 y 50m aprox., presentando la característica de una consolidación inducida debido a las sobrecargas superficiales y el bombeo profundo.

Las características de las capas que integran esta serie arcillosa son :

- Arcilla preconsolidada superficial. Es la primera capa que integra dicha serie, presenta un proceso de consolidación un poco acelerada debido a las sobrecargas y rellenos que se van depositando sobre éstos, pasando de suelos normalmente consolidados a suelos preconsolidados; osea, dándose la consolidación antes de lo debido.

- Arcilla normalmente consolidada. Se encuentra localizada por debajo de las arcillas preconsolidadas superficiales y por arriba de las arcillas preconsolidadas profundas. Esta capa se identifica como normalmente consolidada, porque a sufrido el proceso de consolidación a partir de su condición inicial y no tan directamente de las sobrecargas actuantes que se generan en la superficie.

- Arcilla preconsolidada profunda. Es una capa que se caracteriza por presentar un proceso de consolidación acelerada, osea más significativa que en las arcillas superficiales, dicha consolidación se generó a partir del bombeo de agua subterránea para el abastecimiento de agua potable a la ciudad.

- Lentes duros. Como se comentó, las arcillas lacustres superiores estan interrumpidas por un estrato de lentes duros, que se generaron por el secado solar en períodos de sequía ó por arenas ó vidrio producto de las actividades volcánicas.

3) Capa dura. Esta capa es una formación heterogénea, conformada de material limo arenoso con lentes de arcilla y ocasionalmente gravas, presenta una cementación variada al igual que su espesor, ya que casi es imperceptible al centro del lago y en sus orillas alcanza aprox. unos 5m.

4) Arcilla lacustre inferior. Es un estrato que se asemeja al estrato de arcilla lacustre superior, debido a que presenta un arreglo de materiales similares, como son arcillas separadas por lentes duros, su espesor es de unos 15m en el centro del lago y prácticamente desaparece en las orillas.

5) Depósitos profundos. Este estrato esta conformado de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras; su espesor varia del orden de 1 a 5m aprox. en la parte

superior que esta más endurecida y bajo ésta se encuentran estratos menos cementados y arcillas preconsolidadas.

Dentro de la zona del lago se identifican tres subzonas que son: Lago Virgen, Centro I y Centro II, las cuales varían principalmente atendiendo la importancia relativa de dos factores:

- 1- El espesor y propiedades de la costra superficial.
- 2- La consolidación inducida en cada sitio.

La subzona del Lago Virgen corresponde al sector oriente del lago, cuyas propiedades mecánicas no han sido totalmente alteradas; es decir, que éstas prácticamente se han mantenido desde su formación; sin embargo, el actual desarrollo de esta zona, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

La estratigrafía y propiedades típicas de esta subzona son:

Estrato *	Espesor ( m )	Peso volumétrico $\gamma = \text{ton} / \text{m}^3$	Cohesión $c = \text{ton} / \text{m}^2$	Angulo de fricción interna $\phi = (^\circ)$
Costra Superficial	1 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa sup.	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	---
Capa dura **	1 a 2	---	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inf.	15 a 30	1.25	3 a 4	---

\* En orden de aparición a partir de la superficie.

\*\* La información disponible es muy limitada; los parámetros corresponden a pruebas triaxiales CU.

La subzona del Lago Centro I corresponde al sector que se desarrolló a principios de este siglo, ya que anteriormente por la antigua traza de la ciudad este sector no estaba poblado y por lo tanto solo ha estado sujeto a sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; sus propiedades mecánicas del subsuelo de esta subzona representan una condición intermedia entre las otras dos subzonas.

Esta subzona se caracteriza por tener una estratigrafía donde se identifican las siguientes estratos con sus respectivos parámetros mecánicos:

Estrato	Espesor ( m )	Peso volumétrico $\gamma = \text{ton} / \text{m}^3$	Cohesión $c = \text{ton} / \text{m}^2$	Angulo de fricción interna $\phi = (^\circ)$
Costra superficial	1 a 6	1.6	4.0	25
Serie arcillosa sup.	20 a 30	1.2	1 a 2	---
Capa Dura *	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inf.	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	---

\* La información disponible es muy limitada; los parámetros corresponden a pruebas triaxiales CU.

La subzona del Lago Centro II corresponde al sector que desde la antigua traza de la ciudad ha estado poblada y por lo tanto las cargas aplicadas en la superficie han sido muy variadas: de acuerdo a esta situación se ha venido provocando el encuentro de varias condiciones extremas en la zona como son: 1.- Arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas por construcciones aztecas y coloniales, 2.- Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largo periodos de tiempo y 3.- Arcillas muy blandas en los cruceros de antiguos canales. Así mismo se a reflejado el aumento de la resistencia en las capas de arcilla por efecto de la consolidación inducida, provocada por el intenso bombeo del agua subterránea para el abastecimiento de agua a la ciudad.

La estratigrafía típica de esta subzona es :

Estrato	Espesor ( m )	Peso volumétrico $\gamma$ - ton / m <sup>3</sup>	Cohesión $c$ ton / m <sup>2</sup>	Angulo de fricción interna $\phi$ ( ° )
Costra superficial	6 a 10	1.7	4.0	25
Serie arcillosa sup.	20 a 25	1.3	3.0	---
Capa dura *	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inf.	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	---

\* La información disponible es muy limitada; los parámetros corresponden a pruebas triaxiales CU.

#### ZONA DE TRANSICIÓN.

Se localiza al norte y poniente de la ciudad, entre la zona del lago y la zona de lomas, los depósitos que conforman esta zona vienen a formar una franja que separa los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle y de las formaciones volcánicas que sobresalen en la zona del lago; es decir, que entre las arcillas lacustres se fueron intercalando capas de suelos limosos, arenas fluviales y en ciertos casos depósitos de grava debido a la desembocadura de arroyos y ríos. Estos materiales de origen aluvial fueron clasificados de acuerdo al volumen de clásticos arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia con que se presentan dichos depósitos, por las condiciones anteriores se formaron dos tipos de transición que son: la interestratificada y la abrupta.

La interestratificación se presenta en las formaciones que se originaron al pie de barrancas donde se acumularon los acarros fluviales que descendieron de las lomas a la planicie, formandose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río.

Dentro de la interestratificación se identifican dos subzonas: la de transición alta y la de transición baja, la cual se dividió en función de la cercanía que se tiene con la zona de lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos.

Transición Alta. Es la subzona que se encuentra más próxima a la zona de lomas, presenta una estratigrafía con irregularidades debido al producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía que hay con

las antiguas barrancas. Bajo estos estratos se presentan formaciones arcillosas que sobreyacen a los depósitos propios de las Lomas.

Las características encontradas en la estratigrafía de esta zona son :

Estrato	Espesor ( m )	Peso volumétrico $\gamma = \text{ton} / \text{m}^3$	Cohesión $c = \text{ton} / \text{m}^2$	Angulo de fricción interna $\phi = ( ^\circ )$
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suclos Blandos	4 a 6	1.3	5	0

**Transición Baja.** Es la subzona vecina a la zona del Lago. Su estratigrafía es un poco compleja debido a la intercalación que existe entre la serie arcillosa superior y los estratos limoarenosos de origen aluvial y la variación que puede presentarse en los espesores y propiedades de los materiales en cortas distancias durante la exploración de un sitio en estudio.

Las características estratigráficas de la parte superior son parecidas a la subzona del lago Centro I ó Centro II, tomando en cuenta :

- La costra superficial esta formada principalmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme.
- A partir de una profundidad máxima de 20 m, los materiales compresibles desaparecen.
- Existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos.
- Se presentan mantos colgados.

La transición de tipo abrupta se localiza cerca a los cerros, identificandose como el contacto que existe entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de éste; es decir, las arcillas lacustres se encuentran en contacto con la roca y prácticamente los depósitos aluviales al pie de los cerros son nulos.

Este tipo de transición se presenta en el Peñon de los Baños, el Peñon del Marqués, el Cerro de la Estrella, el Cerro del Tepeyac, el Cerro del Chiquihuite, entre otros; la estratigrafía típica en esta zona se integra por la serie arcillosa lacustre que a su vez se encuentra interrumpida por numerosos lentes duros producto de la acumulación de materiales erosionados.

#### ZONA DE LOMAS.

Esta zona esta formada por las cerranías que limitan a la cuenca al norte y al poniente, se caracteriza por ser un terreno compacto constituido por arenas limosas, gravas y basaltos producto de las erupciones volcánicas.

La litología que se identifica en esta zona es :

- Rellenos. Eventualmente se han encontrado rellenos mal compactados cerca de las barrancas, ya que se han utilizado para la nivelación de terrenos de uso urbano y para cerrar accesos y galerías de minas antiguas.

- Tobas. Son formaciones que al estar constituidas por ciertos materiales y ante la presencia del agua se pueden desarrollar mecanismos de falla. Las tobas estables están compuestas por arena y grava en variadas proporciones, cementados por una matriz de suelo fino que le proporciona una gran capacidad de carga, principalmente estas formaciones se localizan en la zona alta de las lomas de Chapultepec y al norte de la zona poniente. Las tobas inestables están constituidas por arcillas de mediana a alta plasticidad, cementadas pobremente, con muy baja resistencia al intemperismo; es decir, son fácilmente degradables y erosionables, así mismo presentan problemas de compresibilidad por saturación y se encuentran principalmente al sur de la zona poniente de las lomas.

- Arenas pumíticas. Es un material producto de la actividad volcánica que se depositó como lluvia en estratos de gran uniformidad y se intercaló entre éstos, generando capas de mucha mayor resistencia con espesores que varían de 1 a 3 m.

- Suelos de origen cólico y fluvial. Son depósitos de arena suelta producto del intemperismo ocasionado por el agua y el viento, con un espesor del orden de 4 m, presentan una compactación y cementación muy irregular. Se localizan principalmente al pie de la Sierra de Guadalupe.

- Basaltos. Son los predregales generados por el Xitle, formados por coladas de lava basáltica que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escorias, las cuales fluyeron hasta cubrir las lomas al pie del volcán Ajusco avanzando hacia la planicie lacustre entre Tlalpan y San Ángel.

#### 2.1.2 HUNDIMIENTOS REGIONALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

Uno de los grandes problemas que se registran en la ciudad de México es el hundimiento regional, generando principalmente por la excesiva extracción del agua subterránea para satisfacer la demanda de agua potable en la población; este fenómeno ha provocado la consolidación acelerada de los mantos arcillosos en la zona de los antiguos lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco, los cuales conforman la zona lacustre de la ciudad; la zona del lago de Texcoco es la que cuenta hoy en día con la información de su comportamiento a través de los años, ya que gracias a las aportaciones que proporcionan obras de gran longitud, como son la construcción de túneles para agua potable, drenajes, etc; requieren conocer el asentamiento diferencial regional para efectuar su diseño hidráulico, estructural y funcional. La SAGAR a través del CAVM y DDF con la DGCORH, llevo a cabo un análisis donde se estudiaron 38 sitios de interés, los cuales ayudaron a calcular a partir de varias nivelaciones los hundimientos y su velocidad. Los resultados que arrojó el análisis se representaron gráficamente en función del tiempo, por lo que se pudo detectar cinco zonas dentro de la mancha urbana de la ciudad de México, debido a las velocidades de hundimiento calculadas (fig. 21). En la gráfica de velocidad de hundimiento a través de los años, se aprecian los siguientes resultados de interés: en la zona I y II se observa que la velocidad de hundimiento es muy alta, ya que se han incrementado las cargas en la superficie debido a recientes construcciones, estos hundimientos se han valorado entre los 27.5 y 23 cm / año respectivamente; para la zona III y IV se presentan velocidades de hundimiento de 12.5 y 10.5 cm / año respectivamente; mientras que para la zona V su velocidad de hundimiento es de 6.5 cm / año, sin embargo en la década de los sesentas disminuyó hasta los 2 cm / año. Aunque en las zonas III, IV y principalmente en la V se ha presentado una tendencia a

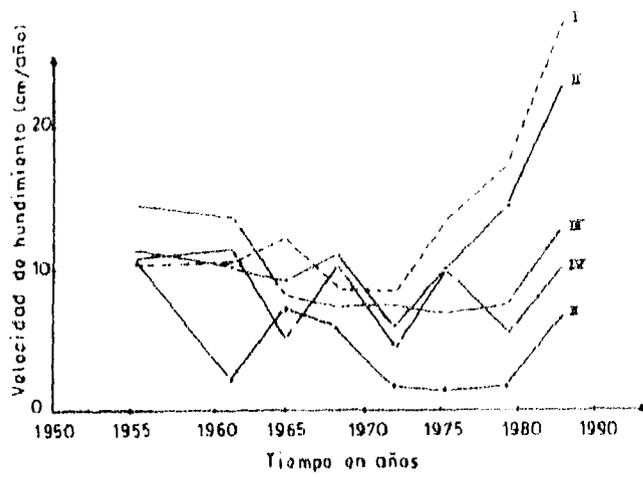


FIG. 21 Velocidad de hundimiento-Tiempo

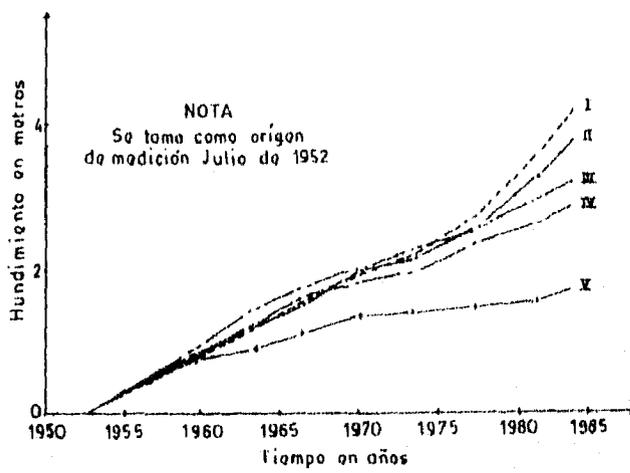


FIG. 22 Hundimiento-Tiempo

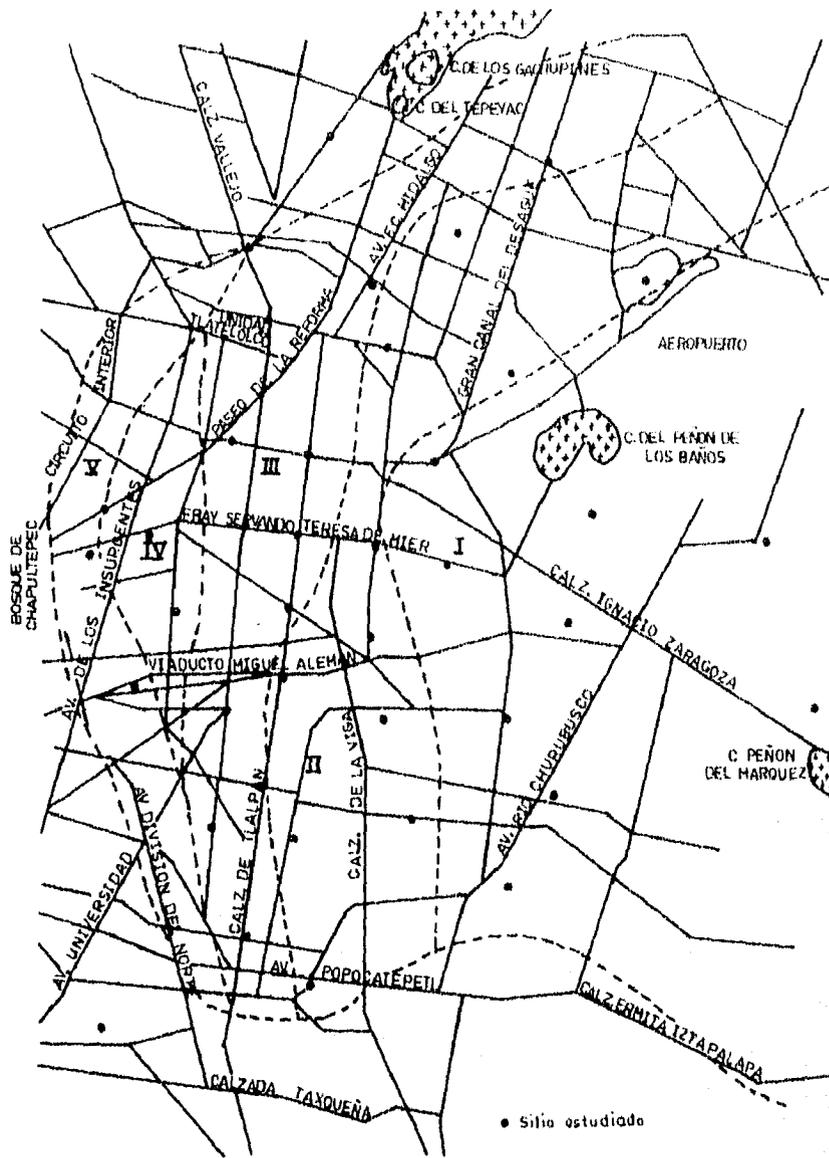


FIG. 23 Zonificación de la formación del lago de acuerdo a la velocidad de hundimiento regional

disminuir ó a controlar la velocidad de hundimiento; en la década pasada nuevamente se incremento dicho fenómeno.

En la gráfica de la figura 22 se representa el hundimiento con respecto al tiempo, donde se aprecia el continuo incremento del hundimiento en toda la ciudad y que sólo en la zona V (al poniente) se tuvo durante casi 20 años un adecuado control del fenómeno, sin embargo en la última década la zona I y II (al oriente) se ha incrementado al máximo.

En base a estos estudios, se ha realizado un diseño de zonificación para la formación del lago de acuerdo a la velocidad de hundimiento regional (fig. 23).

## 2.2 TRABAJOS DE CAMPO.

### 2.2.1 EXPLORACION DEL SUBSUELO.

Para llevar acabo una exploración en un sitio determinado, se tendra que planear un programa de exploración geotécnico, este deberá proporcionar información lo suficientemente confiable sobre las condiciones estratigráficas del lugar, las condiciones de presión del agua del subsuelo y las propiedades mecánicas de los suelos, para desarrollar de una manera eficiente el diseño geotécnico de la cimentación y seleccionar el proceso constructivo más adecuado para su ejecución.

Para que un programa de exploración sea satisfactorio, se debe de tomar en consideración tres aspectos fundamentales, que son :

- Tener en cuenta el objetivo por el cual se realiza un programa de exploración.
- Tener buenos conocimientos tanto teóricos como prácticos para desarrollar los métodos y procedimientos de sondeo, muestreo y pruebas del suelo.
- Tener en cuenta la relación de costo que hay entre la exploración y la construcción de la cimentación.

En base a las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y la construcción de cimentaciones, las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplir con el Art. 220 del RCDF serán las que se indican en la tabla, para su aplicación se tomará en cuenta los siguientes aspectos :

a) Se considera peso unitario medio como la suma de la carga muerta y la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura.

b) El número mínimo de exploraciones a realizar ( pozos a cielo abierto ó sondeos según lo especifica la tabla), será de uno por cada 80m ó fracción del perímetro ó envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II y de una por cada 120 m ó fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicas o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además penetrar el estrato incompresible y en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes ó pilas en dicho estrato. Existen otros criterios para conocer la profundidad mínima del sondeo como son :

- Hasta donde el esfuerzo vertical sea el 10% de la carga aplicada en la superficie, (Teoría de distribución de esfuerzos).

- Máximo 2 veces el ancho de la cimentación.

e) El procedimiento para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directas, es decir, basadas en observaciones y mediciones en las cavidades ó en los sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación :

- Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia ó capacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

- Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en la zona II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinadas previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas ó bien con los de resistencia de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.

- Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico ó eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.

- Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

- Sondeos de percusión ó con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

## REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO.

### A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE Poca EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SOMERAS.

$W < 5 \text{ ton/m}^2$  ,  $P < 80\text{m}$  en zonas I y II ó  $P < 120\text{m}$  en zona III ,  $DF < 2.5\text{m}$

#### ZONA I

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y oquedades.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de  $8 \text{ t/m}^2$  , el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

#### ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índices de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerar en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de  $5 \text{ t/m}^2$  bajo zapatas, o de  $2 \text{ t/m}^2$  bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

#### ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de  $4 \text{ t/m}^2$  bajo zapatas o  $1.5 \text{ t/m}^2$  bajo cimentaciones a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

**B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS.**

$W > 5 \text{ ton/m}^2$ ,  $P > 80 \text{ m}$  en zonas I y II ó  $P > 120 \text{ m}$  en zona III,  $Df > 2.5 \text{ m}$

**ZONA I**

- 1) Detección, por procedimientos directos eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos; galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta de la subestructura pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

**ZONA II**

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos deberán permitir obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

**ZONA III**

- 1) Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos deberán permitir obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

Notas :  $w$  = peso unitario medio de la estructura,  $P$  = perímetro de la construcción  
 $Df$  = profundidad de desplante

### 2.2.2 ETAPAS DE LA EXPLORACION.

El programa de exploración geotécnica está integrado de dos etapas, la primera conocida como exploración preliminar y la segunda como exploración de sondeo definitivo; ambos se realizan con el fin de recopilar toda la información geotécnica necesaria para llegar a determinar el diseño de la cimentación más óptima, así como conocer la problemática que puede presentarse durante su construcción.

#### EXPLORACION PRELIMINAR.

Esta etapa tiene como objetivo conjuntar la información preliminar que exista del sitio donde pretendemos realizar nuestra construcción para efectuar su anteproyecto, esta información la podemos obtener por medio de :

- Publicaciones que se elaboren por instituciones mexicanas referentes a reuniones nacionales de mecánica de suelos que se llevan acabo en diferentes sedes de nuestro país.
- Cartas geológicas, topográficas, de uso del suelo, así como fotografías aéreas; que nos ayuden a identificar de una manera preliminar las características geológicas del sitio, tales como fallas y fracturas y los fenómenos geodinámicos relacionados con zonas de taludes inestables y zonas erosionables, en cuanto a los suelos, se podrá identificar algunas características probables de los suelos superficiales e inferir las del subsuelo.
- Recorrido de campo, se lleva acabo para hacer un reconocimiento terrestre con el fin de identificar y clasificar los suelos, así como observar el tipo de estructura que se encuentran en la zona e investigar su comportamiento.

Este reconocimiento se puede realizar superficialmente ó bajo técnicas de exploración poco profundas como son :

##### a) Exploración Geofísica.

Son métodos de exploración realizados en la superficie del terreno, con el propósito de deducir el tipo de suelo, la estratigrafía, la posición del nivel freático así como localizar posibles fallas, sistemas de fracturamiento ó posibles cavidades. Permite explorar grandes extensiones en forma rápida y económica; los métodos geofísicos empleados en la construcción son: el eléctrico y el sísmico, que se basan en la medición de la variación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas o de la resistividad eléctrica de los suelos.

##### b) Exploración preliminar con técnicas poco profundas.

###### - POZO A CIELO ABIERTO.

El pozo a cielo abierto nos permite inspeccionar de una manera directa y detallada la estratigrafía, detecta la presencia del nivel freático, así como posibles agrietamientos y obtener muestras alteradas representativas del perfil del pozo.

Su procedimiento consiste en excavar un pozo de sección cuadrada con ayuda de herramienta manual, sus dimensiones son de 1.5 a 2m de lado y una profundidad máxima de 3 m ; desgraciadamente el pozo no puede llevarse a mayores profundidades debido a la presencia del nivel freático y a la inestabilidad que pueda presentar las paredes, si el pozo se desea profundizar más será necesario abatir el nivel freático con ayuda de una bomba eléctrica y estabilizar las paredes con un adernado de madera ó metálico.

#### - POSTEADORA O BARRENOS HELICOIDALES.

Estas herramientas se utilizan para obtener muestras alteradas que nos ayuden a conocer la estratigrafía y algunas propiedades índice de los suelos. La profundidad máxima que se alcanza con dichas herramientas es de 10m aprox.

Su procedimiento es introducir la herramienta en el terreno por medio de un movimiento de rotación, una vez llena de material, se saca y se deposita sobre una superficie limpia (lámina ó lona). Esta operación se repite hasta llegar a la profundidad requerida, conforme avanza la herramienta será necesario añadirle en su extremo superior un tramo roscable de tubería de perforación.

#### - PRUEBAS DE PENETRACION.

Este tipo de exploración además de utilizarse en técnicas poco profundas, también se puede emplear a mayor profundidad con ayuda de un penetrómetro.

Los penetrómetros a utilizar son de dos tipos: el de cono y el de tubo de acero, estos se hincan a presión (estático) ó por impacto de una masa (dinámico); ambos nos permiten definir la estratigrafía del sitio, la compacidad relativa que varía con la profundidad, así como la resistencia al corte de las arenas (prueba drenada) y de las arcillas (prueba no drenada) que van oponiéndose durante el avance de la prueba.

Los penetrómetros presentan tres criterios de aplicación dentro del programa de exploración preliminar, que son :

- Define la estratigrafía del sitio, así como facilitar la selección del muestreador que se va a emplear.
- Disminuye el costo en cuanto a sondeos adicionales se realicen para cubrir una área mayor de exploración.
- Usar como única técnica de exploración para proyectos de bajo costo, cuando no se pueda probar sondeos de muestreo inalterado ó cuando la información recopilada es insuficiente.

#### PENETRACION ESTANDAR.

Es una prueba que se aplica tanto en suelos arenosos como arcillas de mediana a dura consistencia, es la más utilizada por tener numerosas correlaciones con las propiedades y comportamiento de los suelos, ya que proporciona resultados confiables. Esta prueba tiene como ventaja el de recuperar muestras de tipo alteradas, que nos ayuda a identificar y determinar algunas propiedades índice del suelo como son: contenido de humedad, límites de consistencia, peso volumétrico, densidad de sólidos; así como estimar la resistencia al corte mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

El penetrómetro estándar es un tubo de acero que se hinca a percusión, cuyas dimensiones establecidas se representan en la figura 24.

El tubo es de pared gruesa partido longitudinalmente, osea de media caña, que nos facilita la extracción de la muestra en forma más integral; tiene una zapata de acero endurecida que se deberá sustituir cuando esta pierda su filo y una cabeza que lo une al extremo inferior de la tubería de perforación, en la cabeza contiene una válvula que permite la salida de azolve para lograr una muestra más limpia durante el proceso de hincado y evitar que la muestra se salga del tubo durante su extracción. Se puede instalar en el muestreador

una trampa ó canastilla de paso para retener la muestra, principalmente cuando el suelo esta en estado suelto, (fig. 24 y 25).

El equipo auxiliar de hincado consta de los siguientes elementos :

1- Martinete golpeador de acero con un peso de 64 kg guiado por una barra de 6.35cm de diámetro aprox., (fig. 26).

2- Tubería de perforación de diámetro AW ó BW, que sirve para transmitir la energía al penetrómetro. Es recomendable usar tubería de diámetro mínimo como AW (4.44cm), para realizar sondeos menores de 15m de profundidad y tubería de mayor diámetro como BW (5.40cm) ó en algunos casos NW (6.67cm), para sondeos mayores de 15m de profundidad; esto es con el propósito de evitar flambco excesivo a todo lo largo de la columna de tubos, ver la siguiente tabla.

Barra	Diám ext. ( cm )	Diám int. ( cm )	Peso ( kg / m )	Recomendable en sondeos
AW*	4.44	3.09	6.53	Menores de 15 m
BW	5.40	4.45	6.22	Menores y mayores de 15 m

\* Paredes paralelas

3- Cabeza de gato, es un matacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída establecida con ayuda de un cable de manila de 3/4", dicho cable se puede sostener ya sea por un tripié ó una torre equipada con una polea.

4- Ademe metálico ó lodo bentonítico, son empleados para estabilizar las pareiciones excesivas durante el proceso de perforación, también son útiles para eliminar el paso del agua hacia el interior de la perforación, (ver fig. 27).

El procedimiento de operación consiste en hincar 45cm en el fondo de una perforación de 10 cm de diámetro el penetrómetro con ayuda del martinete golpeador que tiene un peso de 64 kg y una caída de  $75 \pm 1$ cm; durante este proceso se cuenta el número de golpes subsiguientes en cada uno de los 3 avances de 15 cm.

Para definir la resistencia de penetración, se tomará en cuenta el número de golpes de los 2 últimos avances, despreciando el primero ya que se considera alterado por causa de la perforación; si el penetrómetro no ha avanzado los 45cm que se requieren, la operación se suspende cuando se ha alcanzado 50 golpes y por extrapolación se deduce el número de golpes ( N ).

Una vez terminada la prueba y obtenida la muestra, se continúa avanzando con la perforación hasta llegar a la profundidad requerida para realizar una nueva prueba, el avance se realiza con ayuda de una broca adecuada a las condiciones de dureza que presente el estrato a perforar, cada vez que se efectúa un nuevo avance es recomendable limpiar el acceso de azolve en el fondo de la perforación para evitar incrementar el número de golpes durante la prueba de penetración.

En cada prueba de penetración se obtiene una muestra representativa de suelo que será extraída de una manera cuidadosa, ya que el movimiento de la columna de tubería puede provocar succiones en el fondo y dañar la muestra, por lo que se recomienda un movimiento uniforme y lento, así como tener un nivel del agua ó lodo constante; todo esto se cuida para

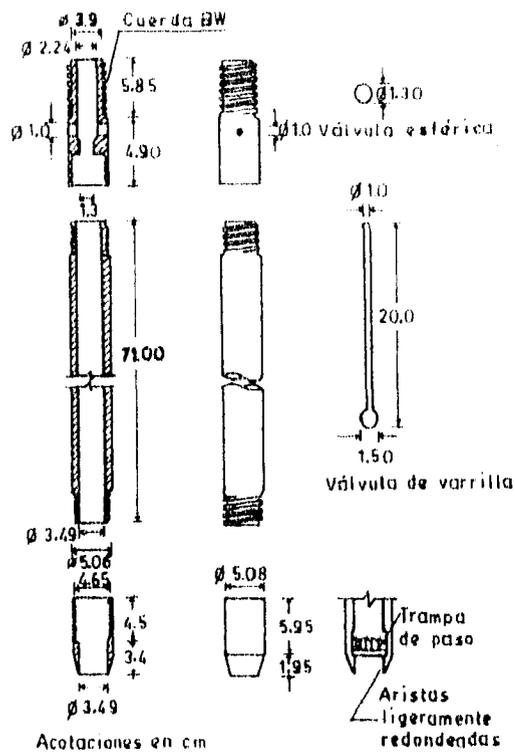


FIG. 24 Penetrómetro Estándar

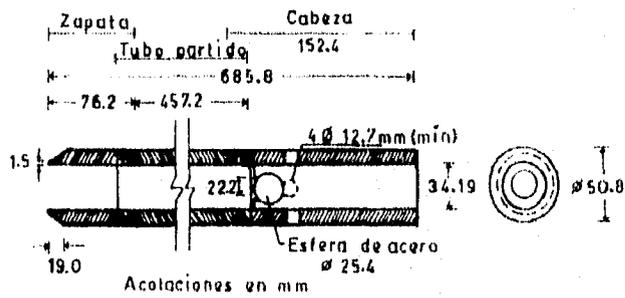


FIG. 25 Partes de un penetrómetro estándar

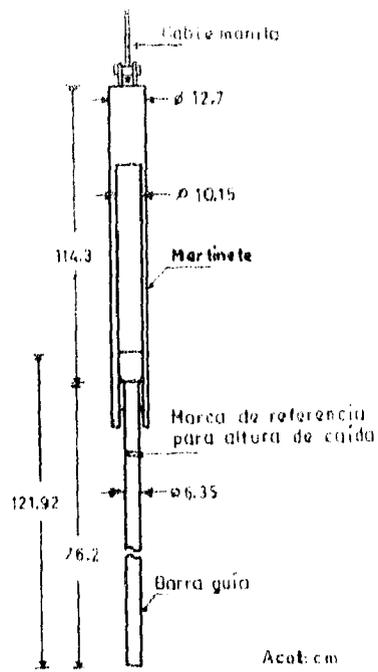


FIG. 26 Martinete

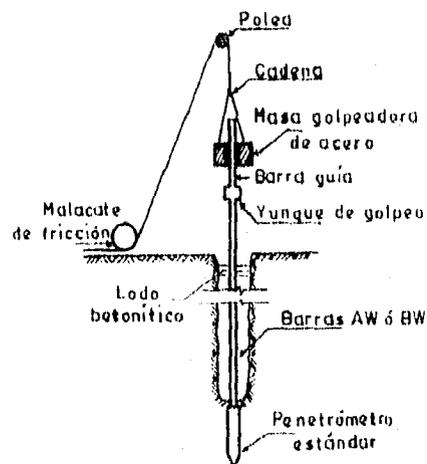


FIG. 27 Equipo auxiliar de hincado

evitar alteraciones en los resultados obtenidos durante la prueba. Una vez extraída la muestra se coloca en un frasco ó en bolsas herméticas para conservar constante su humedad, se le pone una etiqueta para identificarla, se lleva a un lugar fresco para protegerla de los rayos solares.

Toda la información de campo se deberá recopilar en un registro que incluirá :

- Fecha de la prueba.
- Máquina empleada.
- Nombre del operador y supervisor.
- Número de muestras.
- Clasificación tentativa de la muestra de campo.
- Número de golpes por cada 15 cm de avance.
- Profundidad de obtención de la muestra.
- Hora de extracción de la muestra.
- Notas durante la prueba como: empleo de fodo, pérdida del agua de perforación, pérdida de muestra indicando probable tipo de suelo, etc.

#### CORRELACIONES EMPIRICAS ESTABLECIDAS POR TERZAGHI Y PECK.

La importancia de realizar una prueba de penetración estándar radica en la utilización de las correlaciones empíricas, que permiten relacionar de una manera aproximada el número de golpes con ciertos parámetros mecánicos de los suelos.

- Correlación de número de golpes (N) en suelos cohesivos. Terzaghi y Peck establecieron una correlación empírica para los suelos cohesivos, con ayuda del número de golpes obtenidos de la prueba de penetración estándar se pueden conocer de una manera aproximada la consistencia del suelo, la resistencia a la compresión simple sin confinar ( $q_u$ ) y por consiguiente la deducción de la resistencia al corte ( $c = q_u / 2$ ), ver la siguiente tabla.

#### CORRELACIÓN ENTRE N, $q_u$ Y CONSISTENCIA RELATIVA DEL SUELO COHESIVO

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
$q_u$	< 0.25	0.25 - 0.50	0.50 - 1	1 - 2	2 - 4	> 4

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar.

$q_u$  = resistencia a la compresión simple, en kg / cm<sup>2</sup>

- Correlación de número de golpes (N) en suelos granulares. También establecieron una correlación empírica para suelos predominantemente friccionantes, al igual que el anterior se requiere del número de golpes para poder estimar la compacidad relativa para suelos friccionantes localizados tanto arriba como a una cierta posición del nivel freático; una vez conocida la compacidad relativa podemos deducir el valor del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) del suelo, ver la siguiente tabla.

CORRELACION ENTRE COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS Y  
NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION  
ESTANDAR.

Número de golpes	Compacidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> 50	Muy densa

**PENETRACION CONICA.**

Esta prueba de penetración consiste en hincar a presión el penetrómetro cónico en el suelo, para poder determinar los cambios de la resistencia a la penetración de punta y de fricción de acuerdo con la profundidad del sondeo; la interpretación de estos parámetros permiten deducir de una manera precisa las variaciones de las condiciones estratigráficas, así como obtener la resistencia al corte por medio de correlaciones empíricas.

Cuando se efectúa una exploración y se emplea un penetrómetro cónico, la técnica se mejora en cuanto a eficiencia y economía durante su desarrollo, el único aspecto que se debe de tomar en cuenta es verificar la información preliminar del subsuelo que se puede encontrar en la zona, ya que esto facilitará la elección y el empleo de uno de los tipos de penetrómetro cónico que se tiene.

Cuando se trata de un suelo conformado de arcilla, arena ó limo se empleará el penetrómetro de cono eléctrico ó el mecánico, recomendando el primero por tener mayor precisión que el segundo y para suelos compuesto de grava y arena se empleará el penetrómetro de cono simple.

