

300615

2
2ej.



UNIVERSIDAD LA SALLE

**ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U.N.A.M.**

**ESTUDIO GEOTECNICO PARA EL PROYECTO
DE LA CIMENTACION DE UN EDIFICIO DE
OFICINAS, UBICADO EN LA ZONA DEL LAGO
DE LA CIUDAD DE MEXICO**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

LUIS MIGUEL AGUIRRE CRISTIANI

MEXICO, D. F.

**TESIS CON
FALTA DE ORIGEN**

1989



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.

**ESTUDIO GEOTECNICO PARA EL PROYECTO DE LA CIMENTACION-
DE UN EDIFICIO DE OFICINAS, UBICADO EN LA ZONA DE LAGO
DE LA CIUDAD DE MEXICO.**

C O N T E N I D O

- I ANTECEDENTES**
- II ESTUDIOS DE CAMPO**
- III ESTUDIOS DE LABORATORIO**
- IV ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE
CONSTITUYEN EL SUBSUELO.**
- V CONSIDERACIONES SOBRE TIPOS DE CIMENTACIONES**
- VI SELECCION Y ANALISIS DEL TIPO DE CIMENTACION**
- VII PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS**
- VIII OBSERVACIONES Y EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO**
CONCLUSIONES PERSONALES
BIBLIOGRAFIA

ANTECEDENTES

El tema que me he propuesto desarrollar como tésis profesional se refiere a los estudios y análisis necesarios para el proyecto de la cimentación más apropiada para la construcción de un edificio cuya estructuración comprenderá dos sótanos, planta baja y seis niveles que habrá de construirse en la ciudad de México. Es evidente que para intentar resolver el problema planteado el primer paso que habrá de emprenderse estará relacionado con la obtención de la información necesaria para efectuar posteriormente los análisis y consideraciones pertinentes.

Dicha información en nuestro caso deberá cubrir esencialmente los siguientes aspectos:

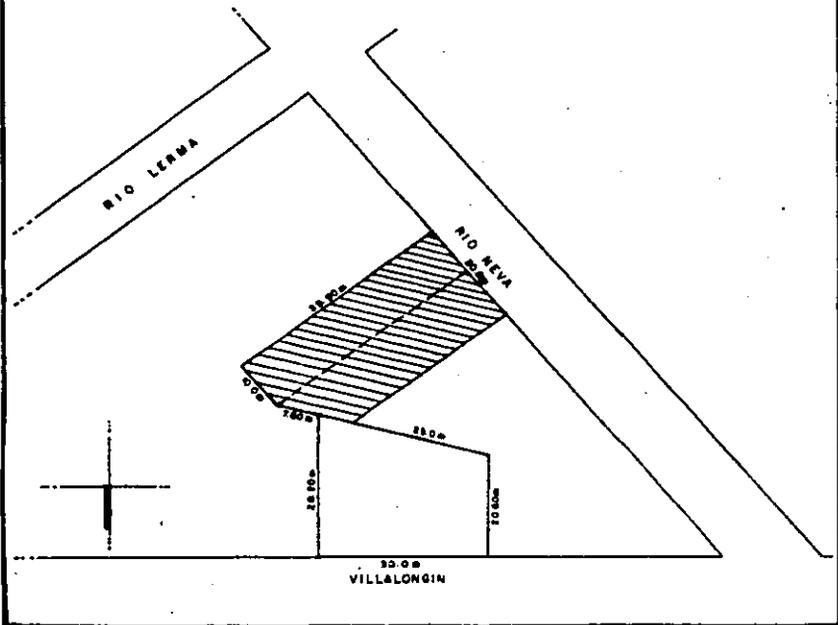
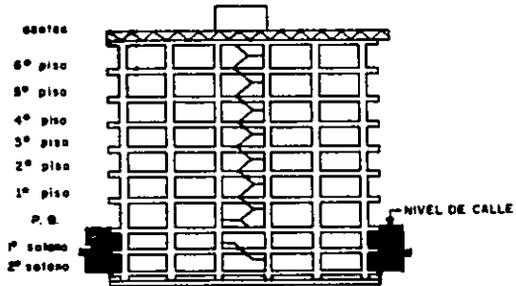
I.- Ubicación y características arquitectónicas y estructurales del edificio.

II.- Condiciones geotécnicas de la zona y propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo en el lugar específico en que se implantará el edificio.

Con respecto al primer punto en la figura 1 se presenta un croquis en donde aparece la ubicación y medidas del predio así como un corte típico de la estructura. Puede verse que se trata de un predio constituido por tres áreas, una de las cuales tiene frente hacia la calle de Villalongín con una extensión aproximada de 730 m², y actualmente está ocupada por las oficinas del sindicato en un edificio de cuatro niveles. Hacia el suroeste se encuentran dos lotes con frente hacia la calle de Río Neva, cuyas superficies son semejantes entre sí siendo del orden de 400 m² cada una, donde estará implantado el nuevo edificio.

Ambos lotes corresponde a antiguas edificaciones que han sido demolidas, en el año de 1986 y desde entonces han-

Fig 1.- CORTE ESQUEMATICO



venido funcionando como estacionamiento de vehiculos aun cuando las respectivas cimentaciones no han sido removidas. Estas construcciones consistieron de una casa habitación de dos niveles en el predio ubicado al sureste y en el otro predio --- existió un edificio de ocho pisos. Es conveniente mencionar-- que este último fue demolido a raíz de los sismos ocurridos-- el año de 1985, ya que sufrió un desplome importante que obligó a tomar tal decisión.

Con respecto al nuevo edificio proyectado cabe señalar-- que se trata de una estructura compuesta por dos sótanos de -- estacionamiento de vehiculos, planta baja, y seis niveles de-- oficinas. El edificio quedará ubicado en la zona del lago de-- la ciudad, a una distancia cercana a los límites con la zona-- de transición y estará implantado sobre un predio irregular.

Será necesario llevar a cabo una serie de estudios de-- campo y laboratorio que permitan obtener la información geo-- técnica requerida. Dada la importancia que en este caso pre-- sentan dichos estudios, en los siguientes dos capítulos se -- presentará una descripción con cierto detalle de los principa-- les lineamientos que deberán tenerse en su realización así co-- mo diversos comentarios que se juzguen de interés.

Con relación al proyecto de la cimentación sera necesari-- o llevar a cabo por una parte, una serie de estudios de ca-- rácter geotécnico que permitan conocer las características y-- propiedades mecanicas de los materiales que constituyen el -- subsuelo y por otra parte efectuar los correspondientes análi-- sis de capacidad de carga y asentamientos segun diversas al-- ternativas de cimentación y una vez elegida la más convenient-- e será necesario establecer los lineamientos y recomendacio-- nes que deberán tomarse muy en cuenta en su construcción in-- cluyendo las diferentes observaciones y mediciones que habrán-- de llevarse a cabo para evaluar su comportamiento.

2.- ESTUDIOS DE CAMPO

2.1.- Objetivo

Como se indicó en el capítulo anterior los estudios de campo tendrán por objetivo reunir toda la información de carácter geotécnico relacionado con el comportamiento de la futura cimentación del edificio, así como con las implicaciones con los edificios vecinos.

Básicamente los estudios en cuestión consisten en realizar una serie de trabajos de exploración y muestreo de los materiales que constituyen el subsuelo, los cuales estarán precedidos de un reconocimiento del lugar que permita establecer un programa detallado de los mismos según se describe a continuación:

2.1.1. Reconocimiento del sitio

Antes de proceder a la realización de los estudios de campo deberá llevarse a cabo un reconocimiento del sitio mediante el cual se podrá recabar la información básica que nos permita identificar de una manera preliminar los principales problemas que habrán de resolverse y a la vez elaborar un programa de los estudios específicos a realizar.

Básicamente el reconocimiento consiste en observar las características generales tanto del predio en cuestión como de sus colindancias.

En el caso concreto de la ciudad de México el propio Reglamento de Construcción establece la necesidad de examinar las condiciones presentes y del pasado que afectaron cada terreno en particular, ya que ello puede llegar a ejercer una

influencia determinante en el comportamiento de la nueva edificación por construir.

Es importante mencionar que en el área del Distrito Federal, parte integrante del Valle de México, las características estratigráficas y propiedades de los suelos hasta la profundidad de interés para el especialista en geotécnia pueden variar notablemente, desde terrenos firmes o poco deformables y resistencia al corte relativamente alta, hasta zonas ubicadas en el fondo de los antiguos lagos como el de Texcoco, Xochimilco, etc. donde se encuentran estratos de suelos arcillosos y limosos muy comprensibles y de baja resistencia al corte.

Si a tan diversa condición natural se agregan las alteraciones producidas por el hombre (sobre cargas, minado, explotación de acuíferos), es obvio concluir que la disposición reglamentaria no se resuelve con un simple exámen de las condiciones que rodean al predio.

Los casos que se mencionan a continuación dan una idea de la extensión de las averiguaciones necesarias para conocer los principales aspectos que deben definirse en esta fase.

- Sobrecargas arqueológicas
- sobrecargas históricas
- sobrecargas modernas
- zonificación del subsuelo
- recopilación de sondeos preexistentes
- características de las colindancias (estructura, localización de jardines, etc.)
- localización de pozos de bombeo
- levantamiento de redes de servicio

2.1.2.- Sobrecargas arqueológicas

Se refiere fundamentalmente a aquellos depósitos artificiales colocados por los aztecas sobre una porción del lago de Texcoco que utilizaron para la construcción de sus centros ceremoniales. Dada la alta compresibilidad del subsuelo dichos rellenos se aplicaron en capas sucesivas de materiales pétreos y enramadas, las cuales al hundirse por su propio peso eran renivelados.

De este modo y a través de la consolidación de las arcillas lacustres, fueron construyendo una extensa plataforma que cubrió toda el área, se sabe hoy en día, de acuerdo a exploraciones recientes que el espesor total llega a ser de 2 a 10 m.

2.1.3.- Sobrecargas históricas

Se refiere fundamentalmente a las sobrecargas que han actuado sobre el subsuelo al efectuarse principalmente modificaciones producto de la destrucción de los templos Aztecas que implica " movimiento de tierras dando lugar a descargas de ciertas áreas y aplicación de otras nuevas lo que no ha ocasionado cambios significativos en la geotecnia del subsuelo.

2.1.4.- Sobrecargas modernas

Corresponden a todas aquellas sobrecargas del pasado recientes, digamos 1940 en adelante demandadas por la edificación y urbanizaciones desarrolladas en la ciudad, como consecuencia del acelerado crecimiento demográfico.

Las sobrecargas inducidas por este concepto pueden ser consecuencia tanto del peso aplicado por los propios edificios y de los rellenos necesarios para la renivelación de terrenos urbanos como por el efecto de los abatimientos piezométricos producidos por el bombeo de los acuíferos, sobre este último aspecto cabe comentar que es justamente a este-

tipo de sobrecargas a la que se atribuyen el hundimiento regional que viene experimentando la mayor parte de la ciudad, dado que al intensificarse el bombeo en dichos acuíferos las presiones del agua progresivamente se abaten, incrementándose por consiguiente las respectivas presiones efectivas o intergranulares con la correspondiente implicación en el fenómeno de la consolidación.

2.1.5.- Zonificación del subsuelo

La zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca, lacustre, aluviales volcánicos, se muestra en la figura 2.

Dicha zonificación originalmente preparado por Marsal y Mazari en 1959, considero dividida la ciudad en tres zonas geotécnicas denominados "Lomas" "Transición" y "Lago". Estos términos se cambiaron por los de zonas I, II, y III respectivamente, en el Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal y se agregó una zona IV para cubrir la expansión de la mancha urbana hacia sitios prácticamente inexplorados desde el punto de vista geotécnico.

Dicha zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar, los problemas geotécnicos que se pueden anticipar relacionados con el diseño y construcción de las edificaciones.

La zonificación se complementará con información estratigráfica típica, la cual permite desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio.

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante su construcción, identificar las alternativas de solución factible a estudiar durante el diseño definitivo.

- Planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente puede presentarse condiciones estratigráficas complejas.
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada caso.

A continuación se describe en forma breve las principales características y peculiaridades de cada una de dichas zonas.

Zona de lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello la zona del lago se ha dividido recientemente en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes a) espesor y propiedades de la costra superficial y b) la consolidación inducida en cada sitio.

- I.- Lago Virgen: Corresponde al sector oriente del lago cuyos suelos practicamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación.
- II.- Lago Centro I: Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generales por construcciones pequeñas y medianas, las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre Lago -- Virgen y Lago Centro II.
- III.-Lago Centro II:Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas

aplicadas en la superficie ha sido muy variable, esta situación ha provocado que esta subzona se encuentre en las siguientes condiciones extremas.

- a) Arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de -- construcciones aztecas y coloniales.
- b) Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo.
- c) Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua en la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida.

Zona de Transición

Es la franja comprendida entre las zonas del Lago y de las lomas, en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en el ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo de sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago. Conviene dividir esta transición en subzonas de función de la cercanía a las lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos, se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación:

- a) Transición Alta: En la subzona de transición más próxima a las lomas, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados, la frecuencia y disposición de estos depósitos--

dependen de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que subyacen a los depósitos propios de las lomas.

- b) Transición baja: Corresponde a la transición vecina a la zona del lago, aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dió origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancos.

Zona de lomas

Básicamente corresponde a las zonas altas o relativamente altas de la ciudad, en donde por lo general se presentan condiciones favorables para cimentar estructuras dada que la capacidad de carga de los materiales suele ser elevada y no existe capa de arcilla compresible que pueda causar asentamientos diferenciales importantes.

Los problemas que en todo caso puedan presentarse, algunos de los cuales pueden ser muy serios, están relacionados con la presencia de posibles cavernas u oquedades producto de la explotación de materiales de construcción mediante galerías realizadas por el hombre de caprichoso desarrollo y a muy diversas profundidades. Estas áreas conocidas como zonas minadas deben ser motivo de especial preocupación al in-

tentar implantar cualquier tipo de construcción sobre ellas.

2.1.6. Recopilación de Sondeos pre existentes

Es muy común que el ingeniero obtenga información de sondeos pre existentes, los cuales le pueden servir de una manera preliminar esa valiosa referencia, para identificar los diferentes estratos de materiales que existen en un determinado terreno y poder prevenir el equipo adecuado para la correcta realización de los sondeos, esta información se puede conseguir de libros especializados en el tema o incluso en la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

2.1.7.- Características de las colindancias.

Antes de realizar una nueva obra resulta por demás --- aconsejable inspeccionar meticulosamente el predio en que se va a contruir así como las edificaciones aledañas. No basta un exámen ocular de los inmuebles colidantes, es necesario-- averiguar el tipo de cimentación y estructura de los mismos, de ser posible obtener planos generales de dichas construcciones, edad y estado en que se encuentran y evaluar las posibles causas del mal comportamiento, en su caso. Esta fase del reconocimiento del sitio es muy importante ya que sus resultados pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble, no solo para preservar su buen comportamiento sino, además evitar trastornos a las colindantes.

2.1.8.- Localización de pozos de bombeo

Como es conocido es a partir de 1950 cuando se intensifica la extracción de agua mediante bombeo en pozos municipales localizados dentro del área urbana de la Ciudad de México, para suplir las limitaciones del acueducto de Xochimilco construído a principios del siglo. Como todos sabemos ésta-- aportación generó hundimientos en los dominios del lago de-- Texcoco, así como agrietamientos en varios sitios de la ciu-

dad, ocasionando abatimientos piezométricos y efecto de consolidación. Por lo anterior, es muy recomendable conocer la localización de los pozos de bombeo ya que su presencia puede tener implicaciones importantes para la obra en proyecto.

2.1.9.- Levantamiento de redes de servicio.

Antes de proceder a realizar una obra resulta por demás importante obtener información acerca de las redes de servicios, sin embargo muchas veces no es fácil de obtener ésta - información por lo que es necesario hacer un levantamiento de las redes de servicio para conocer aquellas instalaciones que pueden representar interferencias en la construcción de una obra (como el metro, puentes, etc.) como son los servicios de energía eléctrica, teléfonos, semáforos transportes eléctricos (trolebuses) instalaciones eléctricas subterráneas, agua potable, drenaje, conducción de gas propano, petróleo, etc.

En resumen, teniendo muy en cuenta los antecedentes descritos se efectuó una serie de reconocimientos a la zona específica en que se localiza el predio en estudio a partir de la cual se pudieron establecer los siguientes aspectos de carácter práctico.

- El predio se localiza en la zona geotécnica clasificada como de lago no colonial, afectada por sobrecargas pequeñas, medianas y algunas grandes. De hecho pudo comprobarse que en una porción del predio existió un edificio de ocho pisos cimentado sobre un cajón de concreto armado de 5 m de altura y en la restante área estuvo ocupada por una casa de la era porfiriana de dos pisos. Apparently el edificio tuvo un comportamiento no del todo satisfactorio ya que sufrió desplomes importantes y daños en su estructura debido al sismo de 1985 razón por la cual fue demolido. Queda claro que las sobrecargas que han actuado en el pasado sobre el predio fueron de magnitud no uniforme.

- Con respecto a las edificaciones vecinas pudo observarse que estas son de características muy diversas, ya que las hay desde estructuras ligeras como de dos pisos hasta relativamente pesadas de varios niveles hasta de diez pisos. En la figura 3 se presenta de una manera esquemática la ubicación y las características de las construcciones vecinas, nótese que las más cercanas al predio en estudio son construcciones ligeras de dos pisos, sin embargo en la parte posterior existe un edificio de tres y cuatro niveles y una iglesia de concreto armado.

Cabe mencionar que sobre la calle de Río Neva a unos 20 m del predio en estudio existe un edificio de 10 pisos que está emergiendo muy probablemente debido a que su cimentación se está apoyando en pilotes de punta.

- Hasta donde se pudo investigar, dentro de un perímetro relativamente cercano al predio no existe ningún pozo de bombeo profundo que se encuentre actualmente en explotación, sin embargo se pudo conocer que la zona en estudio viene sufriendo hundimientos de carácter regional de 30 cm por año según datos reportados por la Comisión Hidrológica del Valle de México.

- Los levantamientos de redes de Servicio Público como son instalaciones eléctricas, las redes de alcantarillado y agua potable pudo observarse que ninguna de ellas presentan interferencias con las excavaciones que habrán de realizarse para la construcción de la cimentación del edificio.

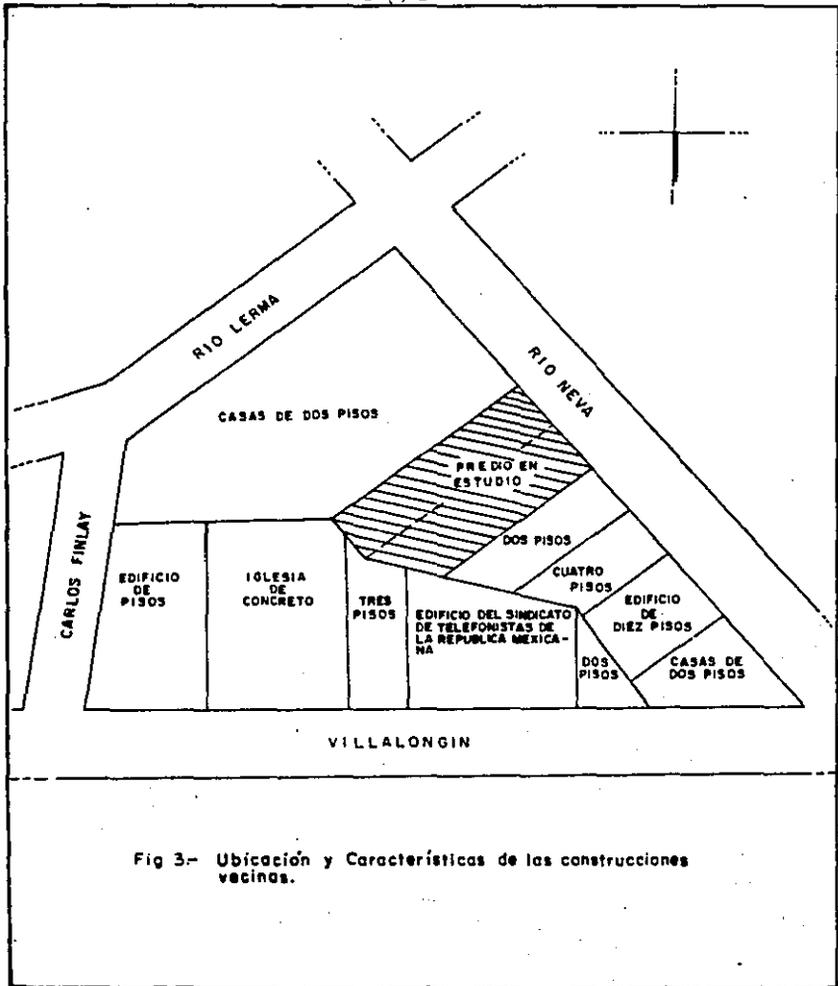


Fig 3- Ubicación y Características de las construcciones vecinas.

2.2 Exploración y muestreo

El propósito de la exploración de campo es el de obtener la información concerniente a las características físicas de los materiales que constituyen al subsuelo, hasta una profundidad en donde las cargas por aplicar ejerzan una influencia significativa. En tal virtud será necesario además de determinar el espesor y disposición de las diferentes capas que constituyen al subsuelo, obtener muestras representativas de cada una de ellas para conocer mediante los correspondientes ensayos de laboratorio sus respectivas propiedades mecánicas. Será necesario así mismo conocer las condiciones hidráulicas tales como nivel freatico y los niveles piezométricos.

