



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ANÁLISIS DE LA CIMENTACION A UN EDIFICIO
DE CINCO NIVELES A BASE DE PILAS

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ALEJANDRO ROSAS GALICIA



DIRECTOR DE TESIS
M. en I. REGINALDO HERNANDEZ ROMERO

MÉXICO, D.F.

2010

M. 242275



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

AGRADECIMIENTOS

MIS PADRES, POR SU APOYO, AMOR Y BUENOS CONSEJOS, GRACIAS

MI ESPOSA, POR APOYARME, AMARME Y ENTENDERME

MIS HERMANOS, POR ESTAR A MI LADO

A MI FIEL AMIGO

MIS PROFESORES QUE ME INCULCARON EL GUSTO POR APRENDER

CONTENIDO

INTRODUCCION

1.-ANTECEDENTES

- 1.1-Probleática del abastecimiento de agua potable
- 1.2-Probleática de la vivienda en México

2.-GENERALIDADES DEL PROYECTO

- 2.1-Ubicación
- 2.2-Características
- 2.3-Estructuración

3.-ESTUDIOS PREVIOS

- 3.1-Zonificación geotécnica
- 3.2-Hundimiento regional
- 3.3-Exploración y muestreo
- 3.4-Estudios de campo
- 3.5-Estudios de laboratorio

4.-ANALISIS DE LA CIMENTACION SEGÚN EL RCDF

- 4.1-Solución de cimentación
- 4.2-Estado límite de falla
- 4.3-Estado límite de servicio
- 4.4-Diseño estructural de la cimentación
- 4.5-Esfuerzos horizontales en las paredes del sótano

5.- RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION

- 5.1-Recomendaciones generales
- 5.2-Excavación
- 5.3-Taludes

6.- ESPECIFICACIONES PARA LA FABRICACION DE PILAS

- 6.1-Calidad de materiales
- 6.2-Procedimiento constructivo de pilas

7.- CONCLUSIONES

8.- BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

Para el diseño geotécnico de la cimentación del edificio de cinco niveles, se llevará a cabo su revisión de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, el predio se encuentra en la calle Poussin No. 10, en la colonia Insurgentes Mixcoac de ésta ciudad.

Para conocer las características del subsuelo se investigaron mediante la ejecución de dos sondeos de cono eléctrico, combinado con el sondeo de penetración estándar así como un pozo a cielo abierto. La profundidad máxima a la que se llevaron los sondeos fue de 11.70 m de profundidad, mientras que el pozo a cielo abierto se llegó a 3.0 m como máximo. También se instaló una estación piezométrica formada por un bulbo y un tubo de observación del nivel del agua superficial.

La estratigrafía del subsuelo corresponde a la zona de transición de la Ciudad de México, que está constituida por estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre, alternados con suelos gruesos de origen volcánico y aluvial.

Los depósitos arcillosos deformables se encontraron hasta 3.50m de profundidad como máximo, y posteriormente aparecen los depósitos profundos de alta capacidad de carga y muy baja deformabilidad.

La solución de cimentación para el edificio será con pilas de punta, de concreto reforzado a poyadas a 9.0 m de profundidad.

Se presentan los análisis de capacidad de carga y hundimientos, los esfuerzos horizontales que actuarán contra las paredes enterradas del sótano y el diseño estructural de las pilas.

Finalmente se incluyen las conclusiones del estudio y se presentan las recomendaciones que deberán seguir para construir la cimentación del edificio.

1.- ANTECEDENTES

1.1- PROBLEMÁTICA DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA CIUDAD DE MEXICO.

La Ciudad de México a lo largo de su historia a presentado severos problemas tanto para el abastecimiento de agua potable como para el desalojo de aguas residuales y pluviales.

El problema relacionado con el abastecimiento de agua potable en la Ciudad de México es debido al desequilibrio de los sistemas hidrológicos, a la afectación de los ecosistemas, la deforestación y degradación de los suelos de las cuencas, a la contaminación de corrientes y cuerpos de agua, la alteración de condiciones climáticas, el crecimiento de la plancha de concreto en las zonas altas que impide la filtración de aguas pluviales y en consecuencia la recarga natural del acuífero y se propicia una acelerada concentración de escurrimientos que saturan en menor tiempo los conductos de desagüe de la Ciudad de México, aumentando los riesgos de inundación, y la idea de que se tiene una disponibilidad ilimitada de recursos.

En la Ciudad de México con una población cercana a 9 millones de habitantes en el Distrito Federal y a 18 millones considerando su Area Metropolitana conurbada, la magnitud y el ritmo del crecimiento desmedido han sido originados por un modelo secular de desarrollo económico nacional concentrador, en lo sectorial y en lo regional, que no ha sido considerado a fondo la situación ambiental y que se ha visto acentuando en las últimas décadas.

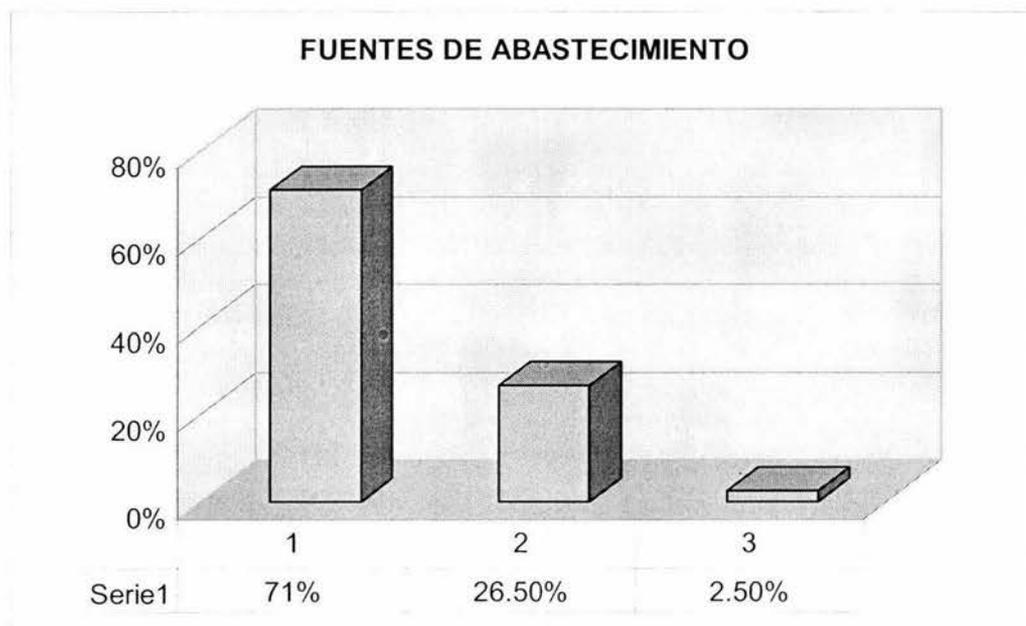
En el Distrito Federal, muchas personas carecen de abastecimiento de agua potable y muchas otras no cuentan con las instalaciones adecuadas para recibirla, concentrándose en zonas de escasos recursos económicos.

En consecuencia con demandas enormes de abastecimiento de agua, tiene plena validez el principio de que el agua constituye el instrumento fundamental para orientar el desarrollo y mejorar la calidad de vida de la población.

Actualmente los niveles de explotación del acuífero para el abastecimiento de agua son mayores a su recarga normal, por cada litro que se infiltra, se extrae un litro y medio.

Debido a la sobreexplotación de los mantos acuíferos del subsuelo, que provoca problemas de hundimiento, se ha debido recurrir desde los años cincuentas a fuentes externas para el suministro de agua potable, como son las del río Lerma y Cutzamala, de la que proviene un caudal importante para el suministro de agua.

El Distrito Federal obtiene el agua que se requiere para sus actividades de tres fuentes principales: el 71% se extrae de los mantos acuíferos, el 25.6% de las cuencas de los ríos Lerma y Cutzamala (Estado de México), y el resto de las pocas fuentes superficiales que aún quedan en la cuenca de México, como el río Magdalena en la Delegación Magdalena Contreras.



El problema referente a la hidráulica es muy complejo, abarca la explotación de mantos acuíferos y hundimientos del suelo, enormes obras de abastecimiento y drenaje de costos cada vez más elevados y la reducción acelerada de las zonas de infiltración.

Actualmente tenemos un déficit de alrededor de 3 metros cúbicos por segundo de agua potable para satisfacer las demandas ciudadanas. La capacidad de los recursos de la Ciudad de México se han rebasado debido a la dimensión excesiva de esta, motivando dependencia de otras regiones, con los consecuentes costos económicos y políticos.

1.2- PROBLEMÁTICA DE LA VIVIENDA EN MEXICO

En México el grave problema de vivienda en adición a su vertiente social, la cuestión de la vivienda presenta también una vertiente política con una importancia que crece aceleradamente. Esto en gran medida se debe a la inequitativa distribución del ingreso, a las dificultades de los sectores mayoritarios de la población para acceder a los mecanismos de financiamiento y a la falta de estímulo a la inversión privada en vivienda, lo que ha resultado en el crecimiento desproporcionado de la demanda por vivienda, profundizando aún más el descontento y la tensión que experimentan estos sectores de la sociedad.

En los últimos años, esta tensión social ha adquirido formas de expresión política al margen de los canales institucionales, por lo mismo, de continuar así la expresión política del problema de la vivienda, se corre el peligro de que este se transforme en una fuente de cuestionamiento a la legitimidad del gobierno y en una amenaza a la estabilidad política del país, entorpeciendo el proceso de modernización emprendido por el gobierno mexicano y debilitando a las instituciones políticas vigentes.

En el Distrito Federal los procesos que se desencadenaron como consecuencia de los devastadores efectos de los sismos de 1985, permitieron a muchos tanto afectados, como no afectados, tomar conciencia de que la carencia de una vivienda digna podía transformarse en un reclamo al gobierno de gran significación política.

El problema de vivienda presenta dimensiones económicas, políticas, sociales, jurídicas y financieras, en el convergen entre otros problemas el deterioro causado por la crisis, la mala distribución del ingreso, las distorsiones en las prácticas de subsidio, los vicios de la burocracia, la legislación desincentivadora, las ineficiencias en los procesos constructivos, la inflación, la explosión demográfica, las corrientes migratorias del campo a las ciudades y los inadecuados mecanismos de financiamiento.

Es claro que la causa más profunda del problema de vivienda radica en el hecho de que la mayor parte de la población se ve imposibilitada para tener una vivienda digna en virtud de no contar con el ingreso requerido para ello.

2.- GENERALIDADES DEL PROYECTO

2.1.- UBICACIÓN

El edificio de departamentos se encuentra ubicado en el domicilio: Poussin No. 10, colonia Insurgentes-Mixcoac, Delegación Benito Juárez, México, D. F. En la figura 1 se presenta la localización del predio.

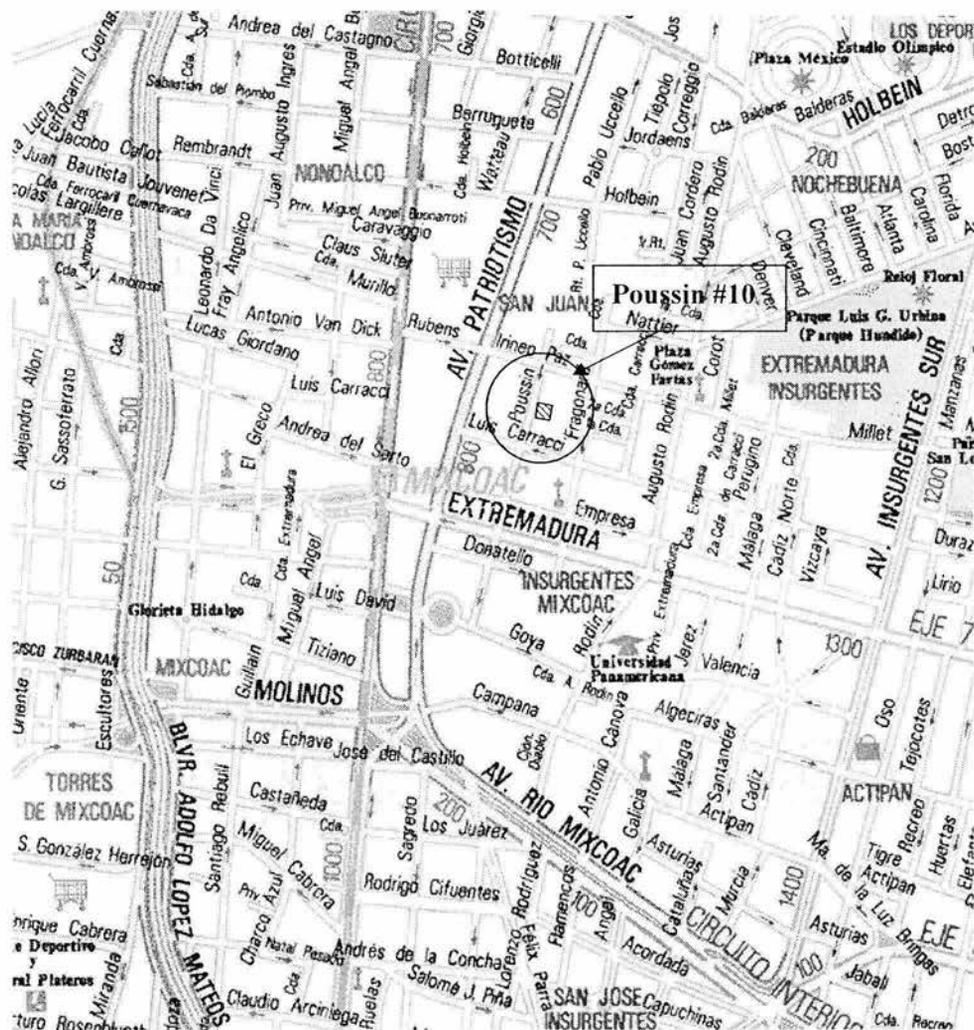


Fig.1

2.2.- CARACTERISTICAS

En los recorridos de la zona donde se encuentra el predio en estudio se determinaron las siguientes colindancias:

- Norte: Construcción de tres niveles a base de muros de carga
- Sur: Edificios de departamentos con planta baja y cinco niveles a base de marcos de concreto
- Este: Calle Poussin
- Oeste: Casa habitación de dos niveles a base de muros de carga, ésta se encuentra separada del predio por un jardín

En el predio de estudio se encuentra una casa habitación de dos niveles a base de muros de carga.

En general, estas construcciones, a simple vista, no presentan problemas en su estructura, en algunos de ellos es evidente el fenómeno de emersión causado por el hundimiento regional.

En lo referente a la localización de obras subterráneas existentes o proyectadas pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, se realizó la investigación de cada una de estas, llegándose a determinar que no existen o no serán proyectadas ninguna de éstas obras subterráneas en el predio en cuestión.