**- Penetrómetro de Cono Eléctrico.**

El penetrómetro cónico de tipo eléctrico se hince a presión con ayuda de un sistema de carga hidráulica y se empuja por medio de una columna compuesta por una serie de barras de acero de 3.6cm de diámetro exterior, dentro de éste se encuentra el cable que lleva la señal a la superficie hasta llegar al aparato receptor, el cual transforma dicha señal en una impresión numérica o directamente a una gráfica, la velocidad de hincado se recomienda que sea de 1 a 2 cm/s  $\pm$  25% manteniendola constante para evitar que se acelere al cruzar una capa semidura ó dura (para las arcillas del centro de la Ciudad de México se recomienda una velocidad de 1cm/s).

Dentro del penetrómetro se tiene instalada una celda de carga de 2.54cm de diámetro y 9.85cm de longitud, esta consta de dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages), esto permite medir simultaneamente las fuerzas que se necesitan tanto para el hincado de la punta cónica como la funda cilíndrica de fricción; usualmente trabaja para una capacidad de carga de 2 ton con resolución de  $\pm$  1kg, pero

puede llegar a alcanzar una capacidad hasta de 5 ton con resolución de  $\pm 2$  kg cuando se trate de suelos duros. (fig. 28).

Este tipo de penetrómetro permite detectar con precisión los cambios estratigráficos utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta, así mismo se puede identificar los suelos de manera indirecta mediante correlaciones empíricas elaboradas por Sanglerat y Schmertmann, (fig. 29 y 30).

Parámetros de resistencia de los suelos.

1) Suelos cohesivos. La resistencia al corte de los suelos cohesivos en condiciones no drenadas, se puede determinar de una manera aproximada con ayuda de la siguiente ecuación:

$$C_{uu} = q_c / N_k \quad (1)$$

donde

$C_{uu}$  = Resistencia al corte no drenado.

$q_c$  = Resistencia de punta de cono.

$N_k$  = Coeficiente de correlación.

Tipo de suelo	$q_c$	PRUEBAS		Tórcometro		Penetrómetro de bolsillo
		Triaxial UU	Compresión simple	Lab.	Campo	
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c/14$	$q_c/20$	--	--	--
Arcillas blandas	$q_c > 5$	$q_c/13$	$q_c/16$	$q_c/12$	$q_c/14$	--
Limos arcillosos duros	$q_c > 10$	$q_c/24$	$q_c/54$	--	--	$q_c/29$

$q_c$  = resistencia de punta en kg / cm<sup>2</sup>

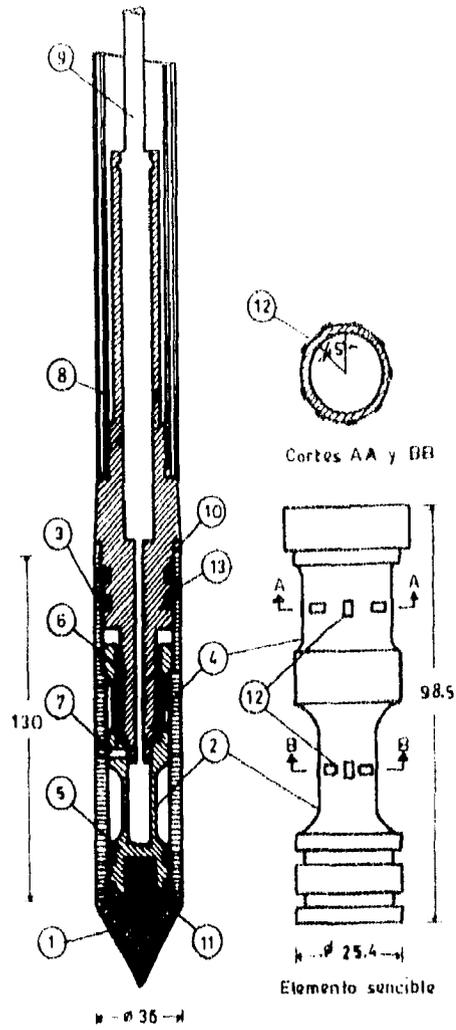
2) Suelos friccionantes. La correlación que existe entre la resistencia de punta y la compacidad relativa de las arenas finas se aprecia en la figura 31.

Para conocer el valor del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), se tiene una solución gráfica, la cual está en función de la resistencia de punta ( $q_c$ ) y el esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma_v'$ ), (fig. 32).

3) Suelos cohesivo-friccionante. Para este caso se toma en cuenta dos valores cercanos de la resistencia de punta correspondiente a un mismo estrato ( $q_{c1}$  y  $q_{c2}$ ), los cuales utilizaremos para calcular los parámetros de resistencia al corte:

$$\phi = \tan^{-1} [(q_{c2} - q_{c1}) / \gamma (z_2 - z_1) N_q] - 1 \quad (2)$$

$$c = [(q_{c1} + q_{c2}) - \gamma N_q (1 + \tan \phi) (z_1 + z_2)] / [2 N_c (1 + N_q / N_c)] \quad (3)$$



- ① Cono 60°;  $\varnothing 36$  mm,  $10.18 \text{ cm}^2$
- ② Celda de punta
- ③ Funda de fricción  $\varnothing 36$  mm,  $147.02 \text{ cm}^2$
- ④ Calda de fricción
- ⑤ Elemento suncible (bronce SAE-64)
- ⑥ Pieza de empuje
- ⑦ Perno de sujeción
- ⑧ Copie conector a la tubería EW
- ⑨ Cable conductor blindado de 8 hilos
- ⑩ Sello de silicona blanda
- ⑪ Rondana de bronce
- ⑫ Deformómetro eléctrico
- ⑬ Aro-sello

FIG. 20 Corte transversal del penetrómetro eléctrico

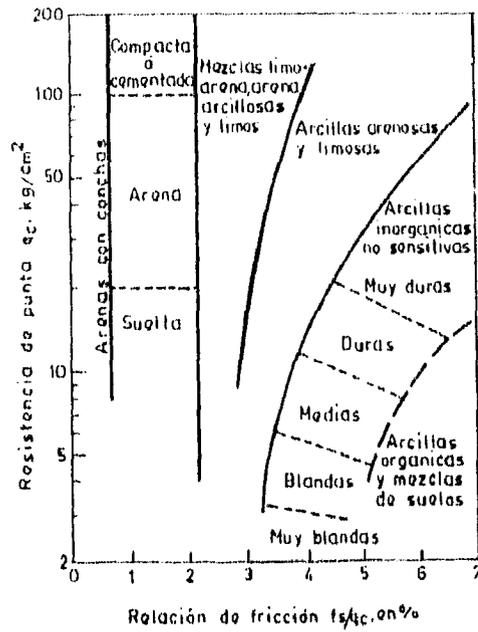


FIG. 29 Clasificación de suelos con penetrómetro estático

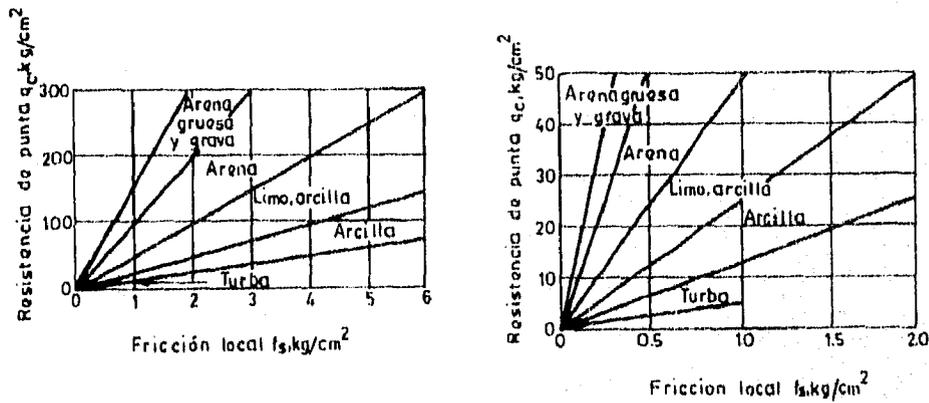


FIG. 30 Clasificación de suelos con penetrómetro estático

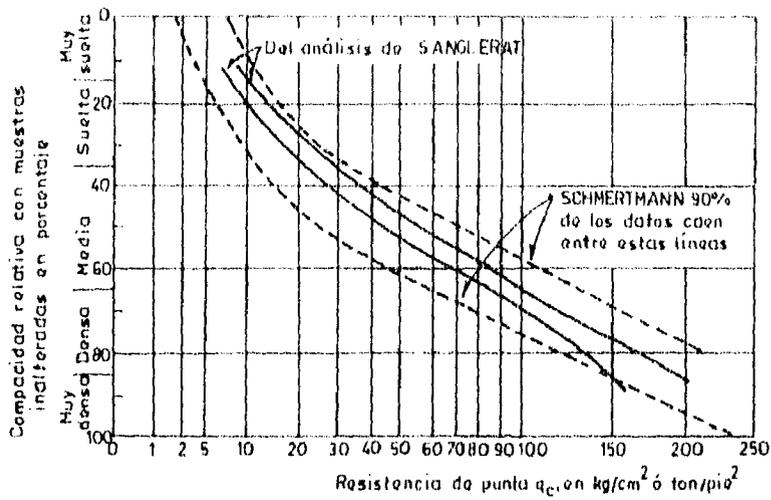


FIG. 31 Correlación entre la resistencia de punta y la compacidad relativa de arenas finas

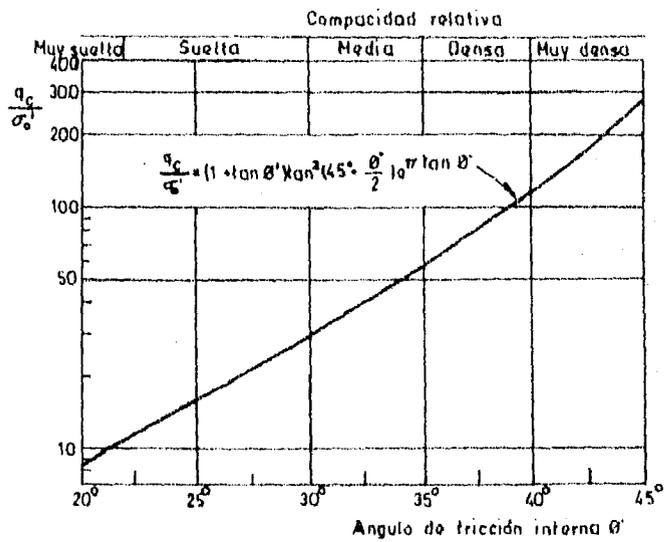


FIG. 32 Correlación de la resistencia de punta y el ángulo  $\theta'$  de arenas

donde

- $\phi$  y  $c$  - Parámetros de resistencia al corte.
- $qc_1$  y  $qc_2$  - Resistencia de punta ( $qc_2 - qc_1$ ) a las profundidades  $Z_1$  y  $Z_2$ .
- $N_c$  y  $N_q$  - Factores de capacidad de carga.

$$N_q = (qc_2 - qc_1) / \gamma (1 + \tan \phi) (Z_2 - Z_1) \dots \dots \dots (4)$$

Para conocer el valor de  $\phi$  se debe resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones implícitas (2 y 4); primeramente se supone un valor de  $\phi$ , se calcula  $N_q$  (ec. 4) y a continuación se calcula  $\phi$  (ec. 2), esta última cantidad se considera como valor inicial, finalmente se repite el cálculo que converga en dos ó tres iteraciones.

- Penetrómetro de Cono Mecánico.

El penetrómetro mecánico consta esencialmente de una punta cónica, una columna de barras exteriores y otra central ambas de acero.

La columna exterior esta formada por tramos de barra de 1m de longitud unidos mediante una cuerda roscable, con diámetro exterior de 3.6 cm e interior de 1.6cm, para la columna central también se forma por tramos de barra de 1m de longitud y 1.5cm de diámetro, estos se apoyan simplemente a tope y su función es transmitir la fuerza vertical descendente que desarrolla un mecanismo hidráulico para poder hincar la punta cónica.

A diferencia del penetrómetro eléctrico, el mecánico presenta dos tipos de punta: la Delft y la Begemann.

La punta Delft únicamente sirve para conocer la resistencia de punta, se compone de un cono de 3.6cm de diámetro el cual se monta en el extremo inferior de una funda deslizante de forma cónica y con una longitud de 9.9cm; el vástago es otro elemento que se une al cono por medio de una cuerda roscable, tiene como función transmitir la fuerza axial necesaria para hincar el cono y cuenta con un cople conector de protección, (fig. 33). El procedimiento de operación consiste en obtener cada 20cm una medición de la resistencia del suelo, para ello se requiere hincar el cono un máximo de 7cm con ayuda de las barras centrales, observando en los manómetros la presión desarrollada durante el hincado, para este primer paso el cono toma la posición extendida; en seguida se hince 20cm la columna exterior considerando que los primeros 7cm el cono toma la posición cerrada y en los 13cm restantes el cono, las barras centrales y las exteriores penetran juntas para completar un ciclo de medición.

La punta Begemann esta diseñada para medir la resistencia de punta y fricción; se compone de un cono de 3.57cm de diámetro el cual esta montado en una pieza cilíndrica deslizante de 11.1cm de longitud y 3.25cm de diámetro, a su vez esta soporta una funda de fricción también deslizante de 13.3cm de longitud y 3.6cm de diámetro, finalmente se enrosca el vástago en el cono y se protege con un cople conector, (fig. 34). El procedimiento consiste en determinar la fuerza de punta ( $Q_c$ ) para poder hincar con ayuda de las barras centrales el cono un incremento de 3.5cm, se continua empujando la columna de barras otros 3.5cm; concluido este movimiento el cono sigue penetrando y simultáneamente se va arrastrando la funda de fricción debido a que la ampliación del vástago hace contacto con ésta, para este primer paso el cono toma la posición extendida; con ayuda de los manómetros

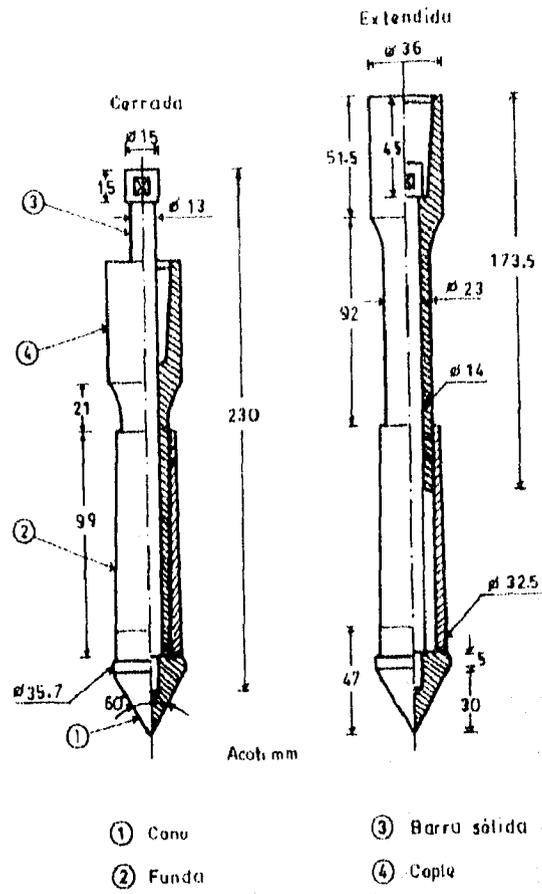


FIG. 33 Punta Delft

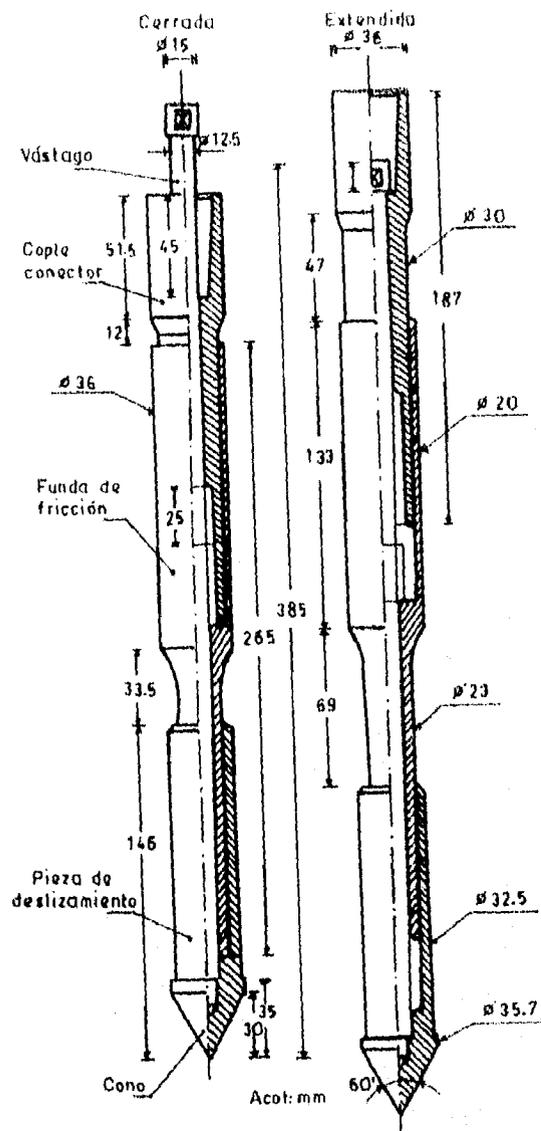


FIG. 34 Punta Begemann

se registra la presión que se desarrollo tanto para la fuerza de punta como para la de fricción ( $Q_c + F_s$ )

A continuación se hince la columna exterior 20cm, con ello el cono cierra su mecanismo los 7cm que se abrió y la punta llega hasta la siguiente posición para iniciar un nuevo ciclo de medición.

Para determinar la resistencia de punta y fricción ( $q_c, f_s$ ), se necesita conocer las presiones obtenidas de los manómetros y las áreas transversales tanto del cono como de la funda, para poder aplicar las siguientes expresiones :

$$q_c = Q_c / A_c \quad (5)$$

donde

$q_c$  = Resistencia de punta, ( kg / cm<sup>2</sup> ).

$Q_c$  = Fuerza necesaria para hincar el cono, ( kg ).

$A_c$  = Area transversal del cono = 10cm<sup>2</sup>

$$f_s = F_s / A_f \quad (6)$$

donde

$f_s$  = Resistencia a la fricción local, ( kg / cm<sup>2</sup> ).

$F_s$  = Fricción lateral local en la funda deslizable, ( kg ).

$F_s = R_l - Q_c$

$R_l$  = Fuerza necesaria para hincar el cono y la funda, ( kg ).

$A_f$  = Area lateral de la funda = 150.4 cm<sup>2</sup>

Por recomendaciones de la literatura técnica ( ref. 6 ), los factores de correlación para el cono mecánico se deberán obtener con ayuda de las pruebas de laboratorio convencional, ya que las correlaciones referentes al cono eléctrico no se pueden usar debido a que se afectan por las diferencias en la forma de ambos conos.

#### EXPLORACION DEFINITIVA.

Una vez conjuntada toda la información que integra toda la exploración preliminar, se formula el programa de exploración definitiva, que aportará información más exacta para desarrollar el diseño geotécnico de la cimentación.

El programa de exploración definitiva contará con técnicas más precisas para el muestreo inalterado del suelo, que servirán para la determinación de las propiedades mecánicas obtenidas mediante el programa de pruebas de laboratorio.

Las técnicas de muestreo inalterado más empleadas son :

- POZOS A CIELO ABIERTO.

Esta técnica de exploración es similar a la descrita en la exploración preliminar, pero la ventaja que presenta es la de extracción de muestras inalteradas.

Las muestras inalteradas generalmente se labran tanto en las paredes como en el piso del pozo, de una manera cuidadosa para conservar su estructura íntegra; para extraer la muestra se comienza con la limpieza del suelo alterado donde se pretende labrar, se marca la sección deseada y con ayuda de la espátula ó cincel (depende de la dureza del suelo) se comienza a labrar los lados de la muestra cúbica, para finalmente llegar a un espécimen de 25 x 25 cm aprox., cuando el suelo presenta una constitución muy blanda o se requiera proteger el espécimen labrado, se cubre con manta de cielo impermeable y se le impregna una mezcla de parafina y brea, posteriormente se le coloca en una caja para su protección y finalmente se corta la base del cubo protegiéndola con la misma manta y mezcla. En la parte superior de la muestra se le coloca una etiqueta para poderla identificar.

Durante todo el proceso de exploración se llevará a cabo un registro de campo recopilando la siguiente información :

- Localización y número de pozos de exploración.
- Número de muestras por pozo.
- Descripción y clasificación tentativa de la muestra.
- Profundidad de obtención de la muestra.
- Comentarios relacionados durante el procedimiento de excavación.

#### - TUBO DE PARED DELGADA.

Los tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubo Shelby), se utilizan para obtener muestras relativamente inalteradas en suelos finos, blandos a semiduros tanto arriba como abajo del nivel freático; las muestras extraídas se mandan al laboratorio para poder determinar sus características de resistencia y compresibilidad que se requerirán para el diseño geotécnico definitivo para la cimentación.

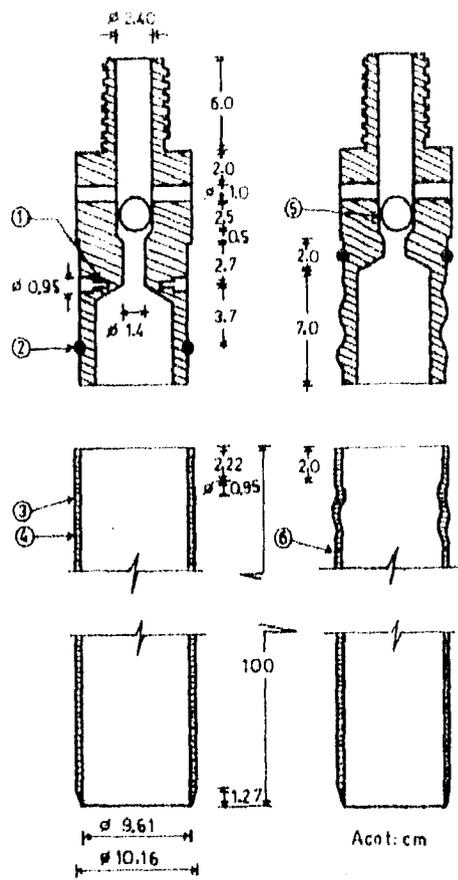
El muestreador está constituido de un tubo de acero ó latón usualmente de 7.5 a 10cm de diámetro exterior con espesor máximo de pared de 2mm y longitud de 75 a 100 cm. En la parte superior, el muestreador presenta una cabeza roscable donde se le incorpora la tubería de perforación, dicha tubería ayudará a hincar al muestreador aplicándole una cierta presión desde la superficie.

Hay dos tipos de muestreador de pared delgada, los cuales son :

- Muestreador de pared delgada con válvula esférica de pie.
- Muestreador de pared delgada con válvula deslizable.

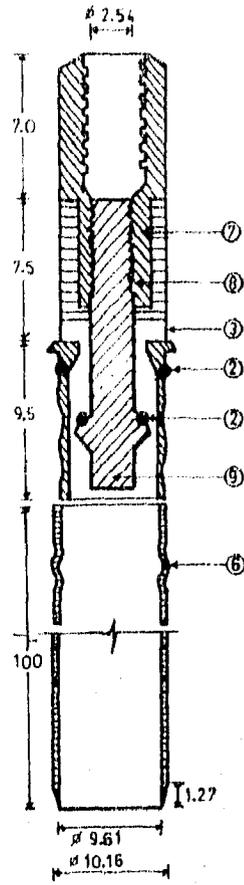
El primer muestreador presenta dos tipos de unión tubo-cabeza; uno de ellos se une mediante tres tornillos ó pernos opresores tipo Allen y otro por medio de una cuerda "repujada" semicircular tipo "rope". La cabeza de este muestreador presenta cuatro perforaciones laterales que ayudan a sacar el fluido de perforación y los azolves durante el proceso de hincado; también presenta una válvula esférica de pie, que es abierta durante el hincado para permitir el alivio de la presión del interior del tubo y posteriormente se cierra para evitar que la muestra se vea afectada por las presiones hidrodinámicas generadas por la extracción del muestreador, (fig. 35).

El segundo muestreador presenta una unión tubo-cabeza de tipo cuerda "repujada". La cabeza es de sección cuadrada y contiene una barra cuadrada donde se enrosca la válvula en su parte superior, en la parte inferior de la válvula se aprecia una sección más amplia donde van colocados los aros de sello, (fig. 36).



- ① Tres tornillos allen
- ② Arc sello de hule
- ③ Perforaciones
- ④ Tubo
- ⑤ Esfera metálica
- ⑥ Cuerda rapujada

FIG. 35 Muestreador de pared delgada con válvula esférica de pie



- ⑦ Sección cuadrada
- ⑧ Barra cuadrada
- ⑨ Barra circular
- ⑩ Cuerda rapujada

FIG. 36 Muestreador de pared delgada con válvula deslizable

Para llevar a cabo la extracción de la muestra se hace descender el muestreador. Durante el descenso la barra se desliza hacia arriba y por consiguiente la válvula se cierra, al hincar el muestreador en el punto adecuado la barra desciende y la válvula se abre para aliviar la presión del interior del tubo, durante el proceso de extracción de la muestra la barra sube y la válvula se cierra dando un sellado muy confiable para evitar que la presión hidrodinámica afecte a la muestra.

Para que un muestreador sea capaz de extraer muestras de buena calidad es necesario satisfacer las condiciones geométricas que están definidas por las relaciones de Hvorslev. Dichas relaciones son referidas a áreas y diámetros, las cuales deben cumplirse para tener un buen funcionamiento, así mismo se presentan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer los muestreadores (fig. 37 y 38).

Durante el proceso de extracción de la muestra, el muestreador se deberá hincar una longitud de 75 cm con velocidad constante entre los 15 y 30cm/s, dejando una longitud mínima de 15 cm sin muestra con el propósito de alojar los azolves que se encuentren dentro del pozo. Después del hincado se recomienda esperar unos minutos (tres minutos) para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes del muestreador; posteriormente se efectúa el corte de la base del espécimen girando el muestreador, una vez realizado lo anterior se saca el muestreador a la superficie, se cubre, se le coloca una etiqueta para identificarlo y se manda al laboratorio.

#### - TUBO DENTADO.

El tubo dentado es un muestreador que permite recuperar muestras de arcilla dura y limos compactos o cementados, con un mínimo de alteración y a bajo costo.

Este muestreador se compone de un tubo de acero usualmente de 10cm de diámetro y 100 cm de longitud, en su parte superior presenta una cabeza roscable que se conecta a la columna de barras de perforación con las que se hince y proporciona rotación desde la superficie; la unión tubo-cabeza puede ser de dos tipos: por medio de tornillos allen ó cuerda repujada, siendo esta última la más confiable hasta para utilizarla en suelos duros; al igual que el tubo de pared delgada, el tubo dentado también presenta en la cabeza una válvula de pie ó deslizante, (fig. 39 y 40), las cuales funcionan de la misma forma que en el caso anteriormente descrito; en la parte inferior del tubo se tiene una sierra formada de ocho dientes con alteraciones de uno recto y otro doblado 0.2cm hacia el exterior, estos dientes miden de 0.8 a 1cm de altura y 3cm de base; su función es reducir la fricción que pueda generarse entre el muestreador y el suelo, (fig. 41).

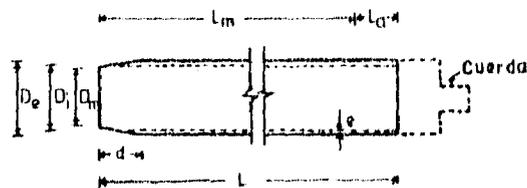
El proceso de hincado se inicia al introducir el muestreador una longitud de 75 cm, a una velocidad de rotación menor de 100rpm y a una presión vertical tal que sea posible avanzar a una velocidad constante de 1cm/s, procurando dejar 15cm como longitud mínima para alojar los azolves que se puedan encontrar dentro del pozo, al término del proceso se deja reposar el muestreador tres minutos a fin de que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes del tubo, una vez transcurrido dicho tiempo se hace girar el muestreador dos vueltas para cortar la base de la muestra, posteriormente se saca al exterior para limpiar sus extremos y poderlo identificar. Las muestras obtenidas con esta técnica presenta una alteración mínima en todo su perímetro de 2 a 4 mm de espesor durante el proceso de hincado y extracción.



Relación de áreas	$\frac{D_o^2 - D_m^2}{D_m^2} \times 100 < 10\%$
Relación de diámetros	$0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} \times 100 < 1.5\%$

$D_o$  Diámetro exterior  
 $D_i$  Diámetro interior  
 $D_m$  Diámetro de la muestra

FIG. 37 Relaciones de áreas y diámetros



$D_n$ cm	$D_o$ cm	$D_i$ cm	$D_m$ cm	$e$ cm	$d$ cm	$L$ cm	$L_m$ cm	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW y BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	BW y NW

$D_n$  Diámetro nominal       $d$  Longitud aguzada  
 $D_o$  Diámetro exterior       $L$  Longitud de tubo  
 $D_i$  Diámetro interior       $L_m$  Longitud de muestreo recomendable  
 $D_m$  Diámetro de muestra       $L_a$  El espacio para azolves  $L_a = L - L_m$   
 $e$  Espesor

FIG. 38 Dimensiones de los tubos de pared delgada

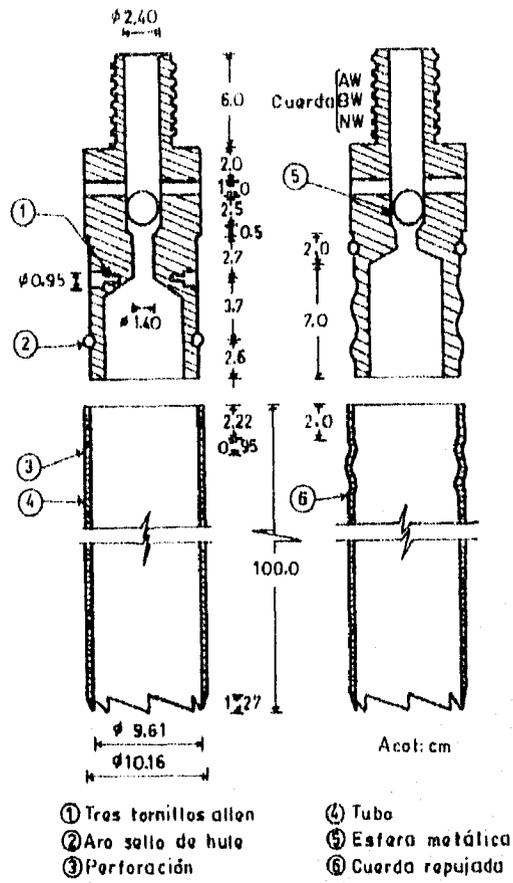
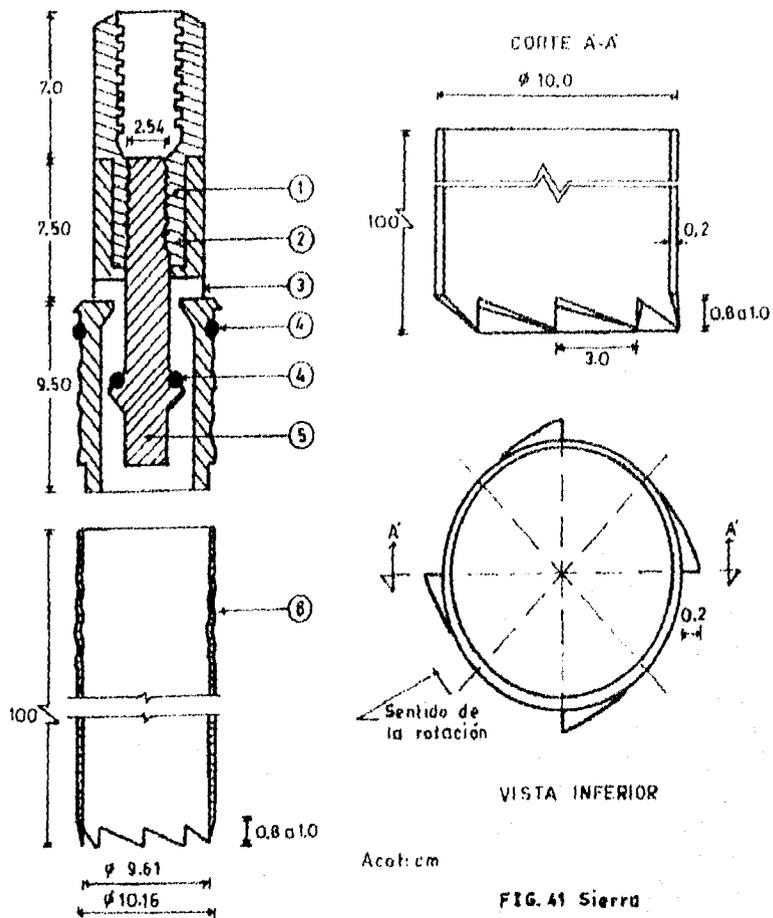


FIG. 39 Muestreador de tubo dentado con válvula esférica de pie



- ① Sección cuadrada
- ② Barra cuadrada
- ③ Perforaciones
- ④ Ara sello
- ⑤ Barra circular
- ⑥ Cuerda rapujada

FIG. 40 Muestreador de tubo dentado con válvula deslizable

FIG. 41 Sierra

**- BARRIL DENISON.**

Con el muestreador de barril Denison se puede obtener especímenes de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con poca grava; ubicados tanto abajo como arriba del nivel freático, considerando que el primer caso siempre se tendrá cierto grado de alteración en las muestras y para el segundo caso será necesario emplear un fluido de perforación (aire), para evitar contaminar la muestra con el agua o el lodo de perforación.

El muestreador consiste de dos tubos concéntricos ambos acoplados en la cabeza. (fig. 42); el tubo interior que penetra en el suelo a presión y ayuda a extraer la muestra, está montado sobre una serie de baleros axiales que sirven de unión con la columna de barras de perforación y permiten hincar dicho tubo sin inducir esfuerzos de torsión al espécimen; el tubo exterior está unido por medio de una cuerda roseable, tiene como función girar y cortar el suelo circundante con ayuda de una broca de acero de tipo escalonada o simple (fig. 43), la cual se monta en su extremo inferior; la broca al estar operando (girar y cortar) tiende a calentarse por lo que será necesario enfriarla con el fluido de perforación, el cual circulará por el espacio anular que dejan ambos tubos.

Las dimensiones del muestreador Denison varían de acuerdo al diámetro nominal de la muestra que se pretenda extraer, ver la siguiente tabla.

**DIMENSIONES DEL MUESTREADOR DENISON, EN cm**

Diámetro nominal	Tubo interior				Tubo exterior				Barras de operación
	De	Di	Dm	L	De	Di	L	Lm	
7.5	7.62	7.22	7.17	75	8.52	7.92	90	60	BW
10.0	10.16	9.76	9.71	90	11.16	10.46	105	75	NW

donde

De = Diámetro exterior

L = Longitud de tubo.

Di = Diámetro interior

Lm = Longitud de la muestra.

Dm = Diámetro de la muestra

El procedimiento consiste en hincar el tubo interior una cierta distancia "d", ante que la broca o el tubo exterior (fig. 44), esto se logra ajustando la tuerca y contratuerca que se encuentra dentro de la cabeza del muestreador, el propósito es proteger al espécimen de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación y evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior cuando este cortando el suelo circundante; la distancia de ajuste que se debe respetar dependerá del tipo de suelo a explorar, ver la siguiente tabla.