Para efectuar lo anterior, se deberá establecer un adecudo programa de exploraciones en el cual se establezca el número, tipo y profundidad de los sondeos, así como la instalación de una o varias estaciones piezométricas. Para tal efecto, la mecánica de suelos ha desarrollado diversos métodos los cuales suelen agruparse en las siguientes tres categorías:

- I Método indirectos (geofísica)
- II Métodos Semidirectos
- III Métodos directos

Sin pretender realizar una detallada explicación de los mismos, a continuación se presentan en forma resumida las principales características de cada una de ellas tratando de puntualizar algunos aspectos relevantes en relación a los métodos que guardan una mayor relación con los que tendrán aplicación al estudio en desarrollo.

2.2.1 Metodos indirectos

Se refiere fundamentalmente a aquellos de carácter geoffsico aplicados a la ingeniería civil para el reconocimiento --preliminar de una zona. Estos métodos de exploración pueden re

dundar en una economía, al reducir la magnitud de las exploraciones directas, son recomendables en múltiples casos sobre todo en grandes estructuras, carreteras, proyectos hidroeléctricos, túneles etc. Donde se requieren principalmente datos aproximados relacionados con la estratigrafía, discontinuidades y condiciones geológicas generales, empleando para ello equipos portátiles y de fácil operación.

Es indispensable calibrar los resultados obtenidos de estas investigaciones comparándolos con los de un sondeo convencional con obtención de muestras para darle mayor confiabilidad.

En el caso de la ciudad de México estos métodos se vienen utilizando cada vez con mayor frecuencia en la investigación de cavidades o cavernas artificiales en la zona de lomas. Los métodos comúnmente utilizados son el sísmico de refracción y el eléctrico resistivo que a continuación se explicará en forma somera.

2.2.1.1. Método sísmico

Se refiere este método en medir las velocidades de propagación de las ondas elásticas en los diferentes medios del lugar, provocando artificialmente perturbaciones dinámicas en un punto de suelo que dan origen a ondas longitudinales y transversales que permiten deducir por el estudio de sus refracciones las profundidades, espesores de capas y tipo de materiales.

El método sísmico de refracción. Consiste en medir el tiempo requerido para que las ondas longitudinales viajen del punto en que se generan a los detectores o geófonos colocados en línea que captan la señal de llegada y que a su vez la envía a un aparato registrador.

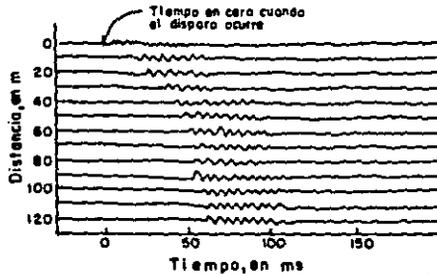
El equipo necesario para desarrollar este método consta de 3 partes y a continuación se explica:



Generación de la onda. Esta se puede hacer con un martillo -- pesado que golpea una placa asentada en la superficie que simultáneamente dispara un microinterruptor que conectado al registrador señala el inicio de la prueba. El martillo se usa para estudios de poca profundidad (10 m) y para estudios a mayor profundidad la onda se genera con la explosión con una pequeña carga de dinamita con detonador instantáneo colocada a una perforación somera (menor de un metro).

Geófonos son dispositivos electromagnéticos que captan la oscilación del suelo y las transforman en señales eléctricas.

El aparato registrador es un oscilógrafo a partir de un grupo de tubos catódicos que vibran al recibir la señal de los geófonos, entre otros existen los galvanómetros llevan adheridos pequeños espejos en los que inciden rayos de una fuente luminosa fija y los refleja a papel fotosensible para registrar el arribo de las ondas en cintas magnéticas, pantalla luminosa o digital. A continuación se presenta una gráfica donde podemos observar el tiempo en cero cuando el disparo ocurre y su distancia



OSTENSION DE SISMOGRAMAS

El procedimiento que se debe realizar para esta prueba - consiste en que se hincan geófonos en el suelo a lo largo de - una línea y en cuyos extremos se genera la onda. Los geófonos se colocan equidistantes entre si, o bien más cercanos en el - extremo donde se genera la onda, pero no a menos de 2m y a di- stancias mayores en la parte más alejada pero no a más de 20 m. Con el tiempo de registro y conociendo la ubicación de cada -- receptor, se dibuja en el eje de las abscisas las distancias y en el de las ordenadas los tiempos de propagación, este diagra ma se conoce como dromocrónica, en la fig.4 se muestra un esque ma de un dromocrónica.

La refracción de la onda se interpreta aplicando la ley de Snell que es:

$$\frac{\text{Sen } i}{\text{Sen } R} = \frac{V_1}{V_2}$$

donde

i ángulo de incidencia de la onda, en

R ángulo de refracción de la onda, en

V_1 velocidad en el medio 1

V_2 velocidad en el medio 2

de acuerdo con el diagrama siguiente:

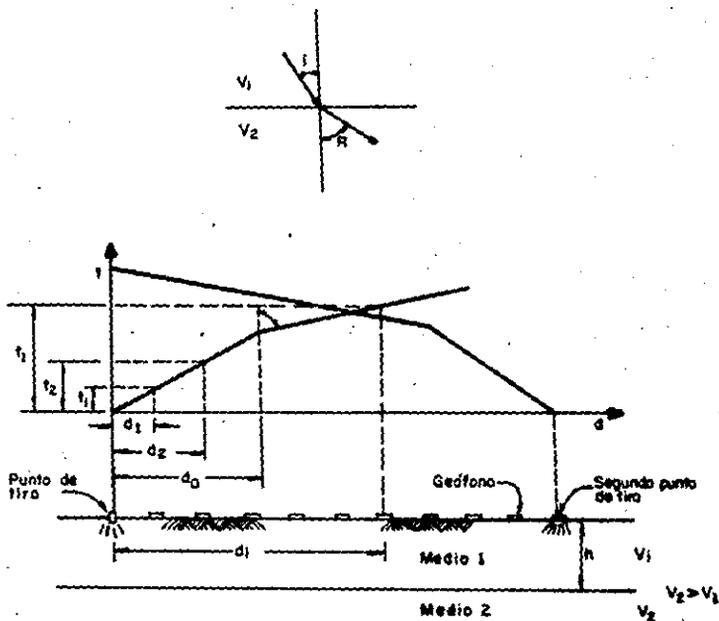


Fig 4.- Dromacrónica cuyos puntos de tiro se localizan en ambos extremos de la línea de geófonos

2.2.1.2 Métodos eléctricos.

Estos se basan en la interpretación del campo eléctrico creado por la circulación de una corriente eléctrica en el subsuelo (natural o artificial), estableciendo una relación entre los parámetros físicos que intervienen en la propagación de la corriente y las características físicas de los materiales empleando para ello receptores y transmisores.

El método de resistividad consiste en la determinación de las resistividades aparentes de cada estrato, generando un campo eléctrico mediante el uso de un dispositivo cuadripolar que mide tanto la intensidad I creadora del campo como la caída de potencial V en dos puntos del campo, para visualizar en forma independiente o global la imagen de la estructura geológica del subsuelo.

Para la exploración geoelectrica se han desarrollado diversos métodos, de estos el más simple es el Wenner que su equipo consiste de una fuente de poder, un voltímetro, un amperímetro, cuatro electrodos y cables conductores, como se observa en la figura 5.

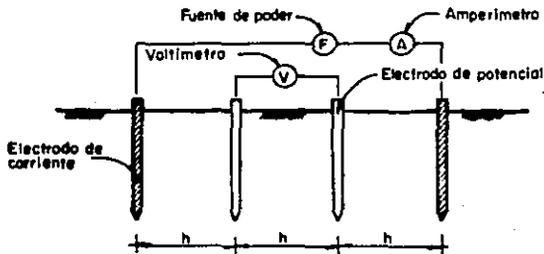


Fig 5- ESQUEMA DEL EQUIPO (Resistividades, Arreglo Wenner)

Su operación consiste en un campo eléctrico que se crea en el terreno con dos electrodos denominados de corriente que se hincan y conectan con el cable a la fuente de poder y el amperímetro, entre estos electrodos de corriente se hincan dos de potencial conectados al Voltímetro. Con el amperímetro se mide la diferencia de potencial entre los electrodos.

La interpretación de los datos del método de resistividad consta de dos aspectos: uno cualitativo y otro cuantitativo, el primero se lleva a cabo utilizando los valores de resistividad aparentes a partir de los cuales se construyen diagramas de resistividad e isorresistividad aparentes, permitiendo conocer las variaciones aparentes bajo cada centro de estudio, como de estructuras no solo horizontales sino también cuerpos subverticales tales como fallas, filones o diques y a profundidades mayores que no son registradas por otros métodos, y el segundo se puede comparar las resistividades aparentes obtenidas con resistividades definidas por un corte eléctrico conocido. Estos nos da resultados y espesores reales del corte geoelectrico.

De la prueba de Wenner se obtiene la diferencia de potencial V y la intensidad de corriente I , la resistividad aparente se obtiene con la expresión

$$P_a = 2\pi h \frac{V}{I}$$

donde

- P_a = resistividad aparente en Ohmios-metro
- V = dif. de potencial en voltios
- I = intensidad de la corriente, en miliamperios
- h = dist entre electrodos, en metros

2.2.2 Métodos semidirectos de exploración

Estos métodos de exploración son los técnicos de penetra-

ción que se aplican para determinar la variación de la resistencia al corte de los suelos con la profundidad. Los penetrómetros que se utilizan son conos o tubos de acero que se hincan a presión (estáticos) o con el impacto de una masa (dinámicos). De los estáticos mencionaremos como el de uso más difundido el cono holandés y de los dinámicos el más usado es el de penetración estándar.

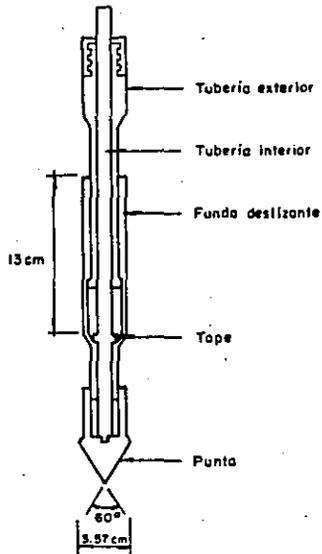
Explicando la técnica de ambos penetrómetros brevemente - estos metodos se describen a continuación.

2.2.2.1. Como Holandes:

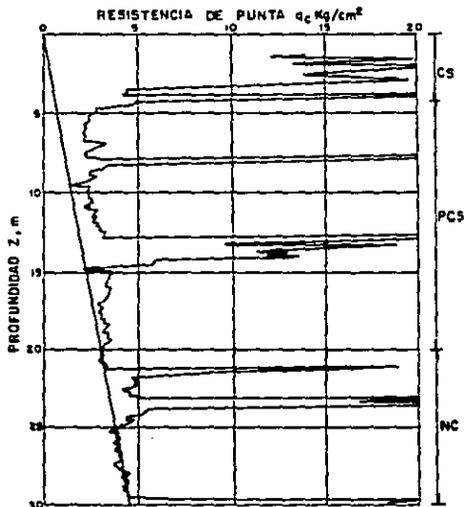
Este tipo de penetrómetro consiste en un cono de acero que se hince en el suelo con ayuda de una columna de barras, concéntrico a otra tubería exterior que elimina la fricción lateral, con este sistema de carga se puede medir la resistencia de punta y la fricción lateral. En la figura 6 se muestra un corte esquemático del penetrómetro holandés. La fuerza axial con que se hince este penetrómetro se genera con un gato hidráulico, que puede empujar sólo a la tubería interior o exterior o simultáneamente ambas. La magnitud de la fuerza axial se determina midiendo la presión del fluido hidráulico. Actualmente existen modelos de aparatos que miden la fuerza aplicada con mayor precisión, usando celdas de carga con deformímetros eléctricos.

A continuación se presenta una gráfica con la variación de la resistencia con la penetración a diferentes profundidades.

Fig 6.- Corte esquemático



PENETROMETRO HOLANDES

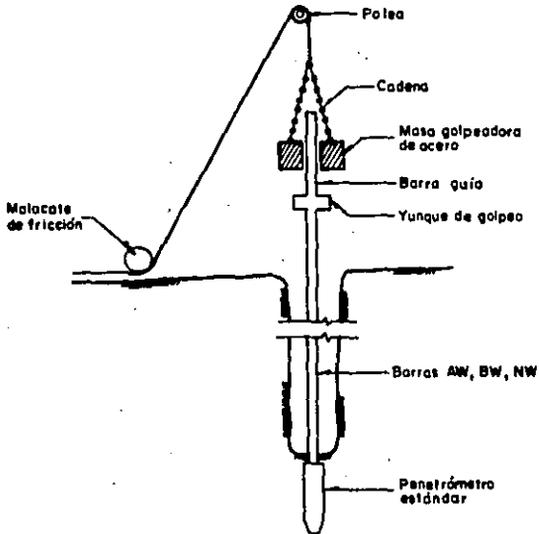


Este método se ha venido utilizando en depósitos blandos de la ciudad de México a partir de los últimos 4 o 5 años y aparentemente con resultados satisfactorios por lo que tiene a incrementarse cada vez más su uso. Entre las ventajas que se reconocen se menciona el hecho de que a partir del conocimiento fino de la variación de la resistencia, se puede definir con gran precisión los diversos contactos estratigráficos, siendo posible además, apoyarse en estos resultados para reducir el volumen de muestras de sondeos directos obteniéndose en muchos casos únicamente muestras selectivas.

2.2.2.2. Penetración estándar.

El penetrómetro estándar consiste de un tubo muestreador que se hince a percusión y rescata muestras alteradas para identificar los suelos y realizar pruebas índice, el número de golpes necesario para hincarlo se correlaciona con la resistencia

Fig 7.- PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR



al corte del suelo.

El equipo necesario para realizar la prueba incluye un macate ligero, polea, su masa golpeadora de acero (64 kg), yunque de golpes y su tubería de perforación como se ilustra en la figura # 7.

Esta prueba de penetración consiste en hincar el penetrómetro estándar 45 cm empleando una masa de golpeo de 64 kg con caída libre de 75 ± 1 cm, guiada con una barra de 19 mm de diámetro la cual transmite energía al penetrómetro mediante una cabeza de golpeo y tubos de diámetros mínimos Aw(4.44 cm). Para evitar flambeo excesivo de la columna de tubos de perforación en sondeos que lleguen a profundidades mayores a 15 m, es recomendable utilizar barras de mayor diámetro. Es importante mencionar que se define como resistencia a la penetración como el número N de golpes en los últimos 30 cm, la intención de no contar los primeros 15 cm, es evitar la zona de alteración que se produce por la perforación, una vez hincado el penetrómetro los 45 cm se sube a la superficie y se extrae la muestra de él.

Las muestras se deben clasificar cuidadosamente de acuerdo con el criterio de campo del sistema unificado de clasificación de suelos (sucs) y se debe describir con símbolos y con los objetivos más precisos, finalmente se protege la muestra y se le adhiere su etiqueta de identificación.

2.2.3 Métodos Directos

Son las técnicas de exploración que mediante la obtención de muestras de suelo y roca y la observación de sus características in situ permiten conocer las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio de estudio.

Existen diferentes tipos de muestreadores, estos dependen del tipo de suelo que se localice in situ, los más utilizados son los siguientes: el de tubo de pared delgado (Shelby) es recomendable utilizarlo para suelos blandos, el muestreador Deni-

son para suelos semiduros y para suelos duros barriles muestreadores que los explicaremos a continuación brevemente.

2.2.3.1 El tubo de pared delgado (Shelby)

Este muestreador es un tubo liso afilado, usualmente de 7.5 a 10 cm de diámetro, que se hince a presión para obtener -- muestras relativamente inalteradas de suelos finos blandos o se miduros, localizados arriba o abajo del nivel freático. Este -- muestreador está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con la que se empuja al muestreador desde la superficie, como se ilustra en la figura 8.

Existen muestreadores con dos tipos de unión tubo cabeza usuales, uno con tres tornillos allen y el otro de cuerda, que ha mostrado ser más confiable que el primero. La cabeza tiene -- perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de muestreo, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreado.

También existen tubos de pared delgada que pueden presentar en el extremo inferior con el cual va a empezar a extraer la muestra una forma dentada la cual es común utilizar para cortar suelos relativamente duros.

2.2.3.2 El muestreador Denisson.

Este muestreador consiste de dos tubos concéntricos, uno inferior que se hince a presión y rescata la muestra del suelo, mientras que el exterior con la broca de corte en su extremo gira y corta el suelo del derredor. Para operar este muestreador -- se requiere fluido de perforación que se hace circular entre ambos tubos.

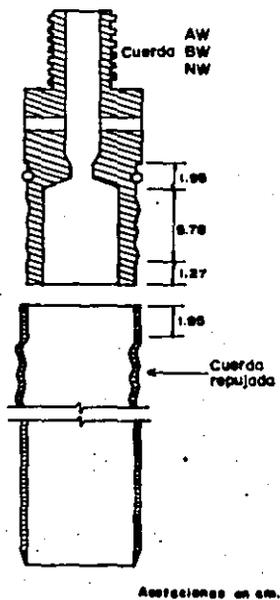
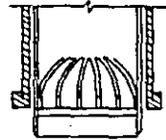
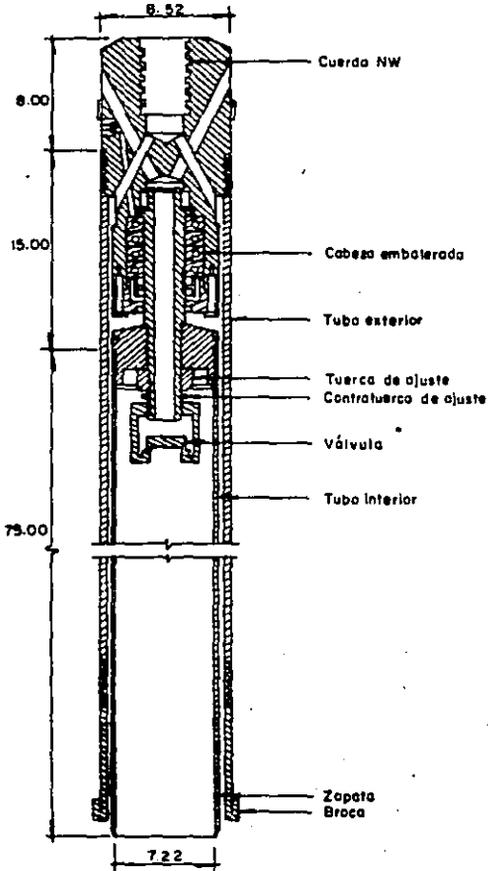


Fig. 8.- MUESTREADOR DE PARED DELGADA

Fig 9.- MUESTREADOR DENISON



TRAMPA DE CANASTILLA

Anotaciones en cm

En la figura 9 podemos observar el mecanismo de perforación que consiste de dos tubos concéntricos acoplados a una cabeza con baleros axiales, que los une a la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hincue a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra mientras que el exterior, gira y corta el suelo circundante. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición entre ambos tubos, así durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo a la distancia "d" antes que la broca para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación.

2.2.3.3. Barriles muestreadores

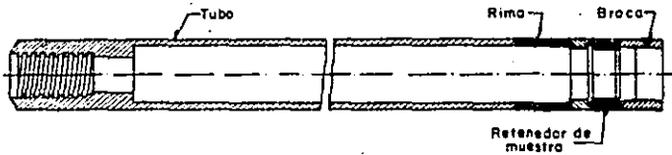
Consiste en tubos que llevan en su extremo inferior una broca que puede ser de carburo de tungsteno para rocas no muy duras o de diamante para rocas duras, que por rotación cortan anularmente la muestra de roca que queda alojada en el tubo que soporta a la broca o bien en otro tubo interior protector.

Existen barriles sencillos doble rígido y doble giratorio que pueden ser utilizados en rocas de duras a semiduras.

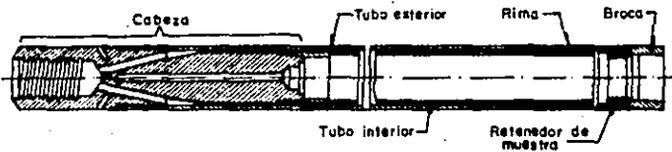
A continuación se comentan brevemente y se presentan en la figura 10.

El barril sencillo es el más rudimentario y por lo tanto el más barato de los muestreadores, es útil en los trabajos de inyección o anclaje, cuando solo importa el barreno producido, pero para muestras tiene la inconveniencia de que el fluido de perforación está en contacto directo con la muestra, originándole torsiones y erosión del agua que provoca roturas y desprendimiento del material que lo forma.

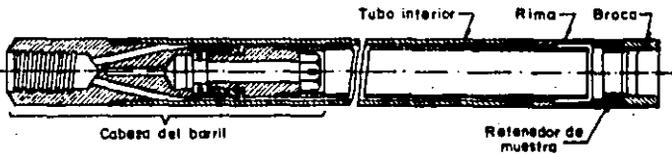
Fig 10.- Barriles Muestreadores



BARRIL SIMPLE



BARRIL DOBLE RIGIDO



BARRIL DOBLE GIRATORIO

Barril doble rígido. Consiste de un tubo interior que - está rígidamente unido a la cabeza del muestreador, de tal forma que gira junto con el tubo exterior, pero tiene la desventaja de que el núcleo queda todavía sujeto a la fricción de las paredes interiores del tubo y por ello recupera muestras de buena calidad solamente en formaciones muy duras.