2.3.- ESTRUCTURACION

Características generales del proyecto:

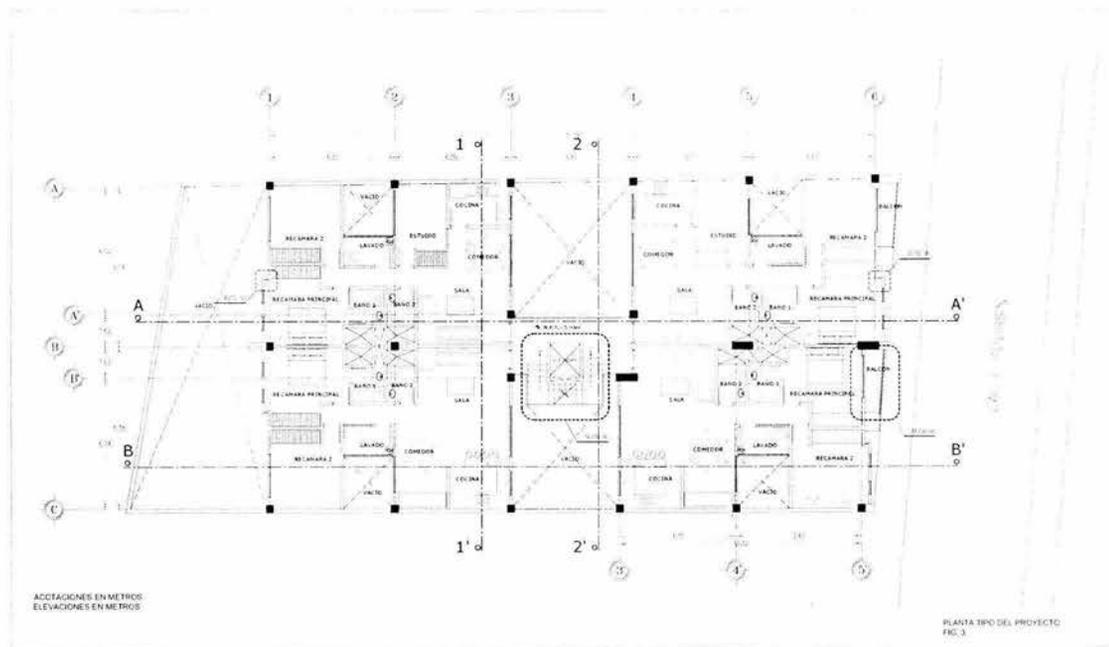
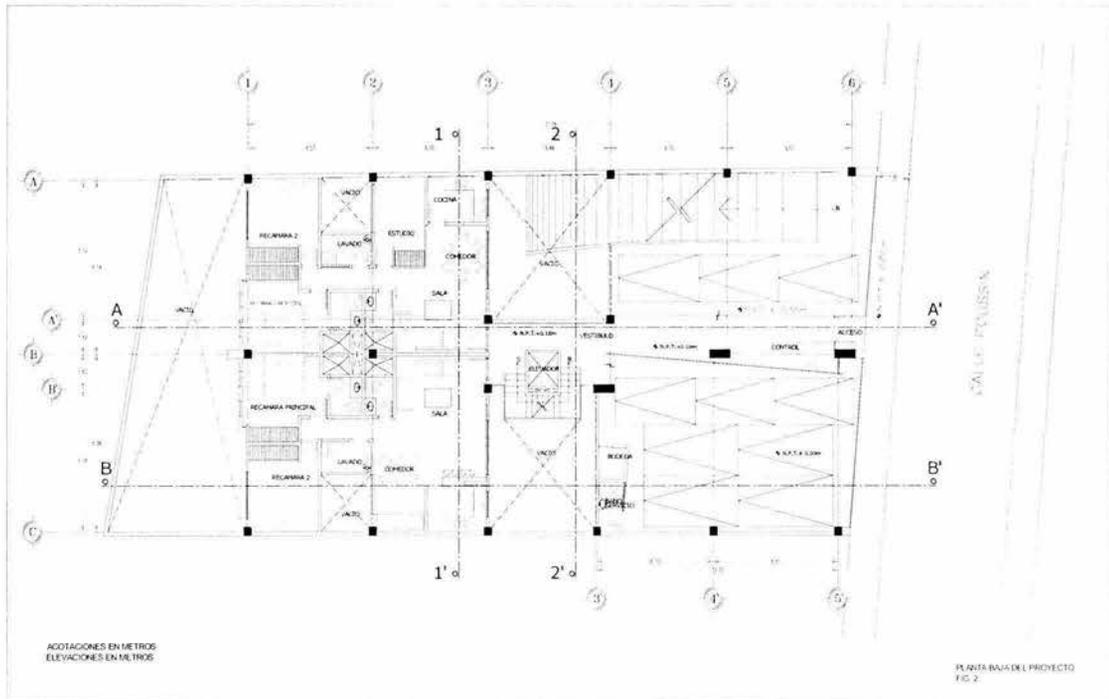
Area total del terreno 617.14 m², superficie construida 518.91 m²
Edificio de concreto con planta baja, cuatro niveles tipo y un sótano como estacionamiento.

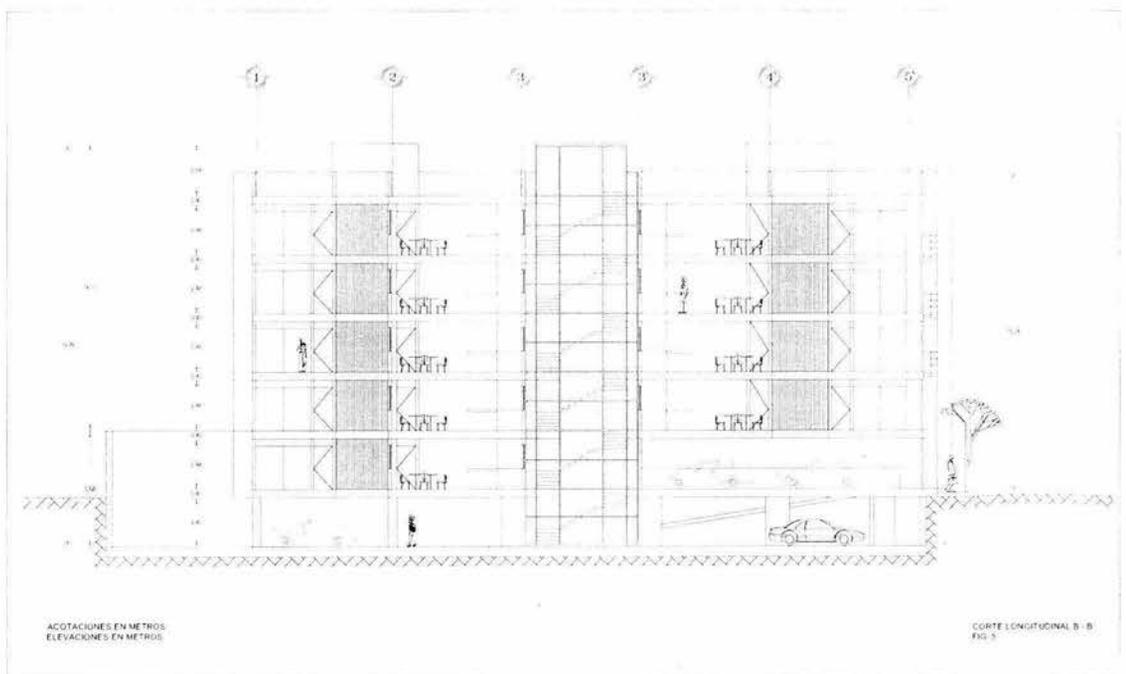
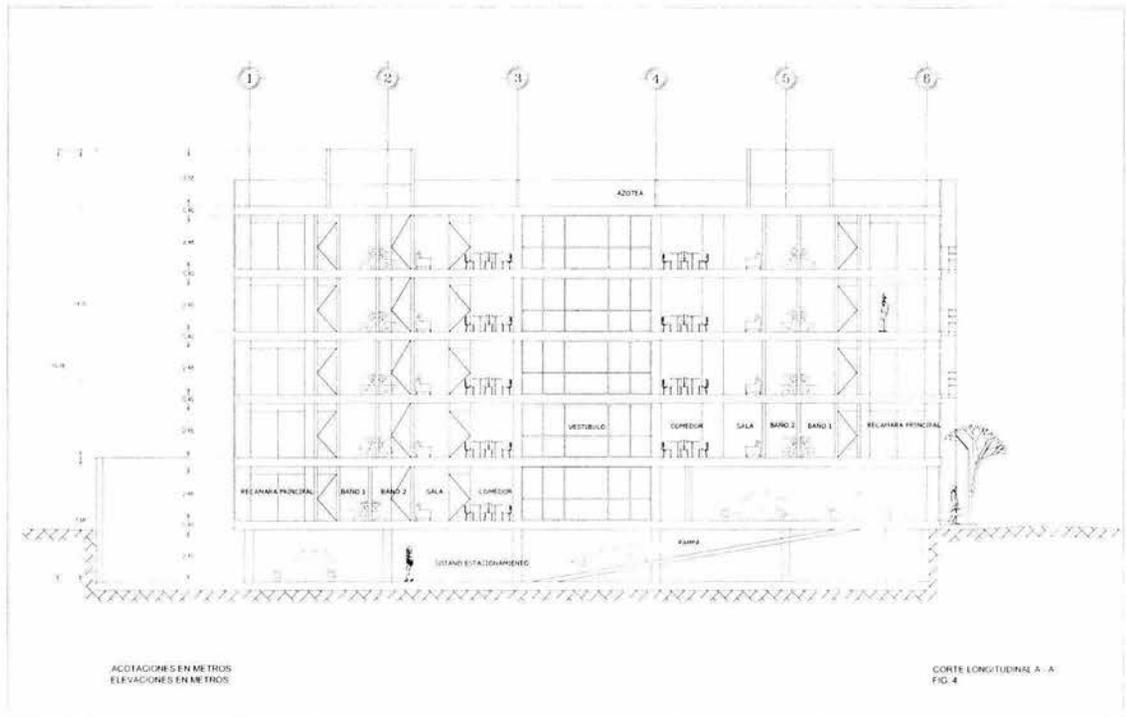
El edificio tendrá dos módulos casi simétricos unidos en su parte central por la zona de escaleras, elevador y ventilación, así como un estacionamiento en planta baja, cuyo nivel de piso terminado estará al nivel de la calle.

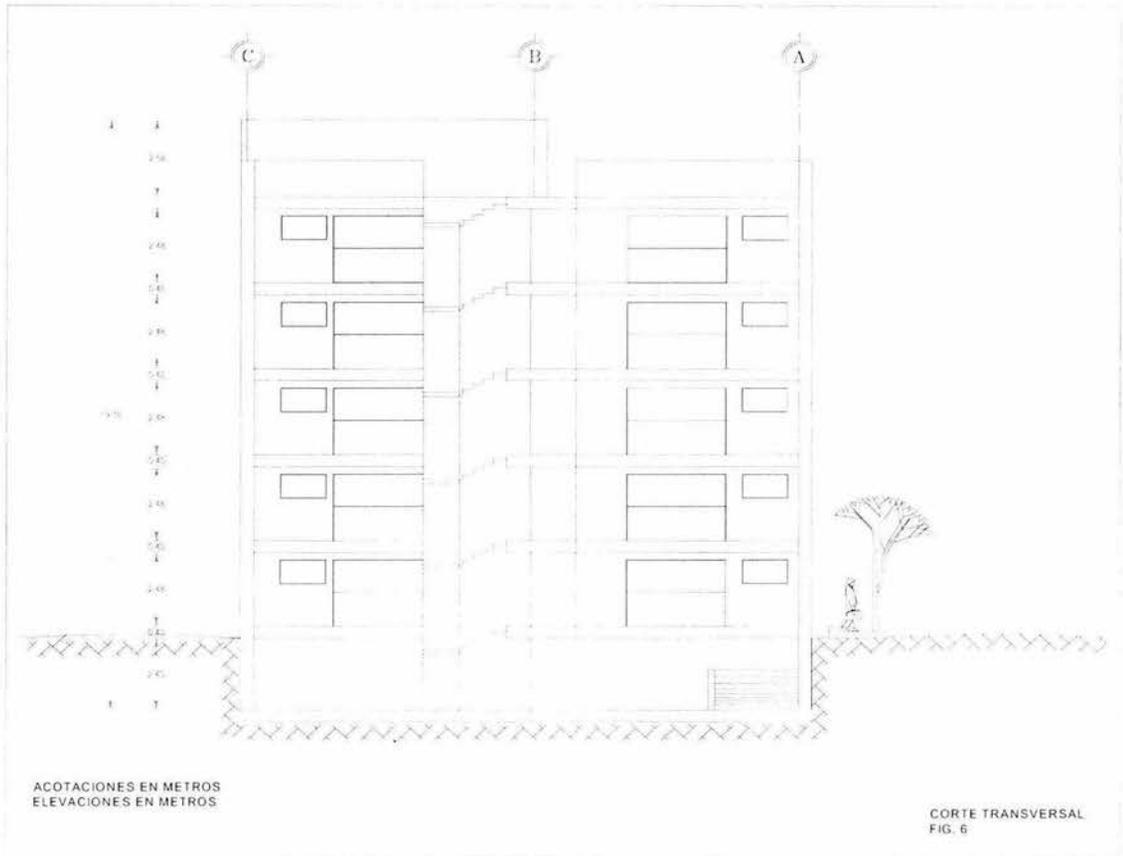
La planta baja constará de dos departamentos y una zona de estacionamiento, los siguientes cuatro niveles con cuatro departamentos cada uno, escaleras en la parte central y un elevador en general.

Las dimensiones de los departamentos son de 12.60 por 16.52m, cuentan con dos recámaras, sala, cocina, cuarto de estudio, dos baños y área de lavado.

En la figuras 2 a 6 se presentan sus plantas arquitectónicas y cortes, y en la figura 9 las colindancias del terreno.







3.- ESTUDIOS PREVIOS

3.1- ZONIFICACION GEOTECNICA

Según el Reglamento de construcciones, el Distrito Federal se divide en tres regiones

Zonas en que se divide el Distrito Federal:

ZONA I – Lomas, formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre.

Es frecuente en esta zona la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados.

ZONA II – Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, constituida por estratos arenosos y limo arenoso, intercalados por capas de arcilla lacustre.

El espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

ZONA III – Lacustre, formada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla.

Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser superior a 50m.

El predio se localiza en la zona II (de transición), de acuerdo a la zonificación mostrada en la figura 7, que es en la que se basa el RCDF para poder definir las zonas en el Distrito Federal.