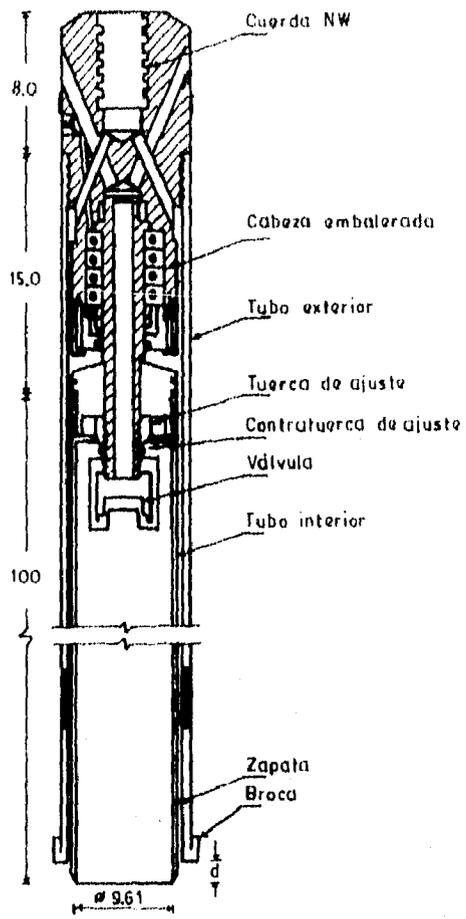


FIG. 42 Muestreador Denison

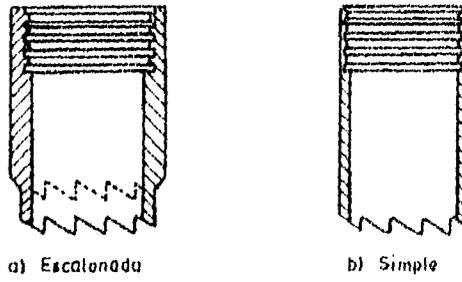


FIG. 43 Tipos de broca Denison

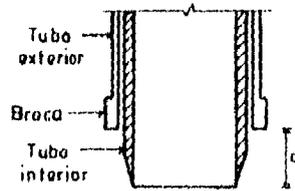


FIG. 44 Ajuste del muestreador Denison

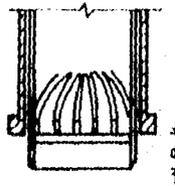


FIG. 45 Trampa de canastilla

#### AJUSTE "d" ENTRE BROCA Y TUBO INTERIOR

Tipo de suelo	d ( cm )
Blando	2
Duro	0.5
Muy duro	0 ó el menor

Durante el proceso de muestreo se utiliza una máquina de perforación que transmite a través de la columna de barras rotación y fuerza vertical, sus condiciones de trabajo varían de acuerdo al material a explorar: para suelos blandos la velocidad de rotación es de 50 rpm mientras que para suelos duros la velocidad es de 200 rpm, en cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 1 ton. Una vez penetrada la longitud de la muestra requerida se suspende el proceso y se deja reposar la muestra tres minutos con el propósito de que se expanda en las paredes del muestreador, posteriormente se hace girar el muestreador para cortar la base del espécimen y finalmente se extrae a la superficie.

Como recomendación para el muestreo de material granular, se adaptará en la parte inferior del tubo interior una trampa de canastilla, la cual se forma por lengüetas de lámina de acero flexible, su función es evitar que se aliere la muestra durante el proceso de extracción del muestreador. (fig. 45).

### 2.3 PRUEBAS DE LABORATORIO.

#### 2.3.1 PRUEBAS PARA DETERMINAR PROPIEDADES INDICE.

Las propiedades índice son útiles para determinar: las relaciones volumétricas-gravimétricas y la clasificación del suelo. Estas relaciones ayudan a definir en cierto caso otros parámetros que relacionen el peso de las fases del suelo con sus correspondientes volúmenes.

Las pruebas de laboratorio más comunes para determinar dichas propiedades, son las que se describen a continuación.

##### 1) CONTENIDO DE AGUA.

Esta propiedad índice se define mediante la relación que hay entre el peso del agua y el peso de la fase sólida contenida en una muestra de suelo, la cual se expresa en porcentaje. Dicha prueba puede llevarse a cabo tanto en muestras alteradas como inalteradas.

El procedimiento a seguir es:

Primera mente se obtiene el peso de la muestra de suelo a ensayar ( $W_m$ ), una vez pesada se introduce a un horno durante 18 a 24 hrs con una temperatura de  $110 \pm 5^\circ \text{C}$  finalmente se vuelve a pesar para conocer el peso de la fase sólida de la muestra ( $W_s$ ).

Para determinar el contenido de agua en la muestra se aplica la siguiente fórmula:

$$W(\%) = (W_w / W_s) \times 100 ; W_w = W_m - W_s$$

## 2) DENSIDAD DE SÓLIDOS.

La densidad de sólidos ó también conocido como peso específico relativo, se determina mediante la relación que hay entre el peso específico de la muestra de suelo y el peso específico del agua destilada a 4°C sujeta a una atmósfera de presión, el valor obtenido en dicha relación sirve para fines de clasificación e interviene en gran parte para los cálculos de Mecánica de Suelos.

El procedimiento para efectuar esta prueba consiste en: primeramente se realiza la calibración del matraz, esta calibración consiste en limpiar perfectamente el matraz, pesarlo y llenarlo de agua destilada hasta la marca de aforo, se vuelve a pesar y se toma su temperatura; por medio del baño maria se le incrementa su temperatura entre 4 ó 5°C con ayuda de una pipeta se llena nuevamente el matraz hasta la marca de aforo, se vuelve a pesar y se toma su temperatura, los últimos 4 pasos se repiten 5 veces más; una vez registrados los valores de temperatura y pesos del matraz con agua, se traza en escala natural la gráfica de calibración del matraz colocando en el eje de las ordenadas los pesos y en el eje de las abscisas las temperaturas.

La segunda parte de la prueba consiste en tomar de 50 a 100gr de muestra de suelo en estado seco, se vacía al matraz, se pesa y se llena de agua hasta los 3/4 partes de su capacidad, se pone en baño maria a fin de expulsar el aire contenido en la muestra, si la muestra de suelo es arenoso se dejará 10min. y si es arcillosa se dejará de 15 a 20min; una vez realizado lo anterior se deja enfriar el matraz un poco para bajarle la temperatura al rango de calibración, posteriormente se llena de agua destilada hasta la marca de aforo y se limpia, finalmente se pesa y se toma la temperatura uniformizando la del matraz con agua y sólidos.

La densidad de sólidos se obtiene por medio de la siguiente expresión :

$$Ss = [ Ws / ( Ws + Wmw - Wmws ) ]$$

donde

$Ws$  = Peso de la fase sólida     $Ws = Wms - Wm$

$Wms$  = Peso del matraz + sólidos

$Wm$  = Peso del matraz.

$Wmw$  = Peso del matraz + agua destilada a la temperatura de calibración.

$Wmws$  = Peso del matraz + agua destilada + sólidos

Para determinar la densidad de sólidos en un material grueso (grava), se sigue con el procedimiento correspondiente :

En un recipiente lleno de agua se deposita la grava para su saturación durante 24hs. Una vez transcurrido dicho tiempo se sacan, se secan superficialmente y se pesan, posteriormente se colocan en una probeta graduada con una cantidad de agua conocida para así poder obtener el volumen desalojado, se introducen al horno para su secado y se pesan.

Para obtener el porcentaje de absorción se calcula con la siguiente relación :

$$\% \text{ de absorción} = [ ( Wgw - Wgs ) / Wgs ] \times 100$$

donde

$W_{gw}$  = Peso de la grava húmeda.

$W_{gs}$  = Peso de la grava seca.

Por último la densidad de sólidos de la grava se obtiene :

$$S_s = W_{gs} / (V_d - V_{abs.})$$

donde

$V_d$  = Volumen desalojado.

$V_{abs.}$  = Volumen de absorción,  $V_{abs.} = W_w = W_{gw} - W_{gs}$

$W_w$  = Peso del agua absorbida.

La densidad de los suelos varía comúnmente entre los siguientes valores :

Cenizas Volcánicas	2.20 a 2.50
Suelos orgánicos	2.50 a 2.65
Arenas y gravas	2.65 a 2.67
Limos inorgánicos y guijarros arcillosos	2.67 a 2.72
Arcillas poco plásticas y mediamente plásticas	2.72 a 2.78
Arcillas mediamente y muy plásticas	2.78 a 2.84
Arcillas expansivas	2.84 a 2.88

### 3) PESO VOLUMETRICO.

Para efectuar esta prueba se recomienda ensayarla bajo una muestra inalterada, ya que ésta conserva su estructura interna y sus propiedades originales.

El procedimiento consiste en labrar la muestra de suelo en una forma geométrica simple y regular con ayuda de un torno labrador de muestras; se pesa ( $W_m$ ) y se mide la porción de muestra labrada lo más preciso posible para determinar su volumen ( $V_m$ ).

El peso volumétrico de la muestra de suelo se calcula por la siguiente fórmula :

$$\gamma_m = W_m / V_m$$

El peso volumétrico seco se presenta cuando el grado de saturación es nulo y se calcula con la siguiente expresión :

$$\gamma_d = W_s / V_m$$

Y el peso volumétrico saturado se presenta cuando el grado de saturación esta al 100% y se define como :

$$\gamma_{sat.} = (W_s + W_w) / V_m$$

#### 4) GRANULOMETRIA.

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. De acuerdo a la composición del suelo, la granulometría puede efectuarse por medio de un proceso de cribado a base de mallas ó por el método del hidrómetro.

El análisis mecánico se concreta a segregar la muestra de suelo, por medio de una serie de mallas que definen las fracciones correspondientes de las partículas mayores de 0.074 mm (malla N° 200).

El método del hidrómetro se basa en la aplicación de la ley de Stokes, proporcionando una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas de suelo en un fluido y el tamaño de éstas.

Las muestras necesarias para obtener la curva granulométrica puede ser de tipo alterada ó inalterada, tomando como porciones representativas de 200 a 500gr.

El procedimiento a seguir es : se pone a secar la muestra al horno, se pesa ( $W_{ms}$ ) y se separa en dos fracciones que definirá la malla N° 4. El material retenido en la malla N° 4 se hace pasar a través de un juego de mallas colocadas en orden de abertura descendentes (de la malla de 3° a la N° 4) y se pesa cada fracción retenida en las mallas. El material que pasó la malla N° 4 se somete a lavado sobre la malla N° 200 con auxilio de agua destilada, para poder obtener todos los finos que pasaron por ésta, se sujeta a secado en horno y se pesa ( $W_{mf}$ ). Posteriormente se criba a través de un juego de tamices en orden progresivo (de la malla N° 10 a la N° 200 y al final la charola) y se pesa cada porción retenida. Todas las cantidades obtenidas se anotan en el registro de calculo para poder trazar la curva granulométrica del suelo.

Las graduaciones típicas de un suelo son :

- Bien graduado (W). Se presenta cuando todos los tamaños de partículas desde las más pequeñas hasta las más grandes, se encuentran en proporciones semejantes.
- Mal graduada (P). Se presenta cuando la mayor parte de las partículas son aproximadamente del mismo tamaño (uniforme) ó cuando hay ausencia de uno ó más tamaños intermedios (graduación salteada).

El tipo de graduación puede obtenerse, usando el criterio basado en el rango de tamaño y en la forma de la curva granulométrica.

La medida del rango de tamaño se determina con el coeficiente de uniformidad  $C_u$  y se define con la siguiente relación :

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

donde

$D_{60}$  = Tamaño tal que el 60% en peso del suelo sea igual o menor.

$D_{10}$  = Tamaño tal que sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo.

La forma de la curva granulométrica esta dada por el coeficiente de curvatura  $C_c$  y se define con la siguiente relación :

$$C_c = (D_{30})^2 / D_{60} \times D_{10}$$

donde

$D_{10}$  = Tamaño tal que sea igual al 30% en peso del suelo.

El coeficiente de curvatura al tomar valores de 1 a 3, se define como un suelo bien graduado, mientras que el coeficiente de uniformidad al ser menor de 3 se considera un suelo muy uniforme.

#### 5) LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG.

Atterberg realizó una serie de experimentos donde estableció las fronteras de los cinco estados en que puede presentarse un suelo susceptible de ser plástico según su contenido de agua, por lo que fijó los siguientes límites: líquido, plástico y de contracción. El primero es la frontera entre el estado semilíquido y el plástico, el segundo entre el estado plástico y el semisólido, y el tercero separa el estado semisólido del sólido. A estos límites se les conoce como límites de consistencia.

Los estados de consistencia fueron definidos por Atterberg de la siguiente manera :

1. Estado líquido, presenta las propiedades y apariencias de una suspensión.
2. Estado semilíquido, el suelo presenta las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido, el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero sigue disminuyendo su volumen al estar sometido a secado.
5. Estado sólido, el suelo deja de presentar la variación de volumen durante el proceso de secado.

#### LÍMITE LÍQUIDO.

Para su determinación se elaboró un método de prueba basándose en el uso de la Copa de Casagrande, este instrumento es un recipiente de bronce ó latón con dimensiones y peso estandarizado soportada por un eje fijo unido a la base de hule ó micarta 221. Este límite se define como el contenido de humedad del material cuando la ranura se cierra una longitud de 1.27cm (1/2") con 25 golpes.

Para efectuar la prueba se requerirá de una muestra de suelo lo menos alterada posible por lo que respecta al contenido de agua. Se toman 150 gr de suelo, se remoldea empleando una espátula para formar una pasta suave y uniforme, si es necesario se le agregará un poco de agua destilada para lograr su consistencia deseada.

Una vez preparada la muestra se calibra la copa de Casagrande verificando que la altura de caída sea de 1cm, se coloca una porción de pasta en la copa con un espesor máximo de 1cm procurando que la superficie superior esté sensiblemente plana; se hace la ranura trapecial en la parte superior y al centro de la muestra, procurando inclinar el ranurador para que permanezca perpendicular a la superficie inferior de la copa, se da vuelta a la manivela uniformemente a razón de dos golpes por segundo contando el número de golpes necesarios para que la ranura se cierre una longitud de 1.27cm (1/2"), se mezcla el material nuevamente y se repite el procedimiento hasta lograr dos determinaciones sucesivas con variación máxima de un golpe y se toma una parte de suelo de la zona próxima a la ranura para obtener el contenido de humedad. Una vez realizado lo anterior se repite todo el procedimiento variando la consistencia del material ya sea agregándole agua por goteo ó secando por remoldeo; es recomendable obtener cuatro determinaciones procurando que estén

comprendidas entre los 10 y 35 golpes. Una vez registrados los valores de contenido de humedad con sus respectivos número de golpes, se traza la gráfica de la curva de fluidez colocando en el eje de las ordenadas el contenido de humedad  $W$  (%) en escala natural y en el eje de las abscisas el  $N^{\circ}$  de golpes en escala logarítmica.

La ecuación que viene a representar la curva es :

$$W = - F_w \log N + C$$

donde

$W$  = Contenido de agua, como porcentaje del peso seco.

$F_w$  = Índice de fluidez, pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.

$N$  = Número de golpes.

$C$  = Constante que representa la ordenada en la abscisa de 1 golpe.

#### LIMITE PLASTICO.

Se define como el contenido de humedad cuando una muestra de suelo presenta señales de desmoronamiento y agrietamiento al ser rodada en una superficie lisa hasta alcanzar un diámetro de 3mm (1/8").

El procedimiento consiste en tomar de 20 a 30 gr de suelo húmedo, se rola con la mano sobre una superficie limpia y lisa (como sugerencia una placa de vidrio) hasta formar un cilindro de 3 mm de diámetro y 15 cm de largo aprox., se repite la operación hasta que el cilindro se empiece a endurecer por la pérdida gradual de humedad y presente señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar dicho diámetro, es entonces cuando se determina en la muestra ensayada su contenido de humedad. Se repite todo el procedimiento dos veces más para obtener tres valores, ya que el promedio de los tres valores será el límite plástico de la muestra ensayada, considerando que estos valores no tengan entre ellos una variación mayor de dos unidades, por lo que en caso contrario se repite la determinación.

#### LIMITE DE CONTRACCION.

Se define como el cambio volumétrico de una muestra de suelo cuando se le reduce su contenido de humedad durante un proceso de secado.

Su procedimiento consiste en preparar una pasta de consistencia del límite líquido; se toman las dimensiones y pesos del molde seleccionado y se llena éste por partes con la pasta preparada procurando durante su llenado golpearlo para evitar posibles burbujas de aire, una vez lleno se enrasa y se pesa. Se pone a secar el material del molde al medio ambiente hasta lograr que la muestra se pueda retirar del molde, posteriormente se somete a un proceso de secado en horno durante 24 hrs para finalmente tomar sus dimensiones y peso.

La determinación del límite de contracción se calcula con la fórmula siguiente :

$$L.C. (\%) = \{W_i - [(V_i - V_f) \gamma_w / W_{ms}]\} \times 100$$

siendo

$$W_i = (W_{mw} - W_{ms}) / W_{ms}$$

$$L.C. (\%) = \{[W_{mw} - W_{ms} - (V_i - V_f) \gamma_w] / W_{ms}\} \times 100$$

donde

$W_{mw}$  = Peso de la muestra húmeda.

$W_{ms}$  = Peso de la muestra seca.

$V_i$  = Volumen de la muestra húmeda (volumen del molde).

$V_f$  = Volumen de la muestra seca

$\gamma_w$  = Peso volumétrico del agua = 1 gr / cm

### 2.3.2 PRUEBAS PARA DETERMINAR PROPIEDADES MECANICAS.

Las pruebas de laboratorio que intervienen para determinar el comportamiento mecánico de un suelo básicamente son dos: la prueba de consolidación la cual permite conocer la deformación del suelo y la prueba de resistencia al esfuerzo cortante que permite conocer la resistencia del suelo ambos al estar sujetos a una serie de cargas.

#### 1) CONSOLIDACION.

Cuando un estrato de suelo esta afectado por fuerzas externas, éste sufre el efecto de la deformación durante un lapso de tiempo provocando una variación volumétrica en su estructura. A este fenómeno se le conoce como Consolidación.

Un estrato al estar saturado y sometido a un incremento de carga, la acción de ésta se transmite en primer instancia al agua que llena los poros del material, conforme transcurre el tiempo la presión que se induce en el agua va incrementandose provocando que ésta fluya hacia las fronteras para disiparla, produciendo con esto la variación en el volumen de la capa y por consiguiente la transferencia de la carga a la fase sólida; de acuerdo a la velocidad con que se produzca este fenómeno se podrá estimar los asentamientos probables debido a las cargas aplicadas.

Esta prueba consiste en tomar una porción de muestra inalterada para labrarla en el torno hasta llegar al diámetro interno que tiene el anillo de bronce y de modo que quede confinada lateralmente, el anillo previamente se pesa y se mide; por otra parte se toma de la muestra otra porción para poder determinar su contenido de humedad. Una vez realizado lo anterior se coloca en la cazuela del consolidómetro el anillo con la muestra y entre éste dos piedras porosas de sección circular previamente saturadas y diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo procurando centrarlas y al mismo tiempo presionandolas muy suavemente contra la muestra a fin de adherirlas. Se instala con gran cuidado el conjunto sobre la base del consolidómetro procurando centrar la piedra porosa superior bajo el marco de carga, el cual deberá estar sujeta a su elevación para colocar la esfera metálica y la placa sobre dicha piedra, posteriormente se monta el micrómetro en el marco móvil el cual deberá estar en contacto con la cazuela fija, (fig. 46). Al iniciar la prueba se anota en un registro de carga la fecha y hora de cada aplicación de carga que se transmitirá al dispositivo de consolidación, así mismo se registrarán las lecturas obtenidas del cronómetro y el micrómetro, para poder determinar que tanto se deforma la muestra durante el tiempo transcurrido. La carga se va incrementando, originando una nueva presión sobre la pastilla, éste incremento se desarrollará en un lapso suficiente para que la deformación se reduzca prácticamente a cero; de la misma manera se anotarán en el registro los datos correspondientes.

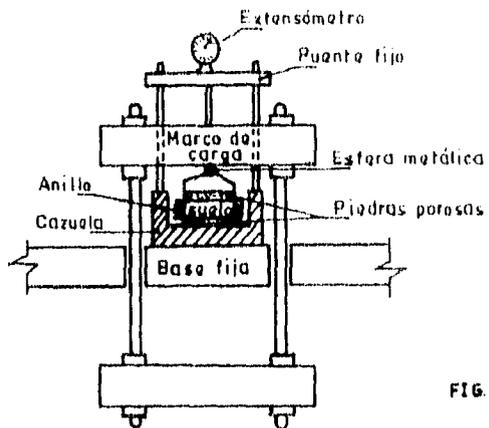


FIG. 46 Consolidómetro de anillo frotante

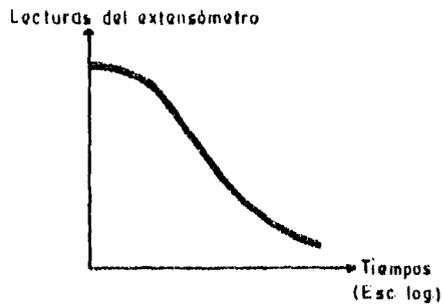


FIG. 47a Forma típica de la curva de consolidación en arcillas

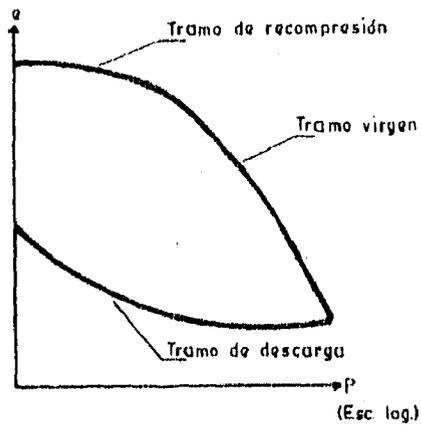


FIG. 47b Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles

Con los datos registrados se elaborarán las gráficas de la curva de consolidación correspondientes a cada incremento de carga, éstas se obtienen grificando los valores de tiempos transcurridos en el eje de las abscisas en escala logarítmica y las lecturas registradas por el micrómetro en el eje de las ordenadas en escala natural, (fig. 47 a).

Una vez terminada la etapa de carga se procede con el proceso de descarga que generalmente se efectúa en forma inversa al de la carga. Este proceso consiste en reducir a la mitad la carga máxima aplicada hasta tener una presión nula sobre la pastilla; de la misma forma que el proceso de carga se tiene un registro de descarga donde se anota la presión aplicada, fecha, hora y lecturas correspondientes, después de haber retirado toda la carga se deja que la pastilla se recupere hasta registrar una diferencia de lecturas muy pequeña.

Cuando la muestra experimenta su máxima deformación durante la aplicación de un incremento de carga, su relación de vacíos se establece en un valor menor que el inicial, el cual puede calcularse mediante los datos iniciales de la muestra y las lecturas registradas por el micrómetro, por lo que en cada incremento de carga se tendrá un valor de la relación de vacíos y de la presión actuante sobre la muestra.

Al término de la prueba se tendrá una serie de valores necesarios para construir la curva de compresibilidad, la cual se forma al grificar los valores de la presión actuante en el eje de las abscisas en escala logarítmica y en el eje de las ordenadas se colocan los valores de la relación de vacíos en escala natural. en una curva de compresibilidad se definen 3 tramos, el primero se le conoce como "tramo de recompresión", éste es un tramo curvo que inicia casi horizontal tomando una concavidad hacia abajo donde alcanza su máxima curvatura en la proximidad de la unión con el segundo tramo conocido como "tramo virgen", el cual es casi recto y llega a su finalización con la máxima incrementación de carga. A partir de este punto el tramo siguiente tiende a subir con una concavidad hacia arriba debido al proceso de descarga a la que esta sometida la muestra, por lo que a dicho tramo se le conoce como "tramo de descarga", durante este proceso la muestra esta sujeta a cargas de crecientes bajo un tiempo suficiente para que la velocidad de deformación disminuya prácticamente a cero, provocandole al espécimen una recuperación pero sin llegar a su relación de vacíos inicial, (fig. 47 b).

## 2) RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

En base a los diversos estudios que efectuó Coulomb estableció que la falla al esfuerzo cortante en los suelos actúa a lo largo de un plano de deslizamiento, debido a esto llegó a formular una ecuación donde involucra dos parámetros fundamentales, la cohesión y el ángulo de fricción interna, los cuales definió como constantes del material. La ecuación que se conoce con el nombre de la ley de Coulomb en Mecánica de Suelos, se define de la siguiente manera :

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

donde

s = Resistencia al esfuerzo cortante.

c = Cohesión.

$\sigma$  = Esfuerzo normal.

$\phi$  = Ángulo de fricción interna.

Esta ecuación fué utilizada por más de un siglo hasta que Terzaghi la modificó a partir de realizar una serie de investigaciones experimentales donde estableció que la presión normal total debería sustituirse por la presión efectiva o intergranular, la cual se obtiene con la diferencia de la presión normal y la presión neutral del agua, tomando dicha ecuación la forma siguiente :

$$s = c + (\sigma - U_w) \tan \phi$$

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Para la determinación de los parámetros de resistencia, la Mecánica de Suelos estableció una serie de pruebas lo más apegado posible a las nuevas condiciones de carga que prevalecerán, tomando en cuenta que en un mismo material se pueden obtener diversos valores de dichos parámetros, los cuales dependerán :

- 1- El estado del material en lo que respecta a la relación de vacíos con que se haya preparando el espécimen.
- 2- El grado de saturación.
- 3- La velocidad de la prueba.
- 4- El método a utilizar.

Las pruebas a seguir para determinar la resistencia de los suelos son :

- Corte Directo.
- Compresión simple.
- Compresión triaxial.

#### PRUEBA DE CORTE DIRECTO.

En esta prueba generalmente se someten muestras de suelo puramente friccionante. El dispositivo a emplear se compone de dos marcos, uno móvil y otro fijo los cuales contienen al espécimen, también se tienen dos piedras porosas o en su caso dos placas de confinamiento que se utilizan de acuerdo a la función que se quiera reproducir, ya que si requerimos de un drenaje libre durante el ensayo de una probeta se colocarán las piedras porosas una inferior y otra superior, pero si se requiere ensayar muestras secas solamente sustituiremos las piedras por un par de placas de confinamiento.

El marco móvil presenta un mecanismo donde permite aplicar una fuerza rasante, provocándole a la muestra una falla a todo lo largo de un plano bien definido, al mismo tiempo se aplica carga axial permitiendo ejercer una presión normal al plano de falla, las deformaciones que generan debido a las fuerzas actuantes son medidas por los extensómetros que se colocan tanto en la dirección horizontal como en la vertical, (fig. 48).

Tanto ésta como las demás pruebas de resistencia en los suelos se ejecutan de dos formas :

- Por esfuerzos y/o deformaciones controladas.

El primer caso se realiza aplicando valores fijos de la fuerza tangencial, fijando con esto el valor del esfuerzo aplicado; para el segundo caso la velocidad de deformación se mantiene constante, mientras que la fuerza que actúa sobre la muestra se puede conocer directamente en la báscula de la máquina que la aplica.

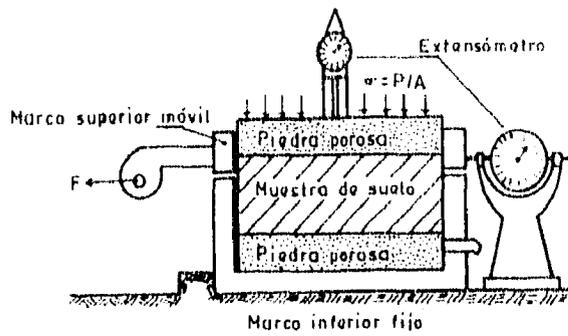


FIG. 48 Dispositivo de resistencia al esfuerzo cortante directo

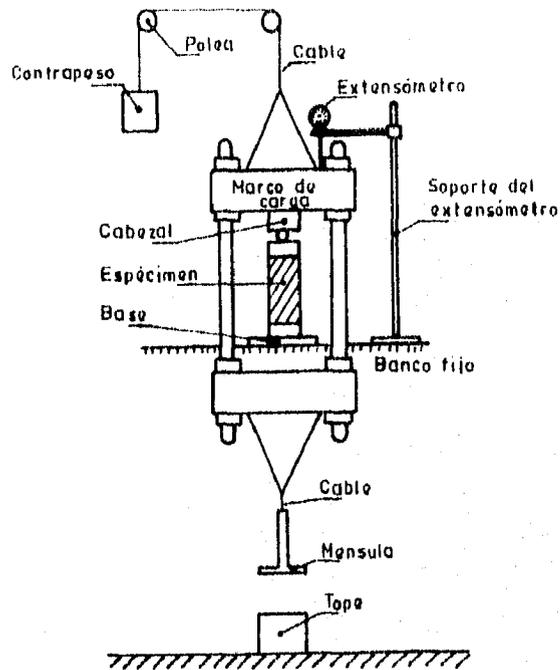


FIG. 49 Dispositivo de carga directa para prueba de compresión simple

Al realizar varias veces esta prueba variando la presión normal se puede trazar una serie de puntos en la gráfica  $\sigma - s$ ; ya que con los valores de la presión normal dados y los valores de los esfuerzos tangenciales máximos obtenidos, se define la línea de falla del material. Pese a la simplicidad de la prueba, el inconveniente más importante radica en la imposibilidad de poder controlar las condiciones de drenaje, por lo que solamente se puede determinar el esfuerzo normal total.

#### PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE.

Esta prueba consiste en la aplicación del esfuerzo axial (etapa de carga) para llevar a la falla un espécimen de suelo; para realizar dicho ensaye será necesario utilizar el dispositivo de carga directo, (fig. 49).

Hay dos tipos de procedimientos a seguir :

- 1- Bajo esfuerzos controlados, el cual consiste en aplicar carga axial incrementandose para llevar a la falla el espécimen, obteniendose las deformaciones correspondientes a la carga original y a los diferentes incrementos.
- 2- Bajo deformaciones controladas, el espécimen estará expuesto a una velocidad de deformación específica, obteniendose la carga que resiste en un intervalo de tiempo preestablecido y la deformación total.

#### PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL.

Esta prueba es la más usada actualmente en los laboratorios para conocer tanto las características de esfuerzos-deformación como los de resistencia en los suelos.

Las probetas a usar son generalmente cilíndricas y se ensayan dentro de una cámara hermética, la cual se compone de un tubo de lucita y dos bases metálicas; para poder someter el espécimen se necesita colocar entre éste dos piedras porosas, para posteriormente protegerlo con una funda impermeable. Una vez realizado lo anterior se llena la cámara de agua y se aplica la presión deseada con ayuda del compresor, el agua va a ejercer una presión hidrostática sobre el espécimen produciendole esfuerzos principales en todas direcciones, así mismo se transmitirá la carga axial por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara, (fig. 50).

La prueba triaxial se clasifica en dos tipos : Compresión y Extensión.

La primera provoca la disminución de la presión lateral simultáneamente; en la segunda puede presentarse varias modalidades para aumentar la dimensión del espécimen, los cuales son :

- 1- La presión lateral permanece constante y disminuye la presión axial.
- 2- La presión axial permanece constante y se aumenta la presión lateral.
- 3- Se hace disminuir la presión axial tiempo que se aumenta la presión lateral.

Para la solución gráfica de Mohr en la prueba triaxial de compresión se considera la presión axial como el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) y la presión lateral como el esfuerzo intermedio y menor ambos de la misma magnitud ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ), mientras que para la prueba triaxial de extensión se considera el esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) como la presión axial y el esfuerzo principal mayor e intermedio como la presión lateral ( $\sigma_1 = \sigma_2$ ).

La prueba triaxial se compone de dos etapas :

- 1- Se aplica la presión hidrostática necesaria al espécimen, permitiendo o no el drenaje.

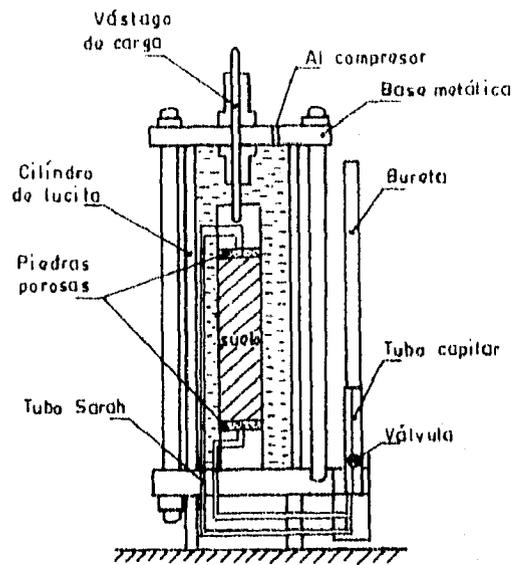


FIG. 50 Cámara de compresión triaxial

2- Se somete al espécimen a la presión axial, permitiendo o no el drenaje; tomando en cuenta que si no se permitió el drenaje en la etapa anterior, no tendrá sentido permitirse en ésta.

Para conocer el comportamiento del material en sus diversos estados es necesario llevar a cabo los distintos ensayos de compresión triaxial :

a) Prueba rápida, no consolidada ni drenada (UU).

Una vez montado el espécimen se llena de agua la cámara, se cierra la válvula para evitar el drenaje y se aplica la presión hidrostática necesaria, se fija la velocidad de ruptura e inmediatamente después se lleva a la falla el espécimen sometiendo rápidamente a la carga axial; teniendo en cuenta que en ninguna etapa se permite la consolidación.

b) Prueba rápida-consolidada, consolidación sin drenar (CU).

La primera etapa consiste en someter al espécimen a una consolidación primaria mediante la aplicación de la presión hidrostática, la cual llega a ser un esfuerzo efectivo actuante sobre la fase sólida del suelo. La segunda etapa será llevar a la falla al espécimen mediante el rápido incremento de la carga axial procurando que durante este período no se produzca ninguna consolidación adicional, lo cual se logra cerrando la válvula que comunica el tubo Saran con las piedras porosas y la bureta.

c) Prueba lenta, consolidada y drenada (CD).

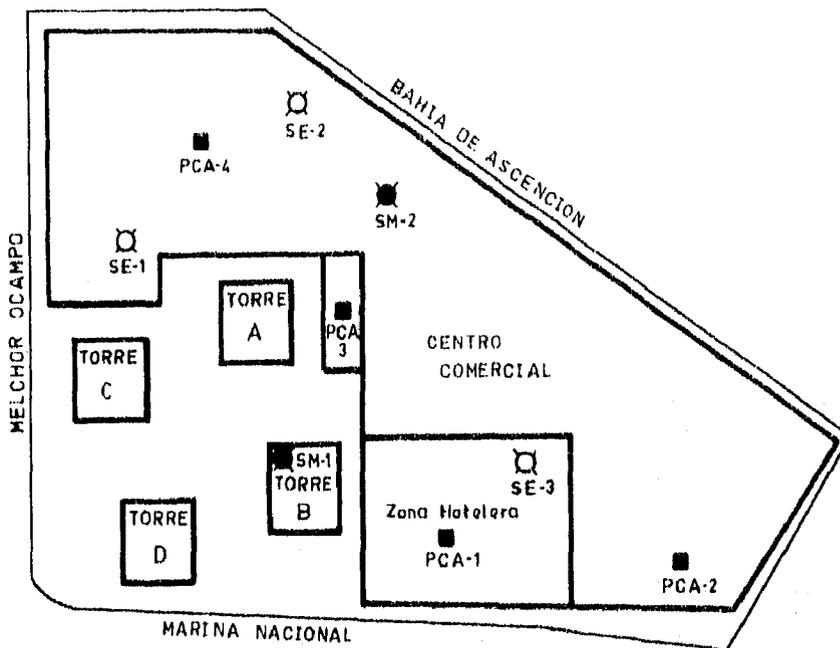
Esta prueba consiste en consolidar la muestra bajo la presión hidrostática, teniendo abierto el drenaje y dejando transcurrir el tiempo necesario para que se de en su totalidad esta etapa. Una vez reestablecido el equilibrio estático interno, se continúa con la aplicación de la carga axial en pequeños incrementos, manteniendo el tiempo necesario en cada uno de los incrementos para que las deformaciones y variaciones volumétricas llegen a hacer prácticamente nulas, así hasta llevar a la falla la probeta.

## 2.4 ESTUDIO GEOTECNICO DEL SITIO.

### 2.4.1 DESCRIPCION DE LAS TECNICAS DE EXPLORACION.

El programa de exploración que se llevó a cabo para la zona del proyecto, se basó en la experiencia del estudio de mecánica de suelos anteriormente desarrollado para el diseño de la cimentación del centro comercial y de la zona hotelera, dicho estudio se sujetó a una exploración preliminar y una definitiva, la cual consistió en la elaboración de cuatro pozos a cielo abierto, tres sondeos de penetración estándar y dos sondeos de tipo mixto; (fig. 51).

De los pozos a cielo abierto (PCA), se extrajeron muestras representativas e inalteradas con el fin de conocer las características y propiedades de los estratos superficiales, así mismo sirvieron para determinar con precisión la posición del nivel freático. Los sondeos practicados con el método dinámico de penetración estándar (SE) alcanzaron una profundidad de 25.20 m interrumpiéndose después de penetrar en la capa resistente; se recuperaron muestras alteradas de las distintas capas exploradas, las cuales sirvieron para definir la estratigrafía y conocer sus propiedades físicas; por otra parte se determinó la compactación y consistencia relativa de los suelos explorados, mediante los resultados de la resistencia de penetración (N). Los sondeos de tipo mixto (SM) se llevaron a la misma profundidad, lográndose extraer muestras inalteradas que ayudaron a determinar el comportamiento mecánico de los diferentes estratos que componen el subsuelo de la zona.