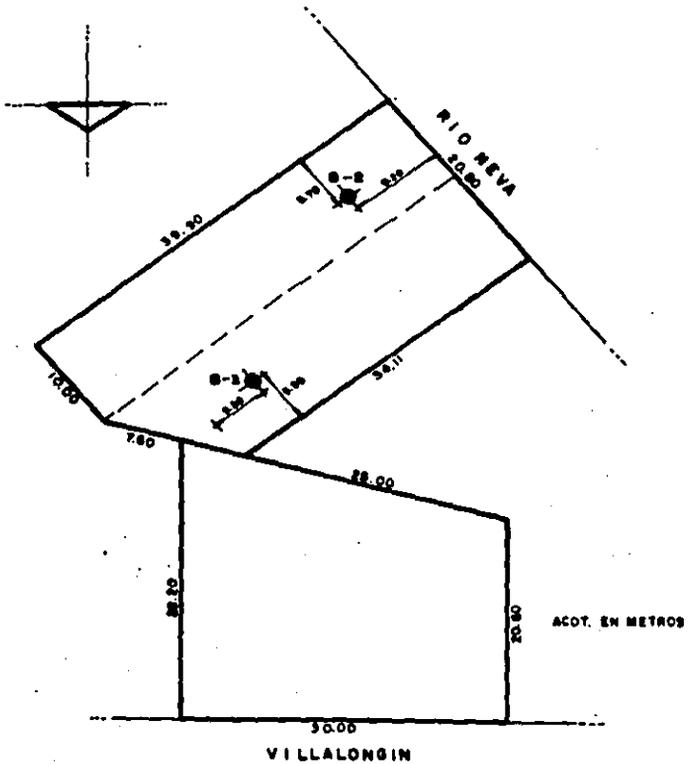
Barril doble giratorio: Es el muestreador que más confiabilidad ha mostrado, ya que el mecanismo de este tipo permanece estático eliminando así los esfuerzos de torsión que se presentan en los anteriores, por lo que es más recomendable -- que los anteriores.

En nuestro caso por ser una cimentación compleja ubicada en la zona de lago de la ciudad de México, se planteó la necesidad de realizar sondeos para determinar sus características necesarias, para tal efecto se programaron dos sondeos los cuales se muestran en la figura 11.

Estos sondeos fueron realizados por un procedimiento -- mixto de avance y muestreo, obteniendo alternativamente muestras alteradas e inalteradas, en forma selectiva a fin de recuperar muestras inalteradas en los estratos de suelos blandos -- más interesantes (como son las arcillas de alta comprensibilidad) desde el punto de vista de la determinación de las propiedades fundamentales de estos suelos como son la resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad. Estas muestras deben -- identificarse claramente protegiendo sus extremos con material impermeabilizante y debe conservar su estructura del suelo, manteniendo su contenido de agua natural y no haber sufrido alteración química.

Con relación a las muestras alteradas se obtuvieron -- principalmente de los estratos de materiales friccionantes -- (como son las arenas) pruebas de penetración estándar (SPT), para disponer de un elemento de juicio sobre la resistencia -- de los materiales, mediante el número de golpes requerido para penetrar 30 cm.

Fig 11.- Ubicación de sondeos en el predio



Adicionalmente, se instaló en el sitio del sondeo 1, la estación piezométrica propuesta para determinar la magnitud de los abatimientos piezométricos en el agua del subsuelo.

Esta estación está constituida por tres piezómetros ubicados en las profundidades de 33.8, 23.1 y 12.1 m en coincidencia con estratos de materiales permeables, detectados previamente en los sondeos. Estos piezómetros abiertos utilizados son del tipo de Casagrande que a continuación se explican en la figura 12, cuyo objetivo es el de determinar la presión de poro de un lugar a cierta profundidad, midiendo el nivel del agua que se establece en un tubo vertical hincado a presión, con el extremo inferior permeable. El aparato está compuesto de los siguientes elementos: Un tubo de 2.3 cm de diámetro con perforaciones de 5 mm y forrado con el fieltro permeable, un tubo serán de 1.3 de diámetro en tramos de 1.0 m con coples.

La celda porosa permite definir la altura piezométrica del agua de la lente en que fue instalada, su instalación impide la intercomunicación con las otras lentes que queden por arriba.

El nivel de agua dentro del tubo vertical se determina con una sonda eléctrica integrada a un cable eléctrico dúplex flexible y un ohmetro, la punta del cable lleva una boquilla de plástico que impide que los dos alambres conductores hagan contacto con la pared interior del tubo, tienen también un lastre metálico para asegurarse de la precisión de la medición.

Una vez que los conductores tocan la superficie del agua, cierran el circuito y el óhmetro lo registra. La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia instalado junto al piezómetro.

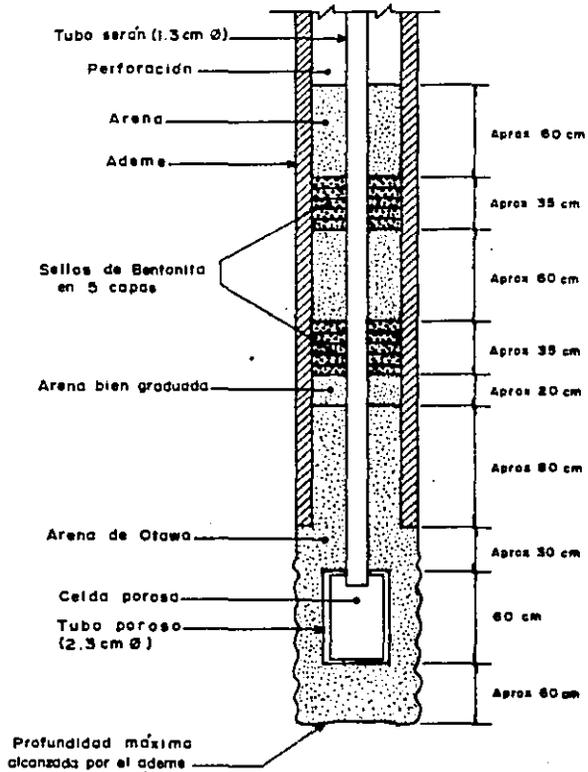


Fig 12 - Piezómetro Abierto Tipo Casagrande

TEMA III

3.1 Estudios de Laboratorio

Una vez realizados los sondeos y extraídas las muestras representativas de las diferentes capas que constituyen el subsuelo, el siguiente paso consiste en determinar mediante ensayos de laboratorio las propiedades índice y mecánicas de dichos materiales. Para ello el procedimiento más apropiado consiste en efectuar en una primera instancia una identificación y clasificación de los suelos, recorriendo a pruebas principalmente de tipo manual como son las pruebas de movilidad del agua, tenacidad cerca del límite plástico, y resistencia en estado seco, tales como la prescriben algunos métodos de clasificación como por ejemplo el Sistema Unificado de clasificación de suelos SUCS que ha probado una gran utilidad, razón por la cual se encuentra muy difundido su empleo,

3.1.1. La prueba de movilidad del agua consiste básicamente en colocar una pastilla del suelo extraído en la palma de la mano agitando horizontalmente y golpeándola contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en que en la superficie de la pastilla aparece agua, la superficie cambia adquiriendo una apariencia de hígado y aparece lustroso. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos desaparecen de la superficie el agua y el lustre y el suelo se vuelve tieso y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez con que aparece el agua en la superficie al agitar, y desaparece al apretar sirve para identificar la clase de finos del suelo.

Las arenas muy finas dan la reacción más rápida y distintiva mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción y los limos dan una reacción moderada.

3.1.2.

La resistencia al estado seco o quebramiento consiste en sacar una pastilla de suelo completamente por medio de un horno, solo aire y pruébese su resistencia al esfuerzo cortante rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. La resistencia al esfuerzo cortante en estado seco aumenta al aumentar la plasticidad del suelo.

Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas -- mientras que un limo posee solamente muy pequeña resistencia y las arenas tienen aproximadamente la misma resistencia, pero puede distinguirse por la sensación táctil si se pulveriza el espécimen. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de harina.

3.1.3 La tenacidad consiste en elaborar un rodillo a mano sobre una superficie suave o entre las palmas hasta hacer un rollito de 3 mm de diámetro aproximadamente se amasa y se vuelve a rodillar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el rollo se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse y amasarse ligeramente entre los dedos formando una bolita hasta que la masa se desmorone nuevamente.

Una vez efectuada la identificación preliminar de los suelos se realizan pruebas índice como son principalmente: el contenido de agua, densidad de sólidos, granulometría y límite de consistencia. Las propiedades índice permiten la evaluación de las relaciones volumétrico-gravimétricas y la clasificación del suelo. A continuación se explican brevemente.

3.1.4 El contenido de agua:

El contenido de agua (w) se define como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos contenidos en una muestra de suelo. Se expresa regularmente en porcentaje.

El procedimiento consiste en secar la muestra previamente -- pesada (W_h) dentro de un horno controlado a temperatura constante de 110 ± 5°C durante 18-20 hr. Al finalizar este proceso se pesa la muestra seca (W_s).

El valor del contenido de agua se obtiene aplicando la fórmula:

$$W (\%) = \frac{W_h - W_s}{W_s} \times 100$$

El contenido de agua en estado natural puede tener valores desde 0 hasta 800 por ciento o mayores, en la tabla 13 se presentan algunos Valores típicos.

Fig.13 Valores típicos del contenido de agua para diferentes suelos bajo el nivel de saturación.

TIPO DE SUELO		W, %
Arena Uniforme	Suelta	32
	Densa	19
Arena bien graduada	Suelta	22
	Densa	9
Limo	Baja plasticidad	30
	Alta plasticidad	80
Arcilla inorgánica	Blanda	45
	Dura	22
Arcilla orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	70
	Alto contenido de materia orgánica	110
Bentonita	Blanda	194
Arcillas del Valle de México	Formación arcillosa superior	340
	Inferior	290

3.1.5 Densidad de Sólidos.

La densidad de sólidos (Ss) se define como la relación entre el peso específico de la materia de las partículas del suelo y el peso específico del agua destilada a 4°C.

Para el caso de Suelos cohesivos y arenas finas el procedimiento que se sigue consiste en hacer con la muestra de suelo y agua deshidratada una pasta, colocarla con agua suficiente para tener un volumen de 150 cm³ en el vaso del agitador mecánico y agitarla durante 15 min. Vaciar la mezcla en el matraz previamente calibrado y sujetarla a vacío durante 30 min. Llenar el matraz hasta la marca de calibración tomar la temperatura y pesar el matraz con su contenido (W_{dws}). Tomar la temperatura, vaciar el contenido en un recipiente y sujetarlo a secado a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$ y pesar el suelo seco (W_s).

El valor de la densidad de Sólidos se obtiene aplicando la formula

$$S_s = \frac{W_s \cdot K}{W_{dw} + W_s - W_{dws}}$$

donde

W_s	peso de sólidos
W_{dws}	peso del matraz + agua + suelo
W_{dw}	peso del matraz + agua a la temperatura de prueba
K	Coefficiente de corrección por temperatura

El procedimiento para suelos granulares gruesos consiste en colocar la muestra dentro de un recipiente con agua destilada y dejarla saturar durante 24 hrs. Secar las partículas superficialmente y pesar las (W_{sh}). Colocarlas en una probeta graduada y medir el volumen de agua que desalojan (V_w). Secar la muestra a $110 \pm 5^\circ\text{C}$ y pesarla (W_s).

Con los Valores obtenidos en la prueba se calcula el porcentaje de absorción aplicando:

$$\text{Abs (\%)} = \frac{W_{sh} - W_s}{W_s} \times 100$$

El valor del volumen de agua absorbido se calcula aplicando:

$$V_w \text{ Abs} = \frac{(W_{sh} - W_s)}{w}$$

El valor de la densidad de sólidos se obtiene aplicando:

$$S_s = \frac{W_s}{(V_w - V_w \text{ Abs}) w}$$

Cuando se tienen suelos con partículas finas y gruesas el valor de la densidad de sólidos se obtiene aplicando la fórmula:

$$S_s = \frac{100}{\frac{(\%) \text{ ret. malla } 4}{S_s \text{ (Ret. malla } 4)} + \frac{(\%) \text{ pasa malla } 4}{S_s \text{ (pasa malla } 4)}}$$

El valor de la densidad de sólidos puede variar entre 2.0 a 3.0 para la mayoría de los suelos. En la tabla 14 se presentan los Valores encontrados para los minerales más frecuentes.

Tabla 14. Valores Típicos de la densidad de sólidos

Mineral	S _s
Yeso	2.32
montmorilonita	2.40
ortoclasa	2.56
caolinita	2.60
ilita	2.60
clorita	2.60
cuarzo	2.60-3.0
talco	2.70
calcita	2.72
moscovita	2.80-2.90
biotita	3.00-3.10
hematita	5.20

3.1.6 GRANULOMETRIA

Se define como granulometría de un suelo la distribución cuantitativa del tamaño de las partículas que lo forman. Esta determinación se hace por cribado a través de mallas para las partículas mayores de 0.074 mm y por sedimentación, usando el hidrómetro para las partículas menores (método de análisis combinado).

La obtención de la curva granulométrica se hace partiendo de muestras alteradas o inalteradas. La muestra representativa deberá contener por lo menos 50 gr. de material que pase la malla No.200 y 300 gr que pase la malla No.4.

El procedimiento consiste en secar la muestra al aire y separarla en dos fracciones utilizando la malla No.4. Del material que pasa la malla No. 4 se toma por cuarteo, una muestra de 300 gr y se lava sobre la malla No.200 utilizando agua destilada, recuperando en un recipiente la totalidad del agua utilizada. El suelo retenido se somete a secado en horno.

Se efectúa el cribado de la fracción retenida en la malla No. 4 utilizando las mallas necesarias. Se hace el cribado del material retenido en la malla No.200 utilizando las mallas necesarias. El material que pase la malla 200 durante el cribado se incorpora al material que pasó durante el lavado de la muestra.

Con el material obtenido por lavado, efectúese el ensayo por sedimentación utilizando el método del hidrómetro.

Se sugiere para el cribado de las muestras utilizar la secuencia de mallas siguientes:

Mat ret. en No.4 Malla diámetro en mm	Mat.pasa No.4 malla diámetro en mm
3" 76.2	No.10 2.000
2" 50.6	No 20 0.840
1" 25.4	No 40 0.420
1/2" 12.7	No 100 0.149
3/8" 9.52	No 200 0.074
No.4 4.76	
Charola	Charola

Para cada malla se deberá anotar el peso del material retenido que se obtenga.

El cálculo de la prueba se hace siguiendo los pasos:

- a) Calcúlese el porcentaje respecto al peso total de la muestra de los materiales retenidos en las mallas usadas y el que corresponde a los diámetros calculados en la prueba del hidrómetro.
- b) Calcúlese el porcentaje acumulado del material que ha pasado por

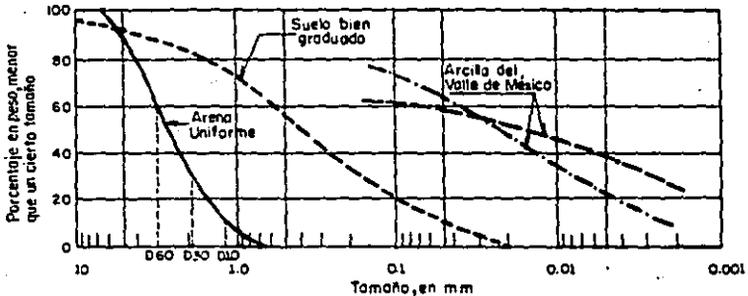
cada malla y menor que el diámetro calculado en la prueba de hidrómetro.

- c) Dibújese la curva granulométrica, utilizando papel semilogarítmico colocando en las abscisas el diámetro y en las ordenadas el porcentaje acumulado que pasa.

En la fig. 15 se presentan las curvas granulométricas que resultaron de probar varios tipos de suelos y la forma de obtener los parámetros D_{10} , D_{30} y D_{60} necesarios para calcular los coeficientes de uniformidad y curvatura que se definen como:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} ; Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

FIG. 15 CURVAS GRANULOMETRICAS



3.1.7 Límites de consistencia

El límite líquido (WL) se define como el contenido de agua de un suelo, expresado en porcentaje para el cual se cierra una ranura, de dimensiones normalizadas en una muestra remoldeada, colocada en un aparato especificado, al someterla a 25 impactos.

La prueba deberá realizarse con una muestra que no haya sufrido secado posterior a la extracción. Se requiere 200 gr de material que pase la malla No. 40.

Para ejecutar la prueba, se mezcla sobre un vidrio plano la muestra hasta homogeneizarla, se colocan de 50 a 75 gr en la capa y se enrasa la superficie. Con el ranurador se labra la ranura, que debe tener una longitud de 4 cm aproximadamente. Se actúa la manija del aparato a razón de 2 golpes por segundo hasta que la ranura se cierre en una longitud de 1.50 m. Mezcle de nuevo el suelo y se repite el procedimiento hasta que se obtengan dos determinaciones con diferencia máxima de un golpe, obtengase el contenido de agua de 10 gr de material que se toman de la proximidad de la ranura.

Repítase el procedimiento agregando agua o secando el material hasta obtener cuatro determinaciones, cuyo número de golpes esté comprendido entre 10 y 35. con los contenidos de agua obtenidos, se dibuja la gráfica número de golpes- contenido de agua en papel semi-logarítmico y encuéntrase el contenido de agua correspondiente a 25 golpes.

3.1.8 Límite plástico.

El límite plástico (w_p) se define como el contenido de agua con el que se rompe en fragmentos de 1.0 cm. un rollo de 0.32 cm (1/8") de diámetro formado con un suelo al rodarlo con la palma de la mano sobre una superficie plana. La preparación de la muestra consiste en rodar 10 gr de la muestra sobre el vidrio despolvo hasta que forme un rollo de 10 cm de longitud por 0.32 cm de -

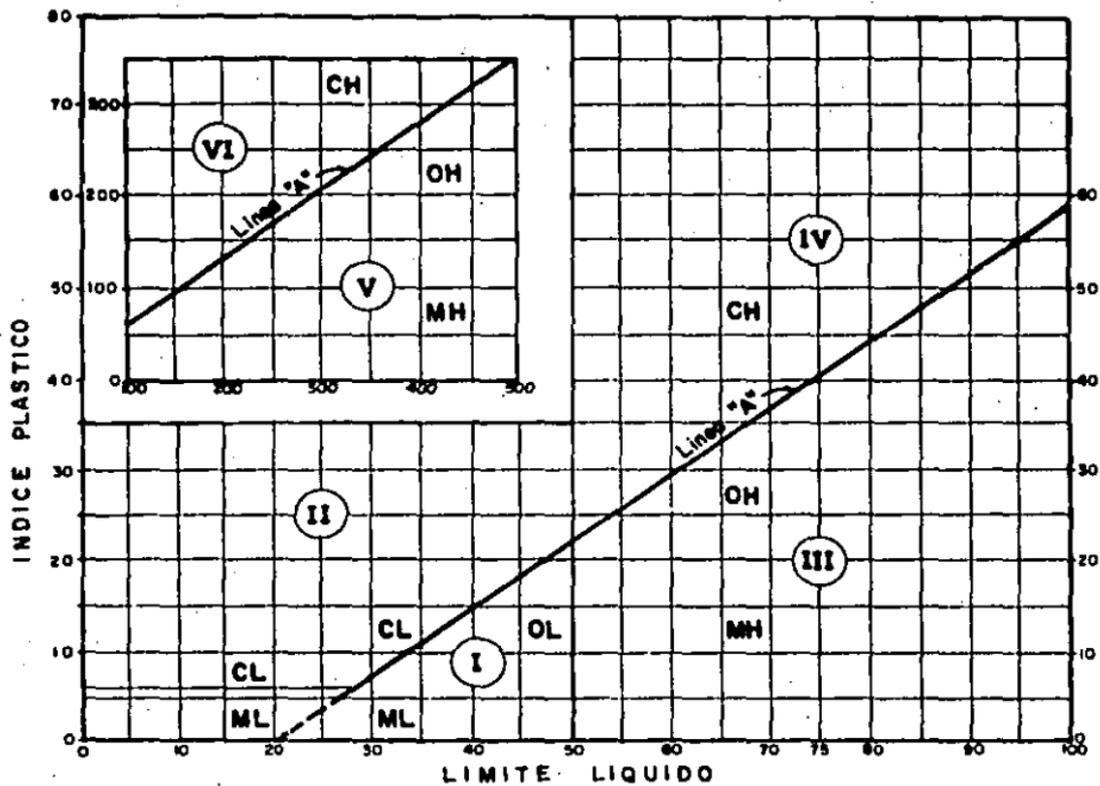
de diámetro, utilizando la base del dedo pulgar. Se repite la operación hasta que el rollo se rompa en fragmentos de 1.0 cm de longitud cuando alcance un diámetro de 0.32 cm. Obténgase el contenido de agua de la muestra ensayada y repítase la operación con tres fracciones de la muestra para comprobación.

Una vez obtenido tanto el límite líquido como el límite plástico, se requiere obtener el índice de plasticidad (I_p) que se define como el intervalo de contenidos de agua donde el suelo exhibe propiedades plásticas

$$I_p = W_L - W_p$$

Con los datos anteriores se puede conocer las clasificaciones de los suelos como lo prescribe el Sistema Unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S) en donde se puede observar en la figura No.16, la carta de plasticidad cuyo objetivo es la clasificación de suelos de partículas finas en el laboratorio.

Fig 16- Carta de Plasticidad



Una vez realizadas las pruebas índice como se explicaron anteriormente se obtuvieron resultados para conocer de mejor manera las características cualitativas de los suelos y a partir de ésta importante información se procede a realizar ensayos más elaborados para medir las propiedades mecánicas tales como son resistencia al corte y consolidación que a continuación explicaremos:

3.1.9.- Resistencia al esfuerzo Cortante

Para determinar la resistencia al esfuerzo cortante existen en términos generales dos tipos de métodos: los de campo y los de laboratorio.

En cuanto a los métodos de campo como se describieron en el capítulo II los más utilizados son los penetrometros conicos. Con respecto a los métodos de laboratorio existen principalmente las pruebas de corte directo y las de compresión triaxial.

En cuanto a la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante, durante muchos años, fue prácticamente la única usada para la determinación de la resistencia de los suelos; hoy, aun cuando conserva interés práctico debido a su simplicidad, ha sido sustituida con ventaja por las pruebas de compresión triaxial descritas, a continuación sin embargo, la prueba directa ha de mencionarse aunque nada más sea por su utilidad didáctica

Un esquema del aparato necesario para efectuar la prueba se presenta en la Fig.17.