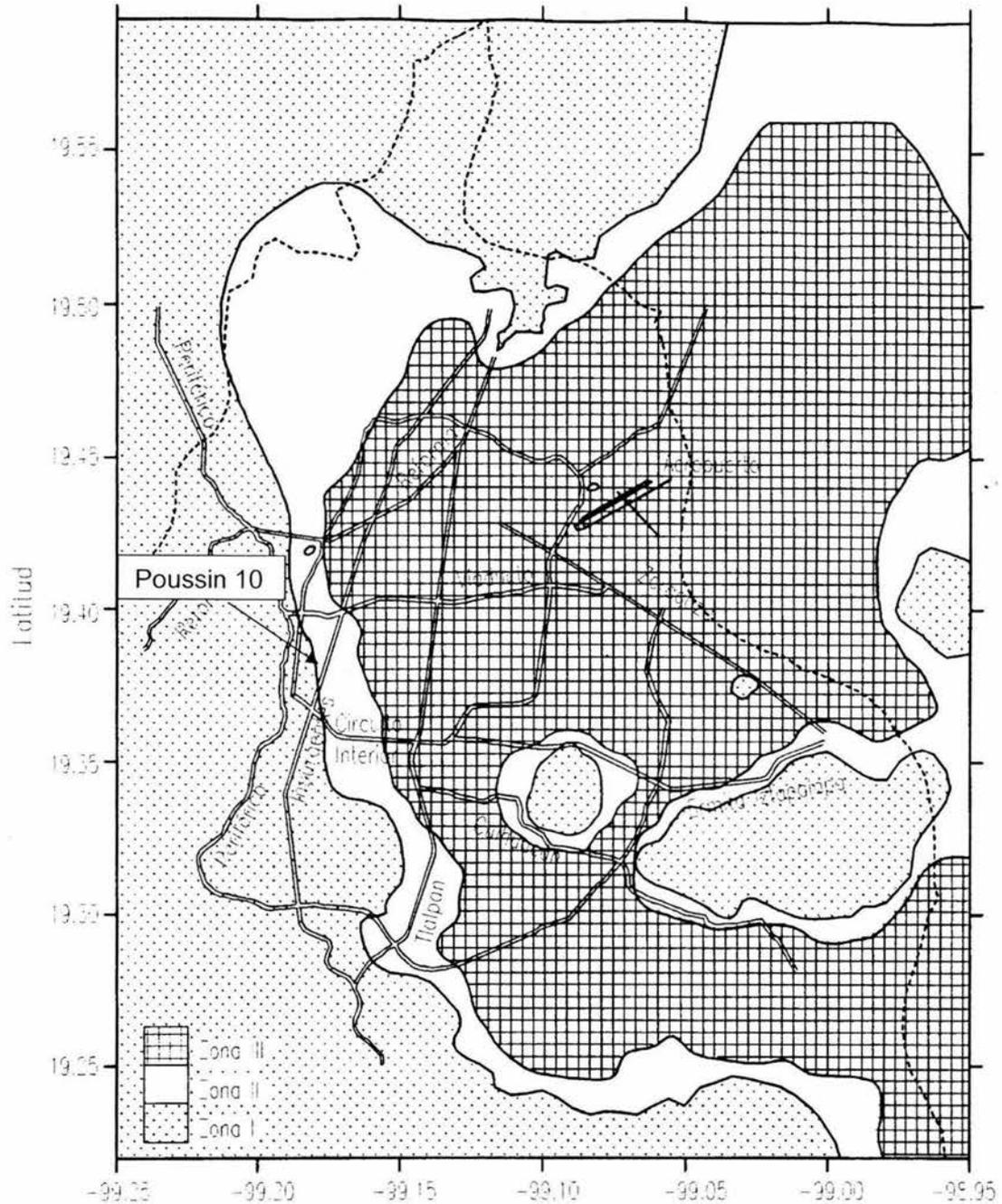


Fig.7

Cabe aclarar que esta aplicación de zonificación solo se aplica para construcciones ligeras, de poca extensión y con excavaciones someras. Para este caso la zona se definirá con la realización de exploraciones de campo y pruebas de laboratorio, estos estudios también servirán para el diseño de la cimentación.

Debido a la problemática en la Delegación Benito Juárez referente a la inestabilidad en el subsuelo el cual fue objeto de explotación de materiales pétreos para la construcción mediante túneles (minas) que posteriormente fueron abandonadas y mucho tiempo después absorbidas estas áreas por la mancha urbana, quedando ocultos los accesos y en general la ubicación de las antiguas minas.

Por lo anterior es necesario conocer las características del subsuelo y conocer más a detalle el tipo de suelo sobre el cuál quedará desplantada la cimentación del edificio a estudiar.

3.2- HUNDIMIENTO REGIONAL

El bombeo que con fines de abastecimiento se realiza en la ciudad de México, ha generado la pérdida de la presión de agua del subsuelo, induciendo el fenómeno de la consolidación y produciendo la reducción gradual del espesor de los depósitos de origen lacustre que caracterizan al Valle de la Ciudad de México, lo que se refleja en el hundimiento de la superficie del terreno.

Para estudiar los asentamientos que presenta la superficie del Valle de México, se recopilaron datos periódicos de nivelaciones del terreno para diferentes intervalos de tiempo desde 1983 hasta 1998.

Del análisis de los registros destacan algunos sitios con velocidades de hundimientos superiores a 40 cm/año. En estos sitios el espesor del depósito compresible es del orden de 70 cm, con periodos dominantes de vibración cercanos a 5 seg.

Con base en los registros analizados y considerando que los sistemas de extracción de agua permanecerán operando bajo condiciones similares a las actuales en los próximos años, se infiere que el comportamiento del suelo manifestará tendencias parecidas a las ahora observadas.

Con este criterio se han construido curvas de comportamiento que permiten inferir el hundimiento que presentarán los suelos del Valle de México en los próximos años. La estimación futura se sustenta en las velocidades de hundimiento de la superficie del terreno y su relación con el espesor de suelo compresible. Fig. 8.

Esta asociación se presenta en la gráfica, donde se incluye una curva que muestra la tendencia del comportamiento del suelo. Se destaca que la velocidad de deformación se ve afectada por las variaciones de deformación debidas a su entorno, sin embargo, se consideran representativas de la tendencia general del comportamiento del suelo.

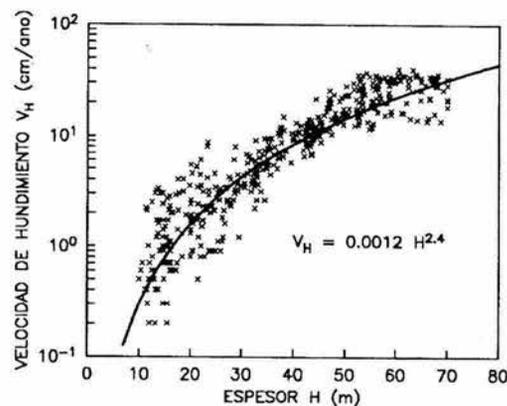


Fig. 8

Este problema se presenta por los asentamientos que se producen en la superficie del subsuelo y en los edificios mismos. Las estructuras diseñadas y construidas correctamente no deben sufrir daños por estos efectos sin embargo las débiles pueden sufrir daños severos.

El hundimiento regional es un desplazamiento de toda la superficie del suelo en la zona, incluyendo las estructuras que están apoyadas sobre él.

Con base en los resultados del piezómetro se determinó que toda la zona está afectada por el hundimiento regional, este tiene su origen en el abatimiento de la presión hidráulica en el subsuelo inducido por la sobre-explotación de los mantos acuíferos.

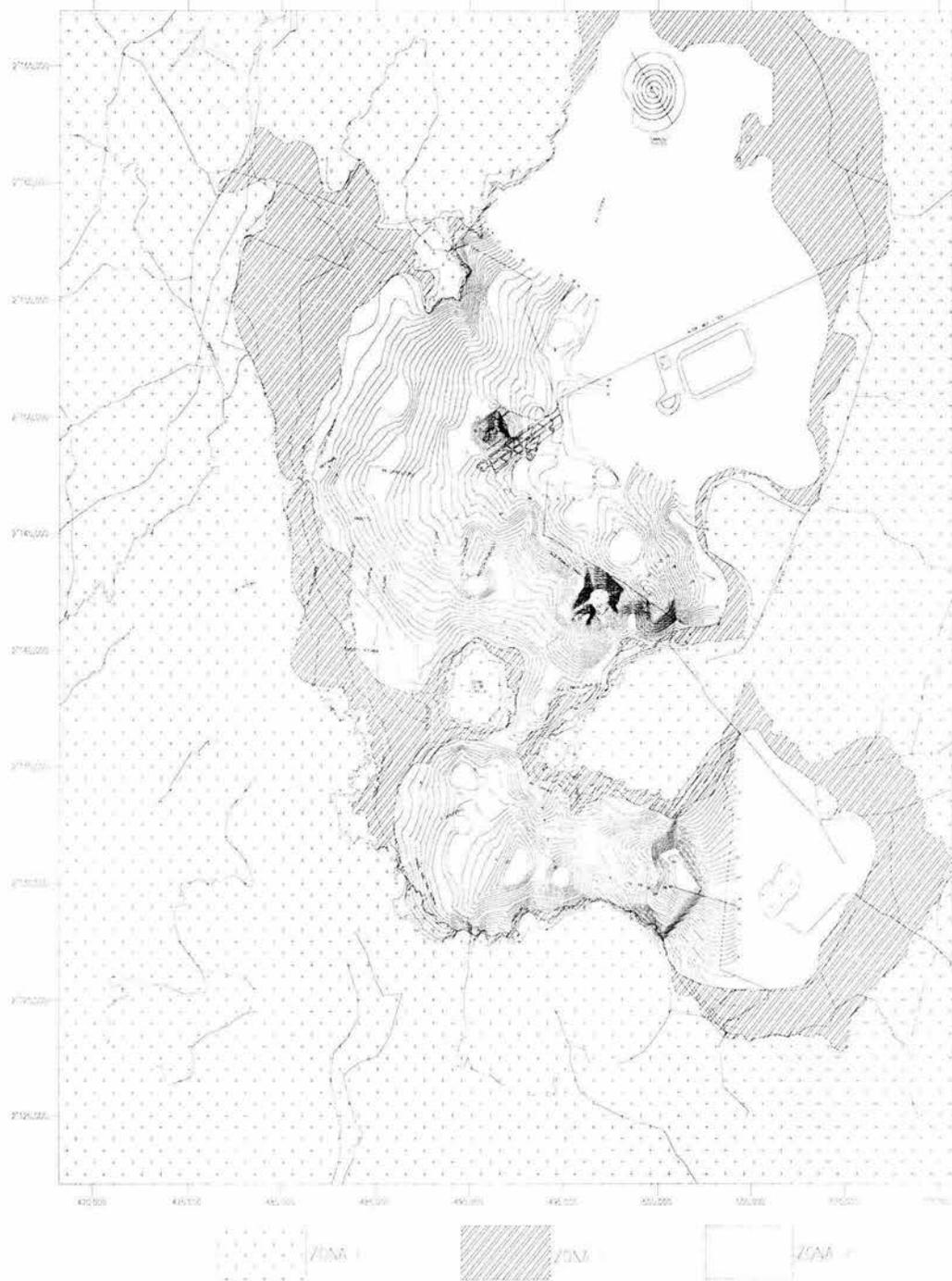
En general las construcciones que se encuentran alrededor del predio en estudio, a simple vista no presentan problemas en su estructura, en algunos de ellos es evidente el fenómeno de emersión causado por el hundimiento regional.

Aunque por estar en la zona II, de transición, este fenómeno carece de poca importancia, ya que el fenómeno se va dando con el paso de los años con profundidades de hundimiento muy escasos.

El edificio en estudio estará apoyado sobre pilas, tenderá a emerger con el tiempo, sin embargo este movimiento será lento y de poca magnitud.

Se presenta en el siguiente dibujo (fig 9), los valores del hundimiento promedio anual y la zonificación geotécnica de la Ciudad de México de 1992 a 2005.

ZONIFICACION GEOTECNICA Y HUNDIMIENTO REGIONAL DE LA CIUDAD DE MEXICO



HUNDIMIENTO PROMEDIO ANUAL 1992-2005

Fig. 9

3.3- EXPLORACIONES Y MUESTREO

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, nos indican el número mínimo de exploraciones a realizar en el subsuelo, (tablas 1 y 2).

La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante.

Estas investigaciones pueden variar, llegándose a realizar otros estudios adicionales para poder determinar la estratigrafía del subsuelo y las propiedades de sus principales depósitos.

Para el caso estudiado, se realizaron 2 Sondeos de Cono Eléctrico SCE-1 y SCE-2, un Sondeo de Penetración Estándar SPE-1 y un Pozo a Cielo Abierto PCA-1, en la figura 10 se presenta la localización de las exploraciones realizadas.

La realización de un sondeo implica la ejecución alternada del muestreo, del avance y rimado de la perforación, por ello la técnica de perforación que se utilice es una parte fundamental del trabajo de campo que influye en la calidad del muestreo.

LAS CARACTERISTICAS OBTENIDAS SON LAS SIGUIENTES:

Para el estudio del subsuelo se realizaron los siguientes muestreos:

•Sondeo de cono eléctrico SCE-1 y de penetración estándar SPE-1 (fig. 11)

- Descripción: Sondeo de cono eléctrico registrando la resistencia del suelo en forma continua con la profundidad, y de penetración estándar para cruzar las capas duras y el avance con broca tricónica o drag.
- Profundidad: 11.7 m
- Tipo de muestreo: Alterado

•Sondeo de cono eléctrico SCE-2 (fig.11)

- Descripción: Sondeo de cono eléctrico verificando la resistencia del suelo hasta la profundidad indicada.
- Profundidad: 4.05 m
- Tipo de muestreo: Alterado

De la prueba de penetración estándar se obtuvieron las siguientes finalidades:

- Obtener muestras alteradas representativas de los materiales del subsuelo.
- Obtener el resultado de la prueba de penetración estándar.

Con las muestras recuperadas se determinan las características índice del subsuelo, las muestras se identifican en campo, se protegen de la evaporación y se envían al laboratorio para obtener sus características índice y su clasificación. Después se procedió a realizar su perfil estratigráfico correspondiente.

•**Pozo a cielo abierto PCA-1** (fig. 12)

- Descripción: Excavación a cielo abierto, con levantamiento detallado de la estratigrafía.
- Profundidad: 3.0 m
- Tipo de muestreo: Alterado con recuperación de muestras representativas y obtención de muestras cúbicas inalteradas.

De las muestras recuperadas con el pozo a cielo abierto se clasificaron en forma visual y manual en húmedo y en seco, y se determinó su contenido natural de agua.

Adicionalmente se realizaron las pruebas índice y mecánicas más importantes y la estratigrafía del subsuelo.

En la figura 10 se muestra la localización de los sondeos realizados y las colindancias del terreno en estudio.

REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

TABLA 1

Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos: Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$ (50 kPa) Perímetro de la construcción: $P \leq 80 \text{ m}$ en las zonas I y II; o $P \leq 120 \text{ m}$ en la zona III Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$	
ZONA I	1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades. 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 (80 kPa), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas
ZONA II	1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despálme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 (50 kPa), bajo zapatas o de 2 t/m^2 (20 kPa), bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir
ZONA III	1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despálme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. 3) En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 (40 kPa), bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 (15 kPa) bajo cimentación a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

TABLA 2

Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas	
<p>Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:</p> <p style="padding-left: 40px;">Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$ (50 kPa) Perímetro de la construcción: $P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II; o $P > 120 \text{ m}$ en la Zona III Profundidad de desplante $D_f > 2.5 \text{ m}$</p>	
ZONA I	<ol style="list-style-type: none"> 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.
ZONA II	<ol style="list-style-type: none"> 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despálme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada. 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.
ZONA III	<ol style="list-style-type: none"> 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despálme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas. 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada. 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

LOCALIZACION DE LOS SONDEOS

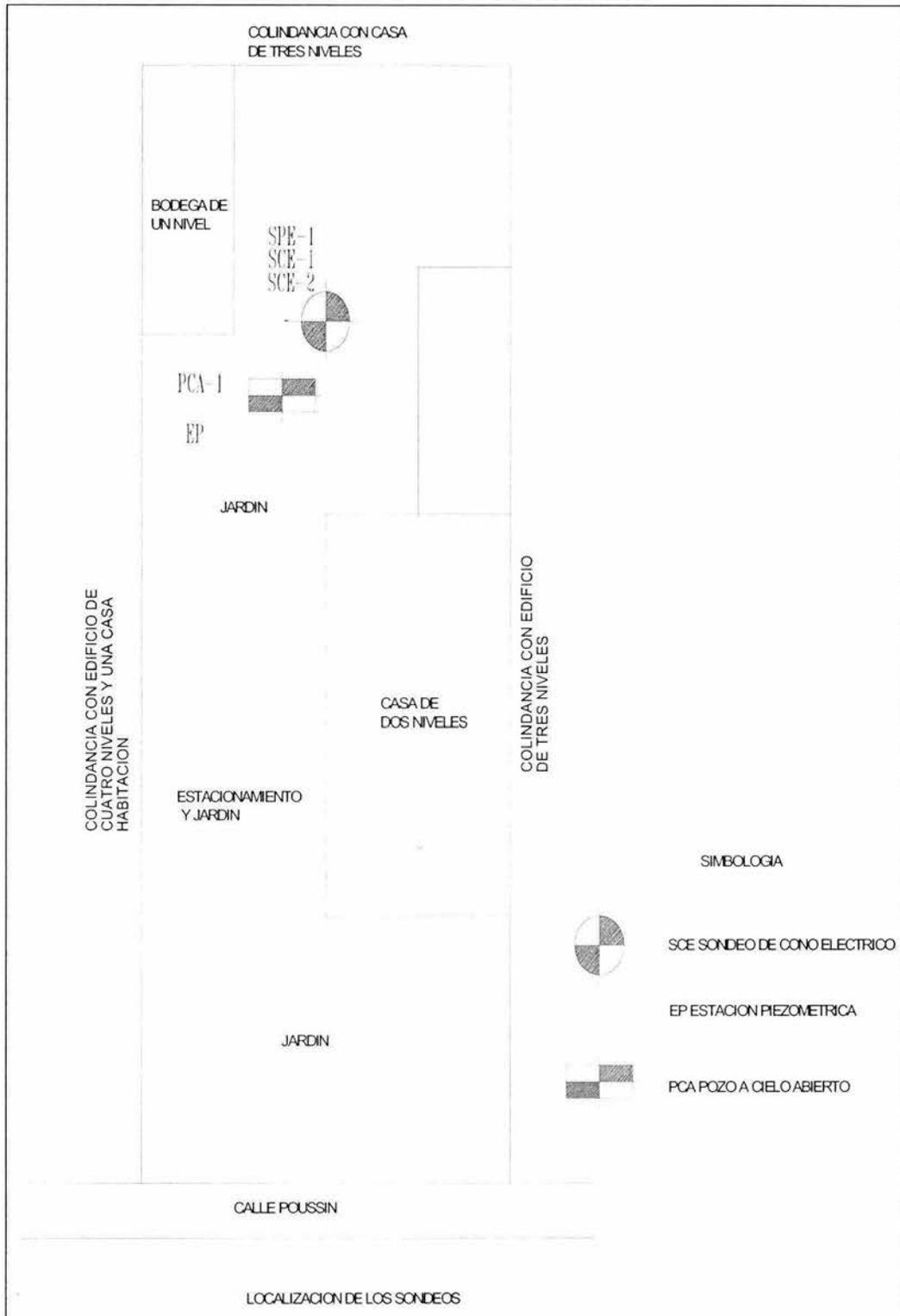


Fig. 10

3.4- ESTUDIOS DE CAMPO

SONDEO DE CONO ELECTRICO

Determinar las variaciones con la profundidad de las resistencias a la penetración de punta por fricción del cono, la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión los cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

Se emplea en campo para determinar con precisión la profundidad de los cambios estratigráficos en el subsuelo.

Esta formado por una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos, usualmente tienen una capacidad de carga y resolución de 6 kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de ± 2 kg, generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7 cm.

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, con impresión numérica o directamente en un gráfica.

El proceso de exploración consiste en hincar en el suelo una punta cónica de 10cm² de área con un ángulo de ataque de 60°, mediante la fuerza que ejerce el cabezal de equipo de perforación hincando la punta a una velocidad constante entre 1 y 2 cm/seg 25%.

El penetrómetro eléctrico permite detectar con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta.

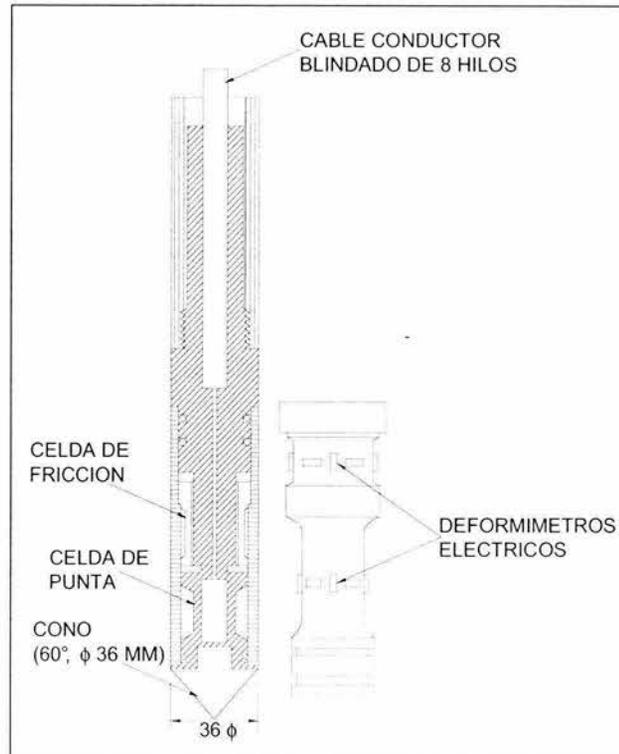
Durante este proceso se registra la presión que se desarrolla en la punta del cono para cruzar las capas que constituyen el subsuelo.

Para efectuar este tipo de sondeos se coloca el cono contra la superficie del suelo y se inicia su penetración procurando mantener constante la velocidad del avance.

Cuando por la dureza de los materiales encontrados no fue posible continuar con el avance del cono, se retiró de la perforación y se continuó con penetración estándar o con una broca tricónica hasta cruzar la lente dura que impidió el avance del cono y se lava la perforación, a continuación se bajó el cono y se continuó el sondeo.

La prueba de penetración con cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica de que se dispone actualmente.

Con este tipo de sondeos no se obtienen muestras del suelo.



Corte transversal del cono eléctrico

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

La prueba de penetración estándar (SPT), permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice, usualmente el contenido natural de agua, porcentaje de finos y los límites de consistencia y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible, en suelos cohesivos blandos, como los de la ciudad de México no es recomendable, por que las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

De acuerdo a la norma ASTM-D 1586, el hincado debe hacerse en el suelo con una herramienta estándar de 3.50 cm de diámetro interior, 5.08 cm de diámetro exterior y 60 cm de longitud, por medio de la energía que le transmite la caída libre de un martinete de 63.50 kg de peso, al dejarlo caer desde una altura de 76 cm.

El muestreador tiene en su parte inferior una zapata con filo para cortar el suelo en el que se hinca, y en la parte superior un cople para enroscarlo a las barras de perforación. Durante la ejecución de la prueba se cuenta el número de golpes (N) necesario para hincar la herramienta estándar en el suelo.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de 63.50 kg, dejada caer desde 76 cm de altura, durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N, para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm), los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

Una vez terminada la prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba, el diámetro de perforación más recomendable es 10 cm.

Las muestras deben conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua, los envases se colocarán en un lugar fresco, protegido de los rayos del sol.

Las muestras rescatadas solo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas índice que no requieren especímenes inalterados.

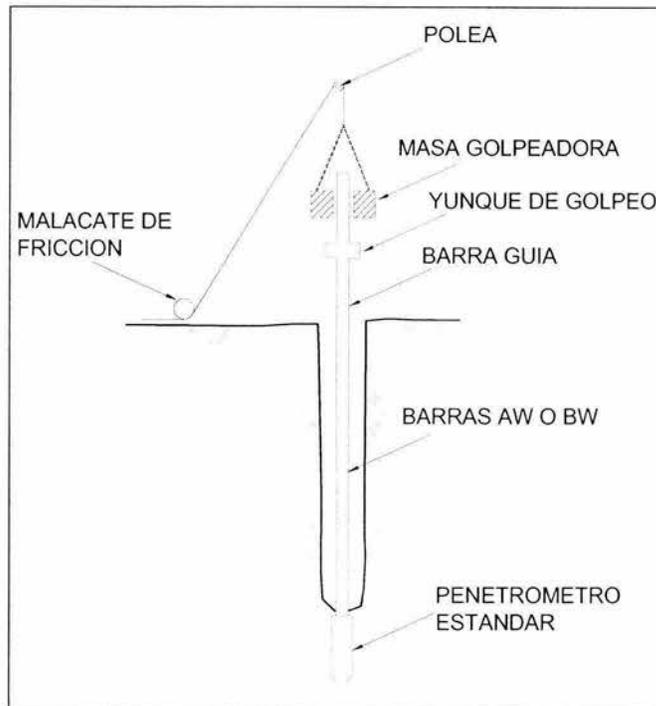
Cada una de las pruebas de penetración se representa gráficamente mediante puntos (valores de N), que unidos por líneas definen la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad.

Cuando por la dureza de los materiales encontrados no es posible realizar la penetración de los 30 cm especificados, se retira el penetrómetro y se completa el avance de 60 cm utilizando una broca tricónica o una broca drag.

El avance con broca tricónica o drag se indica en el perfil estratigráfico correspondiente, mediante las letras ABT o ABD, respectivamente.

La prueba de penetración estándar es aplicable solo en la etapa de exploración del subsuelo, la información que proporciona carece de la confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia de los suelos, por tanto no debe aplicarse para el diseño geotécnico definitivo.

Con este procedimiento de muestreo se logran muestras alteradas representativas de los materiales del subsuelo.



Prueba de penetración estándar

POZO A CIELO ABIERTO

El pozo a cielo abierto nos permite observar directamente las características estratigráficas del suelo y nos permite obtener muestras inalteradas de los estratos principales.

Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de la costa superficial y los depósitos de lomas y de algunas transiciones.

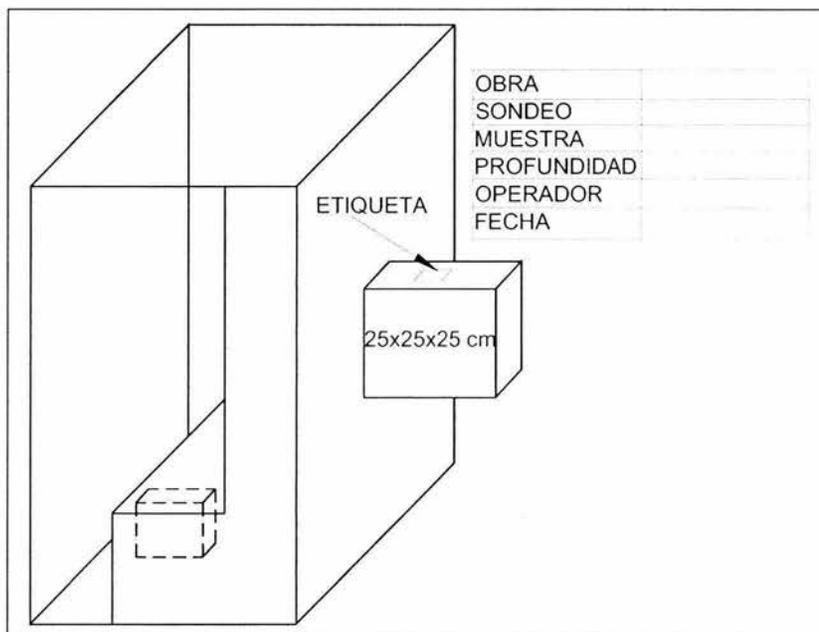
El equipo que se requiere para la excavación del pozo puede realizarse con herramientas manuales (palas, picos, etc.) o con máquinas perforadoras capaces de abrir en seco pozos de por lo menos 80 cm de diámetro, para el labrado de las muestras y su protección se realiza con herramientas manuales (espátulas, cincel, martillo, brochas, estufa, manta de cielo, parafina y brea)

El pozo puede excavarse con sección cuadrada o circular, la forma se elegirá en razón a la técnica de estabilización de las paredes de la excavación.

En la excavación se deja un escalón, en el cuál se limpia un área de unos 50 cm de diámetro, a continuación se marca la sección deseada y se labran los lados del cubo de suelo (25 X 25 cm).

Posteriormente la muestra se envuelve con manta de cielo, que se impregna con una mezcla caliente de parafina y brea, en la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación.

Conforme avanza la excavación del pozo se lleva un registro, donde se anota la descripción y clasificación de los estratos, indicando gráficamente la profundidad de las muestras.



Pozo a cielo abierto

ESTACION PIEZOMETRICA

El uso de piezómetros en campo se utiliza para determinar la distribución de la presión del agua con la profundidad, para el estudio se utilizó el piezómetro abierto tipo Casagrande. Estos se instalan en los principales depósitos permeables del subsuelo.

La tubería guía se fabrica con tramos de fierro galvanizado de 1" de diámetro perfectamente sellados en sus conexiones para evitar la entrada o salida de agua, en su extremo inferior se coloca un tramo de un metro de tubo de 2" de diámetro, al cuál se le practican ranuras con segueta a cada 7 cm al tresbolillo, para formar una punta permeable.

En la base se coloca un tapón hermético para impedir la entrada de residuos durante su colocación dentro de la perforación. Los piezómetros se instalan dentro de la perforación limpia y libre de azolve.

Cada una de las puntas permeables queda confinada entre sellos formados por bentonita, para evitar la comunicación de la presión hidráulica entre capas permeables.

Después de su instalación se procede a lavarlos utilizando agua limpia, posteriormente se efectúa una prueba de llenado en cada uno de ellos para verificar su funcionamiento. La profundidad del piezómetro fue de 11.7 m.

También se instaló un tubo de observación del nivel del agua superficial, instalada a una profundidad de 4.5 m.

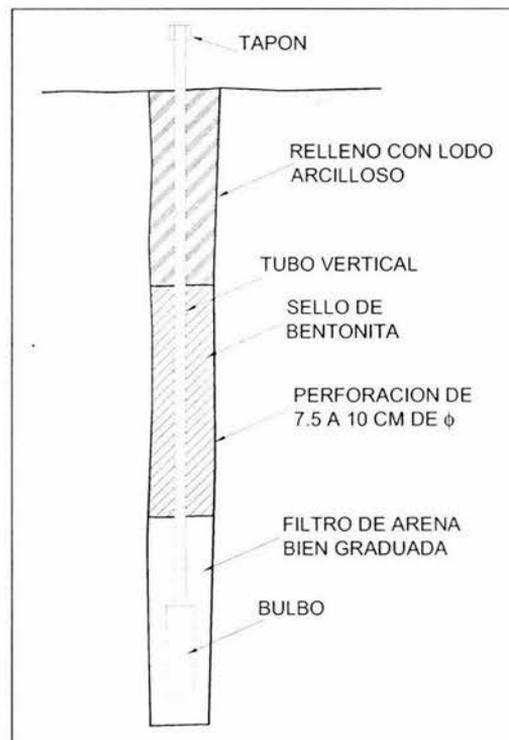
Con ayuda de estos instrumentos se determinó el nivel de aguas freáticas del agua, que se localizó a una profundidad de 8.30 m de profundidad.