- Pozo a cielo abierto
- Sondaje de penetración estándar
- ⊠ Sondaje mixto

FIG. 51 Ubicación de los sondeos

La exploración geotécnica realizada para el proyecto de la Torre consistió en un sondeo mixto (SM-1), ubicado según se muestra en la figura 52; la perforación llegó hasta una profundidad de 28.6m, combinándose el avance con penetración estándar y tubo Shelby. La prueba de penetración estándar consistió en hincar 60 cm el penetrometro de 3.5cm de diámetro interior, mediante el golpeo que le proporciona un martinete de 63.5 kg, que cae desde una altura de 76 cm; el índice de resistencia a la penetración en los materiales se mide contando el número de golpes necesarios para avanzar los 30 cm intermedios. El tubo de pared delgada es de 10 cm de diámetro y 100 cm de longitud, tiene el extremo inferior afilado y esta unido por la parte superior a un cabezal con una válvula que permite el aflujo de presión durante su hincado y que cierra durante la extracción; se hinca a presión 80cm con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

#### 2.4.2 PRUEBAS DE LABORATORIO.

De las muestras alteradas durante su extracción por el método de penetración estándar, fueron sometidas a las siguientes pruebas de laboratorio :

- Clasificación visual y al tacto en estado húmedo y seco.
- Contenido de humedad.
- Análisis granulométrico mediante mallas.
- Densidad de sólidos.
- Límites de Atterberg.
- Peso volumétrico natural.

A las muestras inalteradas obtenidas con el muestreador tubo Shelby, además de someterlas a las anteriores pruebas también se les practicó :

- Compresión axial no consolidada.
- Compresión triaxial no consolidada - no drenada (UU)
- Consolidación unidimensional.

Todas las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la SARH.

#### 2.4.3. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y MECANICAS DEL SUBSUELO.

El predio de interes se ubica en la Zona de Transición Baja y tiende a presentarse las siguientes formaciones :

- a) Manto Superficial, esta compuesto por depósitos arcillo-limosos y poco arenosos y rellenos artificiales con espesor medio de 5 m.
- b) Formación Arcillosa Superior, esta constituida por arcilla de alta compresibilidad de variados colores, de consistencia variable entre blanda y media, con espesor medio de 15.5 m e intercalaciones de arenas y arcillas limosas.
- c) Capa Dura, esta constituida por suelo areno-limoso en estado compacto, con espesor medio de 4 m.
- d) Depósitos Profundos, esta compuesto por limo-arenoso con gravas en estado muy compacto, su espesor medio es de 15 m.

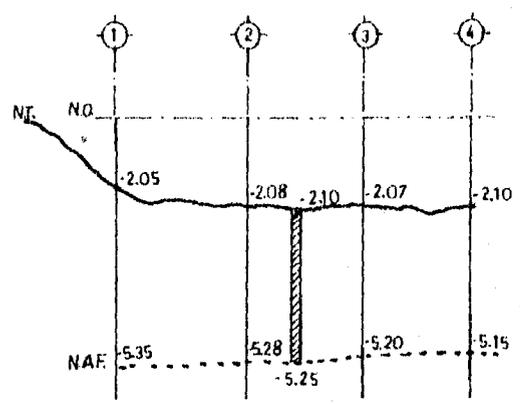
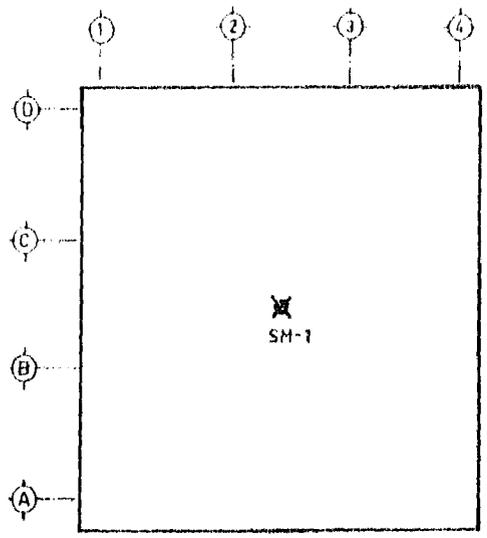


FIG. 52 Ubicación del sondeo mixto y posición del nivel freático

La estratigrafía detallada del sondeo realizado se describe a continuación, (fig. 53).

#### SONDEO MIXTO SM - 1

Profundidad : 2.0 - 5.0

Descripción : Material de relleno constituido por basura, hierba y desperdicio de construcción con espesor medio de 10 cm.

Capa interestratificada de arcilla limo-arenoso y arcilla limosa de alta plasticidad, con una coloración café y verde oscuro, contenido de humedad medio de 45%, de consistencia entre blando y medio, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 7 y 15 golpes; de límite líquido igual a 51% y límite plástico de 33% en su porción fina; composición granulométrica por 30% de arena y 70% de finos, de acuerdo al SUCS pertenece

al grupo CH<sub>2</sub>; con cohesión de 2.2 ton/m<sub>1</sub>, ángulo de fricción interna de 12° y peso volumétrico de 1.55 ton/m<sub>1</sub> determinados en prueba triaxial rápida (UU) no consolidada - no drenada; densidad de sólidos medio de 2.24.

Profundidad : 5.0 - 8.0

Descripción : Limo arcilloso, gris verdoso, con un contenido de humedad medio de 120% de consistencia blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 15 golpes; de límite líquido igual a 110% y límite plástico de 30% en su porción fina; composición granulométrica por 5% de arena y 95% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH<sub>2</sub>; con

cohesión de 6.1 ton/m<sub>1</sub>, ángulo de fricción interna de 4° y peso volumétrico de 1.25 ton/m<sub>1</sub>, - determinados en prueba triaxial rápida (UU) no consolidada - no drenada; densidad de sólidos medio de 2.38.

Profundidad : 8.0 - 9.0

Descripción : Arena fina gris verdosa, con un contenido de humedad medio de 250% de compactación suelta, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 8 golpes; composición granulométrica por 96% de arena y 4% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece

al grupo SP<sub>1</sub>; con un ángulo de fricción interna de 30° y peso volumétrico de 1.7 ton/m<sub>1</sub>, determinados en prueba triaxial rápida (UU) no consolidada - no drenada; densidad de sólidos medio de 2.45.

Profundidad : 9.0 - 10.0

Descripción : Arcilla café rojiza, con un contenido de humedad medio de 370%, de consistencia blanda, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 5 golpes; de límite líquido igual a 365% y límite plástico de 63% en su porción fina; composición granulométrica por 7% de arena y 93% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH<sub>2</sub>

con cohesión de 2.5 ton/m<sub>1</sub>, un ángulo de fricción interna de 5° y peso volumétrico de 1.15 ton/m<sub>1</sub>, determinados en prueba triaxial rápida (UU) no consolidada - no drenada; densidad de sólidos medio de 2.27.

Profundidad : 10.0 - 12.0

Descripción : Capa interestratificada de arcilla, arcilla limosa y arena limosa, café y gris verdosa, con un contenido de humedad medio de 150%, de consistencia blanda, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes; de límite líquido igual a 200 % y límite plástico de 50% en su porción fina; composición granulométrica por 40% de arena y 60% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de 4.5 <sup>2</sup> ton/m, y peso volumétrico de 1.35 ton/m <sup>3</sup>, determinados en prueba de compresión simple; densidad de sólidos medio de 2.17.

Profundidad : 12.0 - 15.0

Descripción : Arcilla gris verdosa, con un contenido de humedad medio de 250%, de consistencia blanda, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 5 golpes; de límite líquido igual a 175% y límite plástico de 60% en su porción fina; composición granulométrica por 5% de arena y 95% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH con cohesión de 8.5 ton/m y peso volumétrico de 1.2 ton/m <sup>3</sup>, determinados en prueba de compresión simple; densidad de sólidos medio de 2.35.

Profundidad : 15.0 - 17.5

Descripción : Capa interestratificada de arcilla poco limosa, arena limosa y arcilla limosa, café y gris; con un contenido de humedad medio de 75%, de consistencia blanda, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 8 golpes; de límite líquido igual a 75% y límite plástico de 34% en su porción fina; composición granulométrica por 17% de arena y -- <sup>2</sup> 83% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de 6 ton/m y peso volumétrico de 1.2 ton/m <sup>3</sup>, determinados en prueba de compresión simple; densidad de sólidos medio de 2.40.

Profundidad : 17.5 - 20.5

Descripción : Arcilla poco limosa gris poco verdosa, con un contenido de humedad medio de 200%, de consistencia variable entre blanda y media, índice de resistencia de penetración estándar (IRPE) variable entre 1 y 16 golpes; de límite líquido igual a 205% y límite plástico de 50% en su porción fina; composición granulométrica por 2% de arena y 98% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de 1.5 ton/m y peso volumétrico de - <sup>2</sup> 1.8 ton/m <sup>3</sup>, determinados en prueba de compresión simple; densidad de sólidos medio de 2.17.

Profundidad : 20.5 - 24.5

Descripción : Capa interestratificada de arena limosa y limo-arenosa gris verdosa, con un contenido de humedad medio de 30%, en estado compacto, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor de 45 golpes; composición granulométrica por 65% de arena y 35% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo SM<sub>1</sub>; con cohesión de 7.5 t/m<sup>2</sup> ángulo de fricción interna de 36° y peso volumétrico de 1.81 ton/m<sup>3</sup>, determinados en prueba triaxial rápida (UU) no consolidada - no drenada; densidad de sólidos medio de 2.50.

Profundidad : 24.5 - 34.0

Descripción : Limo arenoso con grava gris verdoso, con un contenido de humedad medio de 30% en estado muy compacto, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor de 50 golpes y en algunas ocasiones su avance era con broca tricónica, de límite líquido igual a 35% y límite plástico de 27%; composición granulométrica por 12% de grava, 45% de arena y 43% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo ML<sub>2</sub>; con cohesión de 12 ton/m<sup>2</sup>, ángulo de fricción interna de 38.5° y peso volumétrico de 1.85 ton/m<sup>3</sup>, determinados en prueba triaxial rápida (UU) no consolidada - no drenada.

El nivel de aguas freáticas se encontró a 5.25m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, en la fecha que se efectuó el sondeo.

PROF (m)	perfil estrat.	NOMBRE TIPICO	SUCS
2			
3		ARCILLA LIMO ARENOSA Y ARCILLA LIMOSA	CH
4			
5			
6		LIMO ARCILLOSO	CH
7			
8		ARENA	SP
9		ARCILLA	CH
10		ARCILLA LIMOSA Y ARENA LIMOSA	CH
11			
12			
13		ARCILLA	CH
14			
15			
16		ARCILLA POCO LIMOSA ARENA LIMOSA Y ARCILLA LIMOSA	CH
17			
18		ARCILLA POCO LIMOSA	CH
19			
20			
21		ARENA LIMOSA Y LIMO ARENOSO	SH
22			
23			
24			
25			
26			
27		LIMO ARENOSO CON GRAVA	ML
28			
29			
30			
31			

FIG. 53 Sondeo mixto SM-1

## **CAPITULO III**

### **DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACION**

Dentro del contenido de este capítulo se dan a conocer :

- Los datos arquitectónicos y estructurales del proyecto.
- Las alternativas que se consideraron para el sistema de cimentación a emplear.

Se describen brevemente las principales teorías para resolver el problema de capacidad de carga en los suelos, se definen los criterios de diseño bajo los requisitos del Reglamento de Construcción para el D.F.; por último se presentan los resultados obtenidos del diseño de la cimentación, determinados por la revisión del estado límite de falla bajo sollicitaciones estáticas y dinámicas y la revisión del estado límite de servicio, además de un análisis detallado del proceso constructivo de la excavación.

### 3.1 DATOS GENERALES DEL PROYECTO.

#### 3.1.1 UBICACION DEL PREDIO.

El Centro Urbano "Galerías Melchor Ocampo" cuenta con una superficie aproximadamente de 3.4 ha, el cual se divide en : un centro comercial, una plaza que aloja 4 torres para oficinas y una torre hotelera, cada una con sus respectivos estacionamientos. Se encuentra ubicada en Melchor Ocampo No. 193, Colonia Verónica Anzures, Delegación Miguel Hidalgo; este predio se encuentra bien comunicado debido a que cruzan vías rápidas importantes como son: Ave. Melchor Ocampo (Circuito Interior), Marina Nacional y Bahía de Ascención (Prolongación Tiber), (fig. 54).

#### 3.1.2 CARACTERISTICAS DEL PROYECTO.

El proyecto de la Torre "C" del Centro Urbano Galerías se ubica en la parte oeste del predio cerca de la Ave. Melchor Ocampo y cuenta con una superficie aprox. de 750m<sup>2</sup>.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una estructura de 70.85 m de altura con respecto al nivel de banqueta, la cual se compone de dos sótanos, una planta baja, 16 niveles de oficinas, un mezzanine y un helipuerto; considerando la planta tipo de 24.3 x 24.3 m, la altura de entepiso es variado principalmente en la parte inferior y superior de la estructura, (fig. 55a, b, c, d y e). Los dos sótanos se encuentran bajo el nivel de banqueta, el primero esta a - 4.40 m y tiene como función alojar una cisterna de 720000 lt y el segundo esta a - 2.10m y funciona como cuarto de bombas.

La Torre cuenta con servicio de 4 elevadores para transportar al personal desde el sótano 1 hasta el helipuerto; la fosa donde se instalará el equipo de amortiguación para las cabinas se alojarán en el sótano 2, mientras que la caseta de máquinas se montará en la planta de azotea; también se cuenta con dos escaleras, una de servicio y otra de emergencias ambas funcionan para evacuar el personal en caso de posibles incendios ó sismos, estas fueron proyectadas en el extremo poniente de la estructura.

El proyecto estructural contempla el diseño y dimensionamiento de los elementos : losas, columnas, traves y contratraves.

NIVEL	LOSA ( cm )	RESISTENCIA $f'c = kg / cm^2$
SOTANO 2	20	300
SOTANO 1	15	300
PB AL. N - 8	10	300
N - 9 AL. HELIPUERTO	10	250

NIVEL	COLUMNAS			RESISTENCIA
	C - 1	C - 2	C - 3	$f'c = \text{kg/cm}^2$
S-2 -- N-2	110 x 110	110 x 110	115 x 115	300
N-3 -- N-5	105 x 105	110 x 110	115 x 115	300
N-6 -- N-8	100 x 100	110 x 110	115 x 115	300
N-9 -- N-11	95 x 95	110 x 110	115 x 115	250
N-12 -- N-14	90 x 90	110 x 110	115 x 115	250
N-15 -- N-16	85 x 85	110 x 110	115 x 115	250
N-17 Y MEZZANINE	85 x 85	110 x 110 (EJE 3 Y 4) $\Phi = 80$ (EJE 1 Y 2)	115 x 115 (EJE 4) $\Phi = 80$ (EJE 1)	250
HELIPUERTO	85 x 85	110 x 110	----	250

NIVEL	CONTRATRABES PRINCIPALES				CONTRATRABES SECUNDARIAS								
	EJE 1	EJE 2 Y 3	EJE 4	EJE A Y D	EJE B Y C	1	2	3	4	5	6	7	8
SOT 2		30 x 230				20 x 70	----	----					
	TRABES PRINCIPALES				TRABES SECUNDARIAS								
SOT 1	40 x 240		30 x 210	40 x 240									
AL	----	40 x 70	-----	-----	40 x 70		20 x 70		25 x 70				
N-1	25 x 105		25 x 105	25 x 105									
N-2	30 x 190		30 x 210	30 x 190									
AL	----	40 x 70	-----	-----	40 x 70		20 x 70		25 x 70				
N-17	25 x 105		25 x 105	25 x 105									
AZOT	30 x 230	40 x 70	30 x 230	30 x 230	40 x 70		20 x 70		25x70	30x70	--		
HEL	--	30 x 65	30 x 220	--	30 x 65		20 x 65		-----				

NIVEL	VIGUETA (PERFIL ESTRUCTURAL)			RESISTENCIA A	
	TIPO	PERALTE	PATIN	PESO	LA FLUENCIA
MEZZANINE	V - 1	12"	8"	74.5 KG/M	2
	V - 2	8"	4"	14.9 KG/M	2530kg/cm

La compañía propietaria Marfu S.A de C.V. asignó a la Constructora Funtanet S.A.de C.V. (CONFUSA), la dirección del proyecto arquitectónico y estructural, esta a su vez contrato constructoras y consultorías de renombre para llevar acabo el diseño, la construcción y los trabajos auxiliares necesarios para la estructura, cimentación con su respectiva supervisión de obra.

Las constructoras y consultorías contratadas fueron:

- Ingenieros Civiles Asociados S.A. de C.V. (ICA), encargada del diseño y construcción de la cimentación profunda.

- Mecánica de suelos y Cimentaciones S.A. de C.V., desarrolló el estudio de mecánica de suelos.

- Laboratorio LIAC S.A. de C.V., desarrolló los trabajos de laboratorio para las muestras extraídas del subsuelo.

- Ingenieros Constructores y Asesores S.A. de C.V. (ICA), desarrolló el diseño, construcción y acabados de albañilería para la estructura y cajón de cimentación.

- Supervisión Técnica S.A. de C.V. (SUPERVISA), desarrolló toda la supervisión de la obra.

- El financiamiento estaba respaldado por la Banca de Fomento Comercial (BANPECO) y Nacional Financiera.

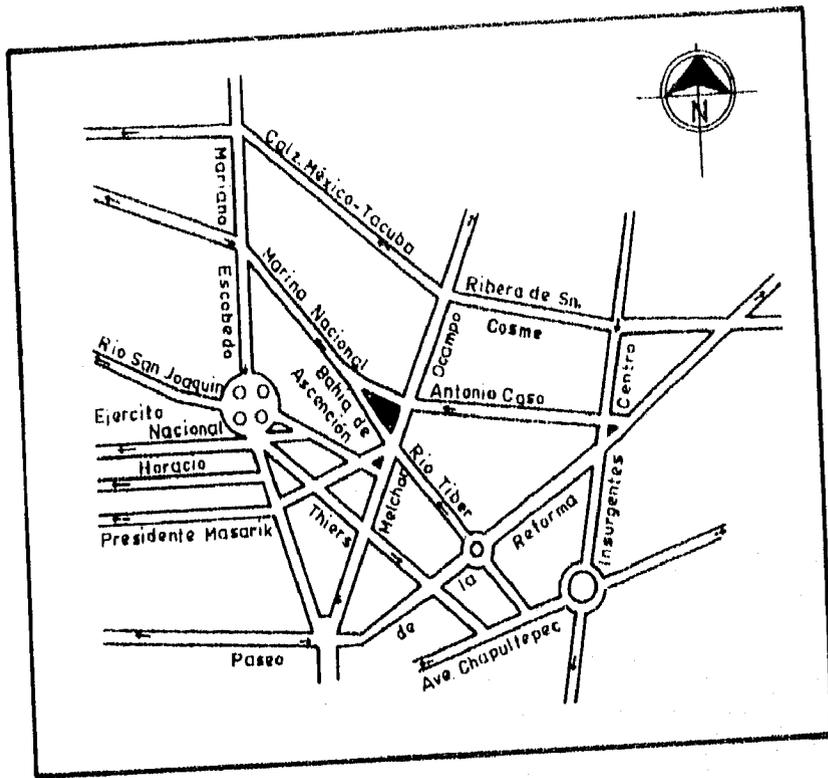
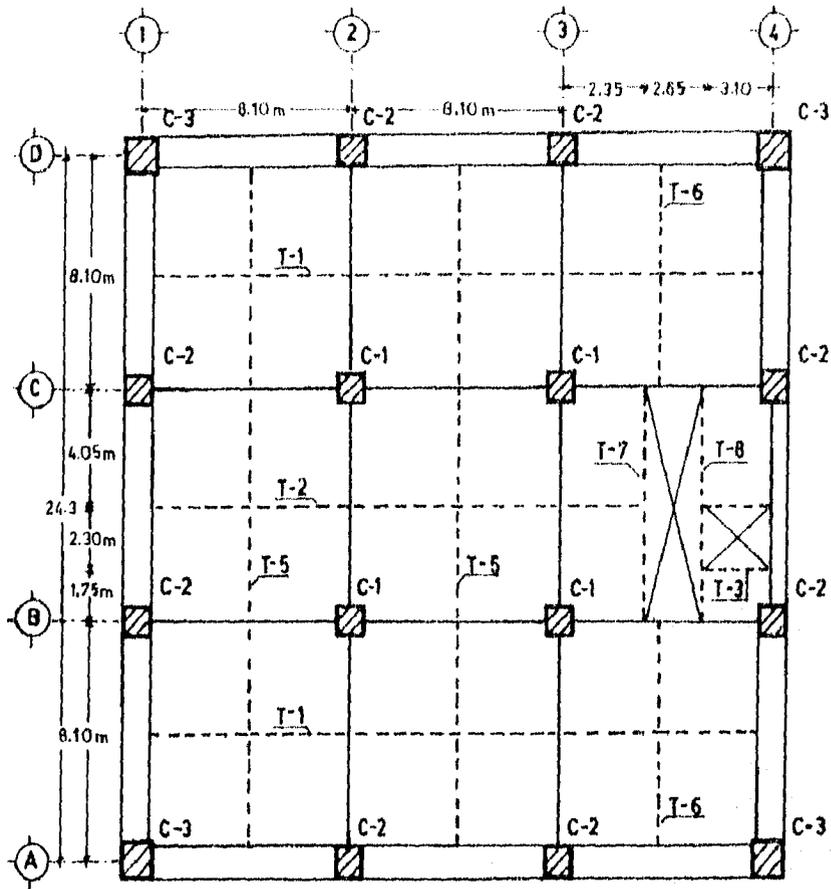


FIG. 54 Ubicación del predio



Esc: 1.200

FIG. 55a Planta tipo

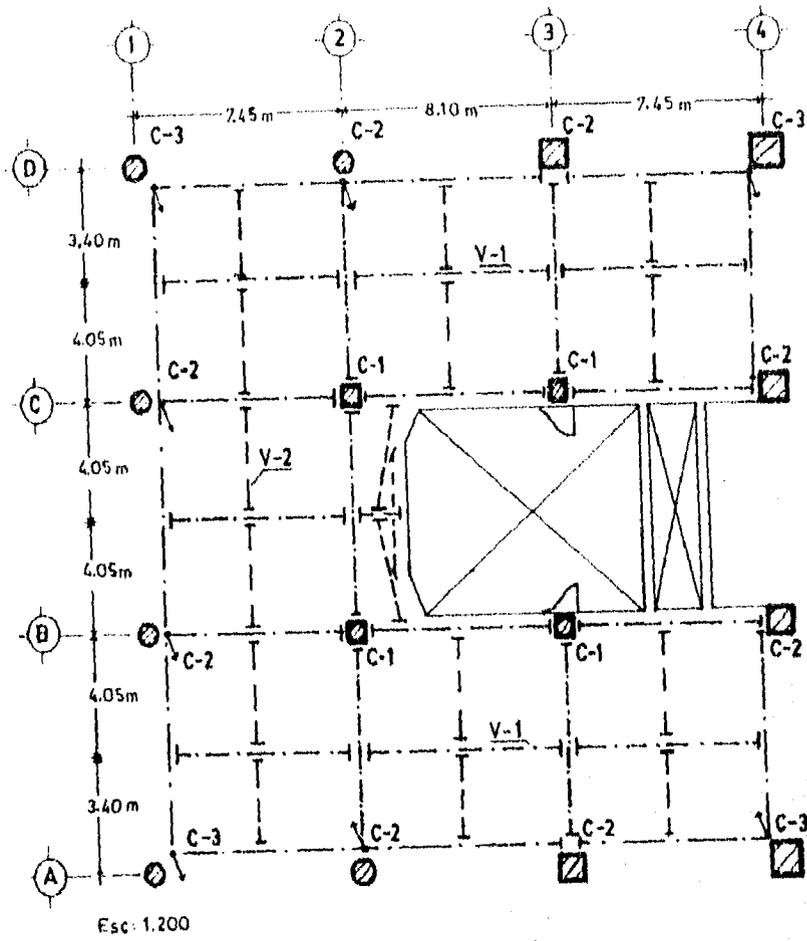


FIG. 55b Mezzanine

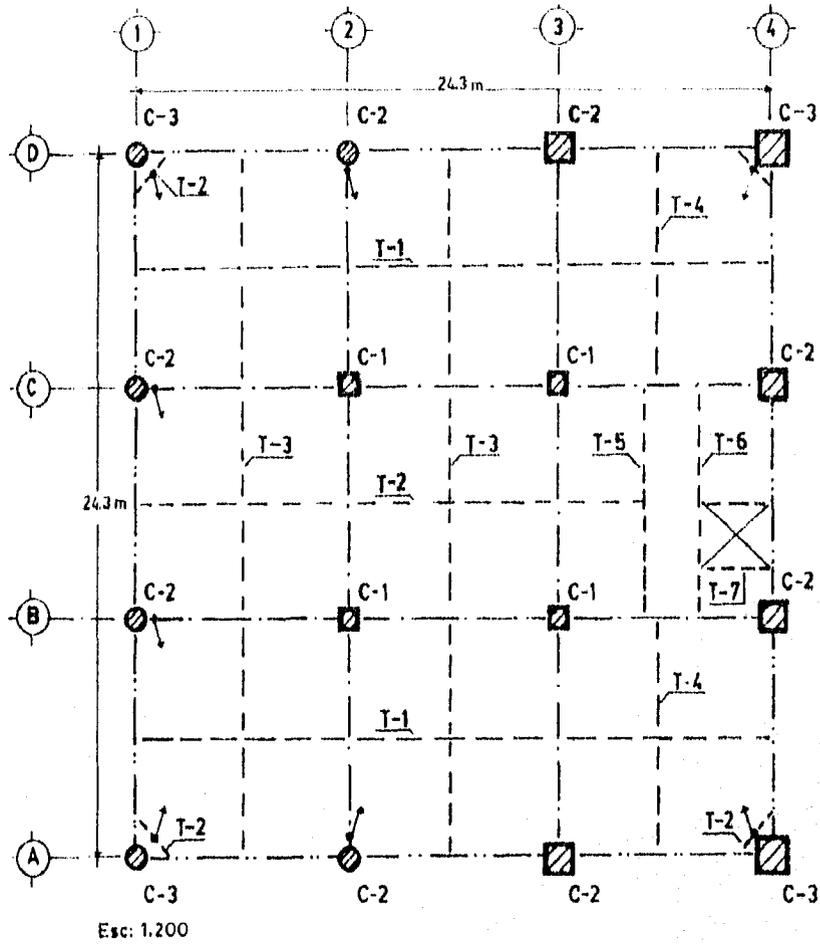


FIG. 55c Planta do azotea

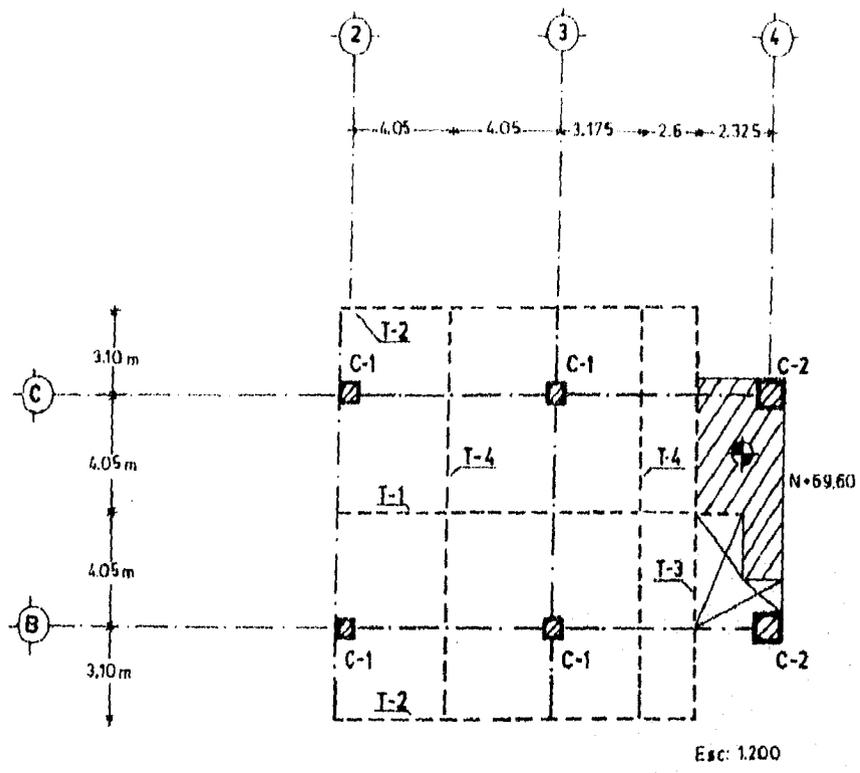


FIG. 55d Helipuerto

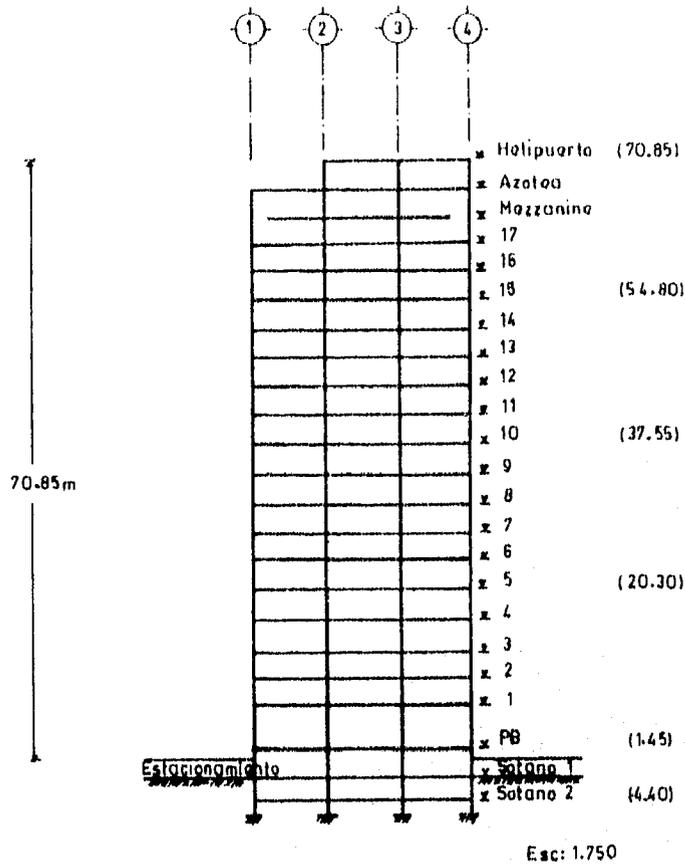


FIG. 55e Elevación de la estructura

## 3.2 SELECCION DE LA CIMENTACION.

### 3.2.1 ALTERNATIVAS CONSIDERADAS.

Como la construcción del Centro Urbano Galerías cuenta con diversas estructuras y de diferente número de niveles, su distribución de descargas es variable por lo que se podría pensar en solucionar el sistema de cimentación para cada estructura como cuerpo aislado uno del otro, pero esto podría ocasionar una variación en el comportamiento de todo el conjunto cuando se presenten movimientos relativos indeseables provocando asentamientos diferenciales entre cada cuerpo en particular, por lo que se optó desde la construcción del centro comercial se utilizó un sólo tipo de cimentación en todo el predio, ya que por una parte se tendrá un mejor comportamiento.

De las posibles soluciones que se tenían, se optó por una cimentación profunda utilizando pilotes empotrados dentro del estrato resistente, transmitiendo por punta toda la carga de la estructura y para el caso de mayores descargas se utilizarán pilas coladas "in-situ".

De las posibilidades que se eliminaron fueron:

- Uso de un sistema de cimentación somera (zapatas ó losas), puesto que en algunos casos la capacidad de carga no era la suficiente.
- Uso de un sistema de pilotes de fricción, debido a que los problemas de asentamientos diferenciales se iban a presentar.
- Uso de pilotes de control que son factibles de utilizar, ya que se logra controlar los movimientos descendentes del suelo, pero se tendría que tomar en cuenta el mantenimiento de dicho sistema durante toda la vida útil de la estructura.

## 3.3 CAPACIDAD DE CARGA.

La capacidad de carga representa la propiedad que tiene el suelo para soportar una serie de cargas ajenas a él, evitando que altere su estructura y poderla transmitir a través del suelo que lo rodea y lo sostiene sin que por ello se provoquen daños o asentamientos considerables.

### TEORIAS FUNDAMENTALES.

A continuación se exponen en forma general las teorías más usadas que han trascendido en la Mecánica de Suelos para el cálculo de la capacidad de carga.

#### 3.3.1 TEORIA DE TERZAGHI.

Esta teoría es muy usada para calcular la capacidad de carga en los cimientos pocos profundos, los cuales se consideran con un ancho  $B$  igual o mayor que la profundidad de desplante  $D_f$ , ( $B \geq D_f$ ). Al estar apoyado dicho cimiento a cierta profundidad, Terzaghi solamente contempla la resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla bajo el nivel de desplante y desprecia la que se puede desarrollar arriba de éste, en base a esto propuso un mecanismo de falla (fig. 56), el cual está conformado por 3 zonas. La zona I se representa con una cuña que se mueve junto con el cimiento como un cuerpo rígido verticalmente hacia abajo; la zona II representa la deformación tangencial radial, la cual se limita mediante dos

fronteras: la primera AC forma con la horizontal el ángulo  $\phi$  siempre y cuando la base del cimiento tenga una textura rugosa, pero si es lisa el ángulo será de  $45 - \phi/2$ ; la segunda corresponde a la línea AD, la cual forma con la horizontal un ángulo de  $45 - \phi/2$  en cualquiera de los dos casos; por último tenemos la zona III que representa el estado plástico pasivo de Rankine.

Después de un largo análisis matemático Terzaghi llegó a establecer la siguiente ecuación para calcular la capacidad de carga en un cimiento largo y superficial, apoyado en un suelo cohesivo-friccionante y sin provocar la falla.

$$q_c = c N_c + \gamma Df N_q + 1.2 \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

donde

$q_c$  = Capacidad de carga última, ( ton/m<sup>2</sup> ).

$c$  = Cohesión del suelo de apoyo, ( ton/m<sup>2</sup> ).

$\gamma$  = Peso volumétrico del suelo, ( ton/m<sup>3</sup> ).

Df = Profundidad de desplante, ( m ).

B = Ancho del cimiento, ( m ).

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga, los cuales dependen del ángulo de fricción interna, ( adimensionales ).

La representación gráfica de dichos factores se muestra en la figura 57. Como se observa se tienen 6 curvas de las cuales tres proporcionan los valores de los factores cuando la falla es de tipo general y las tres restantes dan los valores modificados de los factores ( $N'_c, N'_q$  y  $N'_\gamma$ ), cuando la falla es de tipo local. Según Terzaghi la falla de tipo local se presenta cuando al penetrar el cimiento no se logra desarrollar el estrato plástico hasta los puntos E - E' (fig. 56), sino que dicha falla ocurre antes por haberse alcanzado un nivel de asentamiento al estar en condiciones de menor carga.

Para conocer la capacidad de carga última con respecto a dicha falla Terzaghi introdujo nuevos valores para los parámetros de resistencia "c" y  $\phi$ " en su teoría :

$$c' = 2.3 c \quad \text{y} \quad \phi' = 2.3 \tan \phi$$

de esta manera estableció la ecuación siguiente:

$$q_c = 2.3 c N'_c + \gamma Df N'_q + 1.2 \gamma B N'_\gamma \quad (2)$$

Así mismo propuso las siguientes ecuaciones basándose en resultados experimentales para calcular la capacidad de carga en cimientos cuadrados y circulares apoyados en suelos cohesivos-friccionantes, al presentarse una falla de tipo general:

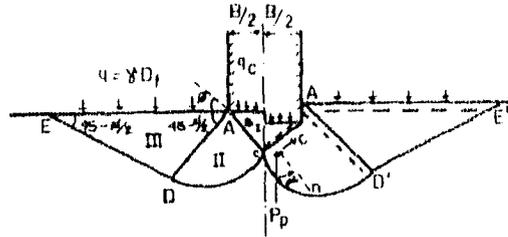


FIG. 56 Mecanismo de falla un cimiento continuo poco profundo

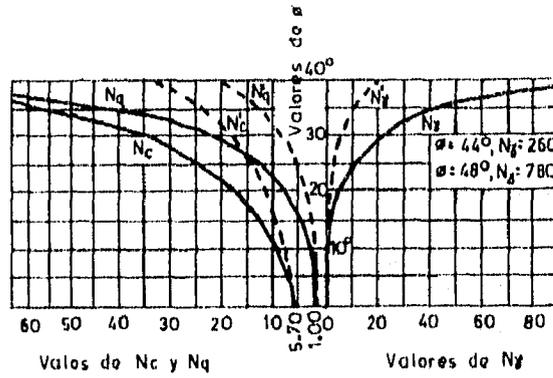


FIG. 57 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (3)$$

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad (4)$$

siendo R = radio del cimiento.