FIG. 17 PRUEBA DE CORTE DIRECTO

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla ϕ , graduable a voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección horizontal como en vertical.

Como se comenta anteriormente las pruebas de compresión triaxial son las más usadas para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Estas pruebas consisten en aplicar presiones laterales y axiales diferentes a un espécimen cilíndrico y estudiar su comportamiento.

Se sabe que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos depende de un número importante de factores. En suelos gruesos los principales son la compactación, la forma de los granos y la granulometría. En cohesivos, existen dos enfoques en cuanto a los factores que afectan su resistencia. El primero consiste en considerar que la resistencia depende esencialmente del esfuerzo efectivo, de la trayectoria de esfuerzos y de la velocidad de deformación. El predominio del primer factor se expresa en el principio de los esfuerzos efectivos* que conduce a modificar la ley de Coulomb en la forma siguiente:

$$S = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad \dots (1)$$

donde

- S esfuerzo cortante en el plano de falla
- σ esfuerzo normal total sobre el plano considerado
- ϕ' ángulo de fricción aparente
- c' cohesión aparente
- u presión de poro

El segundo enfoque expresa el hecho experimental de que la resistencia de un suelo cohesivo que se deforma a volumen constante depende principalmente de su historia previa de carga, de la trayectoria de esfuerzos y de la velocidad de deformación, siendo el primer factor el más importante. La ley de resistencia se expresa entonces en términos de esfuerzos totales, es decir

* A.W. Skempton, Terzaghi's Discovery of Effective Stress in From Theory is Practice in Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc., Nueva York (1960) pgs 12-53

$$S = c + \sigma \tan \phi \quad \dots (2)$$

donde

- S esfuerzo cortante en el plano de falla
- σ esfuerzo normal total sobre el plano considerado
- c cohesión aparente
- ϕ ángulo de fricción aparente

En este caso, c y ϕ no son propiedades del material sino funciones de sus características, de la historia de carga previa, y de las condiciones de carga y de drenaje.

La resistencia al corte de un suelo cohesivo puede por lo tanto, expresarse en términos de esfuerzos efectivos o totales. Es importante subrayar que ambas expresiones son igualmente válidas, pues en el método de los esfuerzos totales la influencia de los efectivos aparece implícitamente en los resultados. El uso de una u otra expresión depende de la facilidad con la que se pueda aplicar en cada problema.

Para la determinación de los parámetros de las fórmulas 1 y 2, se han desarrollado pruebas triaxiales con ciertas condiciones extremas de drenaje; en ocasiones especiales, las pruebas usuales pueden no ser representativas de las condiciones de campo. En tal caso, las condiciones deben modificarse y ajustarse al problema en estudio.

Las pruebas triaxiales usuales se realizan en dos etapas: consolidación y ruptura. La primera consiste, generalmente, en aplicar a un espécimen cilíndrico una presión hidrostática (consolidación isotrópica); en ocasiones, simultáneamente se aplica una carga o descarga vertical (consolidación anisotrópica). Durante la segunda etapa, el espécimen se lleva a la falla por --carga (prueba de compresión) o descarga vertical (prueba de extensión), manteniendo constante la presión confinante.

Las pruebas triaxiales se clasifican en función de las condiciones de drenaje durante las dos etapas de la prueba. Las pruebas más usuales son:

1. No consolidadas- no drenadas (UU)*. Se impide el drenaje durante las dos etapas de la prueba.
2. Consolidadas-no drenadas (CU)*. Se permite el drenaje durante la primera etapa solamente.
3. Consolidadas-drenadas (CD)*. Se permite el drenaje durante toda la prueba, y no se dejan generar presiones de poro, aplicando las cargas con una velocidad adecuada durante la segunda etapa.

- a) El equipo necesario para poder realizar estas pruebas es como se ilustra en la figura 18, en donde se colocan los especímenes que están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas. En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una burete exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.
- b) Generalmente cada prueba se realiza en tres o cuatro especímenes bajo presiones confinantes distintas. La representación de los resultados en un diagrama de Mohr está constituida por una serie de círculos, cuya envolvente permite obtener los parámetros del material estudiado en el intervalo de esfuerzos considerado.

* Los símbolos usados corresponden al nombre inglés de las pruebas

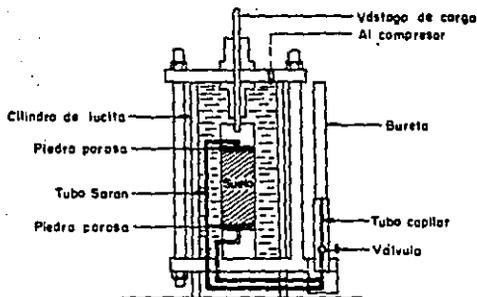


FIG. 18 PRUEBA TRIAXIAL

3.10 Prueba de consolidación

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, es decir de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro como lo muestra la figura 19.

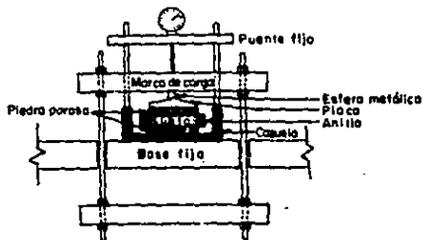


FIG. 19 PRUEBA DE CONSOLIDACION

El consolidómetro mostrado en dicha figura es del tipo de "anillo flotante", hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

Por medio del marco de carga se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para construir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes como se ilustra la figura 20

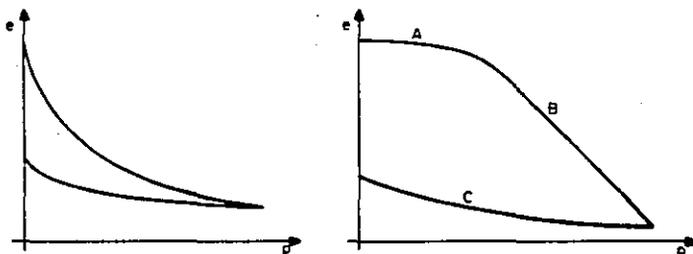


FIG. 20 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

El A es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El tramo B es generalmente un tramo recto muy aproximadamente y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter el espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se sujeta al espécimen a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse "tramo de compresión", el tramo B, "tramo virgen" y el C "tramo de descarga".

TEMA IV

4.1 Estratigrafía y propiedades de los materiales que constituyen el subsuelo.

De acuerdo con la información obtenida tanto en las exploraciones de campo, como los ensayos de laboratorio, cuyos resultados se presentan resumidos en las figuras estratigráficas 25 y 26, y en las figuras 27 al 36 que muestran las envolventes de resistencia y las curvas de compresibilidad de los principales mantos, el predio en estudio configura una -estratigrafía típica de la zona del lago afectado por sobrecargas debidas tanto al peso de las edificaciones como a la acción del bombeo de los mantos acuíferos profundos.

Como se indicó en el primer capítulo el área en que se ubica el proyecto se encuentra despejada ya que fueron demolidas las construcciones que la ocupaban, quedando solamente sus correspondientes cimentaciones, de manera que los sondeos practicados permitieron detectar parte de ellas, como es el caso del sondeo 2, en el que se detecta un cajón de cimentación de concreto armado de 5 m de profundidad y parcialmente inundado, alcanzando el agua interiormente un tirante de - - 2.5 m. Este cajón se encuentra apoyado sobre un relleno de - arena bien graduada, con gravas aisladas con un espesor aproximado de 1.1 m, de tal manera que en total esta cimentación llega hasta una profundidad de 6.1 m a partir del nivel de - banqueta. En cuanto a la estratigrafía, se describirá brevemente la que corresponde al sondeo 1, ya que es la más completa por no estar afectada por la cimentación como en el caso del sondeo 2.

Básicamente dicha estratigrafía está integrada por las siguientes cinco formaciones a saber:

I - Manto superficial

El espesor de la costra superficial incluye, además de los suelos naturales producto de la desecación de los depósitos lacustres, rellenos artificiales y restos de cimentaciones precoloniales, coloniales y recientes. Estos existen en mayor abundancia en la zona céntrica, dentro de la denominada Antigua Traza de la Ciudad, alcanzando en ocasiones espesores hasta de 10 m, como ocurre en la Plaza de la Constitución y su alrededor. En otros sitios de la Ciudad, los suelos naturales de la superficie han sido explotados para emplearlos en la fabricación de tabiques, y sustituidos posteriormente, al urbanizarse los predios, con rellenos heterogéneos, generalmente colocados a volteo y, por tanto, en estado suelto.

Debido a la naturaleza de los depósitos que forman el manto superficial y a la influencia de los rellenos artificiales, su espesor tiende a variar erráticamente. Sin embargo, puede decirse que es de unos cuantos centímetros en el actual Vaso de Texcoco y de varios metros en la zona céntrica de la Ciudad.

A pesar de la irregularidad en espesor y propiedades de los suelos que forman el manto superficial, este es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillosa superior, excepto en aquellos sitios donde existen rellenos en estado muy suelto.

II - Formación arcillosa superior

Los datos que se reportan sobre esta formación son su espesor y el contenido de agua medio. El espesor aumenta de Poniente a Oriente, o sea hacia el Vaso de Texcoco. En el área céntrica de la Ciudad, existen puntos donde el espesor se incrementa debido a la ausencia de la primera capa dura o a un reducido espesor de la misma que prácticamente convierte las -

formaciones arcillosas superior e inferior en un solo manto - compresible. Cabe agregar que ha sido posible detectar esta - irregularidad gracias a la alta concentración de sondeos en - el área mencionada.

El contenido de agua medio de los estratos arcillosos incluidos en la formación arcillosa superior, con datos de 213 - sondeos en los que el espesor de la formación es mayor de 15m. En cuatro sondeos localizados en la cercanía de la zona de -- transición el contenido de agua medio es menor de 150%. En -- otros cuatro sondeos del grupo analizado, que corresponden a sitios donde la formación es de gran espesor, localizados en áreas vírgenes poco o nada afectadas por sobrecargas y bombeos intensos, el contenido de agua medio es mayor de 400%.

El contenido de agua medio de toda la formación arcillosa superior es de 270%, incluyendo todas las áreas sujetas a diferentes historias de carga. Este valor debe tomarse más bien como una cota inferior de dicho contenido de agua medio, ya - que el número de sondeos en las áreas suburbanas del oriente es reducido y es en ellas donde los contenidos de agua son ma yores.

III Primera capa dura

La primera capa dura su profundidad tiene una tendencia hacia el Vaso de Texcoco, como debía esperarse dada la naturaleza geológica de esa formación. En la figura 21 puede verse que en el 90% de los sondeos que atraviesan la capa, el espesor de ésta es mayor de 2 m.

De 329 determinaciones del tipo de suelos que constituyen la primera capa dura, clasificados conforme el SUCS*, se obtuvo que predominan suelos de los grupos SM,SC, y ML como se muestra en la fig.22.

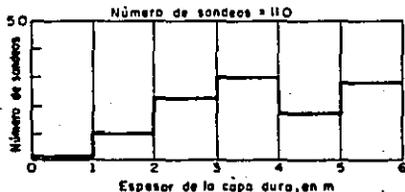


Fig. 21 Polígono de frecuencia del espesor de la primera capa dura.

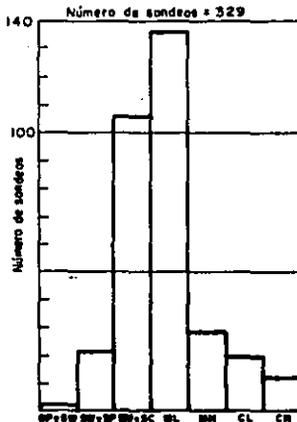


Fig. 22 Polígono de frecuencia de materiales que constituyen la primera capa dura.

Debido a la heterogeneidad de los suelos, el contenido de agua de la primera capa dura varía, para el número de sondeos reportado, entre 20 y 100%, como se ve en el polígono de frecuencias de la fig 23. El contenido de agua medio general es de 50%.

En la fig. 24 se muestra el polígono de frecuencia de la resistencia media a la penetración estándar en 230 sondeos que penetraron en la primera capa dura.

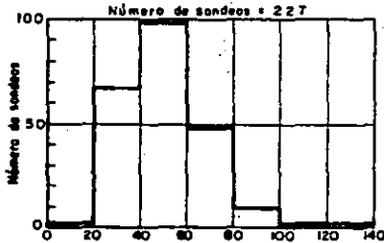


Fig. 23 Contenido de agua medio de la primera capa dura.

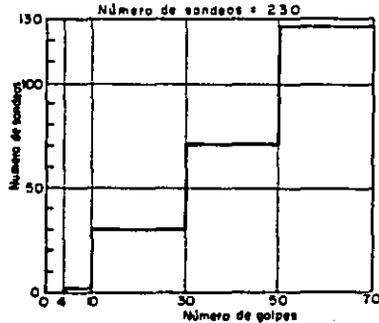


Fig. 24 Número de golpes en prueba estándar.

En el 80% de los casos la resistencia a la penetración es alta, es decir, los suelos granulares se encuentran en esta do compacto a muy compacto y los suelos cohesivos son de consistencia dura.

IV Formación arcillosa inferior

En esta formación generalmente se observan lentes compactos de vidrio volcánico y de suelos limosos interestratificados con la arcilla.

Del análisis se obtuvo que el contenido de agua medio de esta formación, en el 86% de los casos, varía entre 100 y 200%, siendo el promedio pesado de 170%. De la misma manera que en la formación arcillosa superior, los valores bajos corresponden a sondeos localizados cerca de la zona de transición, y los altos a sondeos en el Vaso de Texcoco.

Puede notarse que el contenido de agua de la formación arcillosa inferior es mucho menor que el de la superior. En la primera es de 170% y en la segunda de 270%.

V Depósitos profundos

Estos depósitos son los más profundos de los que interesan desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones. Generalmente están constituidos por suelos arenosos finos en estado muy compacto, que en ocasiones contienen lentes delgados de arcilla. Constituyen acuíferos de alta permeabilidad, y se han explotado para el abastecimiento de agua de la Ciudad.

La capa superficial se detectó hasta una profundidad de 5m, constituida por limos y arcillas limosas (MH y CH), cuya humedad natural varía de 75 a 125 por ciento. El límite líquido varía de 80 a 140 por ciento y el plástico de 40 a 60 por ciento. En pruebas tipo UU se obtuvieron Valores de resistencia al corte (c) de 3.5 y 5 ton/m² y en pruebas de consolidación se obtuvieron valores mayores en la carga de preconsolidación con respecto a las presiones efectivas. El nivel freático se encontró a una profundidad de 0.7 m, es decir a 1.85 m respecto al nivel de banqueta.

A continuación aparece la formación arcillosa superior, - que cubre desde los 5 hasta 21 m de profundidad, se caracteriza por su elevado contenido de agua de 300 a 350 por ciento en su parte superior, a 250 por ciento en la inferior. El límite líquido varía de 250 a 550 por ciento y el plástico de 60 a 110 por ciento. Presenta lentes y delgados estratos de arena, ceniza y vidrio volcánico, así como conchas fósiles, destacando un estrato de arena fina a media, limosa, café oscuro, con espesor aproximado de un metro, que aparece a los 11.5 m de profundidad en ambos sondeos. La consistencia de estos materiales arcillosos es de blanda a media, obteniéndose valores para c en pruebas UU de 3.0 a 7.0 Ton/m² y de cargas de preconsolidación de 0.87 a 2.5 kg/cm².

Subyaciendo al manto anterior se localiza la primera capa dura o capa resistente constituida por limo y arena medianamen

te compactos que registraron en la prueba de penetración estándar de 4 a 20 golpes. Su humedad natural varía de 40 a 75 por ciento, cubre un espesor de 2.5 y 1.8 m, respectivamente, en los sondeos 1 y 2, ubicándose su contacto superior a 22.5 y a 23.0 m de profundidad, para los respectivos sondeos.

Continuando la secuencia estratigráfica, aparece la formación arcillosa inferior, constituida por arcilla de alta -- compresibilidad, (CH), cuya humedad natural varía de 80 a 300 por ciento. Se encuentra surcada por lentes de arena y ceniza -- volcánica medianamente compacta. Esta formación termina a los 28 y 27.3 m de profundidad respectivamente, en los sondeos 1 y 2. Finalmente aparecen los depósitos profundos constituidos -- por capas de limo y arenas, medianamente compactos, los que -- arrojaron valores en la prueba de penetración estándar de 14 a 50 golpes. Su humedad natural varía de 20 a 75 por ciento y en el sondeo 1 aparece intercalada a la profundidad de 32.10 m una lente de arcilla, cuyo espesor es de 1.80 en la cual se registró un contenido de agua de 140 por ciento.

El sondeo 1 se terminó a una profundidad de 35.1 m y el sondeo 2 a 29.4 m.

Con respecto a las condiciones piezométricas en el agua del subsuelo las lecturas obtenidas en las estaciones piezométricas instaladas aparecen en la figura del sondeo 1, presentándose la profundidad de cada piezómetro y el respectivo nivel piezométrico.

En la siguiente tabla se anotan los resultados obtenidos en las lecturas efectuadas, las cuales están referidas al nivel de banqueta (1.85 m).

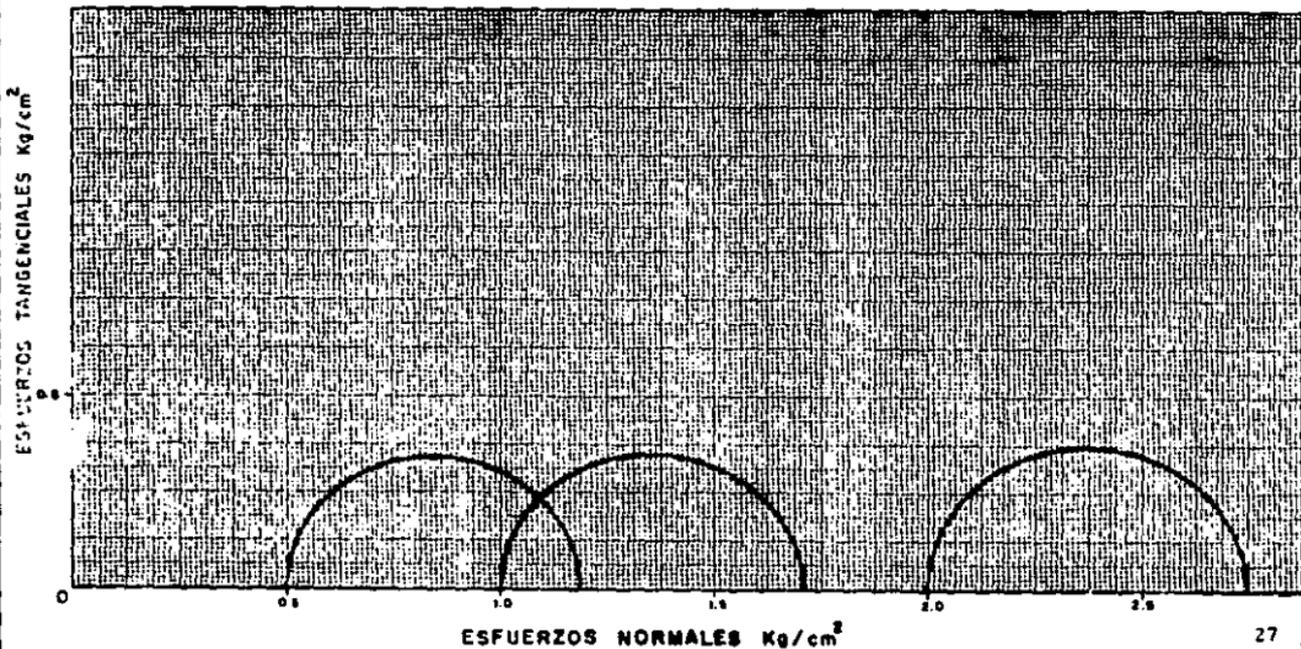
Piezómetro	Profundidad (m)	Profundidad nivel piezométrico (m)	Abatimiento piezométrico (+) (m2)
P-1	33.80	20.0	18.15
P-2	23.1	13.7	11.85
P-3	12.10	3.20	1.35

ENVOLVENTE DE RESISTENCIA EN COMPRESION TRIAXIAL NO DRENADA

ESTUDIO: EDIFICIO UBICADO EN LA CALLE
DE RIO NEVA N° 14. MEXICO, D.F.

SONDEO: 1 PROF: 1.55 m
PUESTRA: 2 FECHA:

w = 95 %	LL = 711 %	G =
G _s = 100 %	LP = 321 %	S =
e = 2.24	IP = 22.0 %	F =
γ _m = 1.83 T/m ³	Clasificación	B.U.C.S. (MH)
S _u = 2.38	LIMO CAFE OSCURO	



27
FIGURA 27

ENVOLVENTE DE RESISTENCIA EN COMPRESION TRIAXIAL NO DRENADA

ESTUDIO: EDIFICIO UBICADO EN LA CALLE
DE RIO NEVA N° 14. MEXICO, D.F.
SONDEO: 1 PROF: 5.00 m
MUESTRA: 5 FECHA:

w = 132.2 %	LL = 116.4 %	G _s = _____ %
G _w = 96.6 %	LP = 47.3 %	S = _____ %
e = 3.44	IP = 69.1 %	F = _____ %
γ _m = 1.314 T/m ³	Clasificación S.U.C.B. (CMI)	
S _u = 2.51	ARCILLA GRIS VERDOSO CON VETAS DE CENIZA VOLCANICA.	