En la figura 13 se presenta la localización de la estación piezométrica.

Se da mención a continuación de las ventajas y desventajas en la utilización del piezómetro:

- VENTAJAS:**
- Simple, económico, confiable
 - Generalmente no tiene partes mecánicas, con lo que se evita la corrosión
 - Se puede convertir al tubo neumático
 - Es autodesairable
 - Presión y confiabilidad excelente

- DESVENTAJAS:**
- El filtro porosa se puede tapar después de varios ciclos de entrada y salida de agua
 - Tiempo de retraso largo
 - No se puede usar si el nivel piezométrico está arriba de la boca del tubo vertical.
 - Propenso a daños por el equipo de construcción y la consolidación del suelo alrededor del tubo
 - No puede medir presiones de poro negativas



Piezómetro abierto

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO SCE-1 Y SCE-2 Y SPT-1

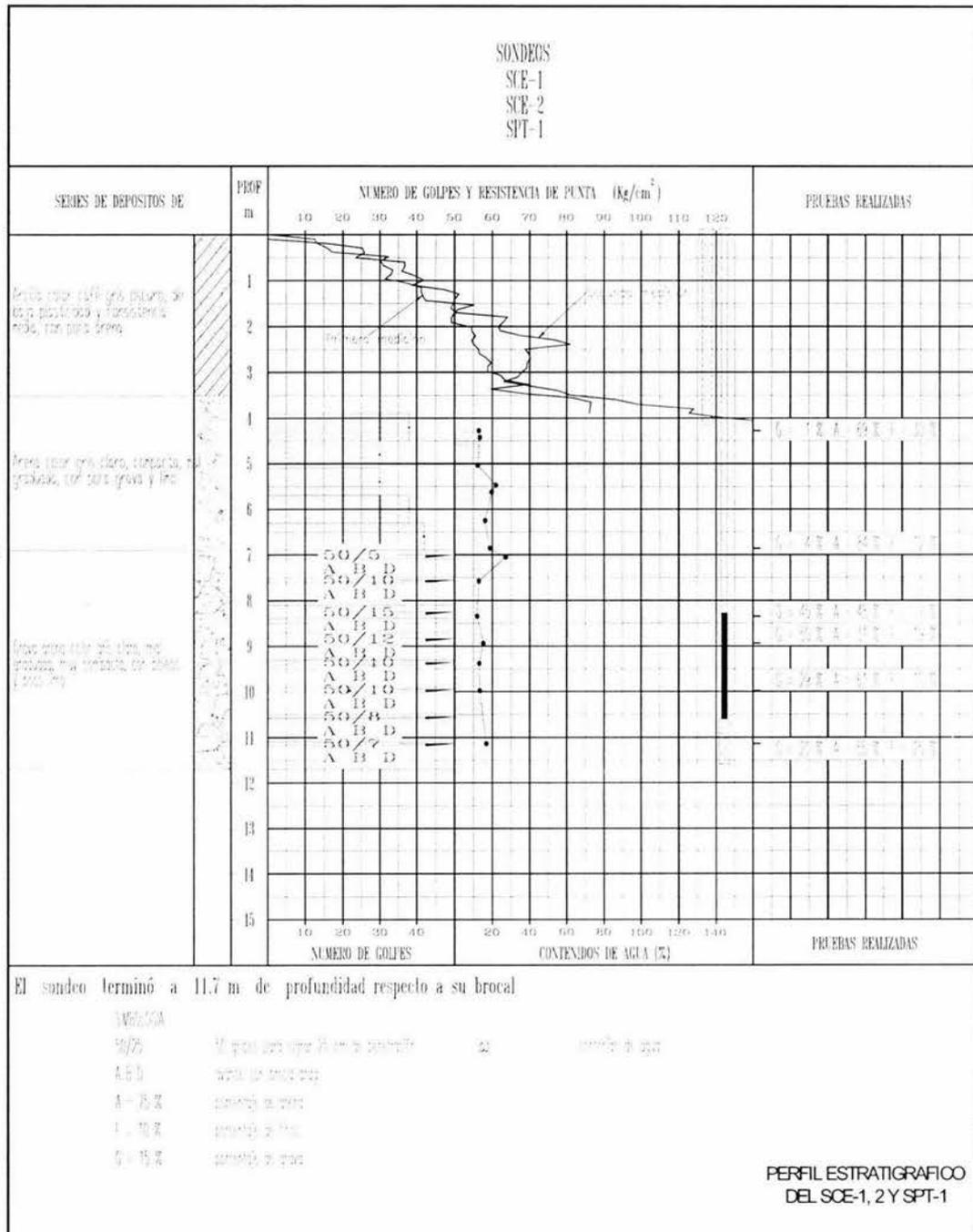


Fig. 11

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL POZO PCA-1

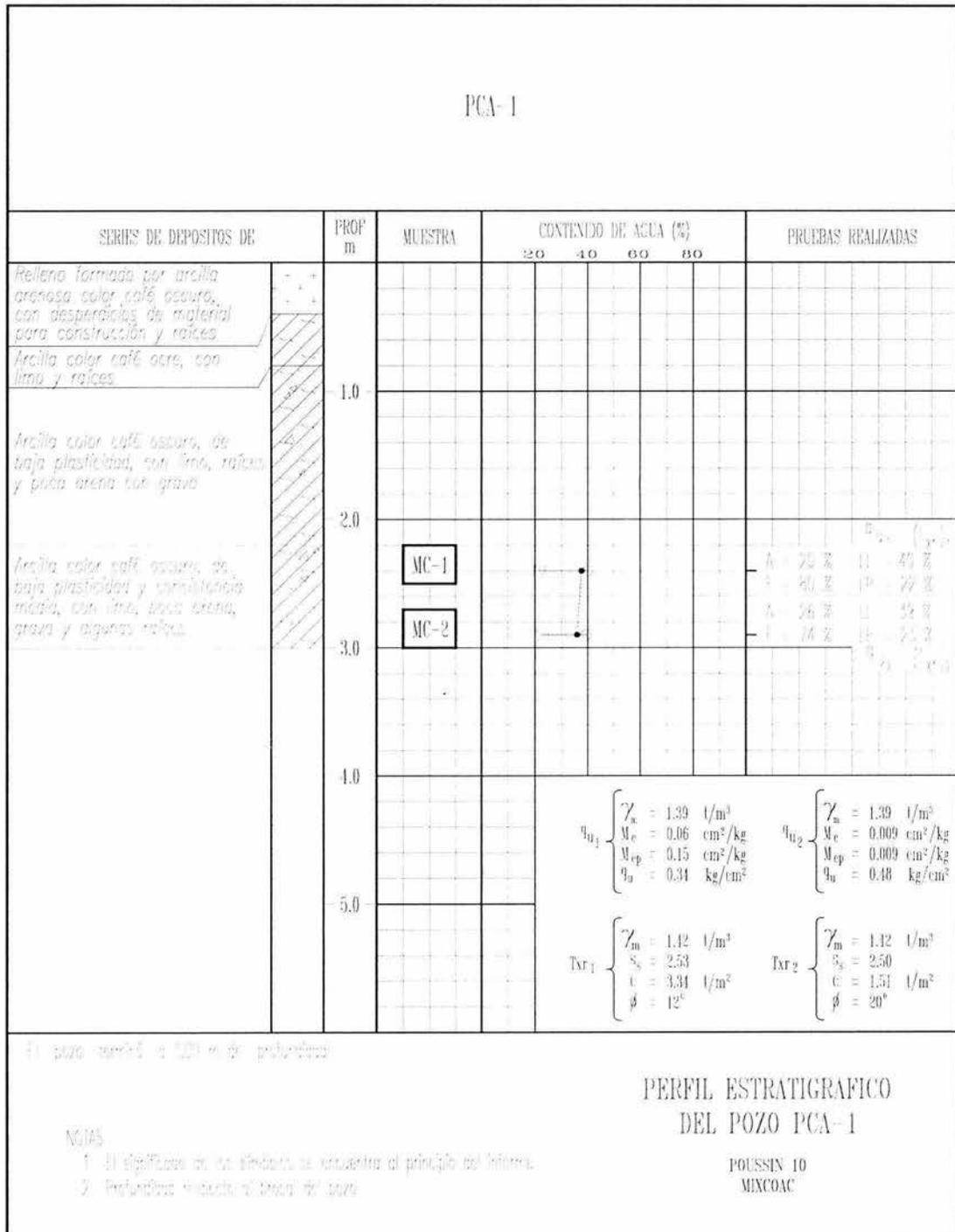


Fig.12

PROFUNDIDAD DEL TUBO DE OBSERVACION Y DEL PIEZOMETRO

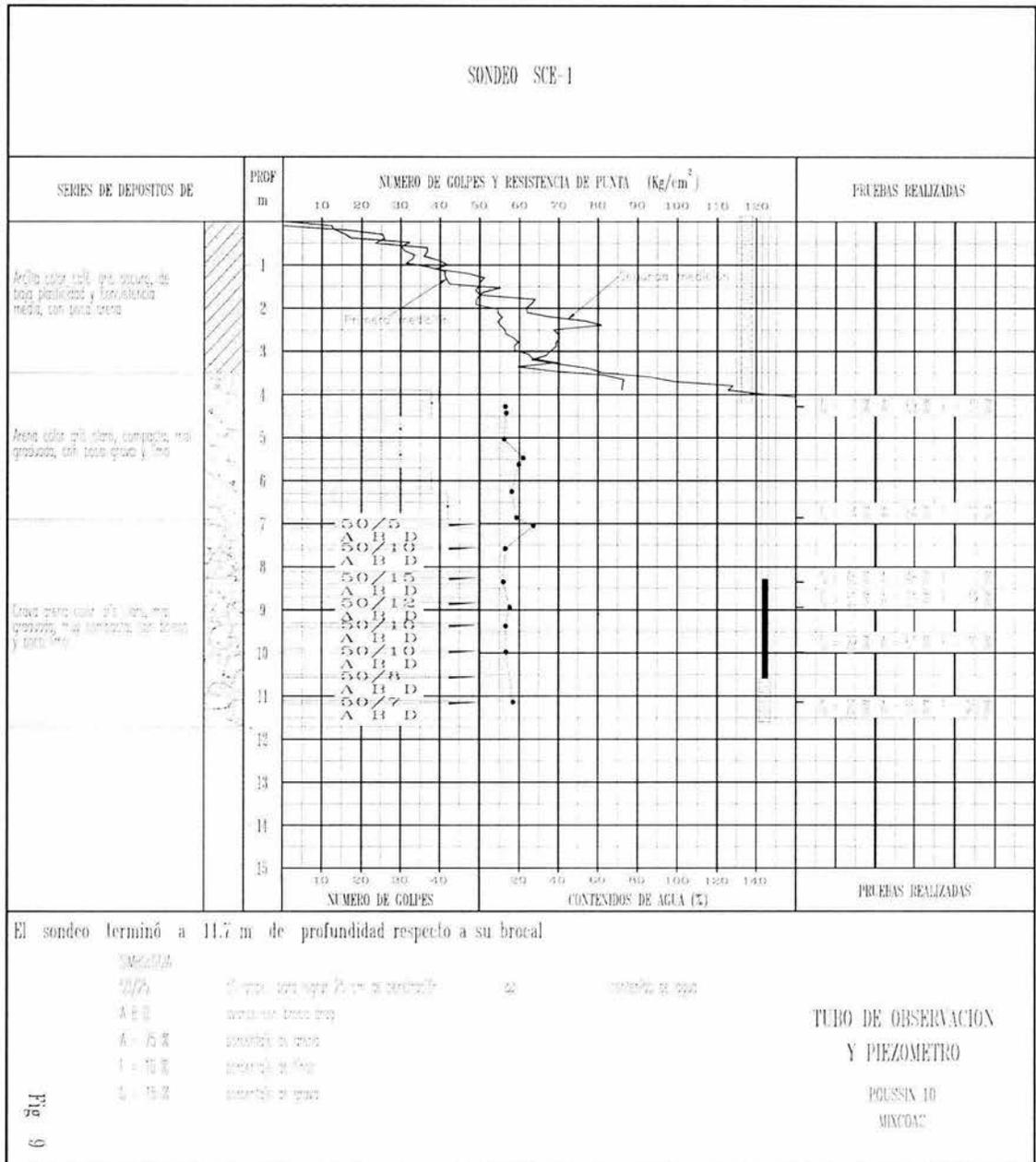


Fig. 13

3.5- ESTUDIOS DE LABORATORIO

PRUEBAS INDICE

Todas las muestras que se obtuvieron con los sondeos y pozos se clasificaron en forma visual y manual, en húmedo y en seco, y se determinó su contenido natural de agua.

Se realizaron los siguientes ensayos en muestras seleccionadas:

- Límites de consistencia líquido y plástico en suelos finos
- Porcentaje de finos en las mezclas de suelos finos con arena
- Granulometría por mallas en las arenas

Los resultados de estas pruebas se presentan en forma gráfica en el perfil de cada sondeo y de cada pozo.

Con los resultados obtenidos de estos ensayos se identificaron los principales depósitos que constituyen el subsuelo, clasificándolos conforme al Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos, (SUCS).

LIMITES DE CONSISTENCIA

LIMITE LIQUIDO

El límite líquido (LL), se define como el contenido de agua de un suelo remoldeado que debe tener para que una muestra que se haya practicado una ranura de dimensiones normalizadas se cierre, sin resbalar en su apoyo, al someterla a un impacto de 25 golpes bien definidos.

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

LIMITE PLASTICO

El límite plástico 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 el suelo al rodarlo con la palma de la mano sobre una superficie plana.

En el perfil estratigráfico del PCA-1 de la figura 12, se presentan los valores de estos límites.

GRANULOMETRIA

La granulometría de un suelo es 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.

La obtención 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 por la malla No. 200 y 300 gr que pase por 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 tanteo, una muestra de 300 gr y se lava sobre la malla No. 200, utilizando agua destilada, recuperando en un recipiente la totalidad del agua destilada, el suelo retenido se somete a secado al 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 por la malla No. 200 durante el cribado se incorpora al material que pasó durante el lavado de la muestra.

Con el material obtenido por lavado, se efectúa el ensaye por sedimentación, utilizando el método del hidrómetro.

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

Mat. Retenido		Mat. Pasa	
3"	76.2	No. 10	2.000
2"	50.8	No. 20	0.840
1"	25.4	No. 40	0.420
1/2"	12.7	No. 100	0.194
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 determina siguiendo los siguientes 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 del hidrómetro.
- c) Dibujar la curva granulométrica, utilizando papel semilogarítmico colocando en las abcisas el diámetro y en las ordenadas el porcentaje acumulado que pasa.

Para la obtención de la granulometría por el método del hidrómetro, es conveniente no permitir el secado del suelo, evitando con esto la formación de grumos. La prueba del hidrómetro se emplea regularmente con el fin de encontrar el porcentaje de partículas de arcillas de un suelo que se correlaciona con la actividad del suelo definida.

A continuación se presentan las curvas granulométricas del sondeo SCE-1 a diferentes profundidades, figs. 14 y 15.