### 3.3.2 TEORIA DE SKEMPTON.

Skempton se basó en la Teoría de Terzaghi para determinar la capacidad de carga en cimientos superficiales apoyados en suelos puramente cohesivos, por lo cual adoptó la expresión:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f \quad (5)$$

establecida por el mismo Terzaghi. Debido a sus diversas experiencias, Skempton encontró que el factor de capacidad de carga  $N_c$  actúa a lo largo de una superficie de deslizamiento y crece conforme aumenta la profundidad de desplante del cimiento, permaneciendo constante hasta una cierta profundidad en adelante. En casos prácticos (fig. 58) Terzaghi considera la misma capacidad de carga en ambos casos en lo referente a la influencia de la cohesión, pero en cuanto a la presión del suelo ( $\gamma D_f$ ) esta varía; mientras que Skempton, toma en cuenta la diferencia de resistencias del suelo que se encuentra en el nivel de desplante considerando la influencia del factor  $N_c$ , el cual está en función de la relación  $D/B$ , donde  $D$  representa la profundidad de apoyo en el estrato resistente y  $B$  el ancho del cimiento.

Los valores de  $N_c$  según Skempton se muestran en la figura 59, donde se observan dos curvas, una para cimientos circulares y cuadrados, y otra para cimientos largos.

Por otra parte, en caso que se presente un suelo heterogéneo se deberá tomar en cuenta los espesores y pesos volumétricos respectivos para el cálculo de la presión del suelo que influye en la capacidad de carga del cimiento.

### 3.3.3 TEORIA DE MEYERHOF.

Meyerhof en base a sus estudios supuso un mecanismo de falla para el caso de cimientos largos (fig. 60), el cual se divide en 3 zonas: 1- La cuña  $ABB'$  representa la zona de esfuerzos uniformes considerándose en estado activo de Rankine; 2- La cuña  $ABC$  representa la zona de esfuerzo cortante radial, la cual está limitada por un arco de espiral logarítmica; 3- La cuña  $BCDE$  es una zona de transición donde varían los esfuerzos desde el estado de corte radial hasta los de una zona en estado plástico pasivo, la extensión del estado plástico dependerá de dos factores: la profundidad del cimiento y la rugosidad de la cimentación, dentro de esta misma cuña se identifica la línea  $BD$  llamada superficie libre equivalente, donde actúan tanto los esfuerzos normales " $P_o$ " como los tangenciales " $S_o$ ", correspondientes al efecto del material que se encuentra dentro de la cuña  $BDE$ .

Finalmente Meyerhof llegó a desarrollar una ecuación análoga a la de Terzaghi:

$$q_c = c N_c + P_o N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \quad (6)$$

considerando que las únicas diferencias son el esfuerzo normal " $P_o$ ", el cual ya no es solamente igual a  $\gamma h$  y los valores de los tres factores de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ .

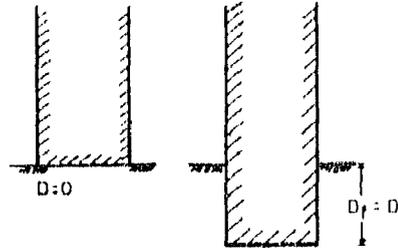


FIG. 58 Influencia de la profundidad de desplante en el valor de  $N_c$  en suelos puramente cohesivos

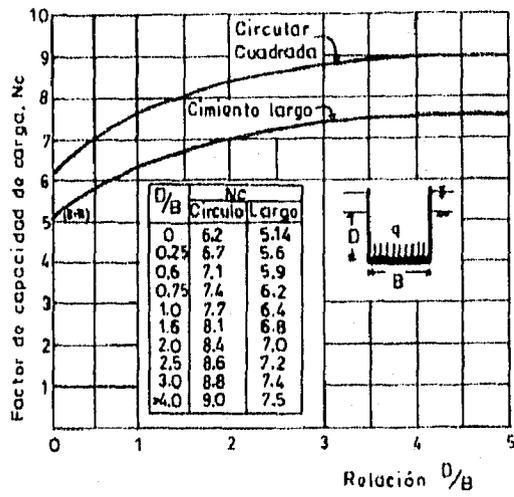


FIG. 59 Valores de  $N_c$  según Skempton para suelos puramente cohesivos

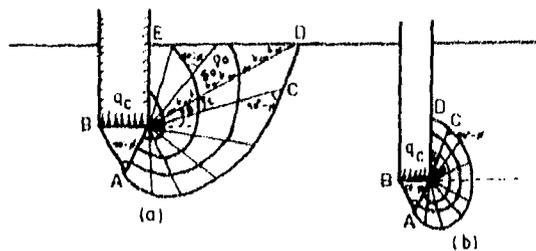


FIG. 60 Mecanismo de falla propuestos por Meyerhof  
a) a poca profundidad, b) a gran profundidad

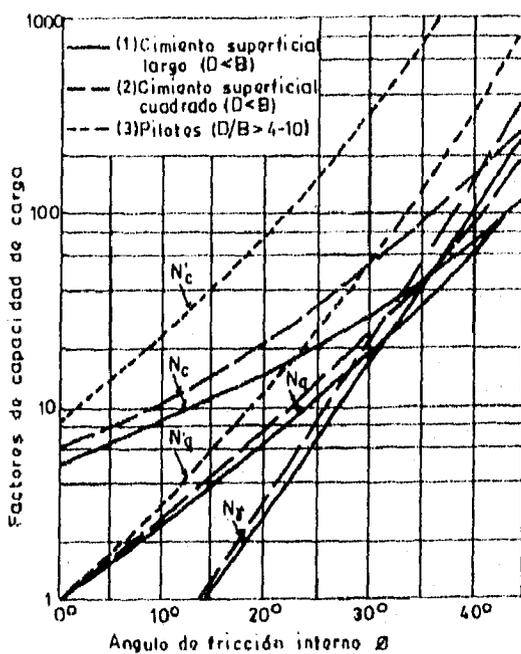


FIG. 61 Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilotes

Después de algunas experiencias Meyerhof modificó su ecuación, la cual presenta la misma forma matemática de la expresión establecida por Terzaghi para el caso de un cimiento superficial :

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \quad (7)$$

Para determinar los valores de los factores de carga, Meyerhof se basó en las teorías establecidas por Prandtl y Reissner para evaluar  $N_c$  y  $N_q$  con la suposición de que el material está desprovisto de peso propio considerando :

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

y

$$N_q = c \frac{\pi \tan \phi}{\tan^2 (45 + \phi/2)} \quad (8)$$

posteriormente tomó en cuenta el efecto del peso del material calculando  $N_\gamma$  mediante la utilización del método independiente sugerido por Ohde, por lo que :

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4 \phi) \quad (9)$$

Así en función del ángulo de fricción interna  $\phi$ , logró tabular y graficar las curvas de los factores de capacidad de carga correspondiente a cimientos superficiales (largos y cuadrados) y profundos (pilotes). En la figura 61 se representa con la gráfica de líneas llenas (1), los factores correspondientes a los cimientos superficiales largos, para el caso de un cimiento superficial de tipo cuadrado o circular ( $B = L$ ) se emplea la gráfica con líneas discontinuas de raya larga (2).

Cuando se presente el caso de analizar un cimiento superficial de tipo rectangular, Meyerhof propuso dos alternativas:

- 1.- Interpolar los factores de la gráfica (1) y (2).
- 2.- Multiplicar los factores de carga correspondiente a la gráfica (1) por los factores de forma de origen empírico:

$$S_c = 1 + 0.2 B/L \tan (45 + \phi/2)$$

$$S_q = S_\gamma = 1, \text{ cuando } \phi = 0$$

ó

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 B/L \tan (45 + \phi/2) \text{ cuando } \phi > 10^\circ \quad (10)$$

Para evaluar la capacidad de carga de un pilote que trabaja por punta, se considera la siguiente fórmula :

$$q_c = c N'_c + \gamma D_f N'_q \quad (11)$$

donde

$c$  = Cohesión del suelo de apoyo.

$\gamma$  = Peso volumétrico del suelo de cada estrato que se encuentre desde el nivel de corona hasta el nivel de desplante del pilote.

DF = Profundidad a la que esta el estrato resistente de apoyo.

N'c y N'q = Factores de carga, obtenidos con la gráfica (3) de la figura 61.

Para que los factores obtenidos se utilicen en la fórmula, el pilote deberá cumplir con :

- Tener una sección cuadrada o circular.
- Se hincará a base de golpes.
- La punta deberá penetrar en el estrato resistente por lo menos una profundidad D'

$$D' = 4 B [ \tan ( 45 + \phi/2 ) ]^{1/2} \dots \dots \dots (12)$$

En el caso de que dicha profundidad sea menor o realmente no exista Meyerhof propuso obtener N'c y N'q interpolando linealmente los factores de la gráfica (2) y (3).

Cuando las propiedades del suelo presentan una variación cerca de la punta del pilote, Meyerhof recomienda trabajar con valores medios; es decir, que si el suelo de apoyo es de tipo friccionante se considera el promedio de las propiedades obtenidas entre 4 diámetros (o anchos) arriba de la punta y un diámetro bajo ella y para suelos de tipo cohesivos se considera un diámetro tanto arriba como abajo de la base. Estas consideraciones son válidas para un pilote de eje vertical o inclinado, siempre y cuando la carga portante este en el mismo eje que el elemento cuando presenta una posición inclinada.

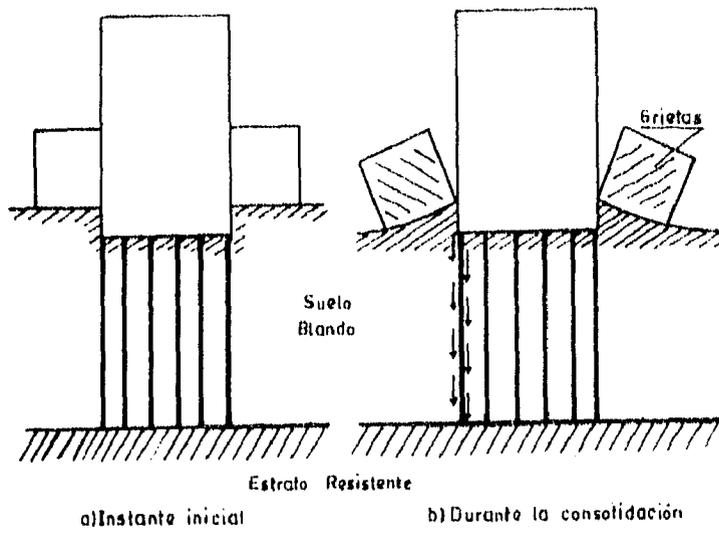
#### 3.3.4 FRICCIÓN NEGATIVA.

Al cimentar una estructura en la zona del lago ó de transición mediante pilotes ó pilas de punta apoyados en un estrato resistente y subyaciendo un depósito arcilloso compresible, éste tiende a disminuir debido al proceso de consolidación que se genera por las sobrecargas y la sobre explotación del agua subterránea, provocando la inducción de esfuerzos de fricción en sentido descendente a todo lo largo del fuste, sobrecargándose el elemento al colgarse el suelo circundante.

Por lo que al no tomarse en cuenta el fenómeno de la fricción negativa en el diseño podría ocasionar el colapso del elemento por penetración en el estrato resistente o en el menor de los casos al soportar la sobrecarga se presentaría la emersión de la estructura produciendo daños a construcciones vecinas, (fig. 62).

#### 3.4 CRITERIOS DE DISEÑO.

Toda estructura y cada una de sus partes estará diseñada para cumplir con la revisión de cada estado límite, entendiendo como estado límite aquella etapa del comportamiento de la superestructura o subestructura que deje de cumplir con alguna de sus funciones para la cual fue proyectada.



**FIG. 82 Inducción de la fricción negativa a lo largo del fuste de pilotes de punta por consolidación de los estratos blandos**

En el Artículo 183 y 184 del Reglamento de Construcción para el D.F., se definen dos estados límite para toda estructura:

- 1.- Estado Límite de Falla, se considera como el agotamiento de la capacidad de carga en la estructura de soporte (cimentación), lo cual puede presentarse en su totalidad o parcialmente provocando daños irreversibles a los elementos que componen la estructura y por consiguiente afectar su resistencia ante nuevas sollicitaciones de carga.
- 2.- Estado Límite de Servicio, se considera como la alteración que pueden ocasionar ciertos efectos (deformaciones, agrietamientos o vibraciones), al funcionamiento de la estructura sin afectar su capacidad para soportar las descargas.

#### ACCIONES DE DISEÑO.

En base al Art. 188 del R.C.D.F. se diseñará la cimentación considerando las combinaciones de acciones siguientes:

El primer tipo de combinación incluyen las acciones permanentes más acciones variables, las cuales se emplean para revisar ambos estados límite. Para revisar el estado límite de servicio (asentamientos y movimientos a largo plazo), las acciones variables se tomarán con su intensidad media; mientras que para la revisión del estado límite de falla se usará la acción más desfavorable en su intensidad máxima y las acciones restantes en su intensidad instantánea.

El segundo tipo de combinación se compone de las acciones permanentes más las acciones variables en su intensidad instantánea y las acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán ambos estados límite asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debido a sismo se contempla la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la estructura.

Además de las combinaciones anteriores, se tomarán en cuenta las mencionadas por el Art. 225 del R.C.D.F., para el diseño de cimentaciones profundas en las zonas II ó III se incluirá entre las acciones la fricción negativa que se desarrolla sobre el fuste de los pilotes o pilas debido a la consolidación del terreno circundante.

Dicha acción se considerará como el esfuerzo cortante máximo que se desarrolle durante el contacto suelo-pilote y será igual a la cohesión del suelo obtenida por la prueba triaxial no consolidada - no drenada (UU) bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo; así mismo se calculará tomando en cuenta explícitamente en el diseño las excentricidades que presente la resultante de las combinaciones de acciones anteriores respecto al centroide del área de cimentación (momento de volteo).

Dentro de las acciones anteriormente mencionadas tenemos:

- 1.- Acciones Permanentes que contemplan: la carga muerta o peso propio, empujes de tierra líquidos y las deformaciones de la estructura que varían poco con el tiempo (preesfuerzos, movimientos diferenciales permanentes).
- 2.- Acciones Variables se consideran: la carga viva, los efectos de temperatura, los hundimientos diferenciales y las cargas de operación de equipo (impacto, frenaje, vibraciones); para su aplicación se debe de tomar en cuenta las diversas intensidades, las cuales son:
  - Intensidad Máxima, se entiende como el valor máximo probable durante la vida útil de la estructura.
  - Intensidad Media, se toma como el valor medio probable durante un periodo de varios

años, estimando con esto los efectos a largo plazo.

- Intensidad Instantánea, se considera el valor probable durante el lapso de tiempo en que se presente la carga accidental.

- 3.- Acciones Accidentales, corresponden: al sismo, viento, explosión e incendio; son efectos no generados por el funcionamiento normal de la estructura y durante su acción alcanzan intensidades de consideración en un lapso de tiempo corto.

#### FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA.

De acuerdo al Art. 194 del R.C.D.F. los factores de carga se establecen de la siguiente manera:

- Para el primer tipo de combinación, la revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas se afectará por un factor igual a 1.4.
- Para el segundo tipo de combinación, la revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas se afectará por un factor igual a 1.1.
- Para ambas combinaciones, la revisión del estado límite de servicio el factor de carga será unitario.

Para la capacidad de carga a base de pilotes y/o pilas, se afectará por un factor de resistencia de acuerdo a las condiciones que se presenten:

- 1- Cuando se tenga un sistema de cimentación apoyado en un estrato resistente :  $F_r = 0.35$  .
- 2- Cuando el sistema de cimentación trabaja por adherencia o fricción lateral :  
 $F_r = 0.7 ( 1 - s/2 )$  , siendo "s" la relación entre la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote o pila.

#### 3.4.1 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS CON LAS CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO.

##### ESTADO LÍMITE DE FALLA.

Para comprobar la estabilidad y seguridad de la cimentación a base de pilotes o pilas que transmiten toda la carga a un estrato resistente por medio de su punta, deberá de cumplir con la siguiente desigualdad para las distintas combinaciones de acciones estáticas consideradas :

$$\sum Q F_c < \sum R \quad (13)$$

donde

$\sum Q F_c$  : Suma de las acciones verticales consideradas por la combinación afectadas por un factor de carga  $F_c = 1.4$  . En dicha acciones se incluirá el peso propio de los pilotes o pilas.

$\sum R$  : Menor valor de la suma de la capacidad de carga individual, por grupo o -- global del conjunto de pilotes ó pilas; tomando en cuenta la disminución -- del efecto de la fricción negativa que se desarrolla sobre el fuste, afectada por un factor  $F_c = 1.1$

Para calcular la capacidad de carga en pilotes y pilas que trabajen por punta, se tomará en cuenta el estrato donde se apoye, ya que de esto dependerá para seleccionar la ecuación:

- Suelo Cohesivo :  $Q_p = ( C_u N_c^* Fr + P_v ) A_p$  ..... (14)

- Suelo Friccionante :  $Q_p = ( \bar{P}_v N_q^* Fr + P_v ) A_p$  ..... (15)

- Suelo Cohesivo -  
Friccionante :  $Q_p = \{ ( C_u N_c + \sigma_d N_q ) Fr + P_v \} A_p$  ..... (16)

donde

$Q_p$  = Capacidad de carga última por punta, ( ton ).

$C_u$  = Cohesión determinada en ensaye triaxial (UU), ( ton/m ).

$P_v$  = Presión vertical total debido al peso del suelo a la profundidad de desplante de la cimentación, ( ton/m ).

$\bar{P}_v$  = Presión vertical efectiva a la misma profundidad, ( ton/m ).

$\sigma_d$  = Esfuerzo efectivo al nivel de desplante, considerando la disminución por fricción negativa  $\Delta\sigma_{FN}$ , ( ton/m ).

$A_p$  = Area transversal de la punta del pilote ó pila, ( m<sup>2</sup> ).

$N_c^*$  = Coeficiente de capacidad de carga definida por la siguiente tabla

$\phi_u$	0°	5°	10°
$N_c^*$	7	9	13

$\phi_u$  = Angulo de fricción aparente, ( ° ).

$N_q^*$  = Coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{mín} + L_c ( N_{máx} - N_{mín} ) / 4 B \tan ( 45^\circ + \phi/2 )$$

cuando  $L_c / B < 4 \tan ( 45^\circ + \phi/2 )$

ó bien  $N_q^* = N_{máx}$  cuando  $L_c / B > 4 \tan ( 45^\circ + \phi/2 )$

$\phi$	20°	25°	30°	35°	40°
Nmáx	12.5	26	55	132	350
Nmín	7	11.5	20	39	78

$L_e$  = Longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, ( m ).

$B$  = Ancho o diámetro del pilote ó pila, ( m ).

$\phi$  = Angulo de fricción interna, ( ° ).

$Fr$  = Factor de resistencia igual a 0.35, ( adimensional ).

En el caso que los elementos a utilizar tengan un diámetro mayor de 0.5m, la capacidad de carga se corregirá por el efecto de escala mediante los siguientes factores:

- Suelo Friccionante : 
$$Frc1 = [( B + 0.5 ) / 2B ]^n \quad (17)$$

donde

$B$  = Diámetro de la base del pilote o pila, ( m ) ( $\geq 0.5m$ )

$n$  = Exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo mediamente denso y 3 para suelos densos.

- Suelo Cohesivo : 
$$Frc2 = ( B + 1 ) / ( 2B + 1 ) \quad (18)$$

Cuando se presenta un suelo cohesivo firme fisurado se podrá usar el factor de la ecuación (17) con exponente  $n = 1$ .

- Suelo Cohesivo-Friccionante, el factor para este caso se compone mediante la contribución de los dos factores anteriores.

Cuando la pila queda prácticamente embebido en un depósito arcilloso compresible y estan sujetos a consolidación, la pila experimenta una sobrecarga al desarrollarse la fricción negativa sobre el fuste, (fig. 63).

El fenómeno de la fricción negativa provoca la disminución del esfuerzo efectivo y una reducción en la capacidad de carga útil.

La fricción negativa se calcula aplicando la siguiente fórmula :

$$FN = w k \phi \int \sigma_o dz / [ 1 + ( w k \phi Df ) / 3a ] \quad (19)$$

donde

$FN$  = Fricción negativa desarrollada en el fuste de la pila, ( ton ).

$w = 2 \pi r_o$  = Perímetro del pilote ó pila, ( m ).

$r_o = 1.05 d/2$  = Radio de influencia, ( m ).

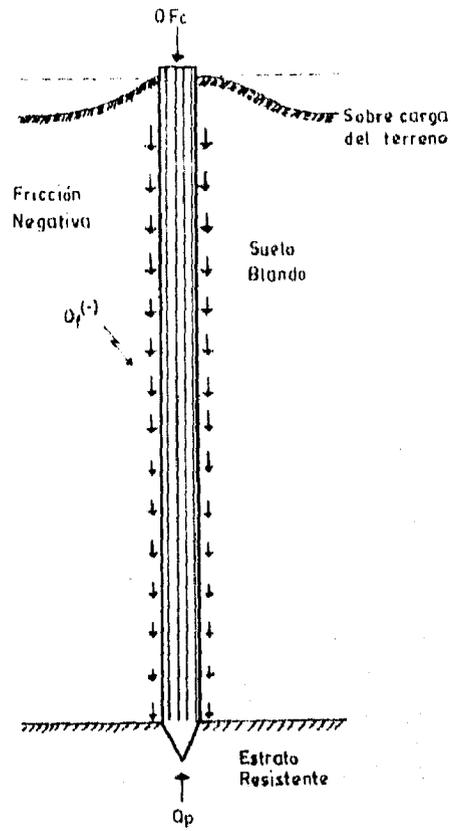


FIG. 63 Representación de la fricción negativa en la pila

$d$  = Diámetro del pilote ó pila, ( m ).

$a = 12 \pi r_o^2$  = Área tributaria nominal de influencia, ( m<sup>2</sup> ).

$k\phi$  = Coeficiente de fricción igual a 0.33, ( adimensional ).

$L_f$  = Longitud del pilote ó pila comprendida entre los estratos que tienden a consolidarse, ( m ).

$\int \sigma_o dz$  = Área del diagrama de esfuerzos efectivos iniciales verticales en la longitud del pilote ó pila.

La disminución del esfuerzo efectivo se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{FN} = FN / a \quad (20)$$

#### ANÁLISIS DE LA CIMENTACION.

Tomando en cuenta las características del proyecto arquitectónico y estructural, en particular por la heterogeneidad que se presenta en la magnitud de las descargas a nivel de cimentación, que de acuerdo al estructurista se consideraron las acciones permanentes más las acciones variables en su intensidad máxima, las cuales varían entre los 1745 y 917 ton, (fig. 64); y las características físicas y mecánicas que prevalecen en el depósito profundo formado por suelo limo-arenoso con grava en estado compacto localizado entre 24.5 y 34m de profundidad, la cual se tomó como referencia del programa de exploración que se efectuó para la Torre de Pemex, que abarcó hasta esta zona; se optó por la alternativa más apropiada para cimentar la estructura proyectada mediante la utilización de pilas coladas "in-situ". Una vez realizado el análisis previo de capacidad de carga, se llegó a concluir el diseño de las pilas con las siguientes características, (fig 65 a y b).

- De acuerdo a la estructuración se tendrán 16 pilas de 22m de longitud, una debajo de cada columna.
- 1.a profundidad de desplante de la cimentación a nivel de banqueta será de 26.4m.
- La longitud del fuste,  $L_f = 20$  m.
- El diámetro del fuste,  $\Phi_f = 1.50$  m.
- La longitud de la campana,  $L_c = 2$  m con diámetro  $\Phi_c = 2.6$  m y 2.8 m. con respecto a las condiciones de menor a mayor carga.

A continuación se presentan los resultados obtenidos por el diseño de la cimentación elegida.

#### CAPACIDAD DE CARGA.

La capacidad de carga admisible de las pilas por punta (  $Q_a$  ) se obtiene mediante la siguiente expresión :

$$Q_a = Q_p - Q_f^{(*)} \quad (21)$$

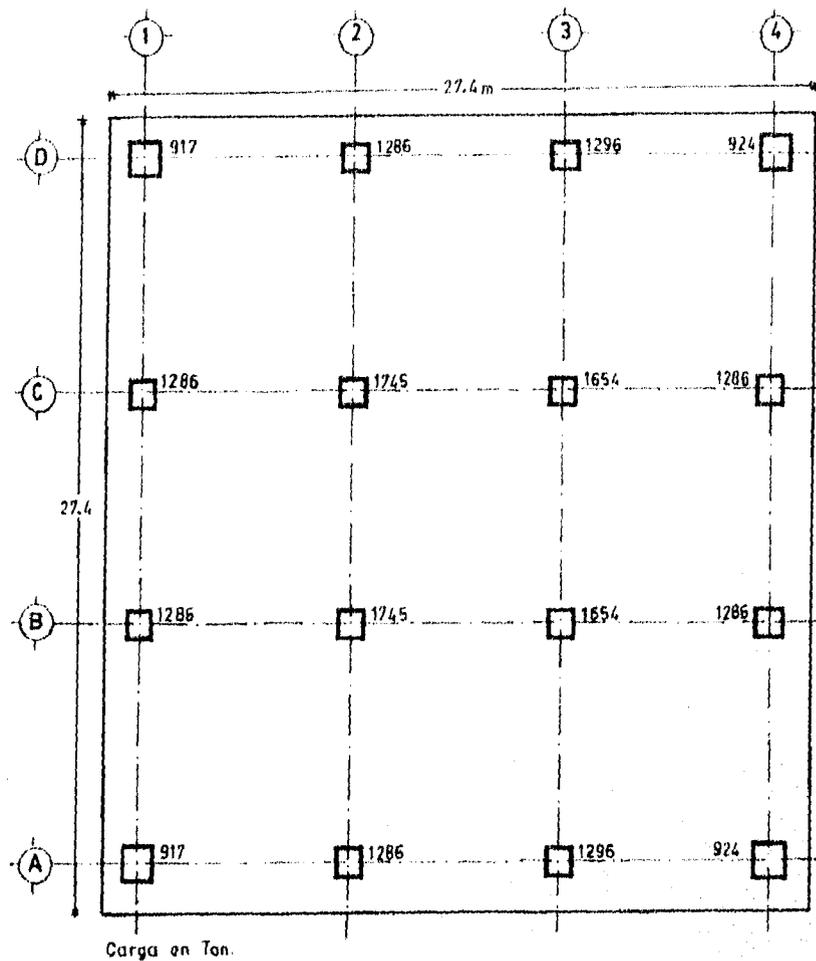
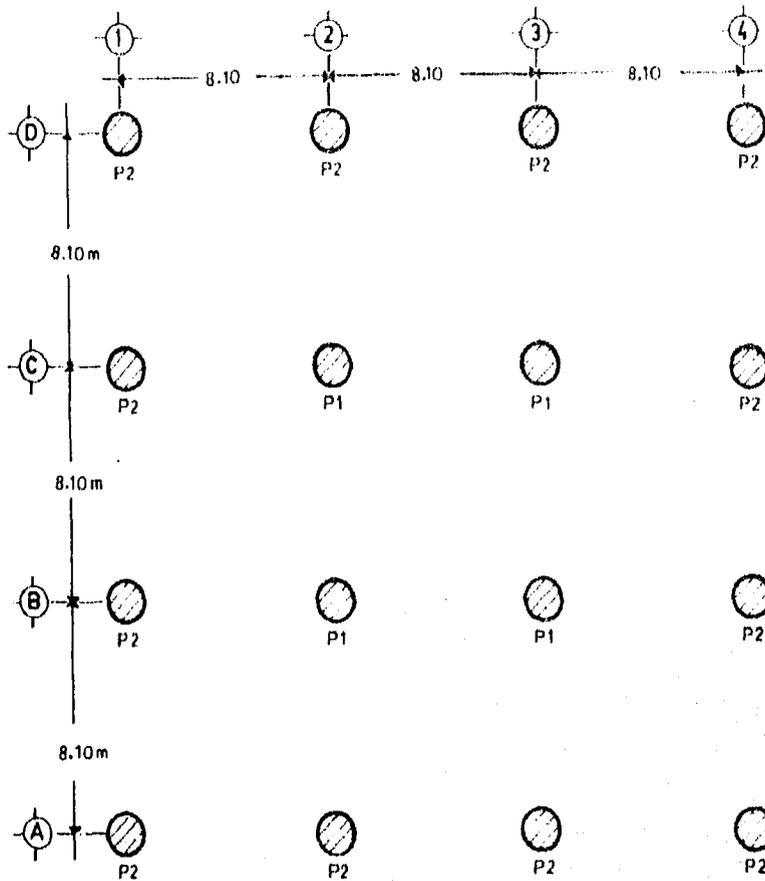


FIG. 64 Descarga a nivel de cimentación  
 en condiciones estáticas  
 (West. =  $W_{muerto} + W_{viva\ máx}$ )



PILA	Nº	Diámetro del fuste	Diámetro de campana	A	B	C	Cota de corona	Cota de desplante
P1	4	150	280	65	75	140	N -4,40m	N -26,40m
P2	12	150	260	55	75	130	N -4,40m	N -26,40m

Aco: cm

FIG. 65a Cimentación profunda a base de pilas

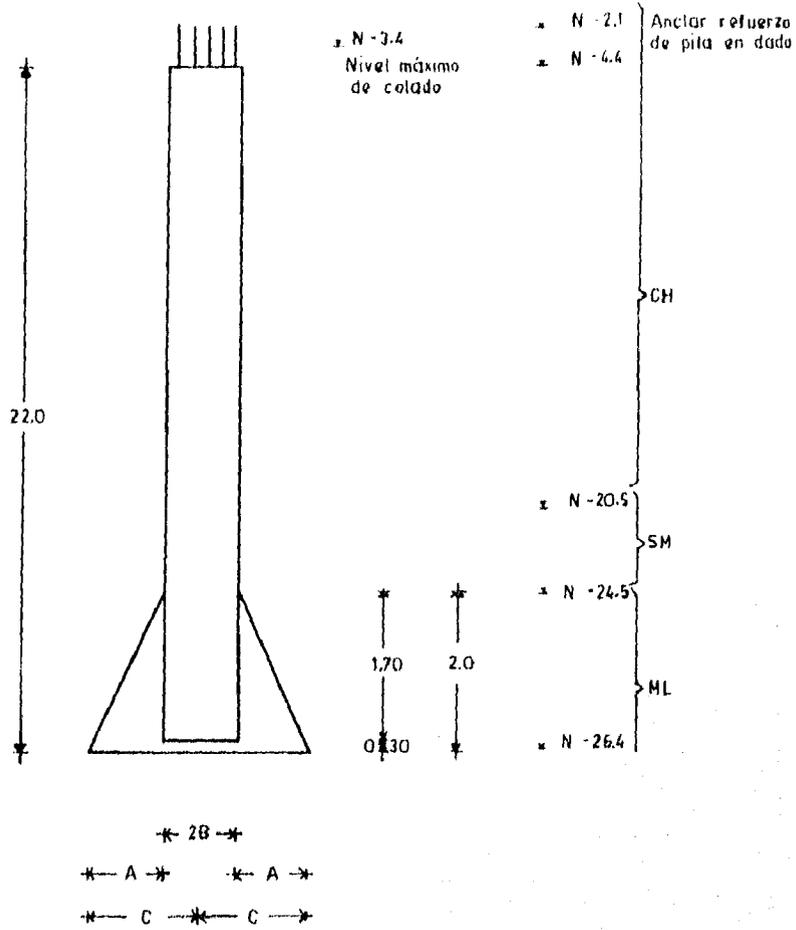


FIG. 65b Nivel de desplante de la pila

antes de calcular la capacidad de carga, se procede primeramente a calcular la fricción negativa, la cual provocará la disminución del esfuerzo efectivo que se obtenga desde el nivel de desplante de las pilas.

- Cálculo de la Fricción Negativa (ver figura 66 para el cálculo de esfuerzos efectivos iniciales).

$$r_o = 1.05 d/2 = 1.05 ( 1.5 / 2 ) = 0.7875 \text{ m}$$

$$w = 2 \pi r_o = 2 \pi ( 0.7875 ) = 4.95 \text{ m}$$

$$a = 12 \pi r_o = 12 \pi ( 0.7875 ) = 23.38 \text{ m}$$

$$FN = w k \phi ( \sigma_o dz / [ 1 + ( w k \phi Df / 3a ) ]$$

$$FN = ( 4.95 \times 0.33 \times 115.22 ) / [ 1 + ( 4.95 \times 0.33 \times 16.1 ) / ( 3 \times 23.38 ) ]$$

$$FN = 188.2 / 1.375 = 137 \text{ ton}$$

$$\Delta \sigma_{FN} = FN / a = 137 / 23.38 = 5.86 \text{ ton / m}$$

- Cálculo de la Capacidad de Carga.