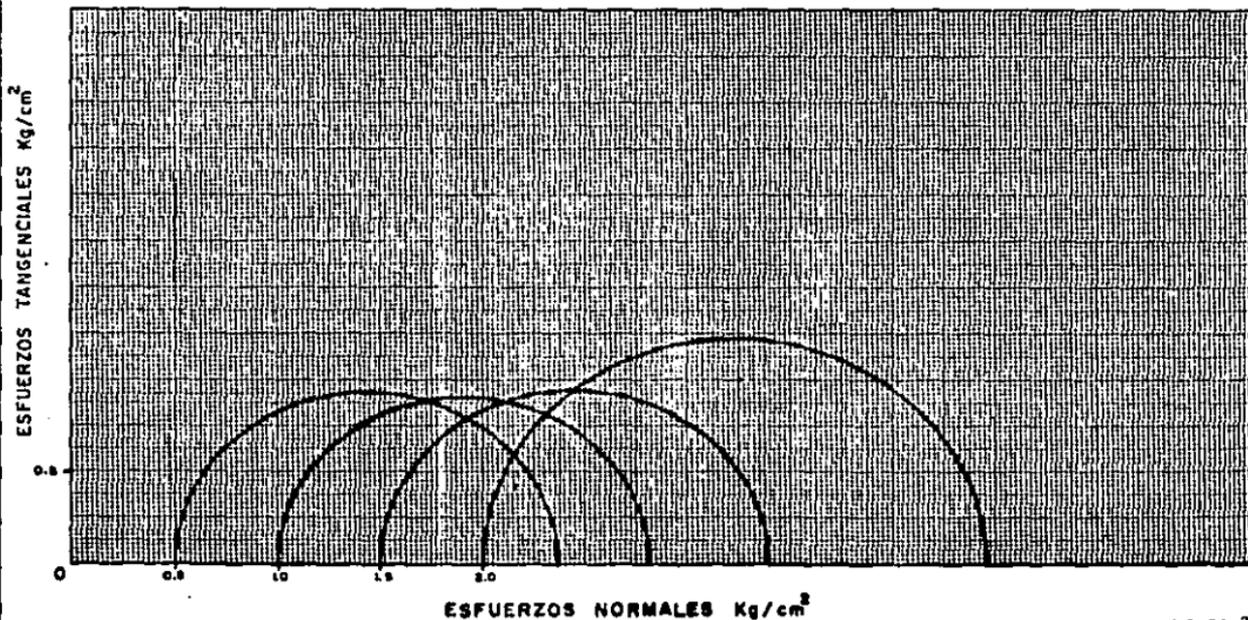


FIGURA: 28

ENVOLVENTE DE RESISTENCIA EN COMPRESION TRIAXIAL NO DRENADA

ESTUDIO: EDIFICIO (MAYOR) EN LA CALLE
DE RIO NEVA N° 14, MEXICO, D.F.

SONDEO: 1 PROF: 10.0 m
MUESTRA: 11 FECHA:

w = 263.5 %	LL = 314.9 %	Gv = _____ %
Gw = 98.9 %	LP = 69.4 %	S = _____ %
e = 6.32	IP = 245.5 %	F = _____ %
$\gamma_m = 1.177 \text{ T/m}^3$	Cidatilesolda S.U.C.S. (CH)	
Su = 2.37	ARCILLA CAFE Y GRIS VERDOSO	

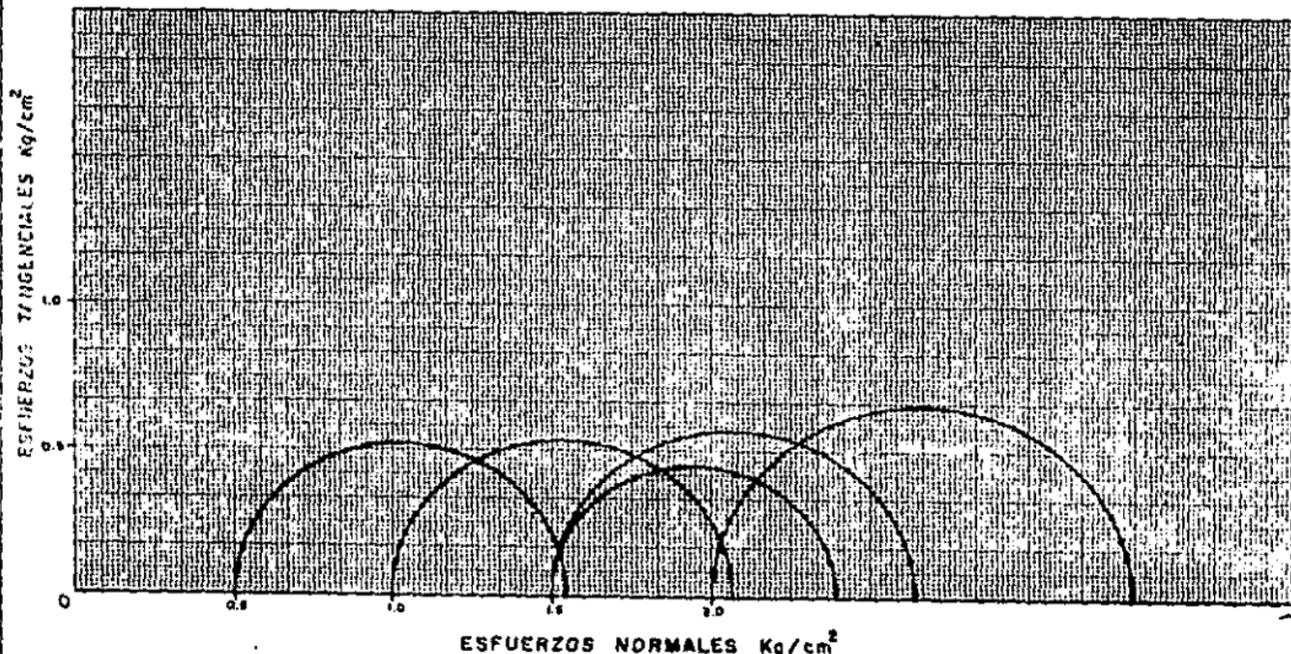


FIGURA 29

ENVOLVENTE DE RESISTENCIA EN COMPRESION TRIAXIAL NO DRENADA

ESTUDIO: EDIFICIO UBICADO EN LA CALLE
DE RIO NEVA N° 14. MEXICO, D.F.

SONDEO: 1 PROF: 16.10 m
MUESTRA: 17 FECHA:

w = 106.6 %	LL = 220.8 %	g = _____
Gw = 99.8 %	LP = 63.2 %	g = _____
e = 3.98	IP = 157.6 %	g = _____
$\gamma_m = 1.297 \text{ T/m}^3$	Clasificación S.U.C.S. (CH)	
si = 2.57	ARCILLA GRIS VERDOSO	

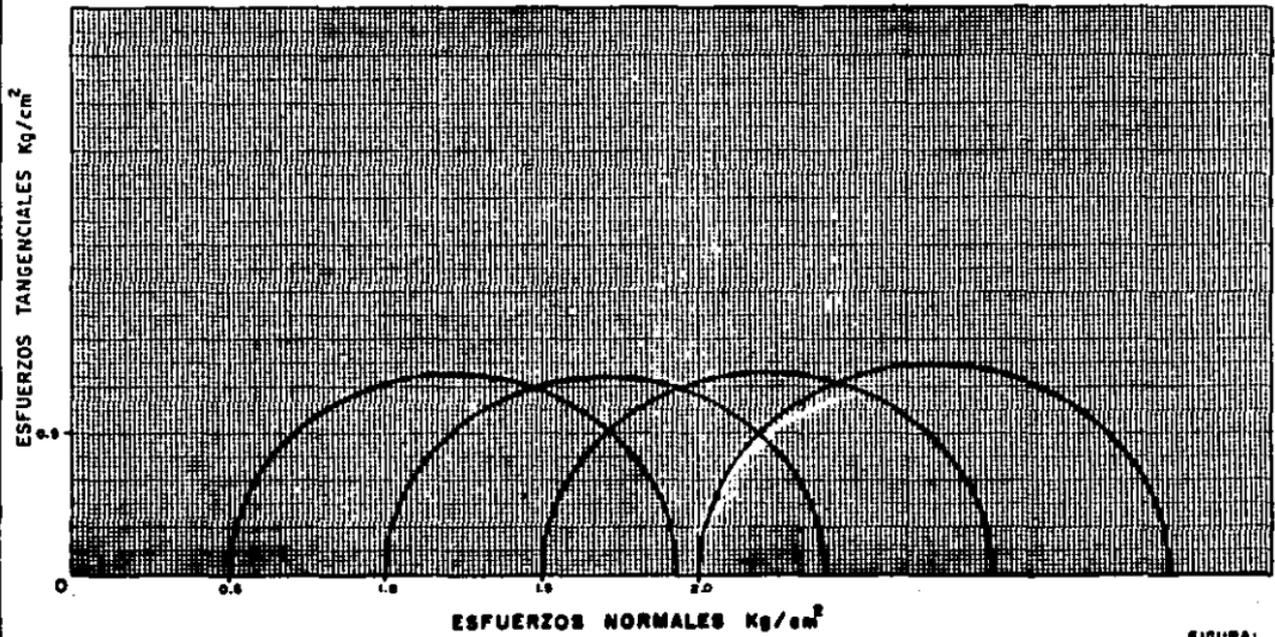


FIGURA: 30

ENVOLVENTE DE RESISTENCIA EN COMPRESION TRIAXIAL NO DRENADA

ESTUDIO: EDIFICIO UBICADO EN LA CALLE
DE RIO NEVA N° 14. MEXICO, D.F.

SONDEO: 1 PROF: 21.90 m
MUESTRA: 23 FECHA:

w = 49.8 %	LL = 87.7 %	U _c = _____ %
C _w = 32.4 %	LP = 40.3 %	S = _____ %
e = 1.20	IP = 22.4 %	P = _____ %
γ _m = 1.637 t/m ³	Clasificación S.U.C.S. (CH)	
S _u = 2.41	ARCILLA GRIS VERDOSO CON CAPA DE LIMO ARENOSO GRIS (PARTE INFERIOR)	

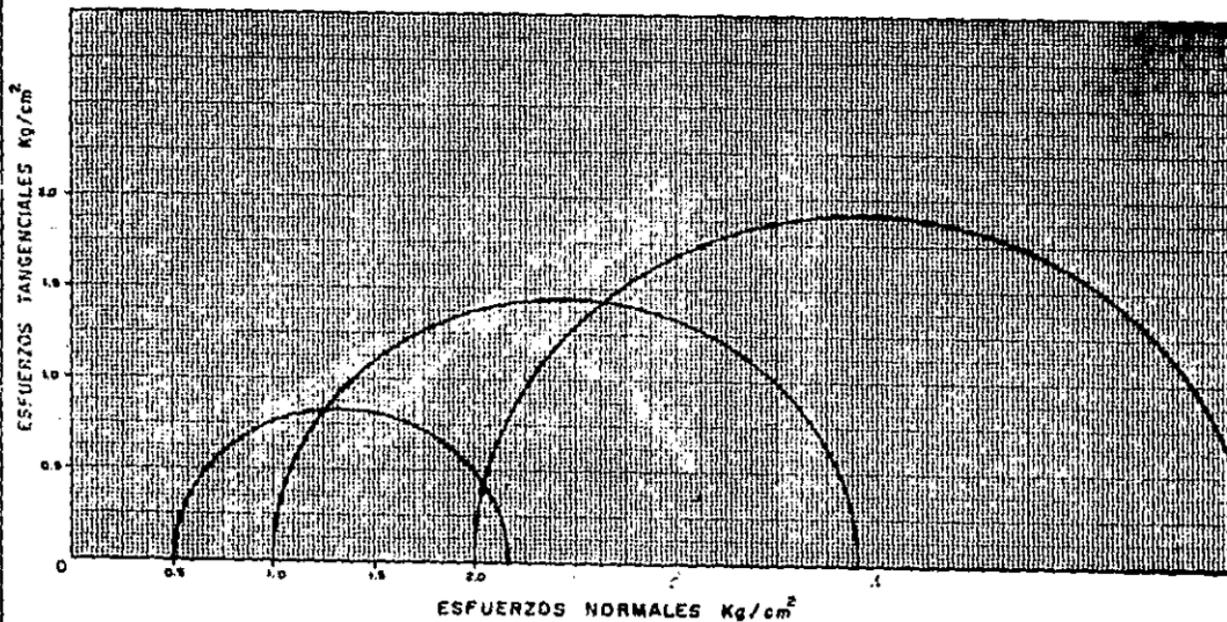


FIGURA 31

ENVOLVENTE DE RESISTENCIA EN COMPRESION TRIAXIAL NO DRENADA

ESTUDIO: EDIFICIO UBICADO EN LA
 CALLE DE RIO NEVA N° 14. MEXICO, D.F.
 SONDEO: 1 PROF: 25.30 m
 MUESTRA: 27 FECHA:

w = 318.7 %	LL = 300.7 %	Sp = _____ %
Gw = 26.8 %	LP = 118.2 %	Sr = _____ %
e = 0.62	IP = 188.5 %	Po = _____ %
Vm = 114.0 T/m ³	Clasificación S.U.C.B. (CH)	
Sr = 2.62	ARCILLA GRIS VERDOSO CON PLANOS DE FALLA.	

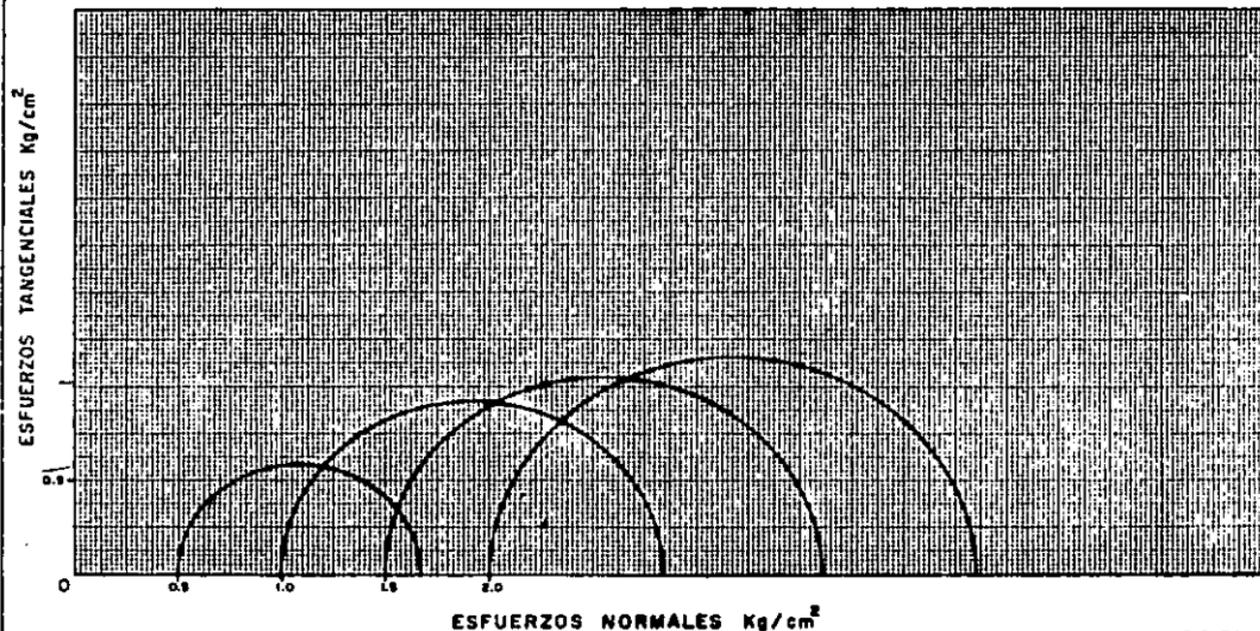


FIGURA 32

PRUEBA DE CONSOLIDACION

- 69 -

ESTUDIO: EDIFICIO UBICADO EN LA CALLE DE RIO NEVA N° 14. MEXICO, D.F.

SONDEO: 1 FECHA:

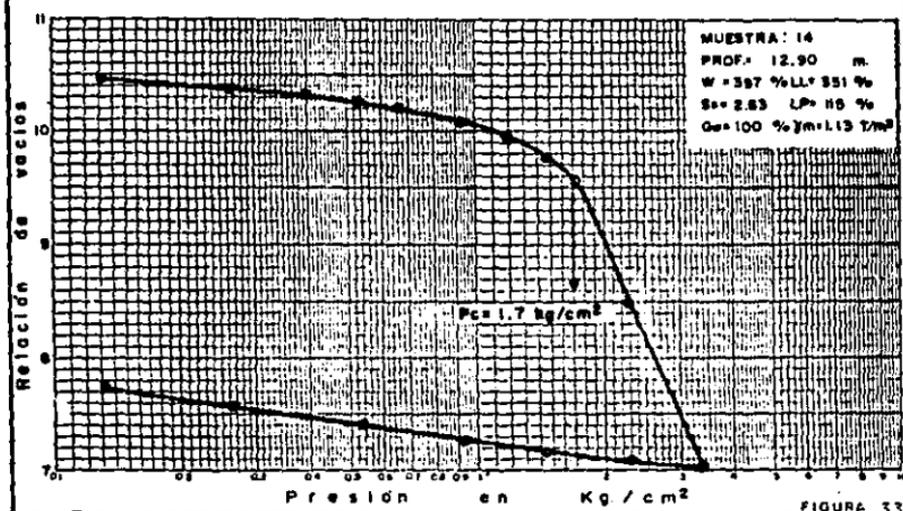
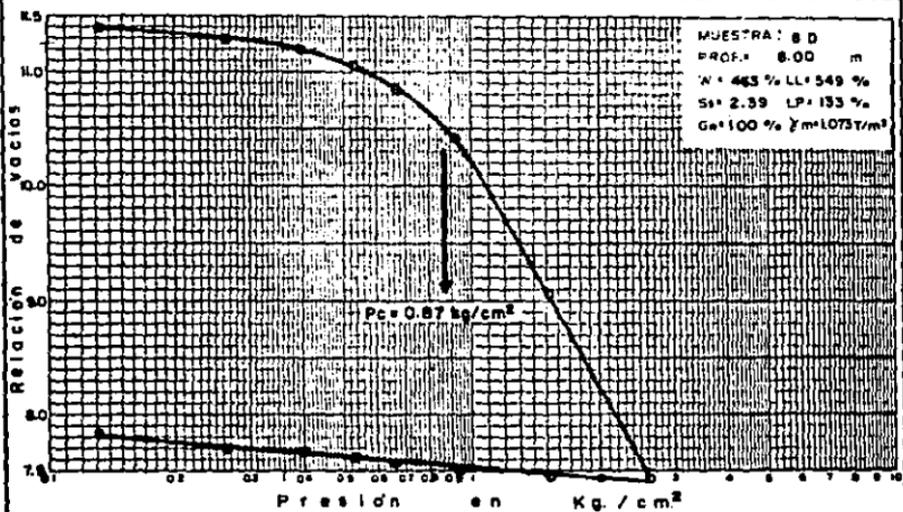


FIGURA 33

PRUEBA DE CONSOLIDACION

- 70 -

ESTUDIO: EDIFICIO UBICADO EN LA CALLE DE RIO NEVA N° 14. MEXICO, D.F.
SONDEO: 1 FECHA:

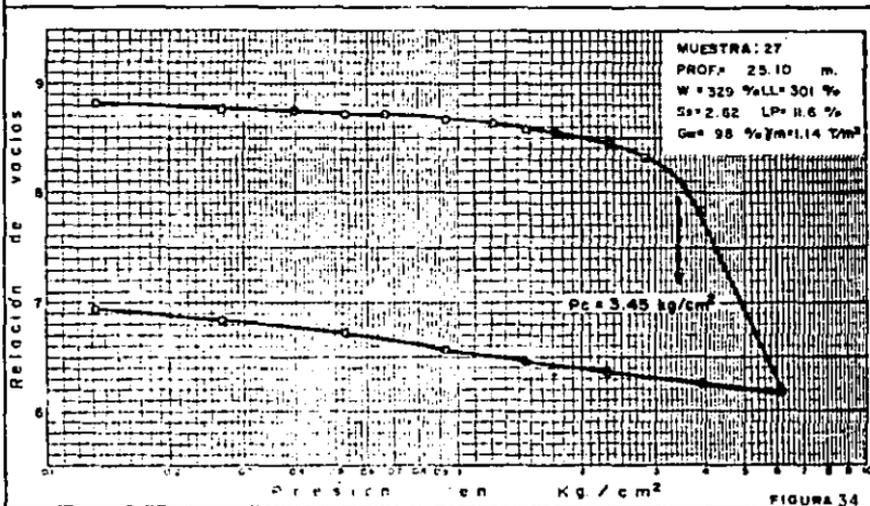
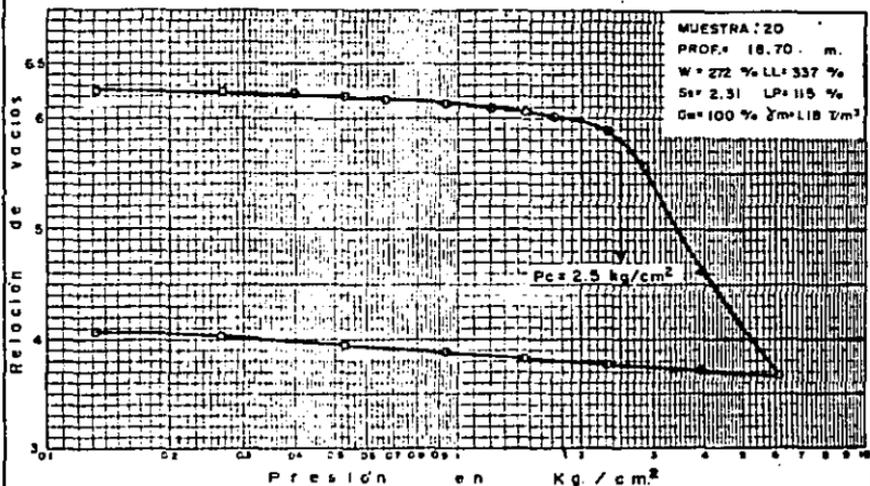


FIGURA 34

PRUEBA DE CONSOLIDACION

- 71 -

SONDEO: EDIFICIO UBICADO EN LA CALLE DE RIO NEVA N° 14. MEXICO, D.F.