CURVAS DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA DEL SONDEO SPE-1

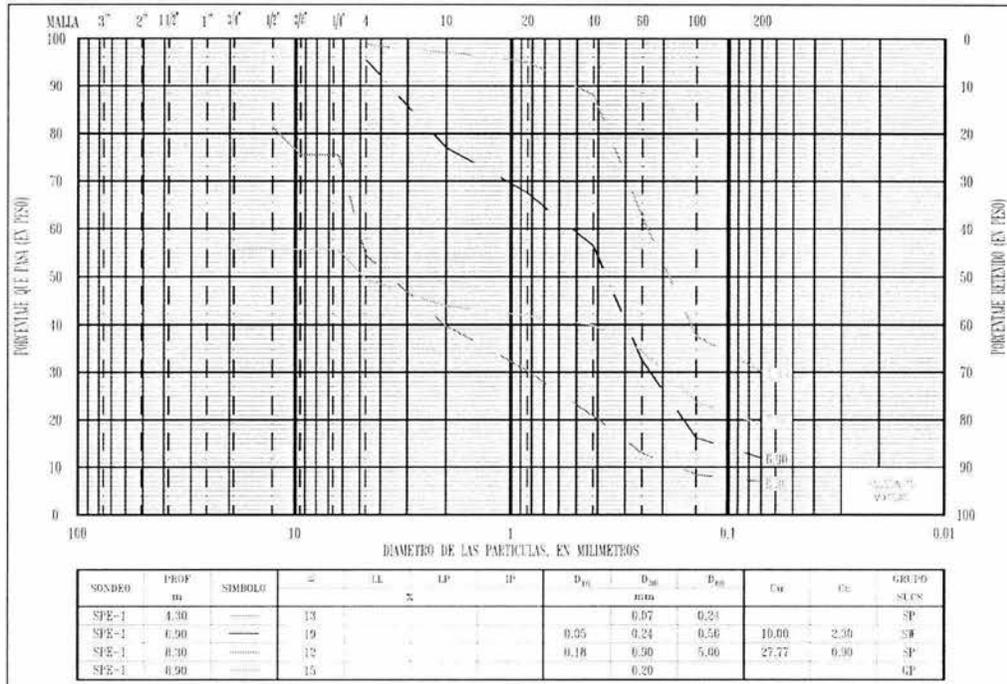


Fig. 14

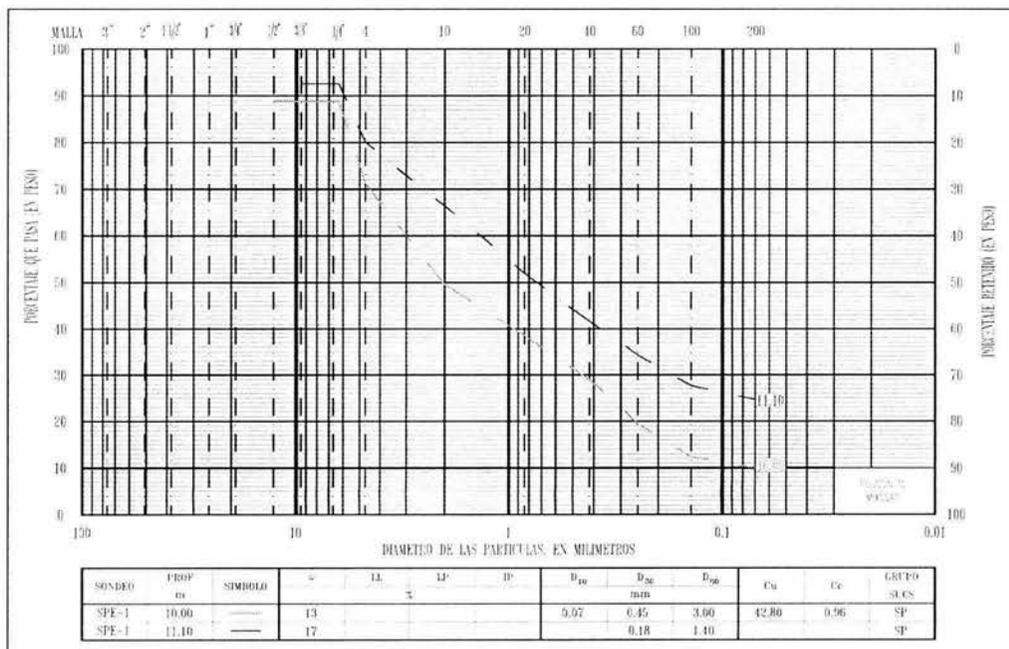


Fig. 15

PRUEBAS MECANICAS

Estas pruebas se realizan una vez que fue definida la estratigrafía del subsuelo, se llevaron a cabo para poder determinar las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante y deformabilidad de sus principales depósitos.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

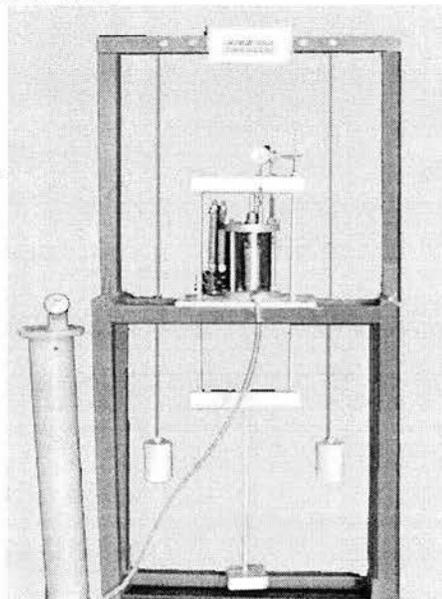
Realización de dos pruebas de compresión simple, figs. 16 y 17, ensayadas hasta la falla. Esto para conocer la variación con la profundidad de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y para conocer el parámetro de cohesión de los depósitos arcillosos.

Las pruebas se efectuaron con una probeta en cada una de las profundidades analizadas.

En las figuras 16 y 17 se presenta el esfuerzo máximo alcanzado en las pruebas de compresión simple, así como las curvas esfuerzo-deformación unitarias obtenidas, y las principales características índice de los materiales ensayados. A dos profundidades diferentes.

En las pruebas de compresión simple realizadas en los depósitos arcillosos, el esfuerzo máximo alcanzado es representativo de la consistencia natural del material ensayado.

Esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática, prácticamente solo existe una etapa de carga, que conduce el suelo a la falla.



Prueba de compresión simple

Se realizó dos pruebas triaxiales con cuatro probetas cada una, ensayadas a diferentes confinamientos.

Estas pruebas se realizaron a los depósitos arcillosos y se determinó su ley de resistencia al esfuerzo cortante, definiendo los parámetros de cohesión y el ángulo de fricción interna, estas características se presentan en las curvas mostradas en las figuras 18 y 19, así como sus principales características índice.

Es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia cortante.

En la prueba triaxial se usa un espécimen de suelo, quedando encerrado por una membrana delgada de hule y se coloca dentro de una cámara cilíndrica que se llena de agua. El espécimen queda sometido a una presión de confinamiento por compresión del fluido en la cámara, para generar la falla en el espécimen, se aplica un esfuerzo axial a través de un émbolo vertical de carga.

Las pruebas de compresión triaxial pueden conducirse de diferentes maneras, dependiendo básicamente de la forma como se controlan la aplicación de la carga axial y la salida del agua.

Este ensayo se realiza sobre muestras inalteradas de suelo, de forma cilíndrica con un diámetro que varía desde 3.6 a 7.6 cm y con una relación de altura/diámetro de 2.2 a 3. Las muestras normalmente son muestras tomadas con tubos de pared delgada (Shelby).

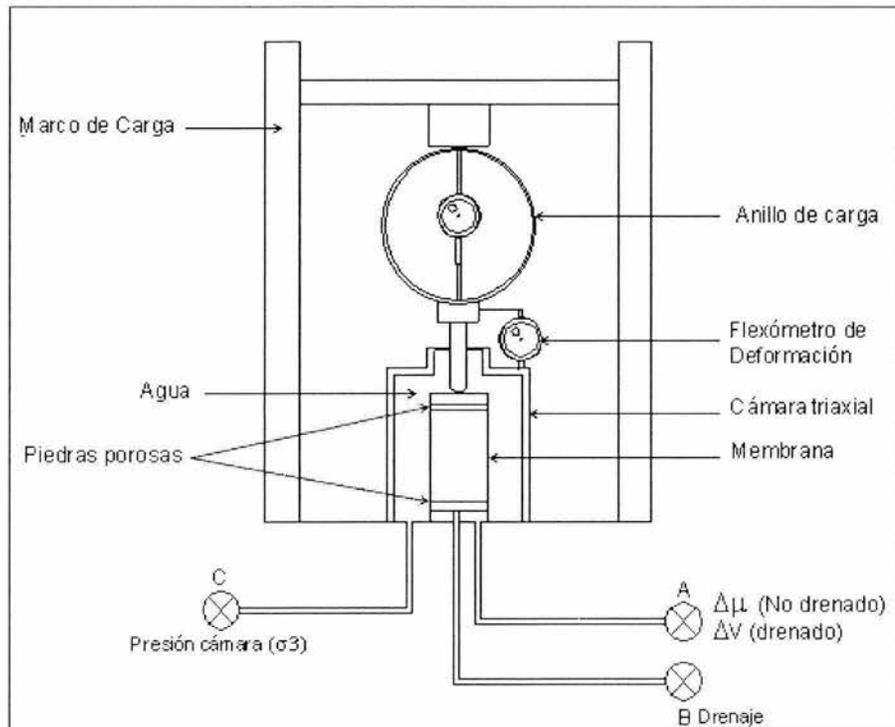
TIPOS DE ENSAYOS TRIAXIALES:

1. Ensayo no consolidado-no drenado (UU)
2. Ensayo consolidado-drenado (CD)
3. Ensayo consolidado-no drenado (CU)

ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO-NO DRENADO (CU)

La muestra se consolida en primer lugar bajo la presión hidrostática como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo principal menor llega a ser efectivo. Luego la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita el cambio de volúmenes. El hecho esencial de esta prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de la aplicación de la carga axial, esto se logra cerrando la válvula B.

En la 2ª etapa de la prueba podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de una presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es fundamentada por la fase sólida del suelo.