Considerando la mayor sección de la campana  $\Phi_c = 2.8 \text{ m}$

Propiedades mecánicas del suelo de apoyo  $c = 12 \text{ ton / m}$  y  $\phi = 38.5^\circ$

$$Q_p = \{ ( C_u N_c Fr_1 + \sigma_d N_q Fr_2 ) Fr + P_v \} A_p$$

- Esfuerzo efectivo a nivel de desplante de la pila :

$$\sigma_d = \sigma_o - \Delta \sigma_{FN} = 15.56 \text{ ton / m} - 5.86 \text{ ton / m} = 9.70 \text{ ton / m}$$

- Presión vertical total a nivel de desplante de la pila :

$$P_v = 1.55 \text{ t/m} \times 3\text{m} + 1.25 \text{ t/m} \times 3\text{m} + 1.70 \text{ t/m} \times 1\text{m} + 1.15 \text{ t/m} \times 1\text{m} \\ + 1.35 \text{ t/m} \times 2\text{m} + 1.20 \text{ t/m} \times 5.5\text{m} + 1.80 \text{ t/m} \times 3\text{m} + 1.81 \text{ t/m} \times 4\text{m} \\ + 1.85 \text{ t/m} \times 1.9\text{m} = 36.71 \text{ t/m}$$

- Coeficiente de capacidad de carga en la longitud de empotramiento de la pila, obtenidos por el criterio de Meyerhof :

$$N_c = 270 \text{ y } N_q = 85$$

$$\text{Área transversal de la punta de la pila : } A_p = \pi r^2 = 6.16 \text{ m}^2$$

- Factor de escala, por ser un suelo cohesivo-friccionante el factor se compone mediante la contribución de las ec ( 17 y 18 ) :  $B = 2.8 \text{ m}$  y  $n = 3$

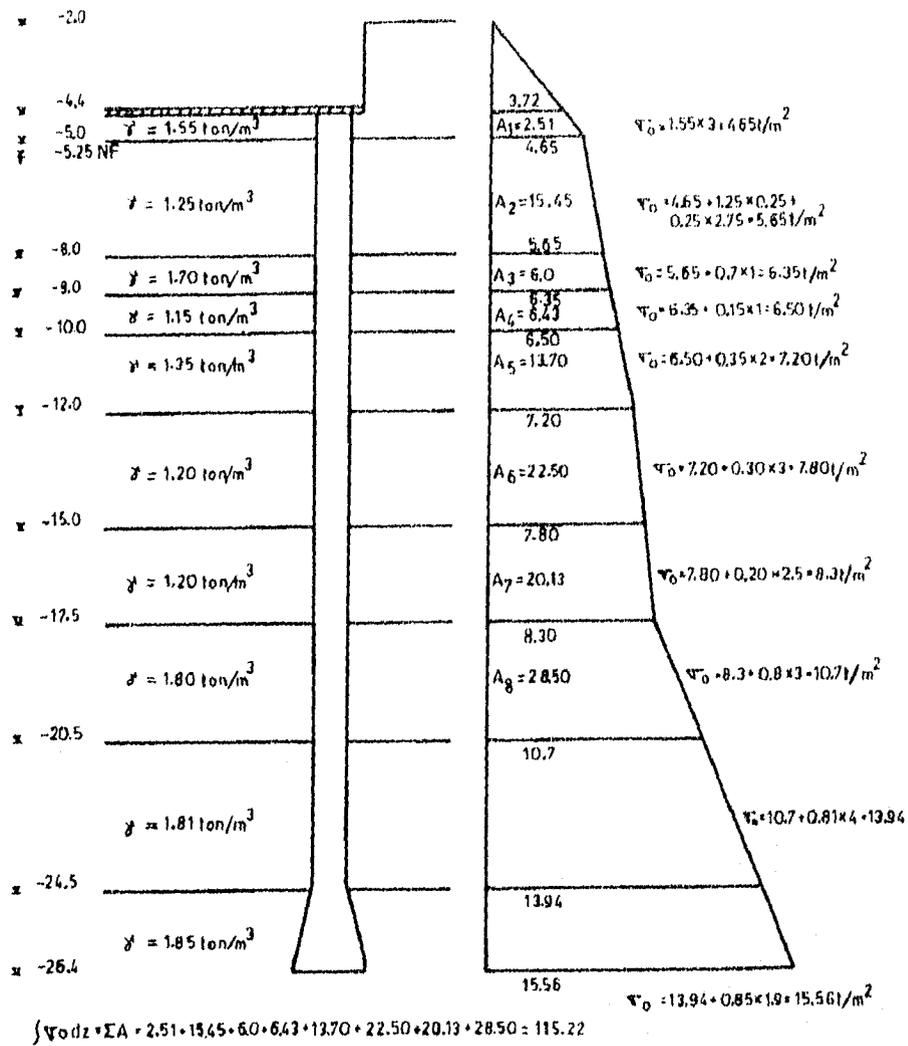


FIG. 66 Cálculo del área del diagrama esfuerzos efectivos iniciales  $\int \sigma_0 dz$

$$Fre1 = \left[ \frac{(B + 0.5)^3}{2B} \right] = \left\{ \frac{(2.8 + 0.5)^3}{(2 \times 2.8)} \right\} = 0.205$$

$$Fre2 = \frac{(B + 1)}{(2B + 1)} = \frac{(2.8 + 1)}{(2 \times 2.8 + 1)} = 0.576$$

$$Qp = \{ (12 \times 270 \times 0.205 + 9.7 \times 85 \times 0.576) \times 0.35 + 36.71 \} \times 6.16 = 2682 \text{ Ton.}$$

· Cálculo de la Capacidad de Carga Admisible.

$$Qa = Qp - Qf = 2682 - 137 (1.1) = 2531.3 \text{ ton}$$

$$R = Qa / Ap = 2531.3 \text{ ton} / 6.16 \text{ m}^2 = 411 \text{ Ton/m}^2$$

· Comprobación de la estabilidad de la cimentación cumpliendo con la desigualdad para la primera combinación de acciones estáticas

PI.A	$\Phi_c$ (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	P (Ton)	$W_p$ (Ton)	Q (Ton)	$Q F_c / A_c < R$
1	2.6	5.31	805	101	906.13	209 < 411
2	2.6	5.31	1062	101	1163.27	307 < 411
3	2.6	5.31	1072	101	1173.27	309 < 411
4	2.6	5.31	812	101	913.13	241 < 411
5	2.6	5.31	1123	101	1224.28	328 < 411
6	2.8	6.16	1359	102.77	1461.32	332 < 411
7	2.8	6.16	1268	102.77	1370.32	311 < 411
8	2.6	5.31	1123	101	1224.28	323 < 411
9	2.6	5.31	1184	101	1285.30	339 < 411
10	2.8	6.16	1420	102.77	1522.35	346 < 411
11	2.8	6.16	1329	102.77	1431.35	325 < 411
12	2.6	5.31	1184	101	1285.30	339 < 411
13	2.6	5.31	866	101	967.15	255 < 411
14	2.6	5.31	1123	101	1224.28	323 < 411
15	2.6	5.31	1133	101	1234.28	325 < 411
16	2.6	5.31	873	101	974.15	257 < 411
			17737	1623	19360	

Simbología :

$\Phi_c$  = Diámetro de la campana.

$A_c$  = Área de la campana.

P = Peso de la estructura (W est.) menos el peso de la excavación (Wexc.).

$W_p$  = Peso de la pila.

Q = P +  $W_p$

Considerando la capacidad de carga por grupo de pilas, la mayor concentración de carga en la estructura se encuentra en la zona central.

$$\Sigma Q F_c < \Sigma R$$

$$\begin{aligned} 5785.34 (1.4) &< 2531.3 \times 4 \text{ pilas} \\ 8099 \text{ Ton.} &< 10125 \text{ Ton.} \quad (\text{cumple}) \end{aligned}$$

Capacidad Global :

$$\Sigma Q F_c < \Sigma R$$

$$\begin{aligned} 19360.16 (1.4) &< 2531.3 \times 16 \text{ pilas} \\ 27104 \text{ Ton.} &< 40501 \text{ Ton.} \quad (\text{cumple}) \end{aligned}$$

#### CONDICIONES DINAMICAS.

Se verifica que la desigualdad de la ec. (13) se cumpla, para la segunda combinación de acciones verticales utilizando un factor de carga igual a 1.1.  
Una vez realizado el análisis sísmico de la estructura; el estructurista proporciono el incremento por carga sísmica ( $\Delta_s$ ), para cada una de las pilas ( fig. 67 ).

· Revisión de las pilas más afectadas por el sismo, ( 5, 8, 9 y 12 ).

$$\Sigma Q F_c < \Sigma R$$

$$\begin{aligned} 7654 (1.1) &< 2531.3 \times 4 \text{ pilas} \\ 8419 \text{ Ton} &< 10125 \text{ Ton} \quad (\text{cumple}) \end{aligned}$$

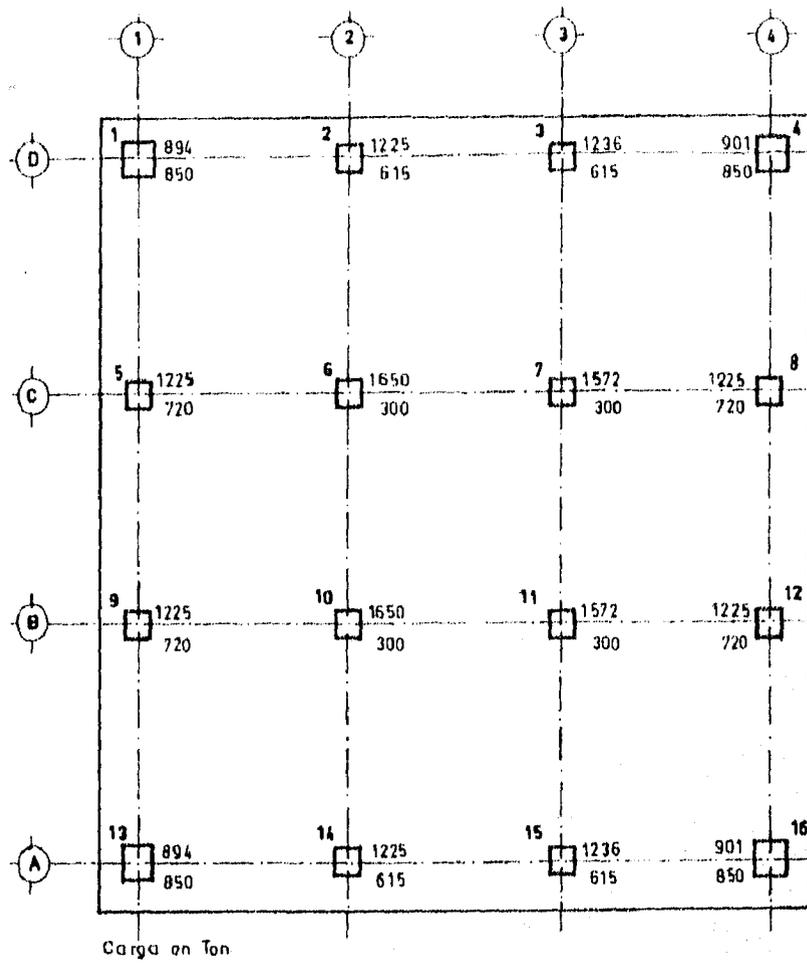


FIG. 67 Descarga a nivel de cimentación  
 en condiciones dinámicas  
 $(W_{st} = W_m + W_{inst} \cdot \Delta s)$

Comprobación de la estabilidad de la cimentación cumpliendo con la desigualdad para la segunda combinación de acciones dinámicas.

PILA	$\Phi_c$ (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	P (ton)	$\Delta s$ (ton)	$W_p$ (ton)	$\Sigma Q$ (ton)	$\Sigma Q F_c / A_c$	$< \Sigma R$
1	2.6	5.31	782	850	101	1906.30	359	< 411
2	2.6	5.31	1001	615	101	1888.70	356	< 411
3	2.6	5.31	1012	615	101	1900.80	358	< 411
4	2.6	5.31	789	850	101	1914.00	360	< 411
5	2.6	5.31	1062	720	101	2071.30	390	< 411
6	2.8	6.16	1264	300	102.77	1833.45	298	< 411
7	2.8	6.16	1186	300	102.72	1747.65	284	< 411
8	2.6	5.31	1062	720	101	2071.30	390	< 411
9	2.6	5.31	1123	720	101	2138.40	403	< 411
10	2.8	6.16	1325	300	102.72	1900.55	309	< 411
11	2.8	6.16	1247	300	102.72	1814.70	295	< 411
12	2.6	5.31	1123	720	101	2138.40	403	< 411
13	2.6	5.31	843	850	101	1973.40	372	< 411
14	2.6	5.31	1062	615	101	1955.80	368	< 411
15	2.6	5.31	1073	615	101	1967.90	371	< 411
16	2.6	5.31	850	850	101	1981.10	373	< 411

Simbología :

$\Phi_c$  = Diámetro de la campana.

$A_c$  = Área de la campana.

P = Peso de la estructura (W<sub>est.</sub>) menos el peso de la excavación (W<sub>exc.</sub>)

$\Delta s$  = Incremento de carga por sismo.

$W_p$  = Peso de la pila.

$\Sigma Q = ( P + \Delta s + W_p ) F_c$

### 3.4.2 REVISIÓN DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO CON LAS CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO.

El cálculo de los asentamientos ( $\delta$ ) bajo carga estática en pilotes ó pilas de punta, consiste en estimar la deformación propia del elemento mediante su acortamiento elástico, trabajando como una columna corta ( $\delta_c$ ) y la deformación del material por debajo del apoyo de las puntas ( $\delta_e$ ) :

$$\delta = \delta_c + \delta_e \quad (22)$$

siendo

$$\delta_c = Q D_f / A_f E \quad \text{y} \quad \delta_c = [(3 - 4 \nu) (1 + \nu) / 2 \pi] \alpha Q / E_s d$$

donde

Q = Carga media de trabajo del pilote ó pila, incluyendo la fricción negativa, ( ton ).

D<sub>f</sub> = Longitud efectiva del pilote ó pila, ( m ).

E = Módulo de elasticidad del concreto, ( ton / m<sup>2</sup> ).

A<sub>f</sub> = Area transversal del fuste del pilote ó pila, ( m<sup>2</sup> ).

ν = Relación de Poisson, ( adimensional ).

E<sub>s</sub> = Módulo de elasticidad del suelo de apoyo de los pilotes ó pilas, ( ton / m<sup>2</sup> ).

d = Diámetro de la base del pilote ó pila, ( m ).

A continuación se presentan los resultados de los asentamientos desarrollados en cada una de las pilas.

- Longitud de la pila : D<sub>f</sub> = 22 m.

- Area transversal del fuste : A<sub>f</sub> = π r<sup>2</sup> = π ( 0.75 )<sup>2</sup> = 1.78 m<sup>2</sup>

- Relación de Poisson para suelos limo-arenosos : ν = 0.25

- Módulo de elasticidad del concreto : E = 14000 √f<sub>c</sub> para una resistencia a la compresión de f<sub>c</sub> = 300 kg / cm<sup>2</sup>

E = 14000 √300 = 242487.113 kg / cm<sup>2</sup> = 2424871.13 ton / m<sup>2</sup>

- Módulo de elasticidad del suelo de apoyo : E<sub>s</sub> = 7450 ton / m<sup>2</sup>

- Fricción Negativa : FN = 137 ton.

PILA	d (m)	P (ton)	Wp (ton)	Q (ton)	$\delta_c$ (m)	$\delta_e$ (m)	$\delta$ (m)	$\delta$ (cm)
1	2.6	756	101	994.13	0.0051	0.0204	0.0255	2.55 *
2	2.6	950	101	1188.27	0.0061	0.0244	0.0305	3.05
3	2.6	957	101	1195.27	0.0061	0.0246	0.0307	3.07
4	2.6	763	101	1001.13	0.0051	0.0206	0.0257	2.57
5	2.6	1011	101	1249.28	0.0064	0.0257	0.0321	3.21
6	2.8	1175	102.72	1414.32	0.0072	0.0270	0.0342	3.42
7	2.8	1086	102.72	1325.32	0.0068	0.0252	0.0320	3.20
8	2.6	1011	101	1249.28	0.0064	0.0257	0.0321	3.21
9	2.6	1072	101	1310.30	0.0067	0.0270	0.0337	3.37
10	2.8	1236	102.72	1475.35	0.0075	0.0281	0.0356	3.56 *
11	2.8	1147	102.72	1386.35	0.0071	0.0264	0.0335	3.35
12	2.6	1072	101	1310.30	0.0067	0.0270	0.0337	3.37
13	2.6	817	101	1055.15	0.0054	0.0217	0.0271	2.71
14	2.6	1011	101	1249.28	0.0064	0.0257	0.0321	3.21
15	2.6	1018	101	1256.28	0.0064	0.0258	0.0322	3.22
16	2.6	824	101	1062.15	0.0054	0.0218	0.0272	2.72

Simbología :

d = Diámetro de la campana.

P = Peso de la estructura (W<sub>est.</sub>) menos el peso de la excavación (W<sub>exc.</sub>)

W<sub>p</sub> = Peso de la pila.

Q = P + W<sub>p</sub> + FN

Considerando la deformación diferencial máxima :

$$S = (\Delta H_{\text{máx}} - \Delta H_{\text{mín}}) / L = (0.0356 - 0.0255) / 18.112 = 0.001$$

$$S < S_{\text{permisible (RCID)}}$$

$$0.001 < 0.004 \quad (\text{cumple})$$

### 3.5 ANALISIS DE LA EXCAVACION.

Cuando un proyecto contempla en cierta etapa de su programa de obra la realización de una excavación, será necesario efectuar una revisión de estabilidad y seguridad, tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- Abatimiento del nivel freático y bombeo de las infiltraciones.
- Estabilidad de las paredes y del fondo por corte y subpresión.
- Expansiones del fondo en suelos blandos.
- Tubificación.

Aspectos a considerar para la excavación del proyecto.

Para proyectar la excavación que alojarán los sótanos de la estructura, el análisis del abatimiento y bombeo no se considero debido a que el nivel freático se encontraba estable a una profundidad media de 4.5 m durante esta etapa. El segundo aspecto a considerar es la estabilidad de las paredes, las cuales pueden ó no soportarse, si se presenta el primer caso usualmente son de tipo vertical, además con ó sin puntales y las otras son inclinadas con un cierto talud, tomando en cuenta en ambos casos la sobrecarga que actúa en la superficie. Con la siguiente expresión se puede determinar la altura máxima a la que puede llevarse un corte vertical en material cohesivo sin soporte y sin derrumbe; afectada por un factor de seguridad igual a 2.

$$H_c = 4c / FS \gamma \quad (23)$$

donde

$H_c$  = Altura crítica, ( m ).

$c$  = Cohesión del suelo, ( ton / m<sup>2</sup> ).

$\gamma$  = Peso volumétrico del suelo, ( ton / m<sup>3</sup> ).

$FS$  = Factor de seguridad, ( adimensional ).

debido a que se realizó una limpia y despalme del predio de 2m, se desarrolla la expresión anterior para una excavación de 2.4m de profundidad; por lo que se tiene :

$$H_c = [ (4 \times 2.2 \text{ ton / m}^2) / (2 \times 1.55 \text{ ton / m}^3) ] = 2.84 \text{ m}$$

$$H_{exc} < H_c$$

$$2.4 \text{ m} < 2.84 \text{ m} \quad (\text{cumple})$$

Si la desigualdad no se cumpliera, se efectuará un análisis estructural del ademe siguiendo el procedimiento descrito en la referencia 7b.

#### FALLA DE FONDO POR CORTE.

Una de las causas de falla más frecuente y peligrosa que se presenta en una excavación abierta en arcilla, es la falla de fondo por corte, (fig. 68). Esta ocurre cuando el terreno circundante presenta un asentamiento y como consecuencia el peso de dicho terreno se apoya en el estrato de suelo que está al nivel del fondo de la excavación y si la capacidad de carga de ese suelo no es capaz de soportar ese peso, éste tiende a fluir hacia el centro provocándole al fondo de la excavación un rápido levantamiento del material.

Las Normas Técnicas Complementarias evalúa la falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes, mediante la siguiente desigualdad:

$$Pv + \sum q Fc \leq C_u N_c Fr \quad (24)$$

donde

$C_u$  = Cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación en condiciones no drenada, ( ton / m ).

$N_c$  = Coeficiente de capacidad de carga dado por :

$$N_c = 5.14 ( 1 + 0.25 Df/B + 0.25 B/L )$$

Para  $Df/B \leq 2$  y  $B/L \leq 1$   
siendo :

$Df$  = Profundidad de desplante, ( m ).

$L$  = Longitud de la excavación, ( m ).

$B$  = Base de la excavación, ( m ).

En caso de que  $Df/B$  y  $B/L$  no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones tomarán los valores de 2 y 1 respectivamente.

$Pv$  = Presión vertical total actuante en el suelo a la profundidad de excavación, ( ton / m ).

$\sum q Fc$  = Sobrecarga superficiales debido a la acción de una edificación o de la vía pública afectadas por un factor de carga, ( ton / m ).

$Fr$  = Factor de resistencia igual a 0.5, si la falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes se considera un valor de 0.7.

La desigualdad anterior contempla dos términos: el primero  $Pv + q$  representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo y la sobrecarga, mientras que el segundo término  $C_u N_c$  representa la resistencia del suelo a lo largo de la superficie de falla.

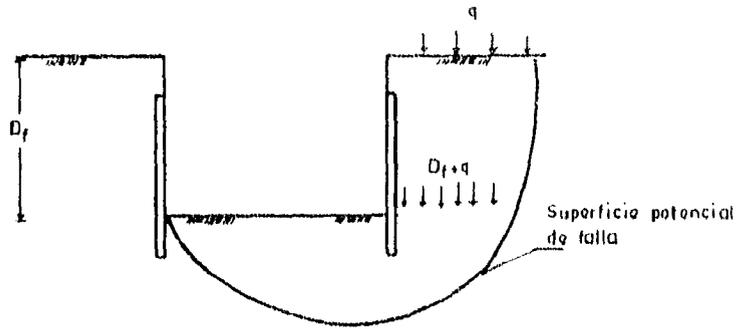


FIG. 68 Falla de fondo por cortante en excavaciones en material arcilloso

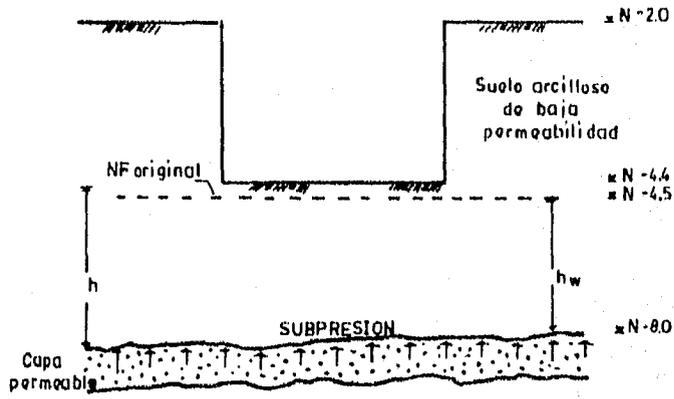


FIG. 69 Falla de fondo por subpresión

Considerando los siguientes datos para la excavación del proyecto :

Dimensiones de la excavación:	Propiedades del suelo:
Df = 2.4 m	$C_u = 2.2 \text{ ton/m}^2$
B = 8.1 m	$\gamma = 1.55 \text{ ton/m}^3$
L = 24.3 m	Sobrecarga superficial: $q = 2 \text{ ton/m}^2$

· Cálculo del Coeficiente de Capacidad de Carga (  $N_c$  ), tomando en cuenta las desigualdades :

$$\begin{aligned} Df/B &= 2.4/8.1 = 0.3 & Df/B &< 2 \\ B/L &= 8.1/24.3 = 0.333 & B/L &< 1 \end{aligned}$$

$$N_c = 5.14 [ 1 + 0.25 ( 0.3 ) + 0.25 ( 0.333 ) ] = 5.14 ( 1.158 ) = 5.954 - 6$$

· Cálculo de la Presión Vertical Total :

$$P_v = \gamma Df = ( 1.55 \text{ ton/m}^3 ) ( 2.4 \text{ m} ) = 3.72 \text{ ton/m}^2$$

· Cálculo de los términos de la desigualdad :

$$P_v + \sum q F_c = 3.72 \text{ ton/m}^2 + 2 \text{ ton/m}^2 ( 1.1 ) = 5.92 \text{ ton/m}^2$$

$$C_u N_c F_r = ( 2.2 \text{ ton/m}^2 ) ( 6 ) ( 0.5 ) = 6.6 \text{ ton/m}^2$$

$$P_v + \sum q F_c < C_u N_c F_r$$

$$5.92 \text{ ton/m}^2 < 6.6 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{cumple})$$

#### FAJLA DE FONDO POR SUBPRESION.

Considerando las condiciones piezométricas medidas en el sitio, se reviso la estabilidad del fondo de la excavación suponiendo que la subpresión ( presión de poro) actuará hacia arriba en la frontera entre estratos impermeables y permeables tratando de levantar el fondo de la excavación, (fig. 69).

De acuerdo a lo anterior se analizó el espesor de los estratos que se tienen por encima de la capa permeable, verificando que :

$$h > ( \gamma_w / \gamma_m ) h_w \quad (25)$$

donde

$h$  = Espesor de la capa impermeable, ( m ).

$h_w$  = Altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable. ( m ).

$\gamma_w$  = Peso volumétrico del agua, ( ton / m<sup>3</sup> ).

$\gamma_m$  = Peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, ( ton / m<sup>3</sup> ).

Tomando en cuenta la máxima profundidad de excavación y la existencia del estrato permeable entre 8 y 9m de profundidad se satisface la desigualdad con los siguientes valores :

$$h = 8 \text{ m} - 4.4 \text{ m} = 3.6 \text{ m}$$

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w$$

$$h_w = 3.5 \text{ m}$$

$$\gamma_w = 1 \text{ ton / m}^3$$

$$3.6 \text{ m} > (1 / 1.4) \times 3.5 \text{ m}$$

$$\gamma_m = 1.4 \text{ ton / m}^3$$

$$3.6 \text{ m} > 2.5 \text{ m} \quad (\text{cumple})$$

#### PRESIONES SOBRE LOS MUROS DEL SOTANO.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del suelo, así como las del proyecto, se determinaron las presiones a largo plazo sobre el cajón, basándose en las recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad :

- La presión ejercida por el agua, se expresa como el producto de su peso volumétrico por la profundidad establecida,  $P_w = \gamma_w h$ .

- La presión total que ejerce el suelo en condiciones de reposo, se puede presentar de dos formas :

1.- Cuando el nivel freático se encuentra por debajo del nivel de desplante del cajón, la presión total ejercida será el producto de los pesos volumétricos del suelo por sus respectivas profundidades,  $P_t = \gamma_{m1} h_1 + \gamma_{m2} h_2 + \dots$

2.- Cuando el nivel freático está por encima del nivel de desplante del cajón, la presión total se obtiene sumando la presión que ejerce el suelo tanto en estado seco como en estado sumergido, analíticamente se expresa :

$$P_t = \gamma_m h + (\gamma_m - \gamma_w) h$$

Una vez obtenida la presión total en cualquiera de ambos casos, será afectada por un coeficiente de presión de tierras en reposo.

- La acción que genera una edificación o simplemente la vía pública, se representa como una sobrecarga uniformemente repartida sobre la superficie del terreno, la cual debe tomar -- un valor mínimo de 1.5 ton / m<sup>2</sup> ó mayor a éste y se afectará por el mismo coeficiente de presión de tierras en reposo.

- También se contempla la presión debido a sollicitaciones sísmicas, el cual se evalúa cuando el muro y la cuña de suelo que está por encima de la superficie crítica de

deslizamiento se encuentra en equilibrio, al estar sujeta a la acción de las fuerzas debido a las cargas verticales y a una aceleración horizontal que corresponde a un tercio del coeficiente de diseño sísmico "c".

· Cálculo de las Presiones correspondientes al Proyecto : (ver figura 70)

1- Presión ejercida por el agua :  $P_w = 0$ , debido a que el nivel freático se encuentra por debajo del nivel de desplante del cajón.

2- Presión ejercida por el suelo, este se afecta por el coeficiente de presión de tierras en reposo para un suelo arcilloso blando :

$$P_s = \gamma Df k_o = (1.55 \text{ ton/m}^3) (2.4 \text{ m}) (0.6) = 2.232 \text{ ton/m}^2$$

3- Presión ejercida por la sobrecarga superficial

$$P_{sc} = q k_o = (2 \text{ ton/m}^2) (0.6) = 1.2 \text{ ton/m}^2$$

4- Presión sísmica, se consideró el coeficiente de diseño sísmico más desfavorable por estar la estructura cerca del límite de dos zonas ( zona II y III ) :  $\phi = 12^\circ$ ,  $c = 0.4$  (ver figura 70 a).

$$x = \tan (45 - \phi / 2) Df = \tan (45 - 12 / 2) \times 2.4 \text{ m} = 1.943 \text{ m}$$

$$A = x Df / 2 = 2.4 \text{ m} \times 1.943 \text{ m} / 2 = 2.332 \text{ m}^2$$

$$W = A \gamma = 2.332 \text{ m}^2 \times 1.55 \text{ ton/m}^3 = 3.615 \text{ ton/m}$$

$$P_{ss} = 3.615 \text{ ton/m} / 2.4 \text{ m} \times 0.4 / 3 = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

PROFUNDIDAD ( m )	$P_s$	$P_{sc}$	$P_{ss}$	$P_t$
	( Ton/m <sup>2</sup> )			
0	0	1.20	0.2	1.400
1	0.930	1.08	0.2	2.210
2	1.860	0.95	0.2	3.010
2.4	2.232	0.90	0.2	3.332

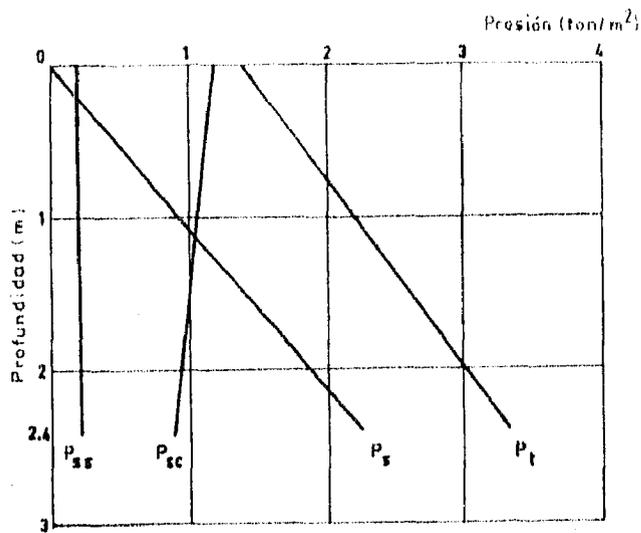


FIG. 70 Presiones sobre los muros del sótano

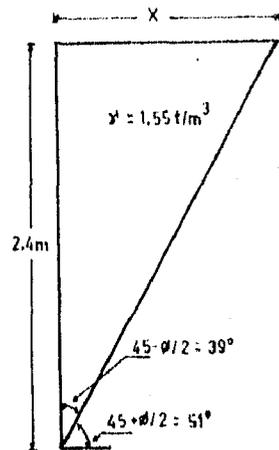


FIG. 70a Peso de la cuña de masa activa

## CAPITULO IV

### PROCESO CONSTRUCTIVO

En este capítulo se describen las etapas y los equipos de construcción que intervinieron en el desarrollo del procedimiento constructivo de las pilas, apegándose a las especificaciones de diseño y tomando en cuenta las tolerancias de aceptación para lograr un buen comportamiento de la cimentación, además se expone brevemente los métodos de excavación y el procedimiento que se siguió de ésta en el proyecto; finalmente se menciona la problemática que se pueda presentarse durante dicho proceso, complementandola con sus posibles soluciones.

Para determinar el método de construcción más adecuado y funcional referente a un sistema de cimentación, se deberán tomar en cuenta 3 aspectos :

- 1- La problemática que pueda generar el subsuelo al incorporar un elemento totalmente independiente a éste, por lo cual se deberá realizar un estudio exploratorio de mecánica de suelos para conocer el tipo de suelo, su estratigrafía y sus propiedades físicas y mecánicas, ya que esto influirá en la necesidad de usar un estabilizador, bombear el agua subterránea y/o utilizar el método más apropiado para la colocación del concreto.
- 2- La disponibilidad que se tenga para desarrollar una área de trabajo con un adecuado acceso a la obra, así como la protección a instalaciones contra asentamientos, derrumbes, ruidos o contaminación.
- 3- Las tolerancias permisibles.

#### 4.1 SINTESIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.

En base al diseño geotécnico y estructural, el sistema de cimentación que se empleará en el proyecto se compone de 16 pilas de concreto reforzado, armadas y coladas en el lugar "in-situ", así como elementos estructurales superficiales; el procedimiento de construcción a seguir es:

##### 1.- PERFORACION.

Se coloca el equipo de perforación en el sitio de trazo donde se pretende construir la pila, una vez seleccionada la maquinaria y la herramienta de ataque se procede a perforar el fuste de sección circular según dimensiones especificadas; conforme avanza la perforación será necesario introducir un sistema estabilizador a base de lodo bentoníticos, el cual evita derrumbes de material de las paredes y excesivas filtraciones del agua freática. Debido a que en el sondeo exploratorio se encontró una capa de suelo muy permeable, se decidió controlarla mediante un ademe metálico recuperable, el cual se hincó una vez perforada dicha capa, en el estrato impermeable hasta crear un sello; posteriormente se extrae el material y el lodo que se infiltró en el interior del ademe para continuar con la perforación hasta la profundidad de diseño, así mismo se siguió introduciendo el lodo en el espacio anular que existe entre la perforación y el ademe para evitar fricción con el suelo circundante. Una vez termina la perforación del fuste, se procede a la ampliación de la base de sustentación en estado seco para posteriormente verificar su correcto estado, (fig. 71 a,b y c).

##### 2.- COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO.

Conjuntamente con el proceso de perforación, se habilita y se arma el acero de refuerzo de la pila bajo las especificaciones estructurales del proyecto. Antes de introducir el armado se procede a limpiar el fondo de la perforación del material suelto para evitar afectar de manera importante la capacidad de carga de la base de la pila; una vez realizada la inspección y aprobada la perforación se procede al manejo y colocación del armado procurando que éste no quede con deformaciones permanente durante dicha maniobra y tome una posición lo más verticalmente posible para evitar probables contactos con las paredes y así poder garantizar el recubrimiento especificado, (fig. 71 d).

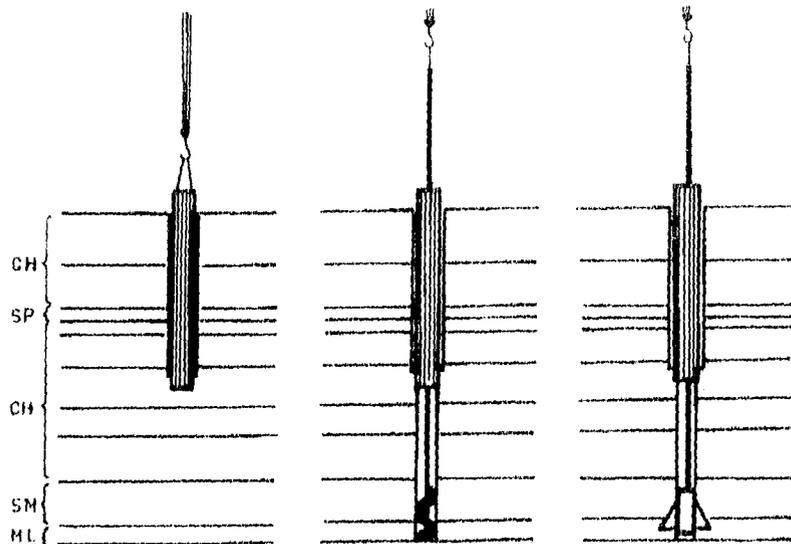


FIG. 71a Hincado parcial del ademe

FIG. 71b Continuación de la perforación

FIG. 71c Ampliación de la base

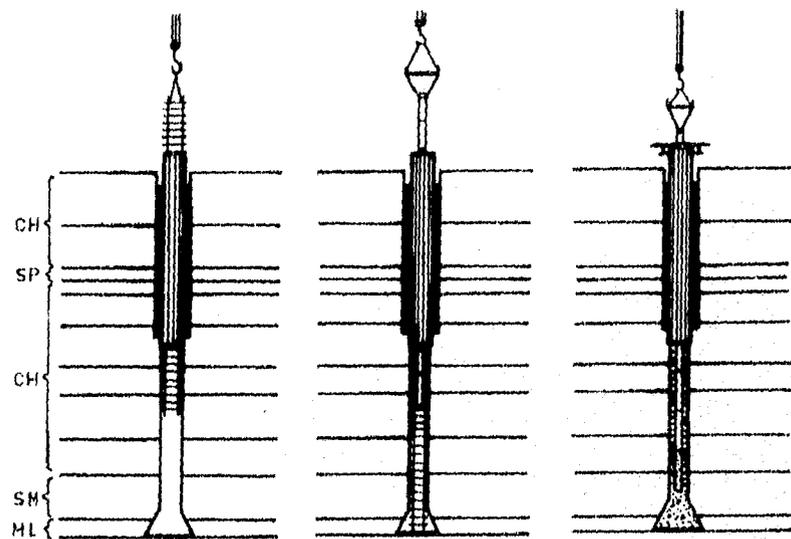


FIG. 71d Colocación del armado de refuerzo

FIG. 71e Colocación del tubo Tramie

FIG. 71f Colocación del concreto

### 3.- COLADO.

Una vez colocado el armado se procede al colado del elemento mediante el método tremie, el cual permite asegurar la integridad de éste y la continuidad del material sin llegar a su segregación durante su depositación dentro de la perforación, una vez alcanzado el nivel máximo del colado se extrae el ademe mediante pequeños tirones verticales continuamente a plomo hasta permitir el continuo flujo del concreto. Dentro de las especificaciones del proyecto establece llevar el colado 1m arriba del nivel inferior de las contratrabes, con el objeto de no tener un concreto contaminado en las uniones con dichos elementos, (fig. 71 c y f).

### 4.- ELEMENTOS DE CIMENTACION ADICIONALES.

Concluida la construcción de las pilas, se procede a la excavación entre ejes para la construcción de las contratrabes de liga y secundarias, para la cisterna y la losa que alojará el sistema de amortiguación de los elevadores; simultáneamente se realiza la demolición de la parte superior de la pila (descabezar) con el objeto de eliminar el concreto contaminado, este proceso se lleva a cabo mediante el uso de marros, cincel y pistolas rompedoras. Una vez finalizada la excavación se coloca una plantilla de concreto pobre  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$  con un espesor de 8 cm sobre el terreno, con el objeto de desplantar las contratrabes y la losa de cimentación sobre una superficie uniforme y limpia, al mismo tiempo se procede al habilitado armado del acero de refuerzo de dichos elementos para posteriormente continuar con su cimbrado y colado.