SONDEO: 2 FECHA:

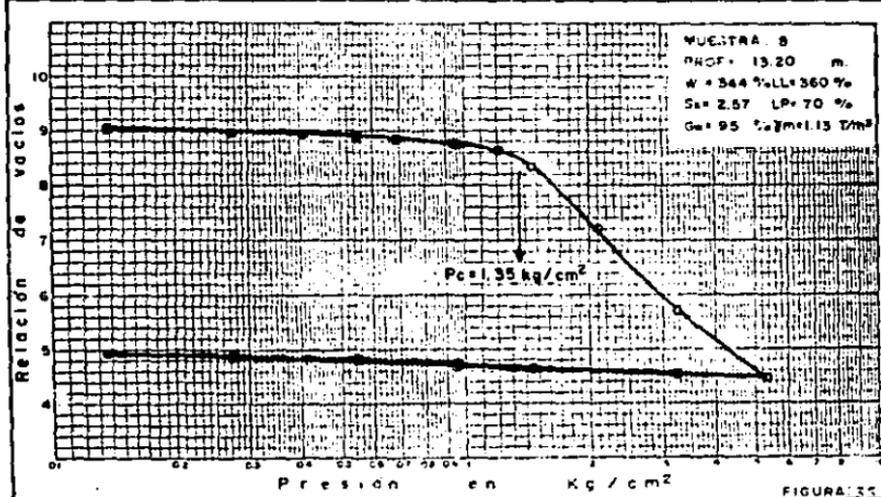
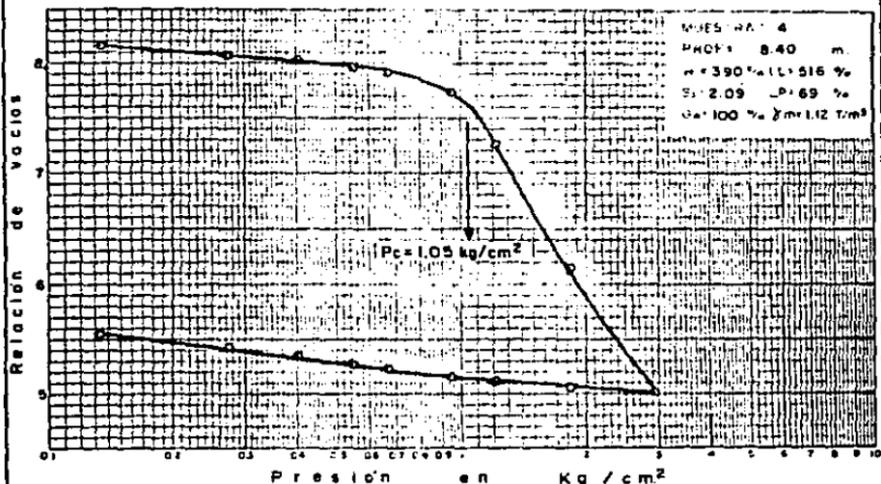


FIGURA 25

PRUEBA DE CONSOLIDACION

- 72 -

ESTUDIO: UBICADO EN LA CALLE DE RIO NEVA N° 14, MEXICO, D.F.

SONDEO: 2 FECHA:

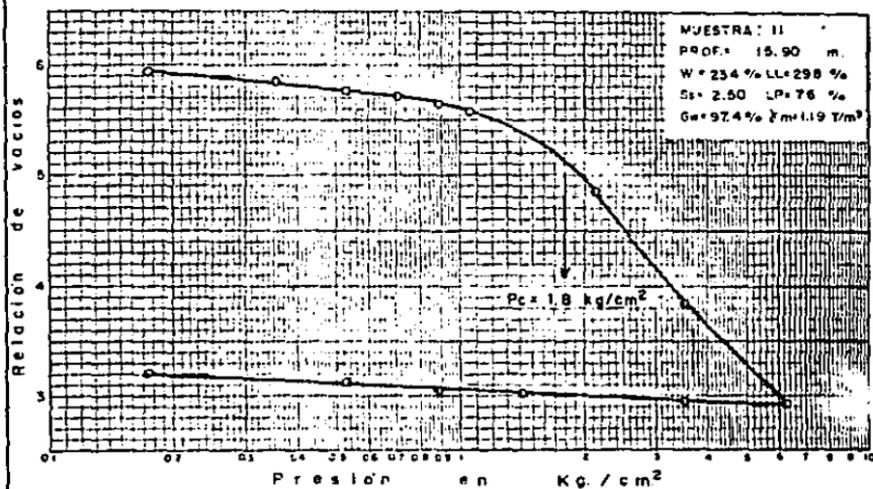


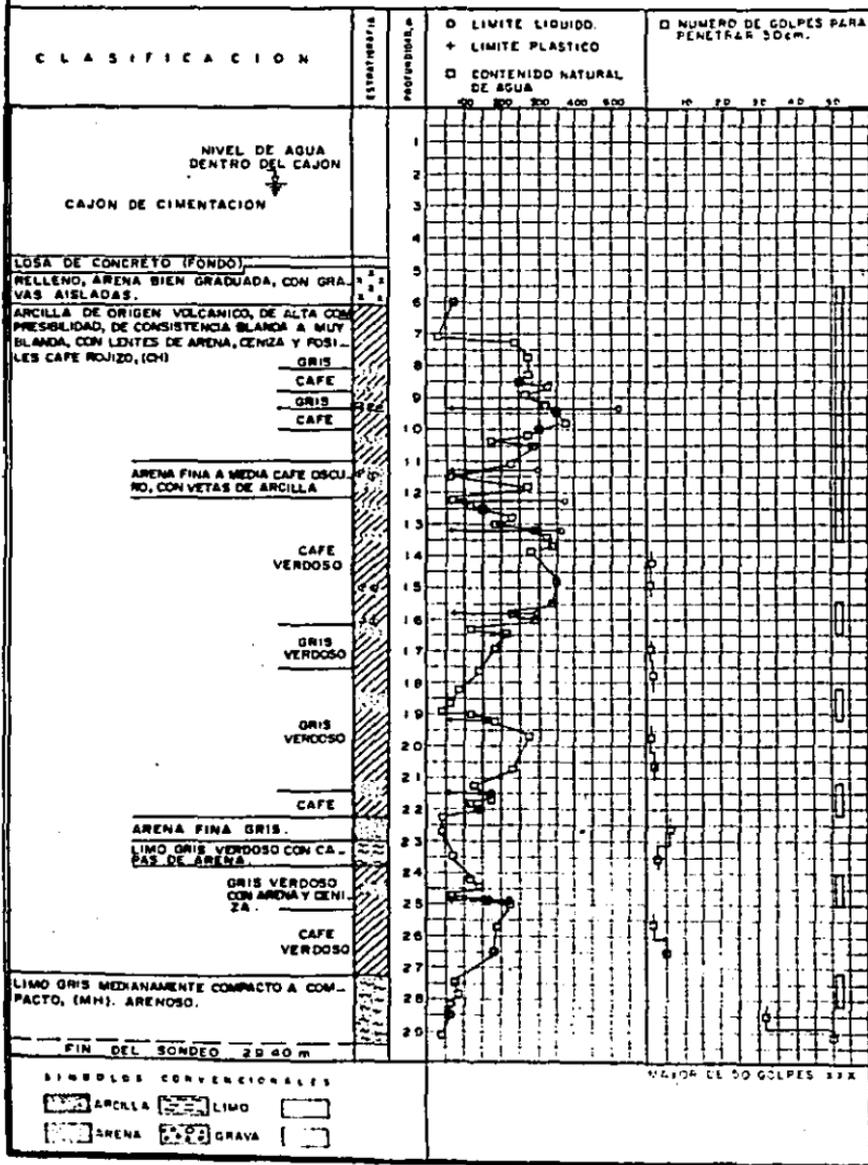
FIGURA 36

ESTUDIO: EDIFICIO URICADO EN LA CALLE DE

RIO NEVA N° 14. MEXICO, D.F.

Sondeo: 2 Elev. Boca Sondeo NIVEL BANQUETA

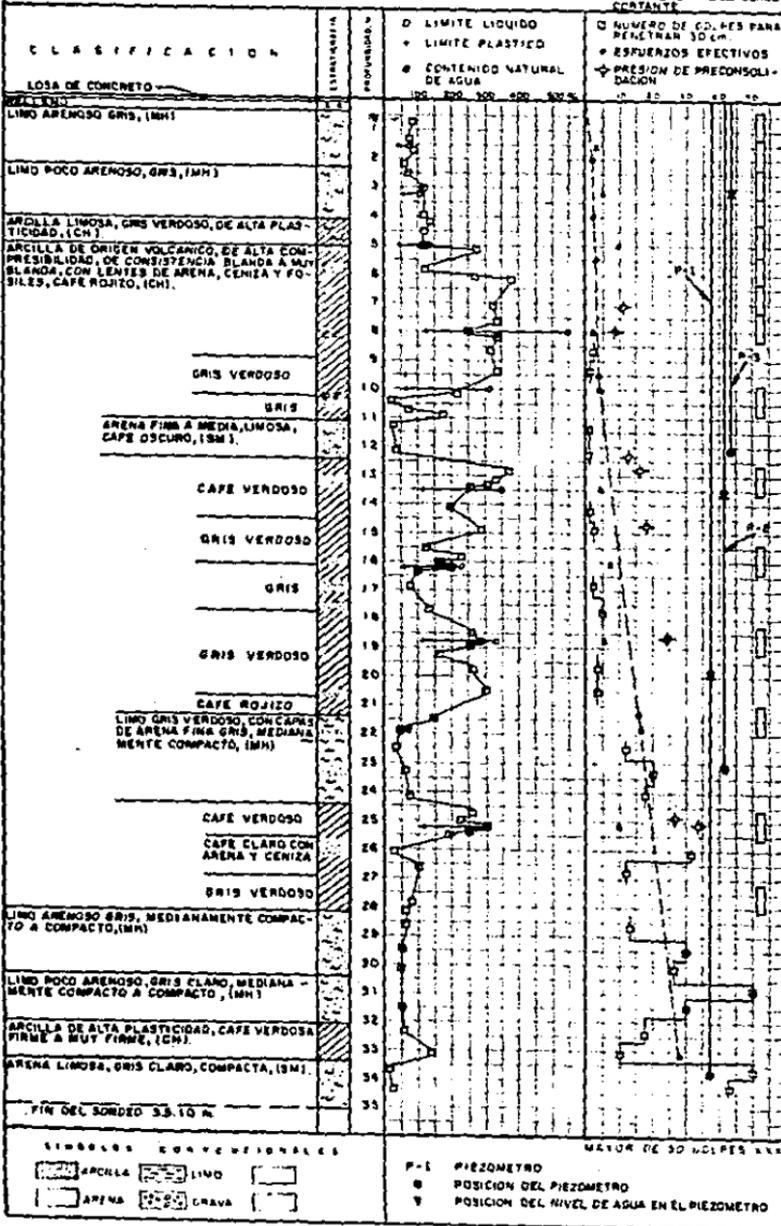
Fecha: Figura: 26



ESTUDIO: EDIFICIO URICAGO EN LA CALLE DE RIO NEVA N° 14, MEXICO, D.F.

Sondeo: Elev. Boca Sondeo: -1.15 m
 Fecha: Figura 25

A RESISTENCIA AL ESFUERZO CONTANTE



TEMA V

5.- CONSIDERACIONES SOBRE EL TIPO DE CIMENTACION

5.1.- En general las cimentaciones se pueden dividir en dos grandes grupos

- I - Poco profundas
- II - Profundas

5.1.1.- Cimentaciones poco profundas o superficiales

Las superficiales son aquellas que transmiten al subsuelo, por contacto directo, las presiones que reciben por acción de las cargas aplicadas por la estructura, consisten básicamente de los siguientes tipos

- I - Zapatas aisladas y corridas
 - II - Losas de cimentación
- | | | |
|--|---|--------------------------------------|
| | } | No compensadas |
| | | Parcialmente compensadas |
| | | 100% compensadas
sobrecompensadas |

Las zapatas aisladas son elementos generalmente cuadrados o rectangulares que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir las cargas de éstas al terreno en una mayor área, para lograr una presión apropiada.

Las zapatas corridas son elementos análogos a los anteriores en los que la longitud supera en mucho al ancho. Soporta varias columnas a un muro y puede ser de concreto reforzado o de mampostería.

La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada, en el caso en que el suelo ofrezca una resistencia baja que obligue al empleo de mayores áreas de reparación o en el caso en que deban transmitirse al suelo grandes áreas. Cuando la resistencia del terreno sea muy baja o

las cargas sean muy altas, las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegándose al empleo de verdaderas losas de cimentación construídas de concreto reforzado. Este tipo de cimentación resulta generalmente apropiado cuando las sumas de las áreas de las zapatas aisladas o corridas que serían necesarias para transmitir las cargas de la estructura sobrepasa el 50% del área total de la cimentación.

Las casas habitación son el tipo de edificación más numerosa que ocupa terrenos del área urbana, formado de unidades de uno o dos pisos, aisladas o colindantes, que se cimentan sobre zapatas de mampostería ligadas por cadenas de concreto u ocasionalmente sobre zapatas de concreto reforzado.

Es usual diseñar estos elementos estructurales con base a la capacidad de carga del terreno a profundidades del orden de 60 cm, sin tomar en cuenta los posibles asentamientos por sobrecarga del subsuelo.

El comportamiento de tales viviendas ha sido satisfactorio.

En el caso de emplear cimentaciones poco profundas o superficiales, la presión transmitida al subsuelo sobrepasa la capacidad de carga de éste, es evidente que habrá de recurrirse o soportar la estructura en estratos más firmes que se encuentren a mayor profundidad, llegando así a las cimentaciones profundas.

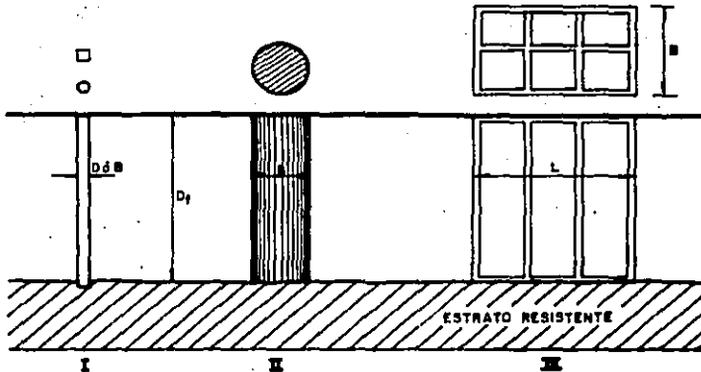
5.2.1.- Cimentaciones profundas.

Las cimentaciones profundas consisten generalmente en pilotes, pilas, o cajones. Dependiendo del perfil y de las -

propiedades mecánicas del subsuelo, la función más importante de estos elementos será aumentar la capacidad de carga o reducir los asentamientos bajo condiciones de trabajo mediante transferencia de esfuerzos del nivel de desplante de la subestructura a niveles inferiores. Las cimentaciones profundas que hoy se utilizan más frecuentemente se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta circular, o rectangular que son las más comunes.

Los elementos muy esbeltos con dimensiones transversales del orden comprendido entre 0.30m y 1.0m se denominan pilotes a pesar del amplio rango de dimensiones que se indica, sin embargo la inmensa mayoría de los pilotes en uso tienen entre 0.30 m y 0.60 m. mientras que los elementos cuyo ancho sobrepasan de 1.0 m, pero no exceden del doble de ese valor suele llamarse pilas. Algunas veces se requiere elementos de mayor sección que los anteriores a los que se da el nombre de cajones de cimentación, cuando son paralelepípedos.

Dependiendo del objetivo buscado y de las características del subsuelo se podrán utilizar diferentes tipos de cimentación como se ilustra en la figura 37.



- I) PILOTE
- II) PILA
- III) CAJÓN DE 6 CELDAS (Corte)

5.2.2. Pilotes

En general un pilote desarrolla su capacidad de carga tanto en la punta como en el área perimetral del mismo, sin embargo suele acontecer que una de las dos formas de trabajar ejerzan un fuerte dominio sobre la otra, así por ejemplo cuando la mayor porción de la carga es tomada por la punta se le denomina por su forma de trabajo como pilote de punta y cuando ocurre el caso contrario se le asigna el nombre de pilote de fricción.

Atendiendo al material del cual están hechos, los pi

lotes pueden ser de madera, de concreto o de acero. Los pilotes de madera ya se usan muy raramente en trabajos de importancia y han quedado prácticamente en desuso, mientras que los pilotes de concreto son los más ampliamente usados en la actualidad y los pilotes de acero son de gran utilidad en aquellos casos en que la hincada de los pilotes de concreto se dificulte por la relativa resistencia del suelo -- pues tiene mayor resistencia a los golpes de un martinete-- de hincado y mayor facilidad de penetración, sin embargo su único inconveniente es que se utiliza únicamente en obras de gran importancia ya que su costo es muy elevado. Con respecto a la forma de los pilotes existen gran variedad como los hay cuadrados, circulares, triangulares, en forma de --H, hexagonales, etc. Estos pueden ser prefabricados o colados en situ, dependiendo tanto de las características geotécnica de sus propiedades mecánicas del subsuelo como estructurales.

5.2.2.1. Utilidad como elemento de cimentación.

En general se usan los pilotes como elementos de cimentación cuando se requiere.

I - Transmitir las cargas de una estructura, a través de un espesor de suelo blando o a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente, que garantice el apoyo adecuado.

II - Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.

III - Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras (como tablestocas por ejemplo) o resistir las fuerzas laterales que se ejerzan sobre ellas (como el caso de un puente). En estos casos es frecuente recurrir a pilotes inclinados.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

IV - Proporcionar anclajes a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volcadura o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Estos son pilotes de tensión.

V - Proteger estructuras marítimas, tales como muelles - atracaderos etc. contra el impacto de barcos u objetos flotantes.

5.2.2.2. Condición de trabajo.

Los pilotes pueden trabajar como: fricción, punta y de tipo especial.

I.- Pilotes de punta hincados al golpe

Son aquellos pilotes prefabricados que se hincan en el terreno por medio de golpes dados por el martillo de una piloteadora o martinete.

La capacidad de carga de estos pilotes se determina como ya se ha comentado realizando como etapa previa un estudio de campo lo más completo posible que incluya una completa exploración y un muestreo adecuado, para que posteriormente se realicen las pruebas de laboratorio requeridas para determinar con suficiente confiabilidad las constantes de resistencia que a su vez permitan aplicar una teoría de capacidad de carga adecuada. En obras de cierta importancia o en casos en que surjan dudas en el proyectista, será necesario verificar los resultados obtenidos con una o varias pruebas de carga. Los pilotes de punta se apoyan en un estrato de suelo resistente, cuyo espesor y características han de ser cuidadosamente verificados en todas partes, pues cambios no previstos en espesor y resistencia han sido causas de numerosas fallas. Así, la capacidad de carga de un pilote

de punta depende exclusivamente de las características del suelo en el que se apoya y del área de su sección recta.

II.- Pilotes de fricción hincados al golpe.

Son aquellos que están totalmente embebidos en materiales blandos, de modo que su resistencia proviene total o casi totalmente de la adherencia que se desarrolla en el fuste, en el caso de suelos cohesivos o de la fricción entre suelo y pilote. La resistencia por punte se considera muy pequeña o despreciable para la exposición que sigue dentro de esta sección.

La hincada de estos pilotes en arcilla produce remoldeo que disminuye su resistencia al esfuerzo cortando tanto más cuanto más sensible sea, sin embargo con el paso del tiempo la resistencia se va recuperando.

Lo anterior se explica porque los esfuerzos y deformaciones tangenciales de hincada perturban la estructura de la arcilla generando presiones neutrales que disminuyen los esfuerzos efectivos y por ello, la resistencia al esfuerzo cortante. Por ejemplo, es frecuente que en arcillas muy sensibles, los pilotes bajen por su propio peso, con el paso del tiempo se disipan las presiones en el agua en exceso de la hidrostática y se regenera la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo.

Los valores de la resistencia final del suelo son por lo menos del mismo orden de la resistencia inicial y aún pueden ser mayores, debido a la consolidación que se induce durante la disipación de las presiones neutrales.

III.- Pilotes de tipo especial

Las sollicitaciones a que están sujetas las cimentaciones

nes piloteadas, por las condiciones peculiares del subsuelo de la ciudad de México, han generado el desarrollo de varios tipos de pilotes cuyo mecanismo de trabajo se adapta especialmente a aquellas solicitaciones, eliminando o reduciendo los aspectos indeseables del comportamiento de los pilotes convencionales. Todos estos diseños especiales pretenden eliminar al menos los dos primeros de los siguientes tres aspectos indeseables: la emersión de las estructuras a que da lugar el uso de pilotes convencionales con alta capacidad de carga por punta, la sobrecarga inducida por la fricción negativa en los mismos pilotes y la limitada capacidad de carga de los pilotes de fricción.

El más conocido y más antiguo de los pilotes de tipo especial es el llamado de control, inventado por M. González Flores, que consiste en pilotes de punta del tipo que atraviesa libremente la cimentación, sobre cuya cabeza se coloca un puente unido a la losa de cimentación de la estructura, sin embargo existen una gran variedad entre los que destacan: los penetrantes de sección variable, los entrelazados y los electrometálicos, etc.

5.2.3.- Pilas

Se denominará aquí pila de cimentación a todo elemento prismático colado en una perforación y que se apoya en roca o en suelos compactos. La perforación se realiza con máquina, si bien en contados casos se excava a mano, y puede o no tener una ampliación en su extremo inferior, denominada campana. Dependiendo de la naturaleza y resistencia al corte de los materiales que atraviesa y de la posición del nivel freático, la perforación debe o no soportarse con ademe o estabilizarse con agua o lodo bentonítico.