Prueba triaxial

PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE DEL POZO PCA-1

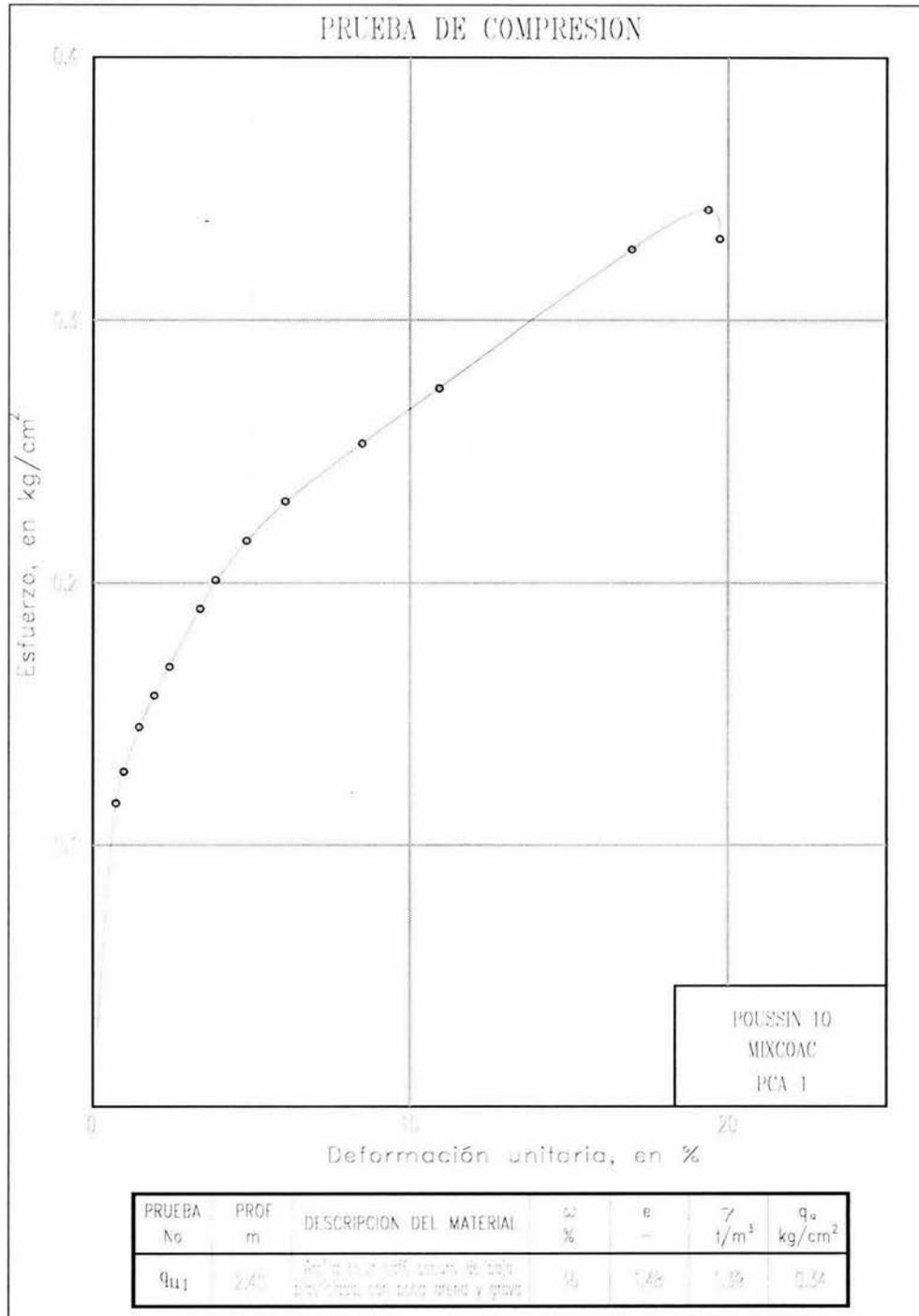


Fig. 16

PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE DEL POZO PCA-1

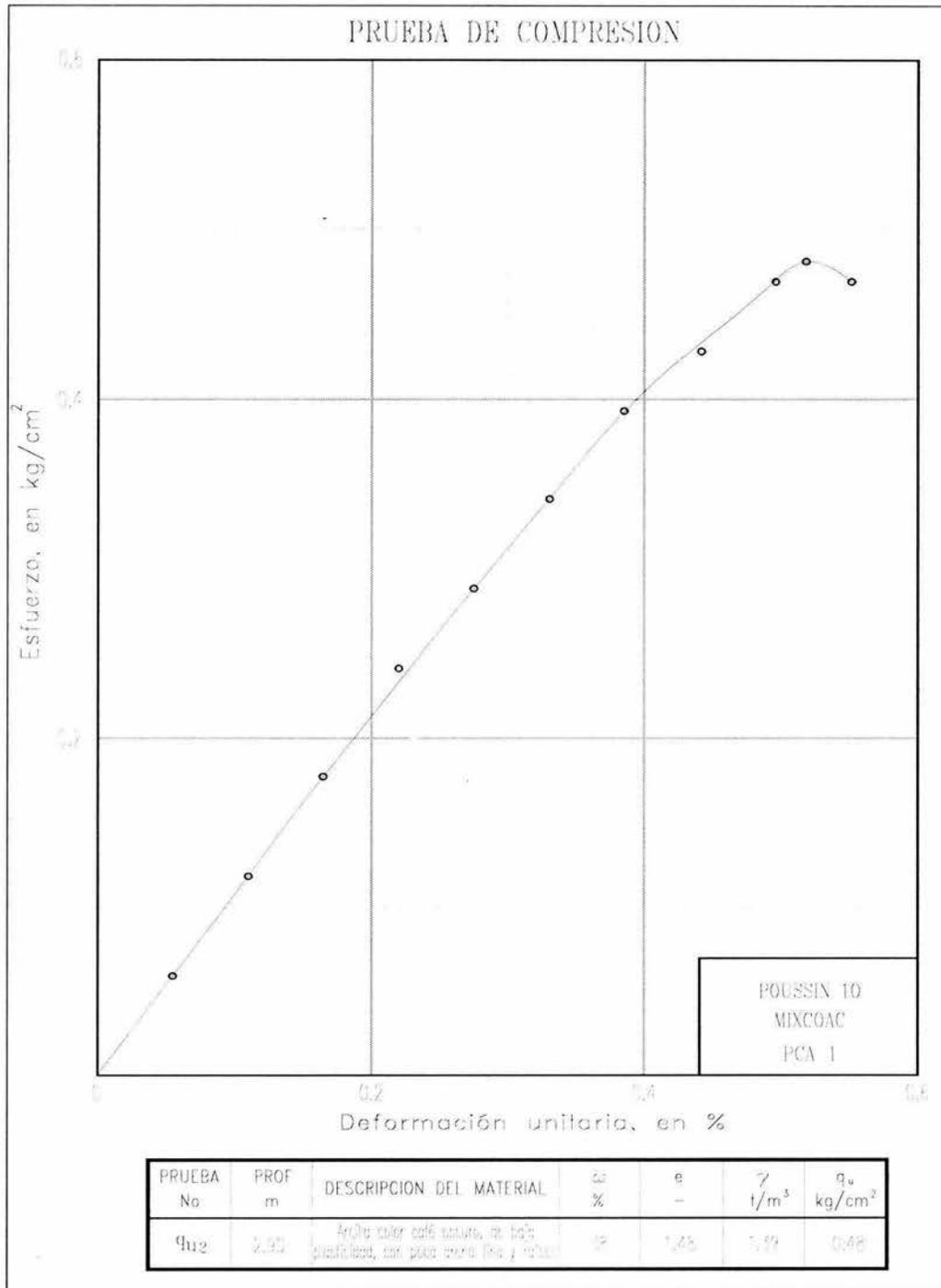
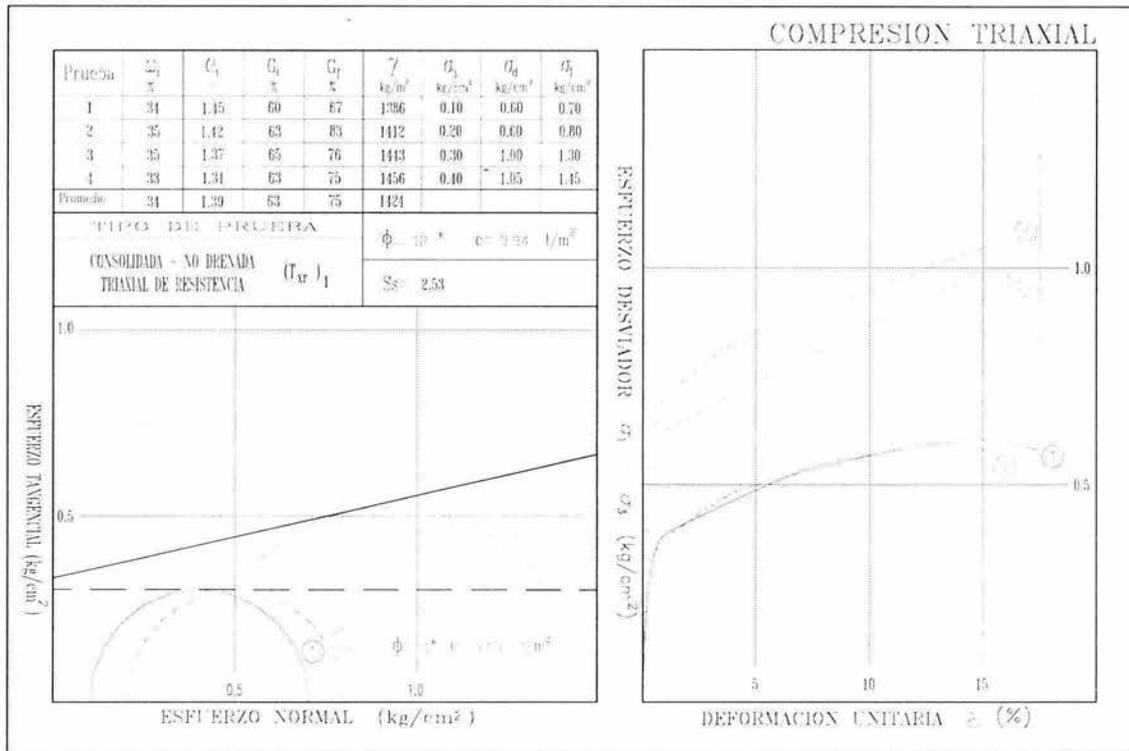


Fig. 17

PRUEBA TRIAXIAL DE RESISTENCIA (T_{xr})₁ DEL POZO PCA-1



Sondeo PCA-1 MC-1

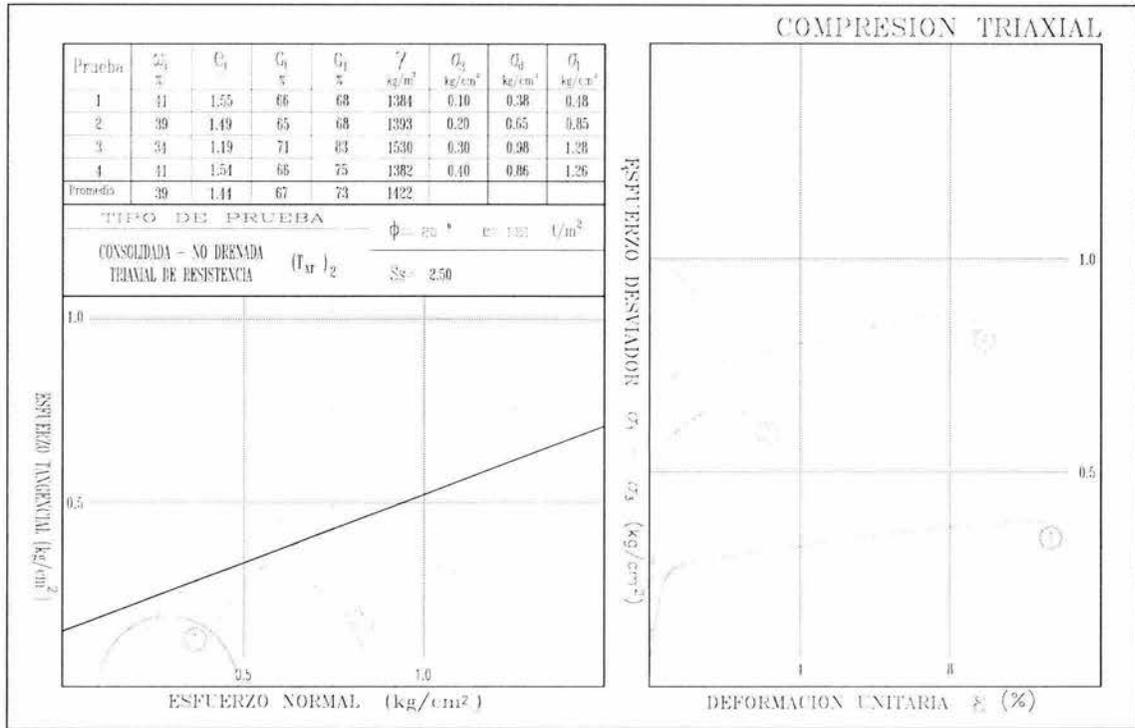
Profundidad 2.40 m

Prueba Triaxial de Resistencia, Consolidada no Drenada

Arcilla color gris oscura de baja plasticidad, con poca arena fina.

Fig. 18

PRUEBA TRIAXIAL DE RESISTENCIA (T_{rx})₂ DEL POZO PCA-1



Sondeo PCA-1 MC-2

Profundidad 2.90 m

Prueba Triaxial de Resistencia, Consolidada no Drenada

Arcilla color café oscuro de baja plasticidad, con arena y poca grava

Fig. 19

CLASIFICACION DE SUELOS

En su origen, todos los suelos son el producto de la alteración química o de la desintegración mecánica de un macizo rocoso, el cual ha sido expuesto a los procesos de interperismo. Posteriormente, los componentes del suelo pueden ser modificados por los medios de transporte, como el agua, el viento, el hielo, y también por la inclusión descomposición de materia orgánica.

Al realizar una clasificación de suelos, se trata de abarcar la gran diversidad de suelos existentes, lo que se logra con los análisis granulométricos y los límites de consistencia, llevando a cabo una sistematización científica para concluir con la clasificación del suelo, la clasificación solo es de tipo cualitativo.

Un sistema útil de clasificación debe servir para normar el criterio del ingeniero respecto al suelo de que se trate, previo a un conocimiento más profundo, por lo tanto, la función de este sistema es el de proporcionar la máxima información normativa, a partir de la cual el ingeniero sepa en que dirección profundizar sus investigaciones.

La clasificación de suelos utilizada para este estudio, fue la del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), que es el más usualmente empleado, este sistema divide a los suelos en grupos que exhiben intervalos de propiedades mecánicas e hidráulicas semejantes, basándose en los siguientes conceptos:

- 1- Los suelos están formados por un conjunto de partículas cuyo tamaño puede variar en un intervalo muy amplio, que va desde los cantos rodados, con más de 15 cm de diámetro equivalente, hasta las partículas de arcilla coloidal, con menos de 2 micras, visibles solamente con la ayuda de un microscopio electrónico, entre estos extremos se encuentran intervalos de tamaños que se denominan: arena, limos y arcillas.
- 2- Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos son el resultado de la interacción de sus partículas, esta interacción depende de:
 - La granulometría, dada por las proporciones relativas de los diferentes tamaños de las partículas, (figs. 14 y 15, SPE-1).
 - La plasticidad, que es una propiedad fisico-química de las partículas coloidales contenidas en la fracción más fina del suelo, constituida por partículas menores de 0.075 mm, este es el intervalo de tamaños asignados al limo y la arcilla.

ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO

Una vez obtenido los resultados de campo y de laboratorio, se elabora la columna estratigráfica del subsuelo en cada sondeo y pozo a cielo abierto, estos perfiles se encuentran en las figuras 11 y 12.

Teniendo estos resultados y los obtenidos en el sondeo de cono eléctrico, SCE-1, se tiene la siguiente descripción estratigráfica:

DEPOSITO	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION
I	De 0.0 a 3.5	Arcilla color café-gris oscuro de baja plasticidad y consistencia media, con poca arena. Resistencia a la penetración del cono eléctrico fue de 40kg/cm ² . $\gamma = 1.50 \frac{t}{m^2}$
II	De 3.5 a 6.9	Arena color gris claro compacta, mal graduada, con poca grava y limo. Número de golpes promedio en prueba de penetración estándar fue de 30. $\gamma = 1.85 \frac{t}{m^2}$
III	De 6.9 a 11.7	Grava-arena color gris claro, mal graduada, muy compacta con boleo y poco limo. Número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar fue superior a 50. $\gamma = 1.90 \frac{t}{m^2}$

Conclusiones:

- 1- Estratigrafía del sitio es característica de la zona de transición alta del Valle de México, aunque el espesor de los depósitos arcillosos es reducido.
- 2- El hundimiento regional de la zona se produce en los depósitos arcillosos que se encuentran superficialmente.
- 3- Superficialmente existe un relleno cuyo espesor varía entre 0.2 y 0.4 m, formado por desperdicios de material para construcción, empaçados en limo arenoso color café claro y tierra agrícola.

El nivel del agua superficial se detectó a 8.3 m de profundidad.

Con éstos resultados se elaboró la siguiente gráfica de esfuerzos, (fig. 20).

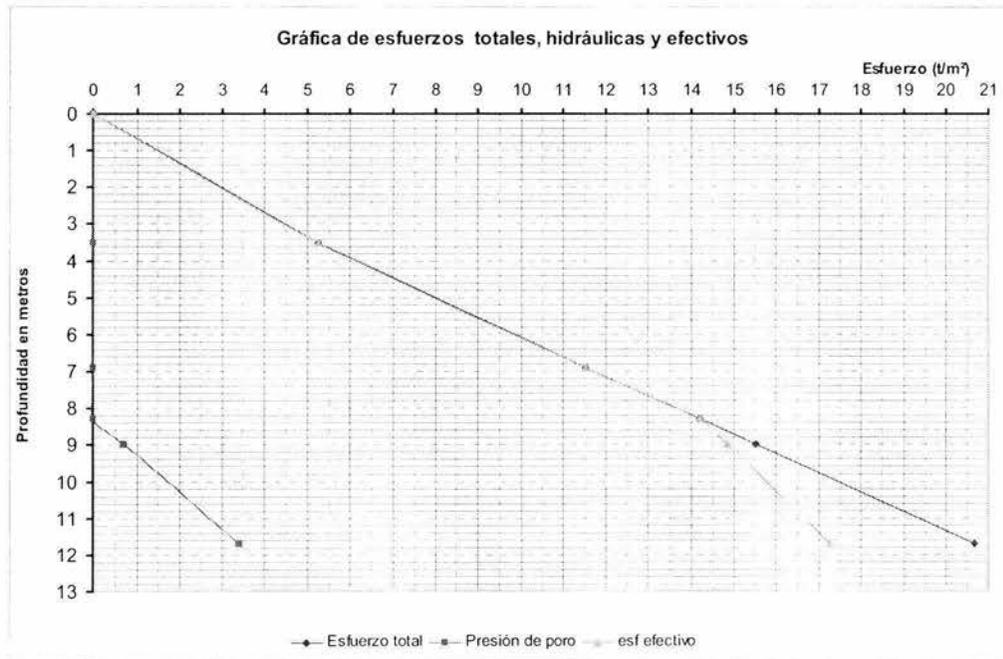


Fig.20

4- ANALISIS DE LA CIMENTACION SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL

4.1- SOLUCION DE CIMENTACION

Para la determinación del tipo de cimentación más adecuado para el edificio, se evaluaron los siguientes aspectos:

- condiciones estratigráficas y propiedades mecánicas del subsuelo
- características estructurales del edificio
- economía y facilidad en su construcción

Teniendo en cuenta lo anterior, las soluciones de cimentación más adecuadas son:

- 1) Losa de concreto reforzado apoyada a 2.6 m de profundidad con contratrabes invertidas, cuyo peralte puede ser hasta 1 m. Por lo anterior para construir las sería necesario hacer una excavación cercana a los 4 m de profundidad, ya que las contratrabes no podrán construirse en trincheras.
- 2) Pilas de concreto reforzado apoyadas en el estrato rígido a 9 m de profundidad, con la ventaja que se construye una por columna y la excavación solo llega a los 2.6 m de requiere el proyecto arquitectónico del edificio.

Una vez determinadas las características del subsuelo donde se desplantara la cimentación obtenidas de los resultados de las exploraciones de campo y los resultados de las pruebas de laboratorio y las características estructurales del edificio, así como donde desde el punto de vista geotécnico el edificio se construirá en la zona de transición, donde el fenómeno de hundimiento regional es de poca importancia, la solución de cimentación será a base de pilas de punta de concreto reforzado coladas *in situ*, apoyadas a una profundidad de 9 m.