#### 4.1.1 TOLERANCIAS DE ACEPTACION.

Para garantizar un buen proceso constructivo en una cimentación, el constructor y la supervisión se deberá de apegar a las especificaciones de diseño tomando en cuenta las tolerancias de aceptación a fin de asegurar un buen comportamiento.

Dentro de las tolerancias más importantes:

- Localización. En la posición de la parte superior (cabeza) de la pila, la desviación aceptada debe ser menor del 4% del diámetro de la pila ó de 8cm en cualquier dirección, cualquiera que sea el valor más bajo. El diseño de la cimentación deberá tomar en cuenta esta excentricidad.
- Verticalidad. La tolerancia permisible esta comprendida entre 1 y 2% de la longitud final de la pila, pero sin exceder el 12.5% del diámetro de la pila ó 38cm en el fondo, cualquiera que sea el valor más bajo.
- Campana. El área del fondo de la campana no será menor del 98% de la especificada. En ningún caso la inclinación del talud de las paredes de la campana será menor de 55° con la horizontal y el arranque vertical de la campana deberá tener cuando menos 15 cm de altura. El talud de la campana debe ser preferentemente una línea recta ó en su defecto cóncava hacia abajo. En ningún caso será cóncava hacia arriba más de 15cm medidos en cualquier punto a lo largo de una regla colocada entre sus extremos.
- Ademe. Se deberá manejar y proteger evitando que se ovale más de 2% de diámetro nominal.
- Limpieza. Se deberá remover todo el material suelto y de azolve del fuste y de la campana antes de colocar el concreto. En ningún caso el volumen de tales materiales excederá el equivalente al que fuera necesario para cubrir 5% del área en un espesor de 5cm.

- Acero de Refuerzo. La separación mínima entre varillas no debe ser menor de 1.5 veces el diámetro de la varilla ni menor de 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.
- Concreto. El tamaño máximo de agregado deberá ser menor de 1/5 del diámetro de la pila ó de 3/4 partes de la abertura mínima del acero de refuerzo.

#### 4.2 PROCEDIMIENTO DE PERFORACION.

La perforación es la primera etapa que se requiere para iniciar la construcción de una pila y consiste en perforar un fuste de sección transversal cilíndrica con una ampliación en forma de campana en su base. Esta etapa debe realizarse en el menor tiempo posible para evitar el relajamiento de esfuerzos en el lugar y provocar desplazamientos del suelo hacia el interior del fuste, con la consiguiente disminución de la resistencia al corte y mal comportamiento posterior de la pila.

##### 4.2.1 MAQUINARIA Y HERRAMIENTA DE PERFORACION.

Para este proyecto se utilizó fundamentalmente la siguiente maquinaria y herramienta especializada en perforar barrenos en la zona de transición baja.

###### 1.- Grúa móvil montada sobre orugas marca LINK - BELT.

Son máquinas que sirven para levantar y manejar objetos pesados, mediante un sistema de malacates que acciona una serie de cables, los cuales están montados sobre una pluma rígida, (fig. 72); esta pluma se forma de ángulo estructural y se compone de 3 partes: 1- La base, es la parte que da apoyo a la pluma mediante articulaciones que se acoplan al cuerpo de la grúa; 2- Segmento central, es la parte que proporciona el cuerpo de la pluma y está formado por módulos de variada longitud acopladas entre sí y 3- La nariz, es el extremo superior de la pluma y tiene como función alojar las poleas por donde pasan los cables procedentes de los tambores de los malacates.

Este tipo de maquinaria presenta grandes ventajas durante la construcción de pilas:

- Por su sistema de orugas, la grúa se puede mover hasta en un terreno difícil.
- Su mecanismo le permite girar alrededor de un eje vertical.
- Es apropiada para acoplarle la perforadora de barrenación.
- Puede ejecutar las maniobras necesarias tanto para el manejo como para la colocación del adente, el armado estructural y la tubería de colado.

###### 2.- Perforadora montada sobre grúa marca SOILMEC.

Es una máquina que sirve para perforar barrenos en el subsuelo, es de tipo rotatorio y funciona esencialmente con una fuente de poder que mediante una transmisión hace girar un barretón telescópico en cuyo extremo inferior se acopla una herramienta de avance, ya sea una broca ó un bote cortador. Durante el proceso de perforación el barretón se hace descender mediante el sistema de cables que se encuentra instalados en la grúa hasta llevarlo al lugar de ataque, para posteriormente hacerlo penetrar en el terreno, (fig. 73).

###### 3- Herramientas.

Esencialmente fueron 3 las herramientas de ataque que se emplearon para la perforación de fustes y campanas.

- Broca espiral cilíndrica. Es una estructura de acero que se compone de una hélice, la cual se une alrededor de una barra central; en el extremo inferior al término de dicha hélice se encuentra el elemento de corte, el cual se forma por una serie de dientes de acero de alta resistencia. Su acoplamiento consiste en hacer penetrar la parte superior "caja" con la punta del barretón, fijándola mediante un perno.

Esta broca se empleó en suelos preferentemente cohesivos y cohesivos-friccionantes, que presentan una consistencia media a dura y con poca a nula presencia de agua, (fig. 74 a).

- Bole cortador. Es una estructura cilíndrica de acero con una tapa articulada en el fondo que permite abrirse y cerrarse mediante un sistema de bisagras, en la tapa se tiene integrada una serie de dientes de corte y un par de trampas que permiten la entrada del material producto del corte impidiéndole su salida. Su sistema de acoplamiento es similar a la de la broca espiral. Se empleó principalmente en suelos cohesivos blandos y friccionantes sueltos en presencia de agua, (fig. 74 b).

- Bote campanero. Es una estructura cilíndrica de acero que tiene como característica un dispositivo conformado por dos alerones cortadores, los cuales sobre salen a medida que avanza el proceso de perforación para formar la ampliación trapezoidal "campana" en la base de la pila, (fig. 74 c).

#### 4.2.2 TIPOS DE ESTABILIZADORES.

Debido a las propiedades físicas y mecánicas del suelo y a la influencia del nivel freático que prevalece en el sitio de la obra, se recurrió a la estabilización de las paredes de la perforación para evitar deformaciones del suelo y excesivas filtraciones de agua, por lo que se decidió emplear la combinación de ambos tipos de estabilizadores: lodos bentoníticos y ademes metálicos.

1.- Lodo Estabilizador. Es un fluido viscoso que se forma con agua y arcilla coloidal (bentonita). Se empleó durante el proceso de perforación para:

- Estabilizar las paredes mediante una película plástica e impermeable "enjarre" la cual se produce al ser depositada y filtrarse las partículas sólidas del lodo en las paredes del fuste desarrollando así un equilibrio de presiones hidrostáticas e impidiendo el flujo del agua al interior para evitar que se provoque una inestabilidad indeceable del suelo.

2.- Ademe Metálico Recuperable. Es un tubo metálico con un diámetro interior igual a 1.5m, el cual se seleccionó acorde al diámetro del fuste de la pila y un espesor de 1.5cm en sus paredes, su longitud total es igual a 10m.

Su función primordial fue la de controlar la estabilidad del estrato de suelo suelto y cortar el flujo del agua freática, así como proteger la parte superior de la perforación (emboquillado). Su hincado es de tipo parcial y se efectuó con ayuda de la grúa, la cual lo introdujo poco a poco mediante pequeñas caídas verticales a plomo llevándolo hasta cruzar la capa de suelo suelto. Conforme penetraba el ademe se le aplicaba en su parte exterior lodo bentonítico para proporcionar una lubricación entre ambas superficies evitando que el suelo se le adhiriera y durante el proceso de extracción evitar que el suelo lo aprisionara.

Durante la extracción del ademe el desplazamiento hacia arriba o hacia abajo del armado de la pila no debe ser mayor que 15cm por cada 6m de profundidad.

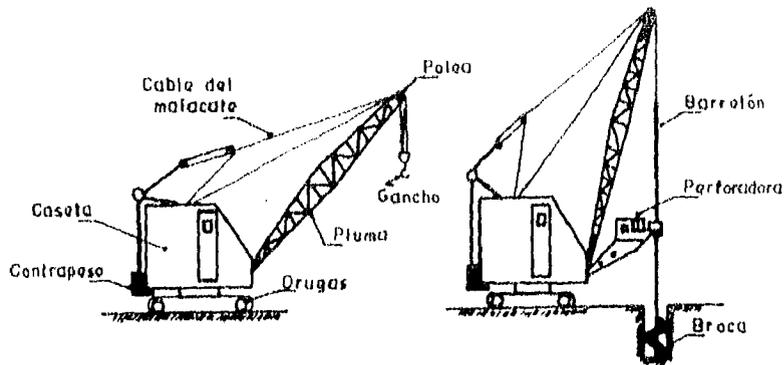


FIG. 72 Grúa móvil montada sobre orugas      FIG. 73 Perforadora montada sobre grúa

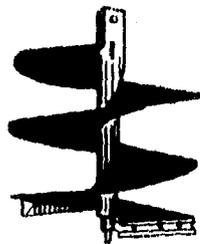


FIG. 74a Broca espiral



FIG. 74b Bote cortador

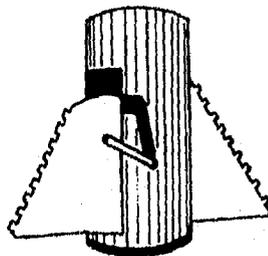


FIG. 74c Bote campanero

### 4.3 ACERO DE REFUERZO.

En base a las condiciones de carga que prevalecen, se cálculo el refuerzo requerido para cada una de las pilas, por lo cual se tomó en cuenta los siguientes criterios :

- 1) Por requisitos estructurales en cuanto a flexión y acción columnar al estar sometido a la carga de la superestructura.
- 2) Por requisitos de estabilizar el armado durante su colocación y el colado de concreto.

#### 4.3.1 ESPECIFICACIONES.

Durante el habilitado y armado del acero de refuerzo, se deberá de apegar a las especificaciones y tolerancias de aceptación señaladas en el proyecto, (fig 75).

A continuación se presentan las especificaciones establecidas por el proyectista :

- Traslapes. Se usarán traslapes de longitud equivalente a 40 diámetros de la varilla para alcanzar la longitud requerida del refuerzo longitudinal, procurando que estos no se ubiquen en la misma sección transversal.

- Recubrimiento. Se usó un recubrimiento libre de 7cm con la función de proteger el acero de refuerzo contra agentes dañinos, los cuales pueden poner en peligro la seguridad del elemento y por consecuencia la integridad de la estructura.

- Separación. En base al diseño estructural, la separación entre estribos circulares se considero a cada 10 y 20cm ; lo cual cumple con los requisitos establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y la Construcción de Estructuras de Concreto, ya que dicha separación no debe ser mayor que  $850/\sqrt{f_y}$  veces el diámetro de la barra ó de la ---

barra más delgada del paquete ( $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$ , es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales) ó 48 diámetros del estribo ó la mitad de la menor dimensión del elemento.

Además de las especificaciones anteriormente mencionadas se deberá satisfacer los aspectos de calidad y limpieza en el acero durante su armado estructural en la obra.

#### 4.3.2 MANEJO Y COLOCACION.

Una vez concluido el armado y realizada la última inspección para su aprobación se procede a su manejo, el cual consiste en levantar y transportar la columna de acero hasta el lugar donde quedará definitivamente colocada. Durante dicha maniobra es muy frecuente que gran cantidad de acero tienda a deformarse, por lo que se tomo precauciones durante su armado y se opto por asegurar su estabilidad mediante el empleo de anillos y barras colocadas y soldadas por debajo de los estribos circulares; así mismo durante su colocación se aseguro que el recubrimiento fuera el especificado, por lo que se empleó separadores circulares de concreto simple comunmente llamados poyos, los cuales se colocan en los estribos y se distribuyen en puntos adecuados para permitir llegar al recubrimiento especificado.

FIG. 75 Armado estructural de las pilas

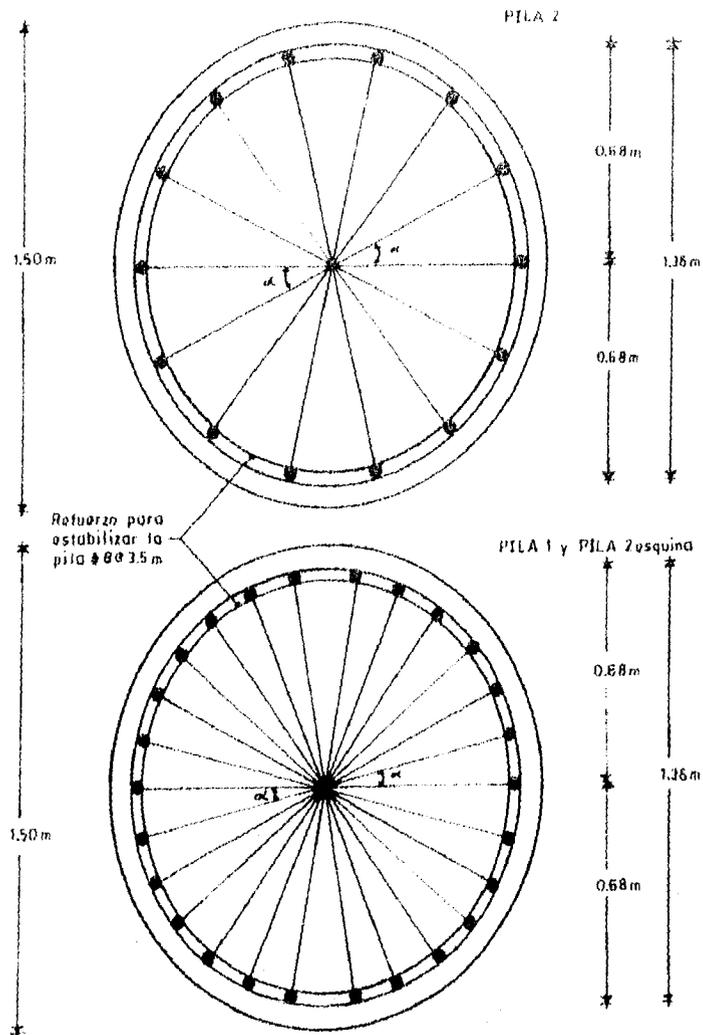


Tabla de especificaciones

Pila	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal	m <sup>3</sup>	% de acero
P2	16 # 10	#3 @ 20 y 10	25.4	0.93
P1-P2a	26 # 10	#3 @ 20 y 10	17.8	1.17

$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$  Recubrimiento libre = 7cm 140

#### 4.4 METODO DE COLADO.

El procedimiento de colado se llevó a cabo mediante el método de tubería Tremie, el cual busca colocar el concreto a partir del fondo de la perforación dejando su extremo inferior permanentemente embebido, así conforme avanza el colado tiende a desplazar el lodo o agua que puede encontrarse dentro de la perforación debido a la diferencia de densidades, manteniendo con esto una sola superficie de contacto. La tubería presenta un diámetro de 10" y una longitud promedio de 20 m la cual se logra con el ensamblado de 5 tramos de tubo c/u de 4m de longitud unidos mediante un sistema de coples. Una vez obtenida la longitud necesaria, se acopla en su parte superior de la tubería una tolva cónica con ángulo de 60° para recibir el concreto, es recomendable que antes de usar la tubería esté perfectamente lisa por dentro para facilitar el flujo continuo y uniforme del concreto y por su parte exterior para evitar atoramientos con el armado, así mismo es adecuado asegurarse del buen estado y engrasado entre las uniones con el fin de evitar desajustes que puedan provocar la entrada del lodo o agua en su interior.

Revisado lo anterior se procede a instalar la tubería dentro de la perforación, antes de iniciar el proceso de colado se colocará en su extremo superior un tapón deslizable a base de una cámara de balón inflada, la cual tiene como función evitar la segregación del primer volumen de material colocado, así conforme avanza el colado el mismo concreto amortigua su caída evitando dicho efecto; en cuanto a su extremo inferior deberá tomar una posición ligeramente arriba del fondo de la perforación para permitir tanto la salida del tapón como del concreto y durante todo el colado deberá permanecer siempre embebido en el concreto fresco, conforme el concreto va fluyendo se provoca un empuje ascendente hacia la superficie permitiendo el llenado total del fuste, mientras dicho flujo sea suave de manera que la superficie del concreto adyacente al lodo o agua no se agite físicamente se obtendrá un concreto de alta calidad. Durante este proceso es indispensable llevar un control continuo de los niveles reales del concreto alcanzados durante su colocación para que en el momento que sea necesario se retiren los tramos de la tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto, para realizar dicha maniobra con un rápido desacoplamiento de los tramos se utiliza un dispositivo especial, el cual permite apoyar y sujetar la tubería durante la maniobra. Una vez alcanzado el nivel máximo de colado se procede a extraer el ademe, es adecuado que dicho nivel se logre ya que mantendrá contrarrestada la presión hidráulica y los empujes del suelo conforme se va extrayendo el ademe, por recomendación se deberá incluir un retardante en el concreto para evitar un fraguado antes de la extracción.

##### 4.4.1 CONCRETO PREMEZCLADO.

Para asegurar la calidad y una rápida ejecución durante la construcción de las pilas se empleó el concreto premezclado, que además ofrece favorables ventajas técnicas y económicas.

Dentro de las ventajas técnicas podemos mencionar las siguientes :

- Se tiene un control granulométrico de los agregados, mediante la separación correcta en sus diferentes tamaños.
- El uso de básculas lo suficientemente exactas produce mezclas técnicamente óptimas y hace posible un control más efectivo.

- Las plantas están equipadas para fabricar el concreto con las más rigidas especificaciones técnicas.
- Debido a la importancia del revenimiento en el concreto durante su colocación en la obra, las plantas de concreto ofrecen un margen de variación razonable.

Dentro de las ventajas económicas podemos nombrar las siguientes como las principales :

- Se hace innecesario el almacenamiento de los materiales en la obra, evitando desperdicio y pérdidas tanto de cemento como de agregados.
- En los colados de concreto premezclado se reduce el personal eventual de una obra, haciendo posible un mejor control sobre un personal más reducido y más especializado.
- Con el uso del concreto premezclado se reducen los costos de materia prima, mano de obra, así como el del equipo y herramienta al manejar grandes volúmenes.

El concreto premezclado fue suministrado por Concretos de Alta Resistencia (CARSA), especificando los siguientes requisitos:

- Concreto clase I
- Resistencia a la compresión  $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
- Grado de calidad del concreto Tipo A, el cual debe de cumplir con lo siguiente :
  - a) Se acepta que no más del 20% del número de pruebas de resistencia a compresión tengan valor inferior a la resistencia especificada  $f_c$ . Se requiere un mínimo de 30 pruebas.
  - b) No más del 1% de los promedios de 7 pruebas de resistencia a la compresión consecutiva será inferior a la resistencia especificada.
- Tamaño máximo de agregado TMA: 20mm
- Revenimiento: 15cm con una tolerancia  $\pm 3.5\text{cm}$
- Aditivos: Festerlith "R" y Festegral.

Forma de Mezclado. El concreto fue mezclado parcialmente en la planta, es decir, que la operación se inicia con el mezclado del material en una revolvedora estacionaria y se completa en el camión mezclador. El tiempo de mezclado en la revolvedora estacionaria puede ser exclusivamente el requerido, para entremezclar los ingredientes y después de cargar el camión mezclador es necesario un mezclado adicional a la velocidad de mezclado (normalmente de 10 a 12 rpm). Si se requieren revoluciones adicionales en el camión mezclador previo a la descarga, estos deben desarrollarse a la velocidad de agitación (normalmente de 6 rpm). Cuando el concreto es parcialmente mezclado en una planta, se recomienda que el volumen de concreto no debe exceder del 63% del volumen total de la unidad (normalmente una unidad tiene una capacidad de 10m<sup>3</sup>).

Por normatividad se deben hacer pruebas en el concreto para verificar que se cumplan con los requisitos de uniformidad; para otorgar la aprobación de un mezclado de concreto, se deberá de cumplir por lo menos los requisitos 1, 3 y 5 indicados en la siguiente tabla.

Requisitos de Uniformidad de Mezclado del Concreto.

PRUEBA	Diferencia máxima permisible entre resultados de prueba, con muestras obtenidas de dos porciones diferentes de descarga (*).
1- Masa volumétrica, determinada según la NOM - C - 162 en kg / m <sup>3</sup>	16
2- Contenido de aire (%) de volumen del concreto determinado según NOM - C - 157 para concretos de aire incluido	1
3- Revenimiento :	
Si el revenimiento promedio es menor de -- 6 cm	1.6
Si el revenimiento promedio esta comprendido entre 6 y 12 cm	2.6
Si el revenimiento es superior al peso de -- la muestra.	3.5
4- Contenido del agregado grueso retenido en la criba G. 4.75 , expresado en porcentaje -- de la masa de la muestra.	6
5- Promedio de la resistencia a la compresión a 7 días de edad de cada muestra expresado en porcentaje (**) determinado de acuerdo NOM - C - 83.	10

(\*) Las dos muestras para efectuar las determinaciones de esta tabla deben obtenerse de dos porciones diferentes tomadas al principio y al final de la descarga (Principio: del 10 al 25%; final: del 85 al 90% del volumen).

(\*\*) La aprobación tentativa de la mezcladora puede ser otorgada antes de obtener los resultados de la prueba de resistencia.

Aditivos. Los aditivos fueron suministrados por FLESTER, para incluirse en el concreto con el fin de mejorar su trabajabilidad y evitar ciertas complicaciones que se puedan presentar durante el proceso de colado. A continuación se describen las características de los aditivos empleados.

**FESTERLIGH "R"** : Retardante en polvo.

**Descripción** : Es un compuesto químico de agentes retardantes y plastificantes, que ligan los componentes del concreto formando una mezcla estable y retardante en su fraguado inicial.

**Función** : Permite controlar el tiempo del fraguado inicial para ajustarlo a las necesidades de la obra.

**Uso** : Retarda el fraguado y controla la velocidad de endurecimiento del concreto, conservándolo trabajable durante todo el proceso de colado, además de mantenerlo plástico durante tiempo prolongado para que puedan hacerse colados subsiguientes sin el desarrollo de juntas frías o fallas de continuidad en el elemento estructural.

En cuanto a la resistencia del concreto con retardante, puede ser igual o superior a la de un concreto común al cabo de 48 hrs. Es muy útil en cimentaciones, puentes, pavimentos, pistas aéreas, tanques de almacenamiento, silos, presas, revestimientos de canales, etc.

**Dosificación** : Normalmente se dosifica por peso y es conveniente mezclarlos con material finamente dividido como el cemento. La dosificación a emplear es de 130 a 200 grs. por cada 50 kgs. de cemento. Cuando se emplean dos aditivos en una misma mezcla es recomendable dosificarlos por separados.

**Empleo** : Para mezclas en revolventoras se introduce directamente con los materiales y luego se agrega el agua, permitiendo que se incorpore de 3 a 4 min. hasta homogeneizarse.

**FESTEGRAL** : Impermeabilizante integral en polvo.

**Descripción** : Es un compuesto químico especialmente para actuar como impermeabilizante integral, que adicionado al concreto reduce la permeabilidad y mejora su trabajabilidad sin afectar su resistencia.

**Función** : Permite repeler el agua mediante una reacción capilar contraria a la absorción.

**Uso** : Se emplea en la fabricación de concreto impermeable para obras hidráulicas, tanques de almacenamiento, pozos, fosas sépticas, muros de retención, cimentaciones y cualquier estructura expuesta a presiones hidrostáticas.

**Dosificación** : 2% a 4% del peso del cemento, o sea de 1 a 2 kgs. por saco de cemento. Para cimentaciones, contratrabes, dados o muros de retención es recomendable 1.5 kg. / 50 kgs. de cemento.

**Empleo** : Se agrega de manera similar que en el caso anterior.

#### 4.4.2 RECEPCION DEL CONCRETO EN OBRA.

Al llegar el concreto solicitado a la obra, el representante de la contratista y la supervisión serán los responsables en revisar la nota de remisión, verificando y asegurándose que los datos proporcionados a la planta de concreto sean los correctos en cuanto a la resistencia, tamaño máximo de agregado, revenimiento, aditivos y cantidad solicitada. Si alguna de las características del concreto es diferente a las solicitadas será necesario comunicarse inmediatamente a la planta para verificar si la diferencia fue un error de escritura o realmente persiste en la mezcla, el supervisor tendrá la decisión de aceptar o rechazar el concreto dependiendo de cuanto le pueda perjudicar.

En el caso de aceptar el concreto se procede a la extracción de la muestra representativa para efectuar la prueba de revenimiento y la fabricación de los cilindros. El muestreo debe hacerse con la frecuencia indicada en la siguiente tabla por cada día de colado y con el mínimo de muestras señalado para cada caso con el fin de que resulte efectivo.

#### FRECUENCIA DE MUESTREO

Número de Entregas	Número de Muestras	
	Recomendado	Mínimo Obligatorio
1	1	1
2 a 4	2	1
5 a 9	3	2
10 a 25	5	3
26 a 49	7	4
50 en adelante	9	5

La prueba de revenimiento a grandes rasgos consiste en :

- 1- Se llena el cono metálico en tres capas compactándolas mediante 25 penetraciones c/u con ayuda de una varilla con punta de bala.
- 2- Una vez enrasado el cono se procede a su levantamiento de manera suave y en forma vertical.
- 3- Se coloca de cabeza el cono junto al concreto asentado, para tomar la diferencia que hay entre la parte superior de éste y el nivel superior del cono, dicha diferencia corresponderá al revenimiento, tomando en cuenta las tolerancias especificadas.

Durante todo el proceso de muestreo se recomienda llevar un registro anotando: la fecha, hora de entrega, número de olla y revenimiento obtenido.

Si al medir el revenimiento no cumple con las tolerancias especificadas, inmediatamente se tomará otra porción de la misma entrega y se procederá de la misma manera, si nuevamente no cumple se considera que el concreto no ha cumplido con el revenimiento estipulado y se procede a rechazar la unidad.

Para la fabricación de los cilindros se recomienda que el molde metálico a emplear esté totalmente limpio y engrasado, esta actividad consiste en :

- Se procede a llenar el molde mediante la colocación de tres capas de concreto, es decir, 1/3 de volumen en cada una de ellas, cada capa será compactada con 25 penetraciones con la varilla punta de bala.
- Una vez fabricados los cilindros, se almacenan en un lugar apropiado para evitar la pérdida de humedad que pueda provocar el viento ó los rayos solares.
- Se transportan al laboratorio de prueba de tal manera que durante el trayecto se eviten vibraciones ó choques violentos.
- Se almacenan en un cuarto de curado a una temperatura de  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  durante cierto tiempo, para posteriormente cabecearlos y ensayarlos.

Por especificaciones, se fabricaron 4 cilindros por cada entrega para llevar acabo la prueba de resistencia a la compresión a los 7, 14 y 28 días.

#### 4.5 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION.

Para desplantar una estructura bajo la superficie del terreno, dependerá tanto de las características de dicha estructura como las del subsuelo, ya que en base a esto se podrá proyectar una excavación somera ó profunda para alojar el elemento que le proporcione sustentación.

Para llevar acabo una excavación, como ya se dijo dependerá del tipo de suelo y el volumen que genere ésta, una vez conocido lo anterior se procede a seleccionar el método más apropiado para su rápida ejecución y a un bajo costo.

SUELO	EXCAVACION	METODO
Consistencia suave	Somera	Manual
	Media a Profunda	Mecánico
Consistencia media a dura	Somera	
	Media a Profunda	Herramienta neumática

Los métodos mencionados se emplearán siempre y cuando no provoquen daños a instalaciones ó estructuras cercanas.

A continuación se describe brevemente en lo que consiste cada método:

1) Manual (a mano). Es el método más sencillo, debido a que se utiliza pala y pico como herramientas de ataque y carretilla como elemento de transporte. Generalmente los operarios organizan parejas, para ocuparse uno del ataque y otro del transporte del material excavado.

2) Mecánico (con maquinaria). Cuando la excavación a ejecutar es de grandes dimensiones y de gran profundidad, el procedimiento más económico sin duda alguna es hacerla con maquinaria.

Las máquinas más usuales para este tipo de trabajos son : pala mecánica, retroexcavadoras, dragas de arrastre y como auxiliares : excavadora y cargadora con almeja hidráulica guiada, excavadora múltiple y cargadores frontales.

3) Herramienta neumática. Cuando el terreno es del tipo de roca suelta, fija ó tepetates muy consolidados, la excavación se realiza por medio de pistolas neumáticas que sirven para remover el material mediante el impacto aplicado a través de una punta de acero que se impulsa hacia adelante y hacia atrás por el aire comprimido, para posteriormente facilitar el trabajo de las máquinas para la carga y transporte de los materiales.

Toda excavación proyectada a una profundidad considerable, tiene la obligación de efectuar un análisis de estabilidad de la excavación antes de que se inicie su proceso de ejecución, ya que puede ser un peligro para los obreros y el equipo con que se está trabajando, así como también para las instalaciones y estructuras cercanas a ésta.

#### PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION PARA EL PROYECTO.

Este procedimiento se realizó en dos etapas:

1era. Etapa : Debido a que el terreno presentaba un material de relleno constituido principalmente por basura, hierva, desperdicio de material de construcción y restos de antiguas cimentaciones, se realizó una limpieza mediante una excavación de dos metros de profundidad aprox. en toda el área que ocupa la Torre.

2da. Etapa: Al término de la construcción de las pilas, se procedió a la excavación somera que alojará los sótanos. Para esta excavación se utilizó la combinación de dos métodos: el manual y el mecánico; el primero se empleó para la excavación entre ejes correspondiente a las contratrabes de liga y secundarias, el segundo se ocupó para la excavación de la cisterna y la fosa que alojará el sistema de amortiguadores para los elevadores, (fig. 76).

Una vez alcanzado el nivel máximo de excavación, se procedió a proteger toda la superficie excavada mediante una mezcla a base de cemento, caliza y arcilla producto de la excavación, con el objeto de tener una superficie uniforme para desplantar la losa del primer sótano; posteriormente se continuó con el armado, cimbrado y colado de las contratrabes, dados y losa de cimentación.

Para efectuar el segundo método de excavación se utilizó una excavadora múltiple, comúnmente llamada "Mano de chango" marca CASE mod. 580D, la cual tiene como ventaja desarrollar dos funciones:

1- Como un cargador frontal, ya que con su cucharón de la parte frontal procede a levantar, acarrear y vaciar el material producto de la excavación en los camiones de carga.

2- Como una retroexcavadora, ya que con su brazo hidráulico instalado en su parte trasera acciona un cucharón que procede a excavar y a remover escombros.

Además que durante esta función la máquina presenta una buena estabilidad debido al par de patas hidráulicas que se encuentran acopladas a ésta.

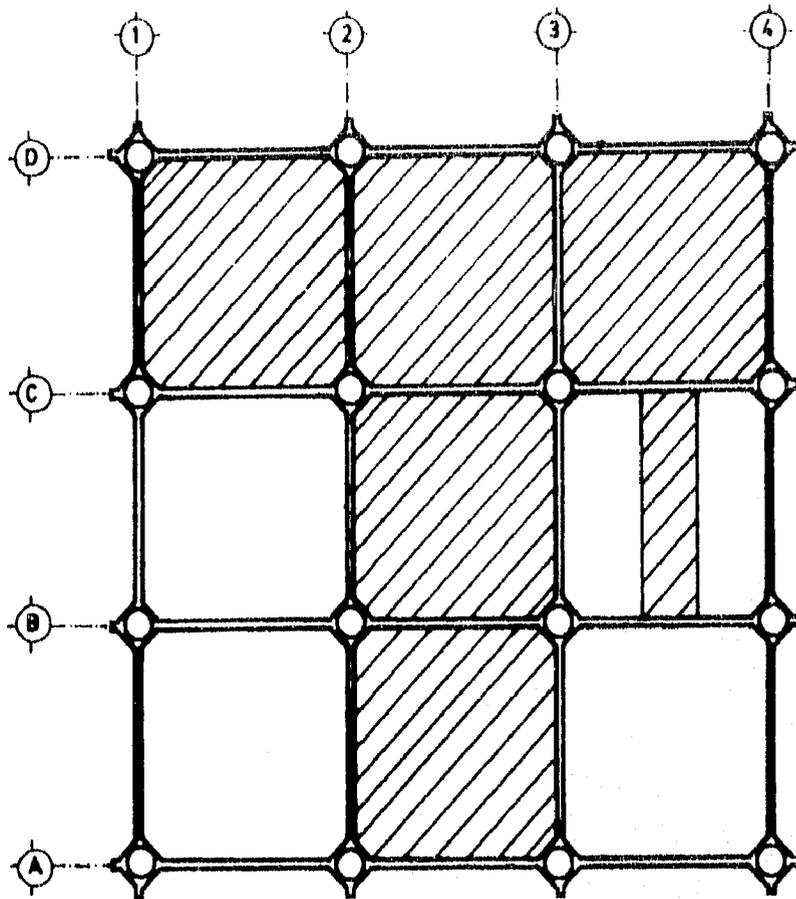


FIG. 78 Area excavada en la 2<sup>da</sup> etapa

#### 4.6 PROBLEMAS DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCION DE PILAS. CAUSAS Y CORRECCIONES PRINCIPALES.

Los problemas de calidad de mayor trascendencia y que con más frecuencia se presentan durante el proceso constructivo de las pilas coladas "in-situ", se describen a continuación dando a conocer sus orígenes y posibles soluciones.

-- Inclinação excesiva del eje longitudinal, (fig. 77 a).

Generalmente este problema ocurre cuando el equipo de perforación carece de un sistema de nivelación, como es el caso de las grúas montadas en orugas; por lo contrario cuando el equipo se instala en un camión, usualmente le permite una fácil nivelación por tener un sistema de gatos hidráulicos.

La consecuencia de una pila inclinada provoca la inducción de esfuerzos de flexocompresión no previstos en el diseño estructural, situación particularmente crítica durante sollicitaciones sísmicas, por lo que será necesario una nueva revisión para verificar si el elemento continúa siendo estable.

Para corregir dicho fenómeno es necesario que durante el proceso de perforación se disponga de una superficie de trabajo horizontal y capaz de soportar el tránsito y las maniobras correspondientes por la grúa sin generar deformaciones.

-- Presencia de azolves en la base de la pila, (fig. 77 b y c).

Este problema se asocia a la falta de limpieza del fondo de la perforación inmediatamente antes del colado. El azolve generalmente se origina por derrumbes durante la colocación del armado estructural, por sedimentación de arena y grumos contenidos en el lodo o por fragmentos producto de la perforación del fuste o por la ampliación de la base no extraídos al término de la misma. Al no desazolvar el fondo antes del proceso de colado, el concreto tiende acumular y atrapar dicho material tanto en el perímetro de la base, como a lo largo del fuste provocando que la pila sea incapaz de transmitir los esfuerzos máximos de diseño y sus deformaciones sean mayores a las previstas.

La prevención a este problema, simplemente es eliminar los azolves utilizando botes herméticos de diseño especial para desazolvar o de manera manual.

-- Falta de recubrimiento en el armado estructural.

Son 3 las causas que originan que el acero quede expuesto:

1- La presencia de azolves o lodo con un alto contenido de arena o grumos, con lleva su acumulamiento en la interfase lodo-concreto, quedando atrapados en la base y a lo largo del espacio estrecho dispuesto para el recubrimiento del acero, (fig. 77 b y c).

2- Es común apoyar el armado en el fondo de la perforación, provocando su deformación y por consiguiente la pérdida del recubrimiento, (fig. 77 d).

3- También es muy frecuente que el armado, al no colocar el número suficiente de separadores no se garantice la magnitud del recubrimiento; aun en caso de estar bien centrado, la turbulencia del concreto al salir de la tubería tremie, provoque desplazarlo hacia la periferia con la consecuente pérdida del recubrimiento.