De lo anterior se desprende que la diferencia funda-

mental entre las pilas y los pilotes de punta reside en su método de construcción. Las pilas tienen las siguientes ventajas sobre los pilotes:

- a) Pueden construirse hasta la profundidad de proyecto, no obstante la presencia de lentes compactas o cementadas.
- b) No extruyen los materiales cohesivos blandos que atraviesan.
- c) Permiten corroborar la naturaleza de los materiales de apoyo.
- d) Ocasionalmente ocasionan asentamientos de la superficie del terreno cuando durante la construcción no se evita el flujo del suelo hacia la perforación.
- e) Al contrario de los pilotes, cuya hincada mejora la compacidad del estrato de apoyo granular, en el fondo de la excavación para una pila puede reducirse la compacidad del suelo si hay fuerzas de filtración ascendentes.

De unos años a la fecha, en la Ciudad de México se han usado con mucha frecuencia las cimentaciones con pilas en las zonas de transición y de lomas, debido a que en éstas el estrato resistente se localiza a profundidades moderadas (menores de 20 m) y a que la consolidación regional es muy pequeña o tiene lugar a profundidad mayor que la de apoyo. Para las profundidades citadas, las pilas resultan más económicas que los pilotes, pues se construyen rápidamente con equipo ligero y móvil, y la perforación se puede realizar en una amplia gama de diámetros que va de 0.60 a 3.00 m, por lo que, en general, basta una pila bajo cada columna.

5.2.4.- Cajones de cimentación

En general, una cimentación compensada es aquella en que el incremento neto de esfuerzo en el contacto cimentación-suelo es menor que la presión debida al peso total de la estructura. Esto se logra mediante una excavación en la que se aloja un cajón de cimentación de peso menor que el del volumen total de suelo excavado.

Según que la carga total impuesta por la estructura sobre el área de cimentación sea mayor, igual o menor que el peso del suelo excavado, la cimentación resultante se llama parcialmente compensada, totalmente compensada, o sobrecompensada, respectivamente. En el primer caso, el incremento medio de presión en el área de desplante es positivo, pero inferior a la presión de contacto cimentación suelo; en el segundo, el incremento medio de presión sobre la superficie de desplante es nulo, y en el tercer caso se tiene, al nivel de desplante, un decremento de presión con respecto a la originalmente soportada por el suelo.

Los cajones de cimentación parcialmente compensados representan una alternativa útil cuando el diseño sin compensación da lugar a un factor de seguridad bajo contra falla por capacidad de carga o a asentamientos excesivos. En este sentido, el principio de compensación puede usarse no solo en cimentaciones de contacto, sino también en combinación con pilotes. En la Ciudad de México es particularmente frecuente la combinación de compensación parcial y pilotes de fricción.

Las cimentaciones totalmente compensadas y sobrecompensadas resultan, generalmente, de la necesidad de espacio

subterráneo útil. Este tipo de cimentación ha adquirido importancia en la Ciudad de México en la última década, por la construcción de rutas rápidas para la circulación de vehículos, que imponen la necesidad de pasos a desnivel en sus intersecciones con otras avenidas, por la construcción del ferrocarril subterráneo y por la creciente tendencia a dotar - los edificios de uno o más sótanos para estacionamiento.

b.1. Selección del tipo de cimentación y análisis

6.1.1. Generalidades

Como se informa en el primer capítulo sobre el proyecto, el edificio por construirse comprenderá dos sótanos, planta baja y seis niveles. De acuerdo con los requerimientos arquitectónicos, el nivel de piso del segundo sótano deberá alcanzar una profundidad de 5.50 m, por debajo del nivel de banqueta, si a ésta profundidad añadimos lo necesario para alojar las contrarribas de la cimentación cuyo peralte se puede estimar de antemano en el orden de 1.50 m, resulta que la excavación que habrá de realizarse será de 7.0 m, aproximadamente. Consecuentemente con lo anterior, el empleo de un cajón como elemento de cimentación en nuestro caso está obligado por el proyecto arquitectónico. Por lo tanto será necesario verificar que dicho cajón satisfaga como cimentación los siguientes dos requisitos básicos:

I.- Que la capacidad de carga del subsuelo sea suficiente para soportar las solicitaciones que le sean impuestas.

II.- Que las deformaciones que experimente el subsuelo o terreno de cimentación sean compatibles con el buen comportamiento de la estructura por construir y la de los edificios vecinos.

A continuación se revisarán ambos aspectos.

6.1.2. Datos de partida

Peso total edificio	7970 ton.
Áreas total cimentación	770 m ² .
Presión media transmitida al terreno por el edificio	10.35 t/m ² .
Profundidad de excavación	7.0 m
Peso volumétrico medio en la profundidad excavada.	1.30 t/m ³

Decremento medio producido por la descarga 9.10 t/m²

Propiedades mecánicas representativas del subsuelo:

a) Resistencia al esfuerzo cortante:

De acuerdo con las pruebas de compresión triaxial efectuadas en muestras de suelos a diferentes profundidades se puede establecer que la resistencia media en pruebas no drenadas no consolidadas (UU) son:

Manto	Resistencia media
	5 (t/m ²)
0-15 m	4 t/m ²
15-20 m	7 t/m ²
20-25 m	10 t/m ²

b) Compresibilidad:

En las figuras 33 a 36 se muestra en forma gráfica las características correspondientes a esta propiedad.

6.1.3. Análisis del problema

De acuerdo con el Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal, la revisión de la seguridad de una cimentación deberá llevarse a cabo tomando en cuenta los estados límite de falla y de servicio.

Dependiendo del tipo de cimentación de que se trate se establecen los correspondientes criterios que permitan evaluar dichos estados límites. En nuestro caso se deberá proceder como se describe a continuación.

Estados límite de falla

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

$$\sum QF_c < R$$

donde

$\sum QF_c$ suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

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

- a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si este es el valor que rige la losa o zapatas y las contratraves deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote.

En este caso la capacidad de carga suelo-losa se verificó de acuerdo con la siguiente desigualdad, tomando en cuenta la naturaleza arcillosa del suelo.

$$\sum QF_c/A < c_u N_c F_R + P_v$$

donde:

- ΣQFc , Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada afectada por su respectivo factor de carga
- A área del cimiento, m²
- Cu Cohesión aparente t/m², determinada en ensaye triaxial UU
- Nc Coeficiente de capacidad de carga
- F_R Factor de resistencia
- P_v presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo t/m².

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

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

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

$$C_f = A_L f F_R$$

donde

F_R , factor de resistencia

f , adherencia lateral media pilote-suelo, t/m²

A_L , área lateral del pilote, m²

C_f , adherencia lateral media pilote-suelo, t/m²

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media en suelo.

La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas, no drenadas.

Sustituyendo Valores

$$R = [4.0 \text{ T/m}^2 \times 6.23 \times 0.52 + 1.3 \text{ T/m}^2 \times 7.0 \text{ m}^2] \times 770 \text{ m}^2$$

$$R = 22.05 \text{ T/m}^2 \times 770 \text{ m}^2$$

$$R = 16,985 \text{ Ton}$$

Capacidad de carga del sistema despreciando efecto de la losa.

La capacidad de carga por cada pilote individual será

$$C_f = A_L f F_R$$

donde

$$F_R = 0.52$$

$$A_L = 19.2 \text{ m}^2$$

$$f = 4 \text{ T/m}^2$$

Sustituyendo valores la capacidad de carga por pilote individual, resultó:

$$C_f = 19.2 \text{ m}^2 \times 4 \text{ T/m}^2 \times 0.52 = 40 \text{ Ton.}$$

$$C_f = N \times C_f = 24 \text{ pilotes} \times 40 \text{ ton} = 960 \text{ Ton.}$$

La capacidad de carga de la envolvente de los pilotes será

$$2 (20 \times 22 \text{ m}) \times 12 \text{ m} \times 4 \text{ T/m}^2 \times 0.52 = 2097 \text{ Ton.}$$

Tomando el menor, el valor de R por la acción de los pilotes resulta de 960 Ton, valor muy inferior al obtenido para la losa de cimentación. Por lo tanto el valor de R, que rige es el de 16,985 Ton. Cumpliéndose satisfactoriamente la desigualdad.

$$\sum QF_c < R$$

$$7970 \times 1.4 < 16,985$$

Estados límite de servicio

Para calcular el asentamiento total (ΔH) que sufrirá el edificio haremos uso de la siguiente expresión:

$$\Delta H = \sum_0^H \frac{e}{1 + e_0} \Delta z = \sum_0^H M_v \Delta p \Delta z$$

en donde:

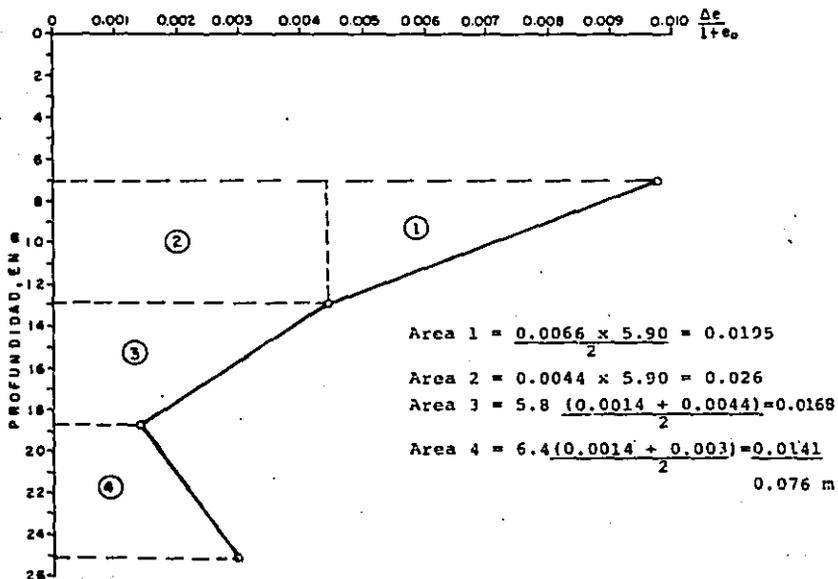
- Δe = decremento en relación de vacíos = $e_0 - e$
 e_0 = Relación de vacíos inicial
 e = Relación de vacíos después de consolidado el suelo
 mv = Coeficiente de reducción volumétrica
 Δp = Incremento de presión aplicado al subsuelo
 H = Espesor total del manto compresible
 Δz = Decremento de profundidad

Como primer paso se calculará la distribución de presiones con la profundidad aplicando la teoría de Boussinesq y utilizando el método gráfico de Fadum. Obtenemos así los siguientes resultados de Variación de los esfuerzos con la profundidad en el centro de la cimentación

Profundidad mts	$m = \frac{x}{z}$	$n = \frac{y}{z}$	W_0	ΣW_0	$\Delta p \text{ t/m}^2$ 1.25
0				1.0	1.25
2	5.2	9.97	0.25	1.0	1.25
5	2.08	4.0	0.246x3 0.238	0.976	1.22
10	1.04	2.0	0.201x3 0.197x1	0.800	1.00
15	0.69	1.33	0.159x3 0.152	0.63	0.78
20	0.52	0.99	0.122x3 0.117x1	0.483	0.60
25	0.41	0.79	0.094x3 0.087x1	0.369	0.46
30	0.24	0.66	0.054x3 0.048x1	0.210	0.26

Partiendo de los resultados anteriores y de las curvas "e-p" del suelo a diferentes profundidades, obtenemos la solución de la ecuación de asentamientos en la siguiente tabulación y gráfica

Profundidad	\bar{P}	c_o	Δp	e	Δc	$\frac{\Delta e}{1+c_o}$
8.00	3.60	11.25	1.10	11.13	0.12	0.0098
12.90	5.50	10.25	0.87	10.20	0.05	0.0044
18.70	11.80	6.10	0.63	6.09	0.01	0.0014
25.10	18.60	8.53	0.45	8.50	0.03	0.0030

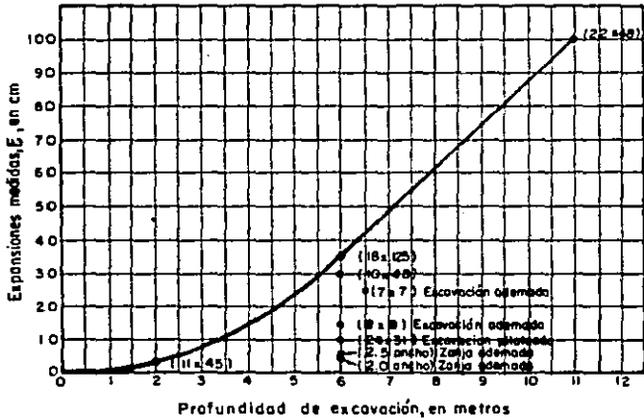


Observese que el área bajo la curva corresponde justamente al abatimiento total buscado, el cual resultó ser de 8 cm.

Ahora bien, si consideramos que al descargar el terreno éste sufre una expansión y que al construir el edificio se pre sentará una recompresión, entonces los movimientos verticales que sufrirá la cimentación corresponderán a la suma de la recom presión más el asentamiento diferido, razón por la cual es muy importante adoptar un procedimiento constructivo que minimice - dichas expansiones como veremos más adelante.

Como se sabe dicha expansión tiene dos componentes, una - de tipo elástico que ocurre con simultaneidad a la descarga y la otra de acción diferida es inversa al proceso de consolida ción y se calcula en forma análoga pero utilizando la rama de la curva e-p, en descarga.

Aún cuando teóricamente es posible estimar dichas expan siones, su cálculo no suele resultar muy preciso. Mediciones - efectuadas por especialistas en numerosas excavaciones, por -- ejemplo los reportados por Marzal y Mazari, como se puede ver - en la figura 38, revelan que las expansiones en excavaciones - de más de unos 5m, como es nuestro caso, resultan ser muy gran des y por lo tanto se hace indispensable reducirlas en todo lo posible por ejemplo: efectuando las excavaciones por partes de anchos reducidos y/o empleando pilotes previamente a la excava ción.



Nota: Los números entre paréntesis corresponden a las dimensiones en planta de las excavaciones, en metros.

En nuestro caso, si no se tomase ninguna medida al respecto, podríamos esperar expansiones cercanas a unos 50 cm, lo que sería inadmisibles según la experiencia consultada y la que consigna el propio Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal.

Si tomamos en cuenta además que en una parte del predio -- existió un edificio de altura importante en tanto que en la otra una casa habitación de un piso, existen en el subsuelo condiciones heterogéneas en cuanto a la intensidad de las cargas aplicadas en el pasado, por lo que el uso de pilotes de fricción podría tener una doble función que haría recomendable su empleo. Por -- una parte tendería a homogeneizar el comportamiento del subsuelo y por otra a reducir los movimientos verticales tanto los debidos a la consolidación como muy especialmente a los de expansión.

Dada la importancia de la edificación y los beneficios que representa el empleo de los pilotes, se consideró muy conveniente adoptar esta medida, reconociendo claramente que su función es exclusivamente la de ayudar a controlar los movimientos verticales de la cimentación tanto durante la etapa constructiva como en la de operación. En tal virtud, el número de pilotes a utilizar puede establecerse siguiendo un criterio de colocarlos uniformemente en el área de la cimentación a manera de refuerzo del suelo, espaciándolos en forma semejante a como están distribuidas las columnas, buscando con ello que tengan un trabajo de conjunto con el suelo formando con este una especie de bloque bajo la cimentación.

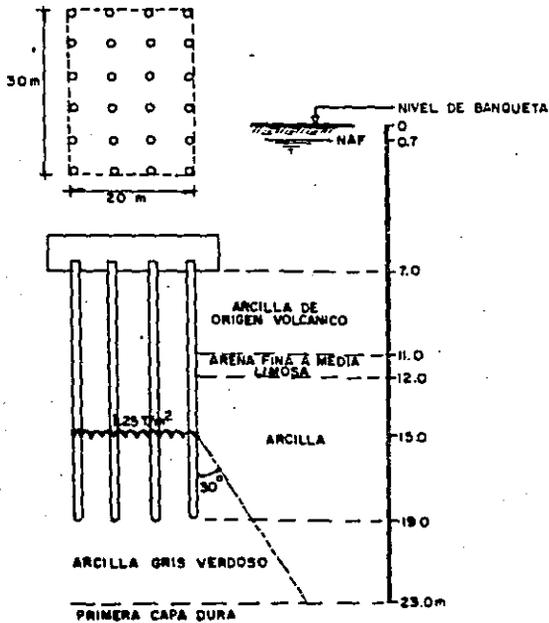
Los pilotes tendrán una longitud tal que entre su punta y el manto resistente quede un colchón de unos 3.0 m para absorber los hundimientos regionales y evitar que llegen a trabajar por punta con el tiempo, consecuentemente la longitud será de 12 m aproximadamente, quedando sus puntas a la elevación de 19.0 m respecto al nivel de banqueta y recomendándose una sección de 0.40 x 0.40 m.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H$$

Para la solución del asentamiento del sistema pilotes de fricción más losa se aplicará el criterio de R. Peck, según el cual se considera que las presiones actúan a una profundidad de $\frac{2}{3}$ la longitud del pilote y a partir de ella se distribuyen con un ángulo de 30° , tal como se esquematiza la siguiente figura 39, donde el asentamiento será:

$$H = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad H = \frac{6.13 - 6.11}{7.13} \cdot 8 = 0.022 \text{ m.}$$



Estabilidad de la excavación

Como veremos más adelante en los procesos constructivos resulta muy recomendable para reducir en la práctica la magnitud de las expansiones efectuar la excavación por etapas dividiendo el predio en unos 4 o 5 partes como mínimo.

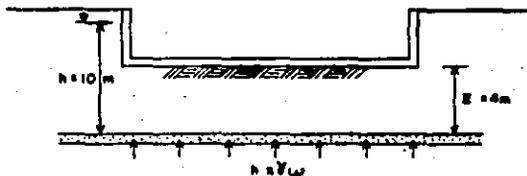
Ahora bien, en el sentido transversal será necesario contener las paredes de la excavación mediante ataguías dada la presencia de los edificios colindantes. Sin embargo en el sentido longitudinal podrán dejarse taludes en la frontera entre las áreas de excavación, al respecto veremos la estabilidad a dichos taludes.

Si el talud fuese vertical este no sería estable dentro de los márgenes seguros, ya que según el método de análisis resultaría que el factor de seguridad contra una falla de tipo rotacional sería de tan solo de 1.26. Si abatimos el talud a 1x1, dicho factor se incrementa a 1.83 como veremos a continuación, el cual ya puede considerarse aceptable.

Para talud vertical el número de estabilidad (N_e) de Taylor es de 0.26, siendo de 0.18 para un talud 1 x 1

$$F = \frac{C}{0.26 H} = \frac{3 \text{ t/m}^2}{0.26 \times 1.3 \text{ t/m}^3 \times 7 \text{ m}} = 1.26 \text{ (talud de } 90^\circ)$$

$$F = \frac{c}{0.18 H} = \frac{3 \text{ T/m}^2}{0.18 \times 1.3 \text{ T/m}^3 \times 7 \text{ m}} = 1.83 \text{ (talud de } 45^\circ)$$



Si $h/w > z/m$ el espesor z del suelo sería levantado por la presión γw recurriendo a una falla de fondo

Sustituyendo valores resulta que efectivamente existe este riesgo ya que:

$$10 \text{ m} \times 1.0 \text{ T/m}^3 > 4 \text{ m} \cdot 1.3 \text{ T/m}^3$$

$$10 \text{ T/m}^2 > 5.2 \text{ T/m}^2$$

Para evitar el riesgo de falla de fondo en la excavación, por efecto de su eventual levantamiento como consecuencia de las subpresiones que se presentarían a dicha profundidad, se recurre a tomar cualquiera de las siguientes opciones:

- I - Construir pozos de alivio que comuniquen el manto permeable señalado, con el fondo de la excavación, de donde se canalizará el agua o pequeños cárcamos provisionales para realizar en forma continuada, el bombeo de achique que permita drenar eficientemente toda el agua que escurra a la excavación y -- mantenerla libre de encharcamientos.
- II- En caso de que el volumen de agua proveniente de los pozos de alivio sea excesivo para manejarla con el bombeo de achique, se deberá recurrir a la instalación de un sistema de bombeo que active directamente en el fondo de los pozos, empleando bombas eléctricas sumergibles con electro nivel integrado.

Empujes sobre los elementos de contención perimetral.

Con el fin de contener las paredes de la excavación será necesario recurrir al empleo de ataguías, las que deberán hincarse perimetralmente previamente a las excavaciones hasta una profundidad de 10 m, es decir penetrando sus puntas unos 3.0 m por debajo de la losa de cimentación.

En cuanto a los empujes horizontales en los elementos de --

contención, se recomienda considerar tanto para las ataguas de construcción como para los muros perimetrales definitivos, los empujes en reposo incluyendo el efecto de las sobrecargas perimetrales al edificio. Dichos empujes podrán deducirse de la siguiente expresión obtenida con los datos gravimétricos del subsuelo y la estimación aproximada de las cargas transmitidas por las construcciones vecinas.

$$P_h = \Delta P \times K_0 + k_0 \gamma_m \times z$$

Donde:

ΔP = Valor estimado para las presiones debidas a las edificaciones vecinas igual a 2 Ton /m².

k_0 = Coeficiente de presión en reposo igual a 1.0

γ_m = Peso volumétrico del suelo igual a 1.3 Ton/m²

z = Profundidad a partir de la superficie actual del terreno en, m.

$$P_h = \Delta P + 1.3 \times z$$

TEMA VII

7.- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

Dada la importancia que tendrán los procedimientos de construcción en el comportamiento futuro de la obra, a continuación se formulan los lineamientos que a nuestro juicio deberán tomarse en cuenta en su ejecución.