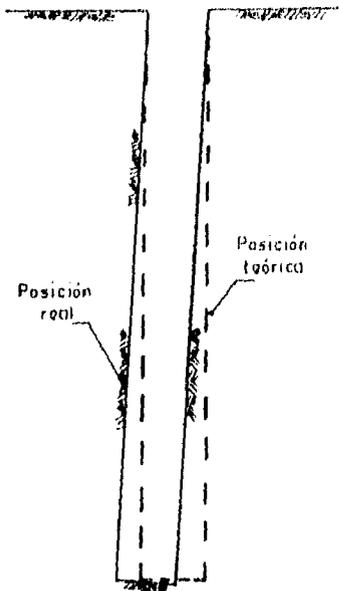


FIG. 77a Inclinación del eje longitudinal de la pila por un procedimiento constructivo defectuoso

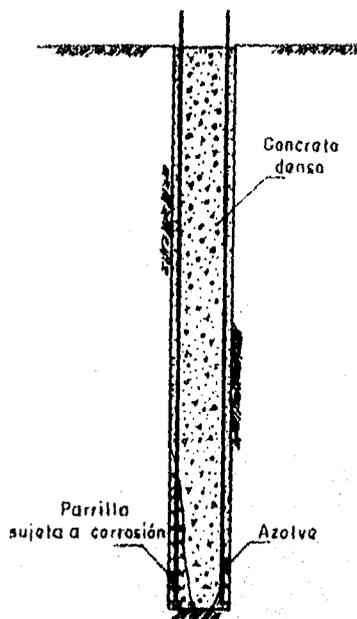


FIG. 77b Presencia de azolve en la base y fuste de una pila ó pilote

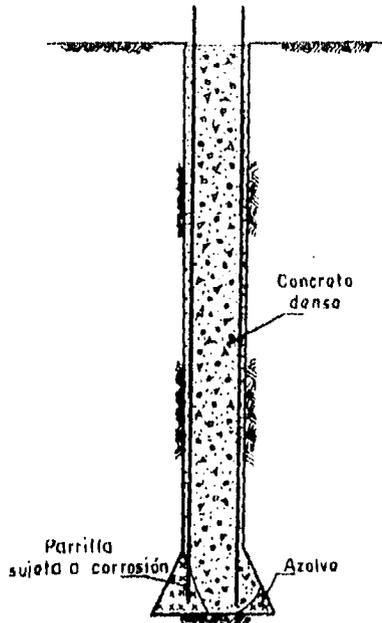


FIG. 77c Presencia de azolve en la base de una pila acampanada

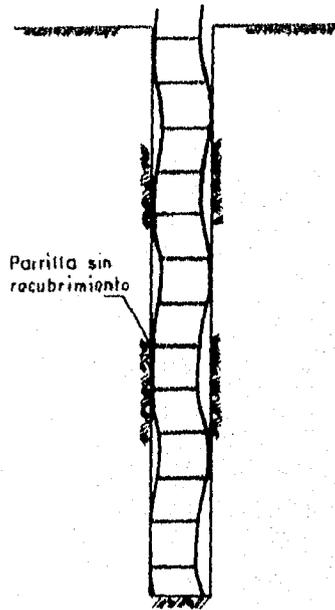


FIG. 77d Perdida del recubrimiento de la parrilla por colocación inadecuada de la misma

Las consecuencias más importantes por la falta de recubrimiento en el armado, son las siguientes:

- Corrosión del acero; en condiciones normales, en el subsuelo del Valle de México el acero no sumergido se corroe en 20 a 30 años. En suelos ó aguas agresivas, el plazo es mucho menor.
- El trabajo estructural de la pila sobre todo a flexocompresión, es muy deficiente cuando el acero carece de recubrimiento.

-- Mezcla del concreto con el lodo, (fig. 77 c).

Durante el proceso de colado puede provocarse la contaminación y mezcla del concreto con el lodo debido a :

- El uso de una tubería con juntas no herméticas.
- La deficiencia en el proceso, especialmente por la pérdida de inmersión de la tubería en el concreto.
- La no utilización de un tapón deslizable al inicio del proceso ó los continuos e innumerables ciclos de ascenso, descenso y sacudido de la tubería para acelerar el flujo del material.

Un proceso no cuidadoso resulta incapaz que la pila transmita las cargas de diseño.

Soluciones: La primera causa es de corrección; la segunda se puede evitar llevando un control continuo y cuidadoso de la posición de la superficie del concreto en todo el proceso, ya que en todo momento la tubería debe tener una inmersión comprendida entre 2 y 4m y durante la maniobra de desensamblar algún tramo, el extremo inferior de la tubería deberá permanecer embebida en el concreto una longitud no menor de 2m; la última anomalía se prevé con el uso de un concreto con revenimiento comprendido entre 15 y 18 cm., y una tubería de diámetro no menor de 15cm (6") ni menor de 8 veces el tamaño máximo del agregado.

-- Juntas frías en el concreto, (fig. 77 e).

Se originan por la falta de continuidad en el suministro del concreto y por la duración excesiva en el proceso del colado, lo cual provoca el inicio del fraguado en el concreto.

Esta deficiencia se evita acordando con la empresa premezcladora, añadir un aditivo en la mezcla para retardar el fraguado inicial, particularmente en ciudades con problemas de congestionamiento de tránsito.

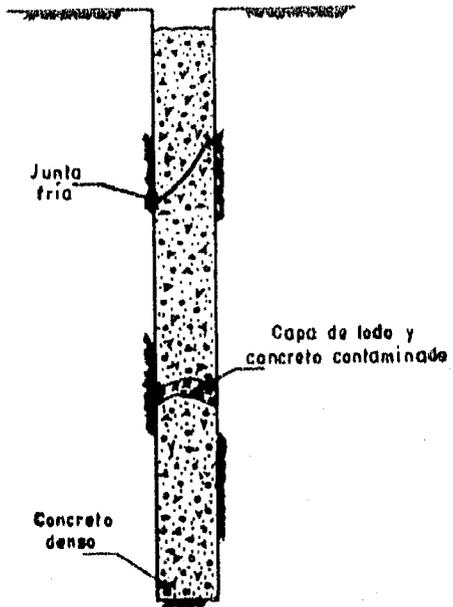


FIG. 77e Contaminación y mezcla del concreto con el lodo

## CONCLUSIONES.

El subsuelo de la ciudad de México y en especial en la zona de transición, se presenta una variación en los espesores y en las propiedades de los materiales en cortas distancias, ya que para desarrollar un diseño geotécnico en esta zona será necesario un completo programa de exploración. Además se exponen los conocimientos necesarios para realizar un estudio de Mecánica de Suelos aplicables a estructuras que se pretendan construir en la ciudad de México, esta abarca desde la exploración, muestreo, pruebas de laboratorio hasta llegar al diseño geotécnico de la cimentación, excavación y muros de contención; los cuales deberán de cumplir con los requisitos definidos por el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF), garantizando la seguridad durante su construcción y evitando daños a instalaciones públicas y/o edificaciones vecinas; así mismo representa una guía para el desenvolvimiento profesional de futuras generaciones.

Para concluir con este trabajo, es importante mencionar los siguientes aspectos geotécnicos para que la subestructura sea ejecutada correctamente y cumpla eficientemente con su función :

- Para la elaboración de cualquier estudio geotécnico es necesario conocer de antemano el proyecto definitivo, para planear el programa de sondeos, ya que al no tomarse en cuenta, se han obtenido estudios deficientes provocando serios problemas durante la construcción de la cimentación; por lo que se recomienda este lo más completo posible para obtener y preservar la calidad de ésta, logrando detectar oportunamente posibles problemas para su corrección oportuna, así como evitar desastres o costos excesivos.
- Es importante la cooperación y unificación profesional en condiciones teóricas y prácticas entre diseñadores, constructores y supervisores, para ejecutar de una manera adecuada cualquier proyecto.
- Es recomendable que la supervisión y la constructora contratadas tengan experiencia en cimentaciones profundas, para poder garantizar su construcción conforme a las especificaciones de diseño dentro de las tolerancias aceptables y en caso de que se llegará a presentar una desviación excesiva, su finalidad será la de proporcionar la información necesaria para poder aplicar medidas correctivas en conjunción con el proyectista y el diseñador, ya que a falta de esto la vigilancia de los trabajos recaen en manos de los constructores incapaces o bien bajo la responsabilidad de una supervisión general que pueda tener poca experiencia al respecto.

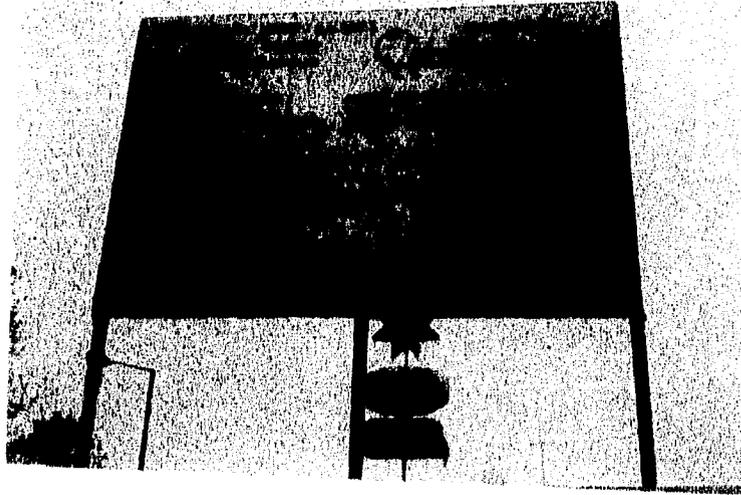
## BIBLIOGRAFIA.

- 1.- Mecánica de Suelos, Juárez Badillo - Rico Rodríguez.  
Edit: Limusa Tomo I y II.
- 2.- Diseño Geotécnico de Cimentaciones; Ernesto Holgin, Carlos E. Gutiérrez, Alberto Cuevas y José A. Segovia.  
Editado por TGC Geotécnica S.A.
- 3.- Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.  
Departamento del Distrito Federal (1987).
- 4.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.  
Departamento del Distrito Federal (1987), Gaceta oficial del D.D.F.
- 5.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.  
Departamento del Distrito Federal (1987), Gaceta oficial del D.D.F.
- 6.- Manual de Exploración Geotécnica.  
Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal (1988).
- 7.- Manual de Diseño de Obras Civiles. CFE  
Geotécnica : a) B.2.1 Exploración y Muestreo de Suelos.  
b) B.2.3 Estructuras de Tierra.  
c) B.2.4 Cimentaciones en Suelos.
- 8.- Asentamientos Regionales en la Ciudad de México, Botas G. y José B. Tellez.  
Simposio de Mecánica de Suelos y la Geohidrología (1985), SMMS.
- 9.- Instructivo para Ensayo de Suelos.  
Editado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (1990).
- 10.- El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México.  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1978).
- 11.- Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes.  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1989).
- 12.- Cimientos Profundos Colados en Sitio.  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1976).
- 13.- Manual del Residente de Cimientos Profundos.  
Editado por el Grupo de Cimentaciones Profundas de la C.N.I.C. (1989).
- 14.- Reunión Conjunta Consultores - Constructores.  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1980).

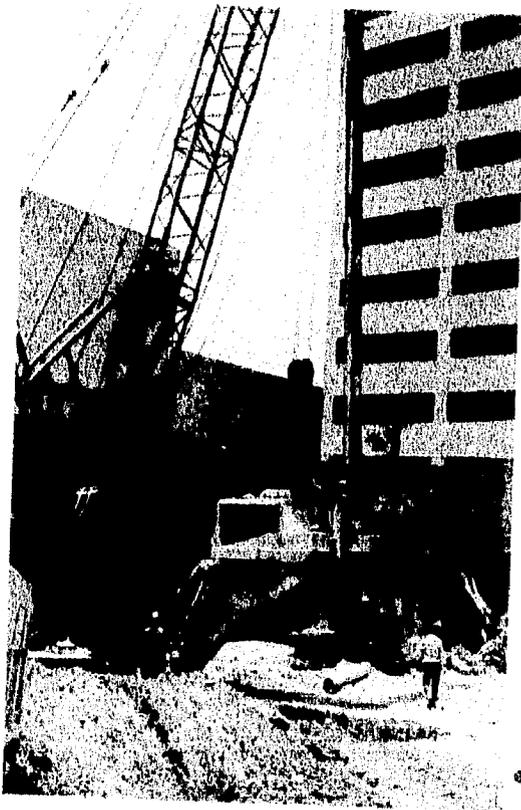
- 15.- 2ª Reunión de Consultores - Constructores.  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos y Cámara Nacional de la Industria de la Construcción (1994).
- 16.- Materiales y Procedimiento de Construcción, Fernando Barbara.  
Edit: Herrero S. A.
- 17.- El concreto en la obra; aditivos para el concreto; práctica recomendable para la medición, mezclado, transporte y colocación del concreto.  
Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, Edit: Limusa.
- 18.- Norma Oficial Mexicana N.O.M.-C-155-87 "Concreto Premezclado".  
Elaborado por empresas e instituciones que fomentan la calidad del cemento y del concreto. Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (SECOFI) y la Dirección General de Normas.
- 19.- Conjunto Urbano Galerías "Melchor Ocampo", Miguel y José Reyes Reyna.  
Tesis Profesional UNAM ENEP-ACATLAN.

**ANEXO**

**SEGUIMIENTO FOTOGRAFICO DEL PROCESO  
CONSTRUCTIVO DE LAS PILAS**



▲ FOT 1 Pílea de construcción



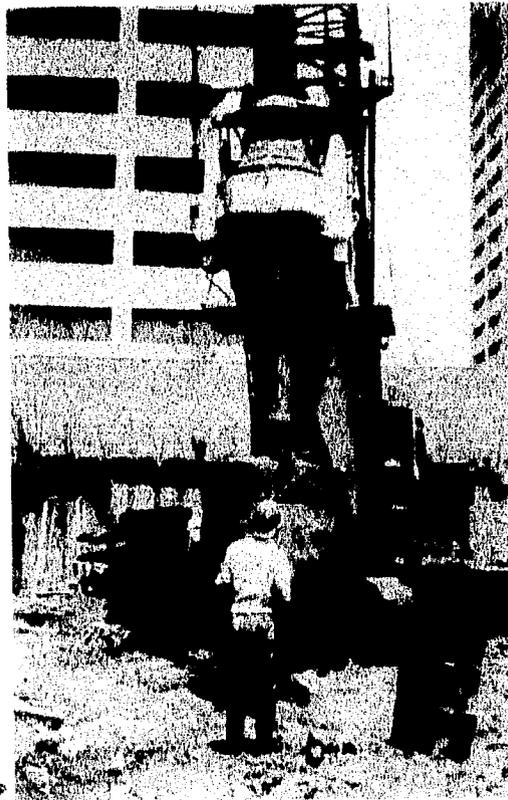
◀ FOT 2 Aceptamiento de la perforadora en la grúa



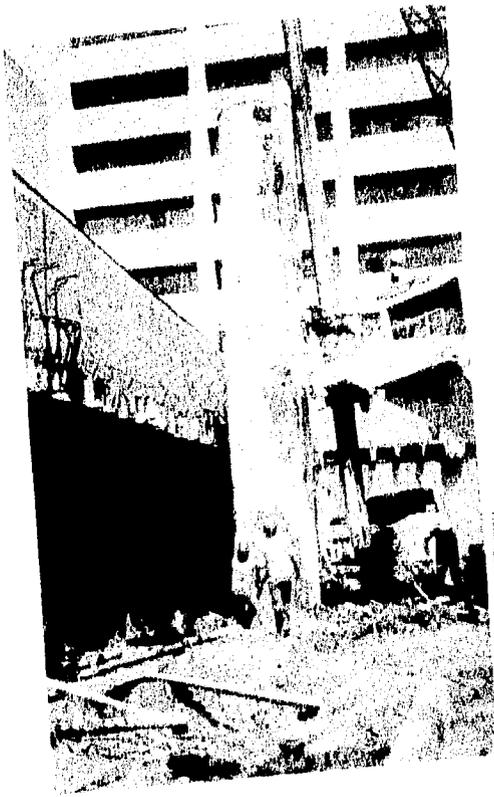
▲  
FOT. 3 Etapa da perforación da Torre



FOT 4 Herramienta de ataque para la etapa de perforación



FOT 5 Perforación del luste con bota cortada en suelo blando



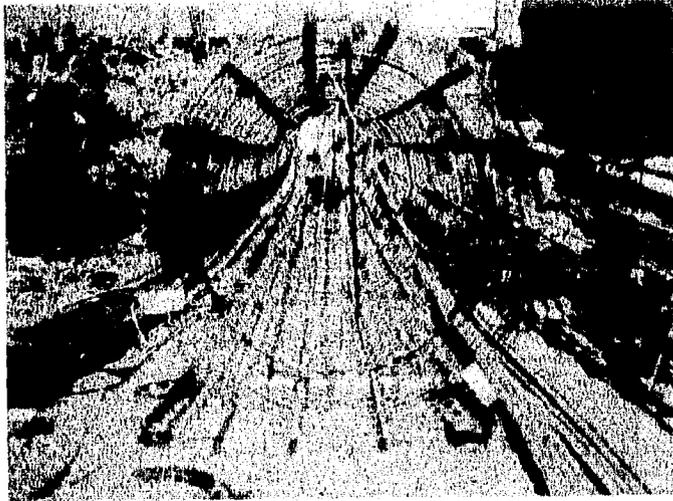
FOT. 6 y 7 Hincande óst adama me1516co



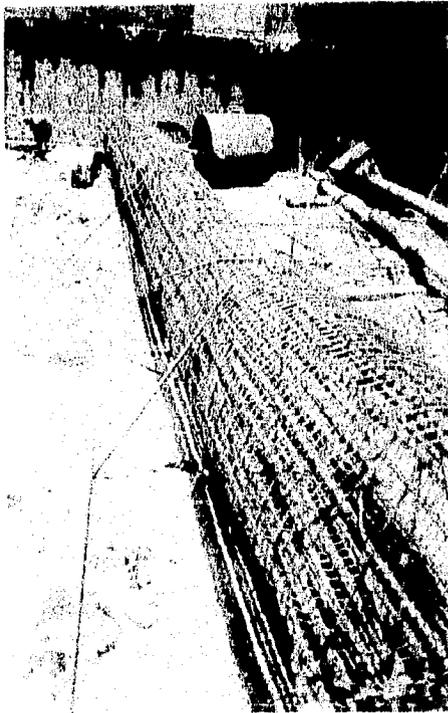
FOT B y 9 Extracción del material y todo  
que se infiltra en el interior  
del ademe



FOT. 10 y 11 Perforación con broca espiral  
cilíndrica para suelos de  
consistencia media y dura



▲



◀ FOT 12 y 13 Armado estructural de la p



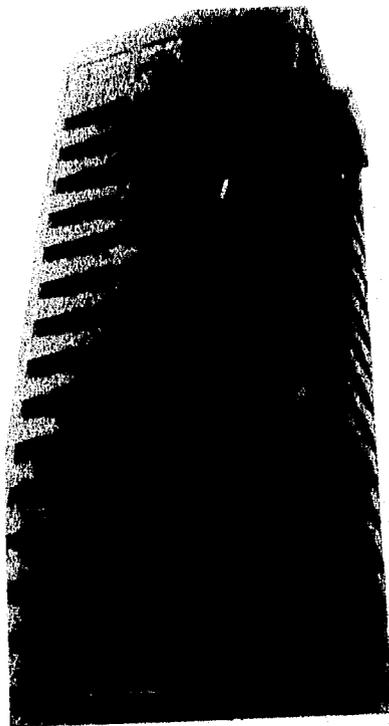
▲ F01. 13. Acarreo mecánico del material  
producido de la perforación



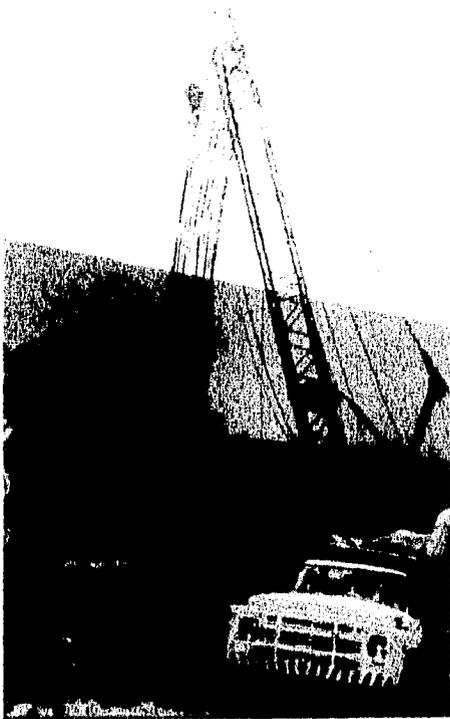
■ F01. 14. Inspección de la perforación



▲



FOT. 16 y 17 Mandeje del armado estructural ▶



FOT. 18 y 19. Colocación de armadura de refuerzo

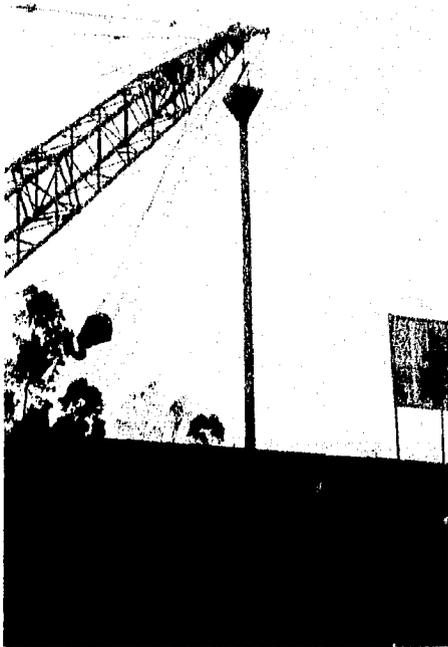
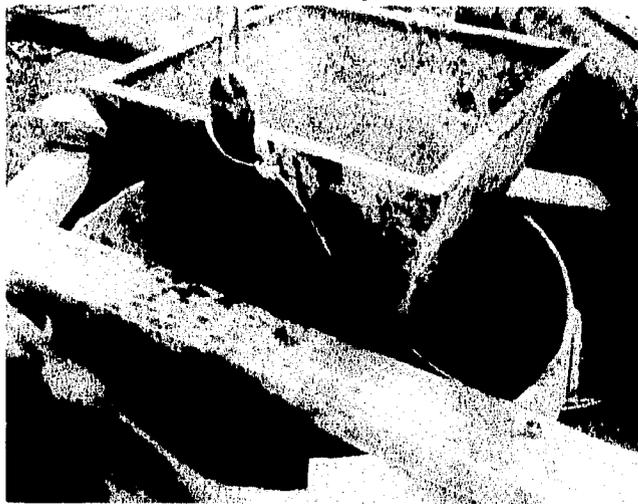
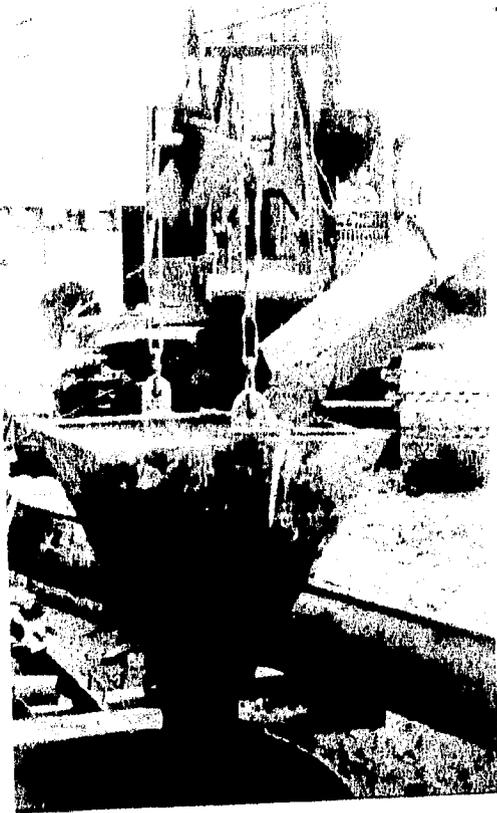
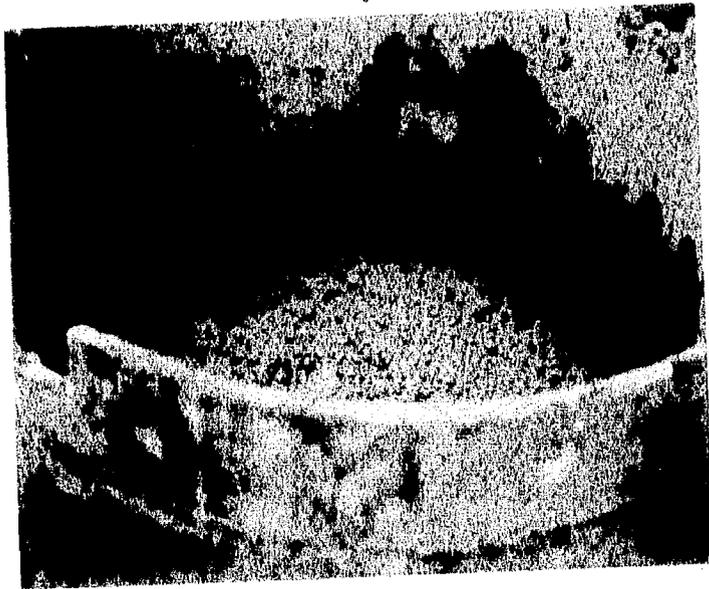


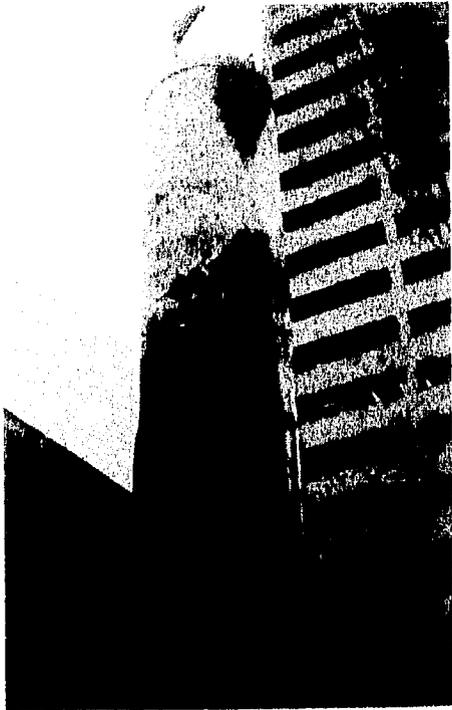
FIG. 21 Colocación del tubo frame





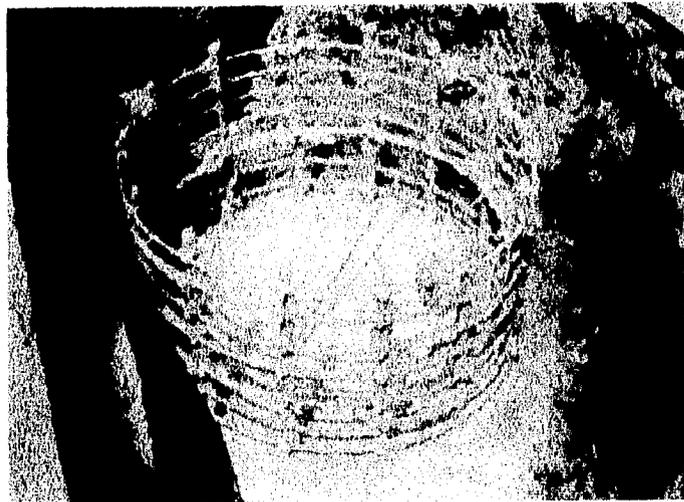
▼ FOT. 23 Nivel máximo de cobado





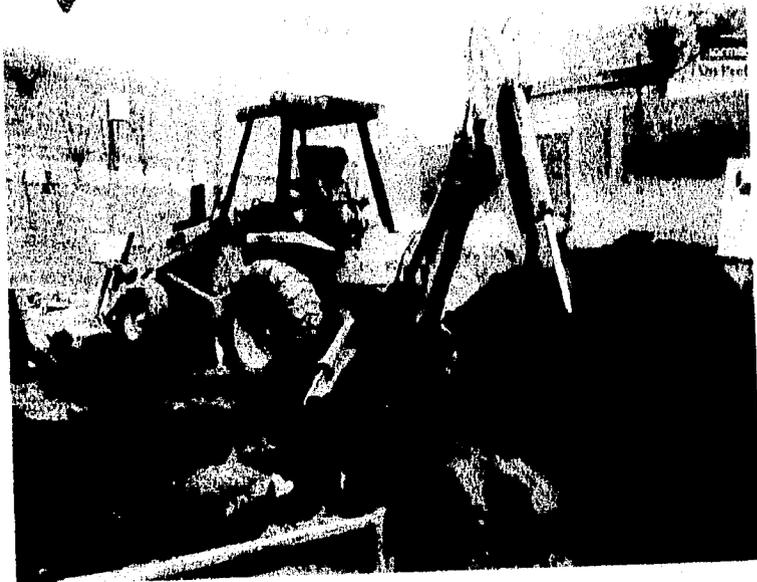
FOT. 23 - El momento de la salida del agua

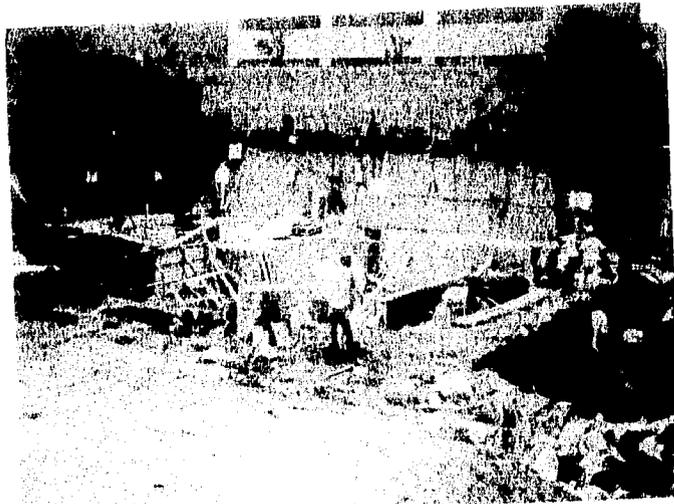
FOT. 25 Pila terminada





FOT. 26 y 27 Proceso de excavación de la 2<sup>da</sup> etapa manual y mecánica

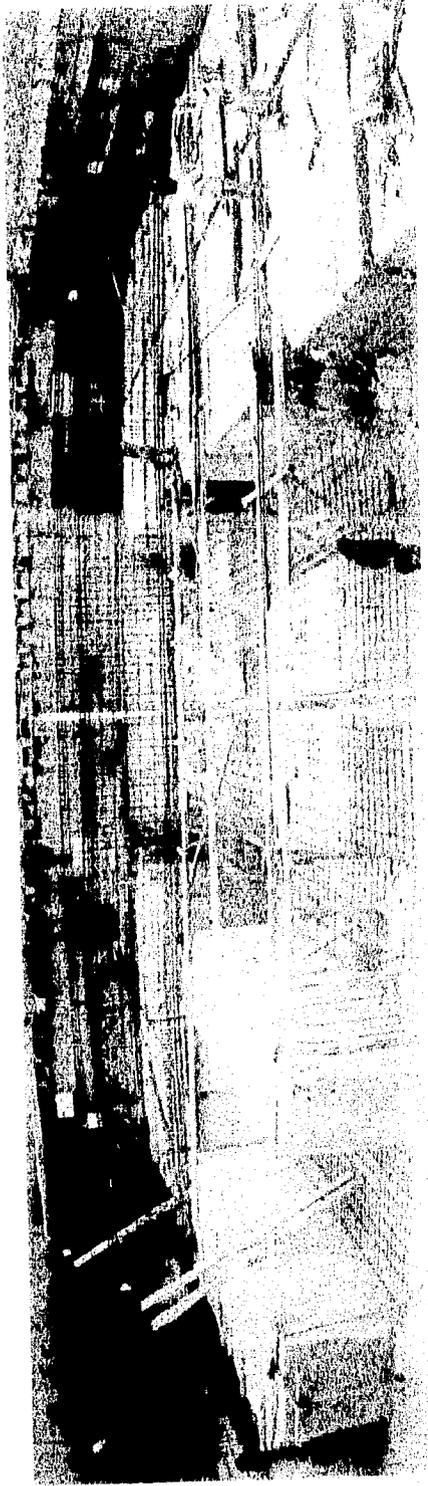




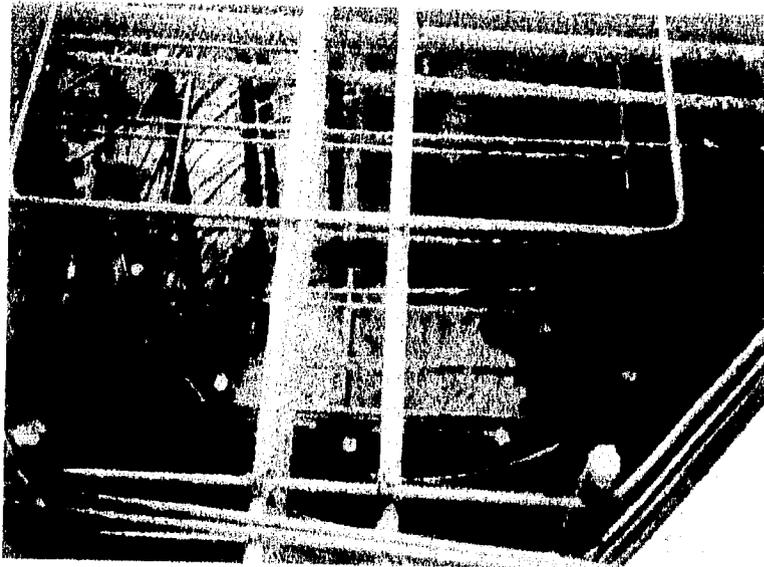
▲ FOT. 28 Protección de la superficie  
excavada para reducir  
expansiones



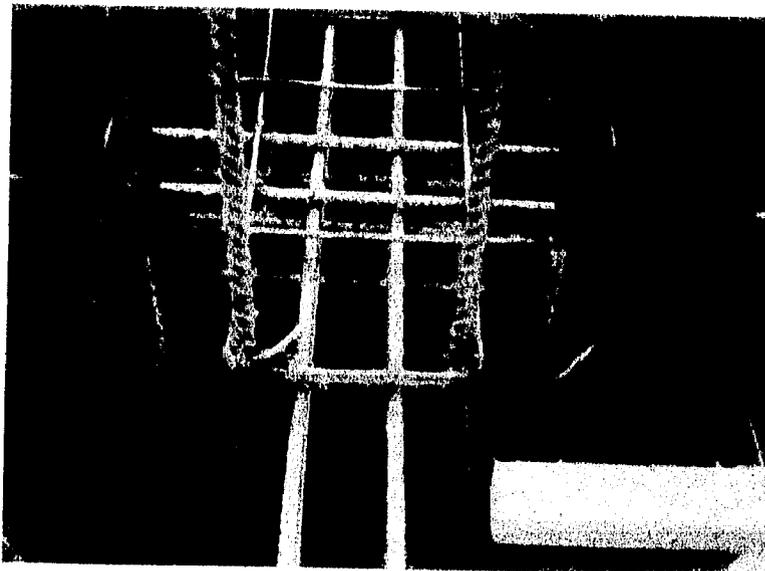
◀ FOT. 29 Eliminación de la parte superior de  
la pila para eliminar el concreto  
contaminado

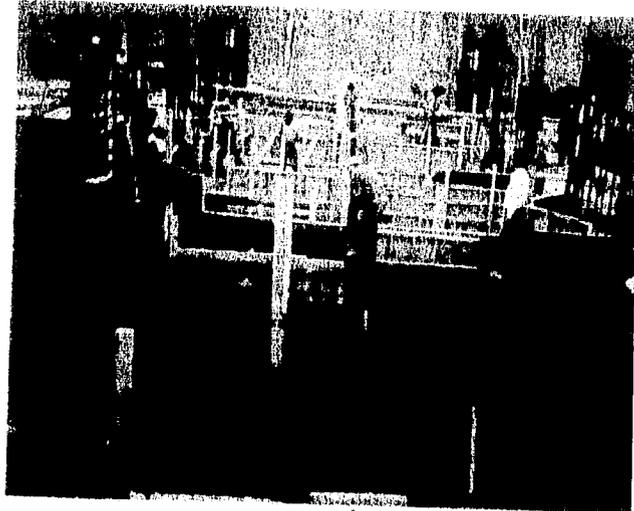


RECEIVED  
MAY 10 1964  
U.S. DEPARTMENT OF  
COMMERCE  
WASHINGTON, D.C.



FOT. 31 y 32 Armado de las bóvedas y columnas





◀ P07: My 1st Christmas in the car  
y. 1988



01. 35 y 36 Colado de los contrarobos - CAGUA