Esencialmente puede decirse que la construcción constará de 2 etapas, la primera de ellas comprenderá todos los trabajos previos a la excavación y la segunda se iniciará con esta última actividad y concluirá con la construcción de la estructura.

7.1.1. Por lo que se refiere a la primera etapa, ésta comprenderá los siguientes trabajos:

- I) Operaciones preliminares.- Limpieza del área de trabajo, remoción superior del terreno, hasta en 1.3 m de profundidad en toda el área del predio, demoliendo la parte superior de la cimentación existente, con el fin de tener acceso a ella para investigar sus características, tales como la profundidad de desplante de la losa, la posible existencia de pilotes, incluyendo su posición, profundidad, etc.
- II) Colocación de la atagüfa perimetral.- Se hincará la atagüfa hasta la profundidad de 10 m, respecto al nivel de banqueta en todo el perímetro del predio, a excepción de la porción correspondiente al tramo en que existe el cajón de cimentación antiguo, en cuya porción se diferirá esta actividad, para efectuarse progresivamente en la medida en que el cajón vaya siendo demolido.
- III) Hincado de pilotes.- Como quedó expresado, los pilotes deberán ser hincados previamente a la excavación, con ob

jeto de aprovechar su función de ancla para minimizar las expansiones debidas a la descarga del terreno. Los pilotes deberán ser de una sola pieza, con sección -- cuadrada de 40 cm de lado y se hincarán con auxilio - de un seguidor, de manera que sus cabezas alcancen un nivel de 1 m, aproximadamente, por encima del desplante de la losa de cimentación, con el fin de anclarlos a las contratrabes, demoliendo parcialmente la porción superior de dichas cabezas y ligando su armado al de dichas contratrabes para lograr una unión monolítica con ellas.

Previamente al hincado de los pilotes, se efectuarán - en el sitio de cada uno de ellos una perforación de - 20 cm de diámetro hasta una profundidad de 18 m, cuya principal función será la de servirles de gufa. Se re- comienda así mismo, tomar las debidas precauciones al hincar los pilotes para garantizar que el desplome -- que ocurra no exceda de un centímetro por cada metro de longitud.

IV) - Drenaje de la cimentación.-

Previamente al inicio de los trabajos de excavación - se instalarán los bancos de nivel profundo y los bancos de nivel superficial indicados en la planta. Es- tos bancos se referirán a otro banco de nivel superfi- cial lo suficientemente retirado para que no le afec- te la construcción del edificio. Se instalarán pozos de nivel profundo al nivel -13.00 m. Procediendo el - abatimiento del nivel freático hasta el nivel -8.50 m manteniéndose todo el tiempo que duren los trabajos de excavación y construcción de la cimentación. Posterior- mente se mantendrá el nivel que señale la dirección de la obra. Se obtendrán lecturas piezométricas diarias - de los piezómetros instalados en los puntos P-1 y P-2.

7.2.1.- Por lo que respecta a la segunda etapa, una vez abatido el nivel freático mediante bombeo profundo y bombeo de achique se procederá a iniciar los procesos de excavación y construcción como se muestra en el plano 1.

7.2.1.1.- Las excavaciones deberán realizarse por partes dividiendo al predio en unas cuatro zonas de aproximadamente 10 m de ancho, pudiendo excavar varias a la vez, con tal de que esten alternadas.

A medida que la excavación se profundice, se procederá al -- respectivo troquelamiento de la atagufa, mediante puntales o armaduras. Dicho troquelamiento se efectuará con un mínimo -- de tres niveles. Tomando en cuenta la presencia del cajón de cimentación existente, puede resultar ventajoso aprovechar -- éste como elemento de reacción a los puntales, zonificando -- para ello en forma conveniente las áreas de excavación antes propuestas. En las fronteras interiores de las áreas de excavación se deberá disponer un talud de 1x1.

7.2.1.2.- Construcción de la zona 1

I.- En el caso de la zona 1 que es la que primera se construyó, se procedió despues de hincar los pilotes a colocar -- la primera línea de troqueles (como se observa en el plano 2 de cortes) y terminada ésta actividad se procederá a la demolición generalizada del cajón existente y la excavación hasta el nivel -3.55 m colando la segunda línea de troqueles y procediendo la excavación hasta el nivel -5.40 m, colocándose la tercera línea de troqueles y prosiguiéndose la excavación hasta el nivel -7.00 donde se desplantará la plantilla de cimentación. Todo este proceso deberá realizarse de una manera ininterrumpida y en un lapso no mayor a 10 días.

II.- Se armará y colocará la losa de cimentación dejándose -- las preparaciones y refuerzos para contratraves y columnas.

Este proceso deberá llevarse a cabo en un período no mayor a 65 hrs. después de haberse colado la plantilla.

III.- Se procederá al armado, cimbrado y colado de contra-trbes, muros y columnas sin retirar ninguno de los troques de las tres líneas, estos trabajos deberán realizarse en un período de diez días, salvo que los movimientos que presente el terreno indiquen que se deban acelerar los trabajos y máximo siete días después se colará la losa sótano II.

IV.- Se continuará la construcción hasta alcanzar la planta baja, retirándose el bombeo de acuerdo a las indicaciones del director de la obra.

7.2.1.3.- Construcción de la Zona II. Una vez terminada la zona I se procederá a la excavación y construcción de la zona II, conforme a lo indicado para la primera zona, procurando - que los colados del sótano I y los de planta baja tengan simultaneidad con los de la zona I evitándose las juntas de colado.

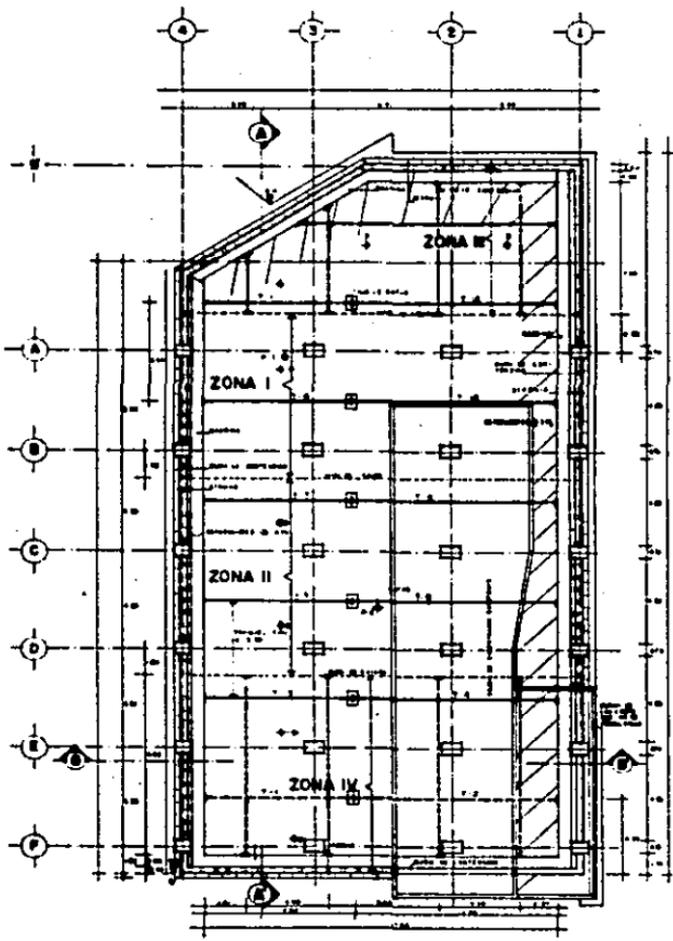
7.2.1.4.- Construcción de las zonas III y IV. Una vez que las zonas I y II se hallan colado a nivel de planta baja se iniciarán los trabajos de construcción de las zonas III y IV de acuerdo al procedimiento siguiente:

I) Se procederá a excavar simultáneamente en la zona comprendida entre los ejes A y B' y la zona entre los ejes D y F.

II) Se procederá al troquelamiento simultáneo de dichas zonas contra las partes ya construidas de las zonas I y II, siguiendo el procedimiento indicado en el corte A-A'

II) Se procederá al colado de losas, contrarabes, columnas y muros de estas zonas, siguiendo el mismo procedimiento de las zonas anteriores. El tiempo transcurrido desde el inicio de la excavación hasta el colado de la losa de cimentación no podrá ser mayor de cuatro días y para el colado de la losa de sótano 1 no mayor de dos semanas.

7.2.1.5 Consideraciones.- Con respecto a la construcción del cajón de cimentación, se hace énfasis en la necesidad de que se tomen las medidas adecuadas para que éste resulte completamente estanco, evitándose de esta manera filtraciones, que al acumularse sobrecargarían el peso del edificio. Complementariamente a lo anterior, se aconseja intercomunicar las celdas, dejando ductos al ras de la losa de cimentación que atraviecen las contrarabes y varios registros en la losa tapa, con el fin de efectuar inspecciones periódicas, y en caso dado, tener el recurso de bombear el agua que eventualmente llegará a infiltrarse. Para ello es conveniente disponer una pequeña caja, a manera de cárcamo, en donde se alojará la pichancha para facilitar el desalojo del agua en su interior.

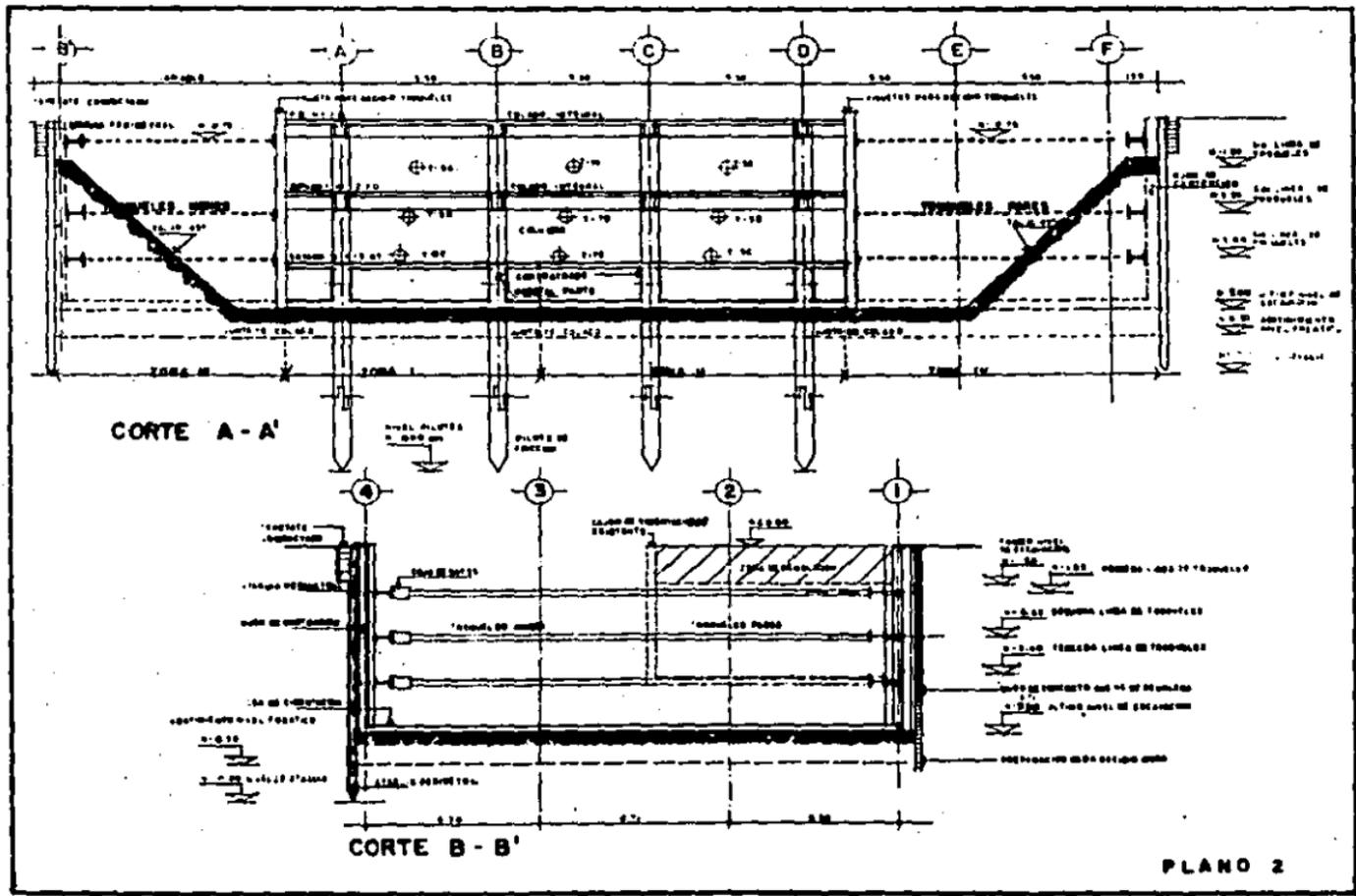


LEYENDA

- △ CENTRO DE GRAV. SUPERIOR
- ◆ FONDO DE GRABADO
- ◆ CANTONAMIENTO
- ▽ CENTRO DE GRAV. SUPERIOR

PLANTA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- TRAZADOS PARA ESTABLECER E.P.F.
- TRAZADOS PARA ESTABLECER S.P.F.



TEMA 8

8.1 OBSERVACIONES Y EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO

Con el fin de conocer con razonable precisión la magnitud y evolución de los movimientos verticales del subsuelo, y poder adoptar en consecuencia las medidas pertinentes en forma oportuna durante la construcción y operación del edificio, se recomienda instalar una serie de referencias que permitan proporcionar la información deseada. Básicamente dichas referencias consistirán en una serie de puntos de referencia instalados con anterioridad a la excavación, que permitan seguir los movimientos verticales del subsuelo a medida que éste va siendo excavado durante la construcción del edificio y con posterioridad a este.

Estos puntos de referencia serán de dos tipos: los primeros consistirán de un cilindro de concreto, de 15 cm de diámetro y 80 cm de longitud en el cual se aloja un vástago formado por un tubo de 3/4" de diámetro, construido por segmentos desmontables de un metro de longitud. El cilindro de concreto se deberá instalar con auxilio de una perforación a un metro abajo del nivel de la losa de cimentación y en la medida en que la excavación va progresando se van eliminando segmentos del vástago, para facilitar las nivelaciones periódicas. El número de este tipo de referencias será el mismo que el de las zonas en que se atacará la excavación.

El segundo tipo de puntos de referencia consiste de pijas metálicas colocadas en el arranque de las columnas, pudiendo bastar en este caso la selección de unas 12 columnas para ello convenientemente distribuidas. En la medida en que la construcción avance las pijas deberán transferirse al nivel de la planta baja del edificio, para facilitar su nivelación.

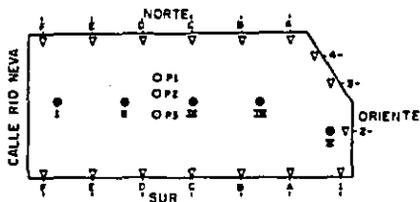
Con respecto a las frecuencias de nivelaciones, se recomienda lo siguiente:

Para los puntos bajo la cimentación, las nivelaciones se efectuarán previamente a la excavación, a un nivel intermedio y al finalizar ésta, continuándose con lecturas sucesivas a intervalos de una semana, hasta que sean colocadas las pijas en el arranque de las columnas. Por su parte las nivelaciones de las pijas se efectuarán a cada 15 días, para las primeras tres nivelaciones, ampliándose a cada mes hasta terminar la estructura, para continuar a cada tres meses las siguientes dos, y a seis meses las subsecuentes hasta completar unos dos años.

Por otra parte, se juzga muy conveniente recomendar que previamente a las labores de construcción de las nuevas edificaciones, se efectúe un levantamiento detallado, que permita valorar el estado en que se encuentran las construcciones vecinas y en caso dado poder juzgar cualquier alteración que eventualmente pudieran sufrir, atribuibles a las obras por realizar.

Por otra parte, se considera muy conveniente, efectuar lecturas de los piezómetros instalados durante la etapa del estudio con el fin de obtener información complementaria a la proporcionada por los puntos de referencia. Como se recordará al realizar los estudios exploratorios se instalarán tres piezómetros a diferentes profundidades con el fin de conocer la magnitud de los niveles piezométricos previamente a la realización de la obra, consecuentemente el continuar efectuando lecturas nos permitirá conocer la evolución de dichos niveles en correspondencia con las excavaciones y la aplicación de cargas del edificio. En la Fig. 40 se presenta en forma esquemática el conjunto de puntos de referencia que se ha previsto colocar así como la ubica-

ción de los piezómetros instalados.



Cabe señalar que el avance de la construcción a la fecha, apenas ha permitido concluir la cimentación y los dos sótanos por lo que las observaciones realizadas únicamente cubren esta fase.

En la tabla que se presenta a continuación, se resumen los resultados obtenidos a la fecha en cuanto a los movimientos verticales se refiere.

TABLA DE MOVIMIENTOS VERTICALES

	I	II	III	IV	V
MOVIMIENTOS EN CM.					
Inicio excav.	-1.0 (0.0)	-1.5 (0.0)	-2.5 (0.0)	-1.0 (0.0)	-1.0 (0.0)
Fin excav.	+2.5	+4.5 (6.0)	+5.0 (7.5)	+4.5 (5.5)	+3.5 (4.5)
Fin construcción sótano		+3.5 (5.0)	+4.5 (7.0)	+4.5 (5.5)	+2.5 (3.5)

De dicha tabla se puede concluir que las expansiones totales producidas por la excavación en los diferentes puntos observados variaron entre 4.5 y 7 cm, con un valor medio de aproximadamente 6 cm. Se advierte que dicho valor puede considerarse relativamente pequeño si se toma en cuenta que la profundidad de excavación fué muy importante (7.0 m), lo anterior podemos atribuir a las medidas adoptadas en el proceso constructivo, como fue el hecho de practicar la excavación por partes así como de mantener abatido el nivel freático mediante la acción continua del bombeo. Además debemos tomar en cuenta la participación de los pilotes que al ser hincados previamente a la excavación actuarán a manera de anclas reduciendo las expansiones.

De no haber aplicado estas medidas la práctica de la ingeniería de cimentaciones indica que podían haberse presentado expansiones ocho o diez veces mayores que las registradas, consecuentemente se puede calificar que los resultados experimentados a este nivel de la obra son muy satisfactorios. Con respecto a los niveles piezométricos la información obtenida resulta un tanto confusa, dado que las lecturas piezométricas fueron afectadas tanto por la acción del bombeo como del proceso de excavación y demás aspectos constructivos, no pudiendo ser interpretados con claridad.

C O N C L U S I O N E S

Llegamos ahora a la última parte de este trabajo en donde acordés con el título, debemos expresar las conclusiones obtenidas de todo lo expuesto en esta tesis, con el fin de expresar aspectos relevantes.

I.- Debo expresar una reflexión en el sentido de que el diseño y construcción de una cimentación para un edificio de cierta importancia, constituye un tema que reviste caracteres de excesiva complejidad, dadas las condiciones particularmente difíciles del subsuelo. Por consiguiente para obtener éxito deseado en ésta actividad in genieril, resulta indispensable además de efectivos estudios meticolosos y bien planeados, reunir una sólida preparación teórica y acumular una amplia experiencia en el campo. Es evidente que como recién egresado, no puedo aún reunir los requisitos antes enunciados, sin embargo, la preparación de este trabajo me ha permitido introducirme en este fascinante campo de la ingeniería y la consulta de diversas referencias producidas por verdaderos especialistas en esta actividad constituye el apoyo fundamental de éste trabajo que de otra manera me hubiera sido imposible realizar.

II.- Es indiscutible que los estudios tanto de campo como de laboratorio constituyen una fase fundamental en la que deberán apoyarse los análisis y consideraciones que habrá de conducir a la apropiada elección del tipo de cimentación y al establecimiento de las recomendaciones que deban adoptarse para su proyecto y construcción.

La metodología desarrollada tanto para efectuar las exploraciones como el muestreo y la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos, aún cuando es producto de un conocimiento universal, la mecánica de suelos

debe reconocerse que al ser aplicada al caso específico del Valle de México adquiere matices muy especiales, dado que este tipo de subsuelo es a su vez muy especial, si por ejemplo sabemos que se trata de formaciones muy blandas, extraordinariamente compresibles y al mismo tiempo altamente susceptibles al cambio de sus propiedades al alterar su estructura, o por ejemplo, un método exploratorio inapropiado puede perturbar una muestra y conducir a la medición de sus propiedades de una manera defectuosa que afectaría el resultado de los análisis a niveles inadmisibles, por consiguiente se puede resumir que en la exploración y muestreo es indispensable no sólo recurrir al equipo adecuado sino también proceder con un cuidado esmerado.

- III.- Del estudio de los diversos trabajos consultados pude darme cuenta de la importancia no sólo de elegir el tipo adecuado de cimentación para un problema dado, sino también de cumplir durante el proceso constructivo con las recomendaciones establecidas para llevar a cabo adecuadamente esta fase de la obra. Tuve conocimiento al respecto que en ocasiones la conducción deficiente de los procesos de construcción llegan a conducir a un comportamiento anormal de la cimentación, aún cuando ésta haya sido correctamente consevida y proyectada.
- IV.- Siguiendo el orden cronológico del proyecto y construcción de una cimentación, quisiera concluir haciendo énfasis en un punto en que los especialistas en mecánica de suelos suelen insistir. Este punto se refiere a la importancia de observar el comportamiento o evolución de la edificación no sólo durante su construcción sino también durante un cierto lapso de su operación, ya que dichas observaciones no sólo serán de gran ayuda para confrontar la realidad con las previsiones y tomar en un momento dado las medidas correctivas que pudieran

ser pertinentes no sólo sino también habrán de ser de gran utilidad para acrecentar el conocimiento en la materia y retroalimentar a futuras cimentaciones en este campo.