Que transmitirán la carga de la estructura al depósito de terreno natural de alta capacidad de carga y baja deformabilidad constituido por grava color gris claro, muy compacta, con arena y poco limo, que se encontró a partir de una profundidad de 6.9 m.

PILAS DE CIMENTACION

La cimentación con pilas es una cimentación profunda, su función es la de transferir la carga a través de suelos blandos a un suelo duro o roca, que presentan alta capacidad de carga y baja compresibilidad. Los cuales subyacen

a estratos de arcillas blandas, o depósitos de limos o arenas en estado suelto, que poseen baja capacidad de carga y alta compresibilidad.

Las pilas presentan diámetros desde 60 cm hasta 3 m, se construyen de concreto colado dentro de una perforación realizada en el sitio, en la cual se introduce previamente el acero de refuerzo, usándose en ocasiones un ademe o cimbra, formado por un tubo metálico lo suficientemente pesado como para poder hincarse sin mandril, o por un tubo metálico ligero hincado por un mandril que se extrae después del hincado. Son generalmente de sección circular, el extremo inferior (punta) se apoya siempre en estratos de alta resistencia, y se emplean para transmitir al terreno grandes cargas concentradas, del orden de 200 a 3000 toneladas.

Entre las ventajas de emplear pilas de cimentación están:

- La construcción de pilas perforadas en depósitos de arena densa y grava es más fácil que hincar pilotes
- Cuando se hincan pilotes con un martinete, las vibraciones del terreno ocasionan daños a estructuras cercanas, que el uso de pilas perforadas evita.
- Como la base de una pila perforada puede ampliarse, esto proporciona una gran resistencia a la carga.
- La superficie sobre la cual la base de la pila perforada se construye puede ser inspeccionada visualmente.
- Las pilas perforadas tienen alta resistencia a las cargas laterales.
- Adecuados para alta capacidad de carga por punta apoyados en roca y en arcillas duras.
- Longitudes variables, en diámetros de hasta 2.5 m y para cargas de hasta 3 000 ton.
- Poco espacio de almacenamiento, no hace falta equipo especial de manejo, eliminándose los daños por manejo.
- Se eliminan los daños al concreto durante el hincado.

Desventajas de emplear pilas de cimentación:

- Cuando existe la presencia de estratos sin consistencia, la sección de la pila puede llegar a deformarse, ocasionando una baja calidad en la construcción.
- Las pilas requieren siempre de perforación previa.
- En la fabricación de las pilas es necesario garantizar que no exista material suelto en el desplante de la excavación.
- La operación del colado del concreto puede ser demorada por mal tiempo y requiere siempre de una estrecha supervisión.
- Las excavaciones profundas para las pilas causa pérdida considerable del terreno y posibles daños a estructuras cercanas.

Las pilas perforadas se clasifican de acuerdo con la manera en que se diseñan para transferir la carga estructural al suelo subyacente.

Pila de punta y fricción.

En la figura 21 se muestra una pila perforada con eje recto, se extiende a través del estrato superior de suelo pobre y su punta descansa sobre un estrato de suelo de alta capacidad de carga o de roca. La pila se adema con un tubo de acero cuando se requiere, como en el caso de pilas ademas de concreto colados en el lugar, para tales pilas, la resistencia a la carga aplicada se desarrolla en la punta y también en la fricción lateral en el perímetro del fuste e interfaz del suelo.

Pila de punta.

Una pila perforada con campana o sin campana, figura 22, consiste en una pila recta con o sin campana en el fondo que descansa sobre un suelo de buena capacidad de carga, la campana se construye en forma de domo o con lados inclinados, la resistencia a la carga se desarrolla en la punta y la desarrollada a lo largo del fuste resulta ser muy pequeña, despreciándose.

Pilas de fricción.

Las pilas que se extienden en un suelo de baja resistencia, figura 23, al calcular la capacidad de carga por punta resulta ser muy pequeña siendo contrario al esfuerzo desarrollado a lo largo del fuste de la pila, despreciando a la capacidad por punta y tomando en cuenta solo la desarrollada a lo largo del fuste.

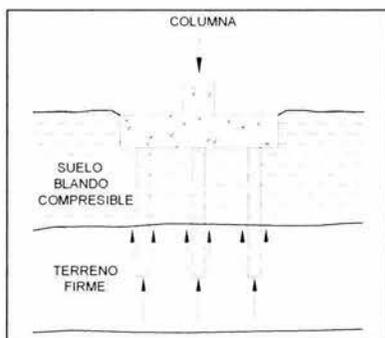


Fig 21

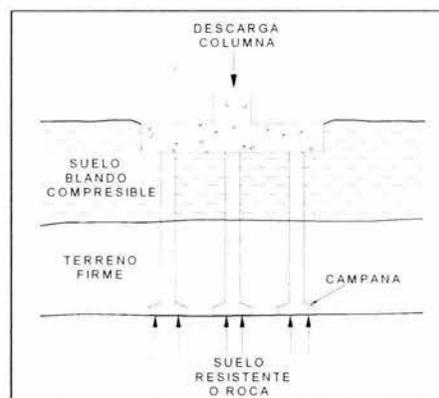


Fig 22

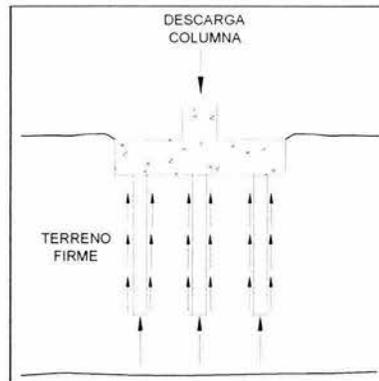


Fig 23

La revisión de la seguridad de la cimentación consiste en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño.

En general toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales que son:

- Tener un factor de seguridad contra falla última
- Los asentamientos no han de sobrepasar los límites permisibles para la superestructura.

Uno de estos criterios condicionará las dimensiones de la sección transversal de la cimentación, por lo que es necesario calcular la capacidad de carga como el asentamiento.

Para el caso aquí presentado se revisará la cimentación empleando la primera combinación de acciones, que incluyen las acciones permanentes más las acciones variables, para dicha combinación corresponde un factor de carga de 1.4.

El factor de reducción empleado será de $F_r=0.35$, la planta de cimentación de la estructura se presenta a continuación, fig. 24.

PLANTA DE CIMENTACION

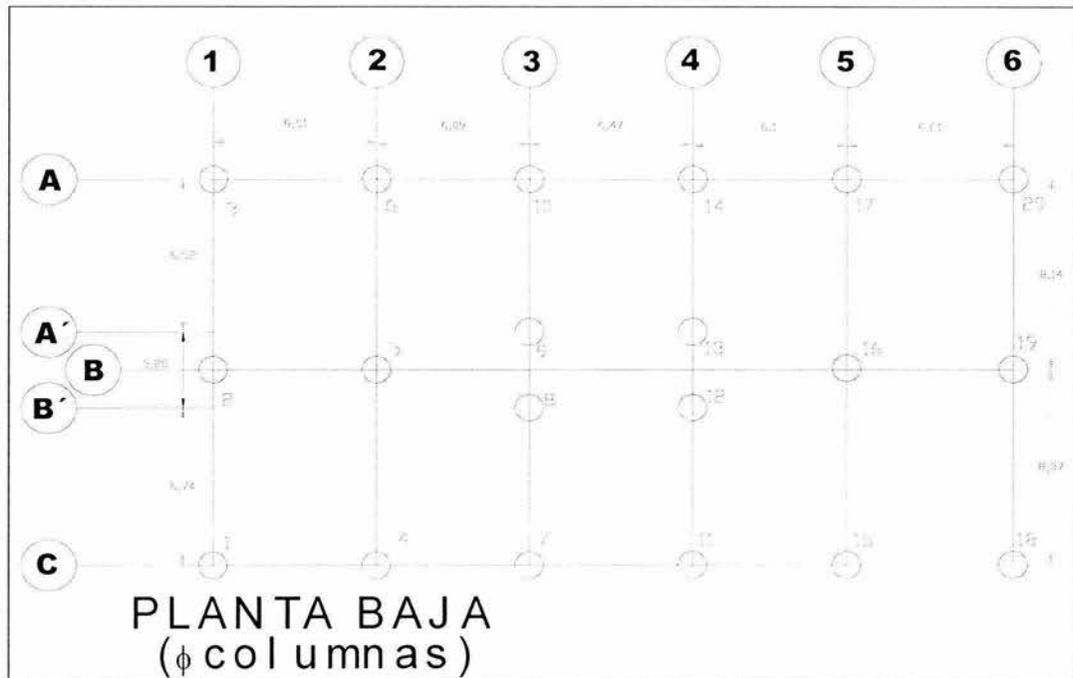


Fig. 24

Descarga total en columnas a nivel de sótano afectado por el factor de carga de 1.4.

COLUMNAS	CARGA EDIF (ton)	CARGA EDIF x 1.4
C1	82.89	116.04
C2	120.66	168.92
C3	81.26	113.76
C4	105.23	147.32
C5	142.23	199.12
C6	103.66	145.12
C7	124.17	173.84
C8	113.88	159.43
C9	110.85	155.19
C10	121.24	169.73
C11	124.25	173.95
C12	113.90	159.45
C13	110.89	155.24
C14	121.34	169.88
C15	107.02	149.83
C16	144.93	202.90
C17	105.36	147.50
C18	83.79	117.30
C19	121.69	170.37
C20	82.12	114.97

4.2- ESTADO LIMITE DE FALLA

Capacidad de carga

Estado en el cual la estructura ya no es capaz de soportar nuevas acciones, debido a que la estructura sufrió una falla local o parcial.

La falla de una sección puede ser por cortante, flexión, torsión, carga axial o cualquier combinación de estos.

Las NTCDF establece en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos valores de carga.

Para el estado límite de falla se debe cumplir la desigualdad $\Sigma QF_c < R$, donde:

ΣQF_c es la suma de acciones verticales de la estructura

R es la capacidad de carga del suelo

La capacidad de carga por punta de un pilote de punta se obtendrá de la siguiente expresión dada para suelos friccionantes:

$$C_p = \left(\bar{p}_v N_q * F_R + p_v \right) A_p$$

En donde:

C_p	capacidad de carga neta admisible del suelo, en ton
A_p	área transversal del pilote en m ²
P_v	presión vertical total a la profundidad de desplante, igual a 15.5 t/m ²
\bar{p}_v	presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, igual a 14.85t/m ²
F_R	factor de reducción, se tomará igual a 0.35
N_q*	coeficiente de capacidad de carga

N_q está definido por:

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

cuando $L_e / B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$; para este caso, o bien

$N_q^* = N_{m\acute{a}x}$; cuando $L_e / B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

L_e es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente

B es el diámetro del pilote o pila

ϕ ángulo de fricción interna

F_R factor de resistencia igual a 0.35

Tabla de valores de $N_{m\acute{a}x}$ y $N_{m\acute{i}n}$ para el cálculo de N_q^*

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{m\acute{a}x}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{m\acute{i}n}$	7	11.5	20	39	78	130

Para el caso de pilotes o pilas de diámetro mayor a 50cm, la capacidad de carga, se deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala, en el caso de suelos friccionantes con la siguiente expresión:

$$F_{re} = \left(\frac{B + 0.5}{2B} \right)^n$$

B es el diámetro del pilote o pila ($B > 0.5m$)

n es un exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso

Sustituyendo datos se obtienen los siguientes valores de capacidad de carga.

CAPACIDAD DE CARGA

d (m)	Nq	Ap (m²)	Fre	Cp (ton)
0.60	113.04	0.28	0.84	140.39
0.70	104.32	0.38	0.73	154.52
0.80	97.78	0.50	0.66	170.30
0.90	92.70	0.64	0.60	187.54
1.00	88.63	0.79	0.56	206.13

De los valores de capacidad de carga obtenidos para diferentes diámetros y considerando que se usará una pila por columna con valores de descarga a nivel de sótano del edificio de 113.76 y 202.90 ton como mínima y máxima, se tendrán diámetros de pilas de 0.60 y 1.0 m, se presenta a continuación una tabla resumen de los valores de descarga, diámetro y capacidad de carga última necesarios para cumplir el estado límite de falla.

COLUMNAS	CARGA EDIF x 1.4 (ton)	DIAMETRO (m)	Qpa (ton)
C1	116.04	0.60	140.39
C2	168.92	0.80	170.30
C3	113.76	0.60	140.39
C4	147.32	0.70	154.52
C5	199.12	1.00	206.13
C6	145.12	0.70	154.52
C7	173.84	0.90	187.54
C8	159.43	0.80	170.30
C9	155.19	0.80	170.30
C10	169.73	0.80	170.30
C11	173.95	0.90	187.54
C12	159.45	0.80	170.30
C13	155.24	0.80	170.30
C14	169.88	0.80	170.30
C15	149.83	0.70	154.52
C16	202.90	1.00	206.13
C17	147.50	0.70	154.52
C18	117.30	0.60	140.39
C19	170.37	0.90	187.54
C20	114.97	0.60	140.39

Para el diseño de la cimentación, el estado límite de falla, se verificará como lo establece las NTC, la desigualdad $\Sigma QFc < R$, para cada una de las pilas y el conjunto de éstas. Donde:

ΣQFc , suma de acciones verticales

R, capacidad de carga

ΣQFc , suma de acciones verticales igual a 3109.88 ton

R, capacidad de carga considerando las 22 pilas con sus diferentes diámetros da un valor de 3381.10 ton

Se aprecia que se cumple la desigualdad dada por las NTCDF:

$$3109.88 \text{ ton} < 3381.10 \text{ ton}$$

4.3- ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Asentamiento

Estado en el que la estructura si poner en riesgo la seguridad pierde su funcionamiento para el cual fue proyectada.

En esta se encuentran las deflexiones, agrietamientos y vibraciones.

Se considera que los asentamientos que se presentarán bajo las pilas serán fundamentalmente de tipo elástico, lo que significa que ocurrirán durante la construcción. Para la estimación de la magnitud de la deformación esperada en cada pila, se siguió el criterio establecido por E. Tamez, que consiste en considerar la capacidad de carga última por punta descrita; con este esfuerzo se determina la deformación del suelo bajo la punta (ρ_s) de la pila además de la deformación vertical que experimenta la pila (ρ_s) debido a la carga impuesta. Estas deformaciones se determinan a partir de la siguiente expresión:

$$\rho_s = \frac{0.36 Q_p D}{10 A E_s}$$

En donde :

- ρ_s asentamiento elástico del suelo bajo la punta de la pila, en cm
- Q_p carga transferida por la punta, en ton
- D diámetro de la pila, en cm
- A área de la sección transversal, en m^2
- E_s módulo de Young para el suelo, 1100 kg/cm^2

Por lo que se obtienen los siguientes asentamientos en cada columna:

COLUMNAS	Q_p ton	D cm	A m^2	E_s kg/cm^2	ρ cm
C1	140.39	0.60	0.28	1100	0.010
C2	170.30	0.80	0.50	1100	0.009
C3	140.39	0.60	0.28	1100	0.010
C4	154.52	0.70	0.38	1100	0.009
C5	206.13	1.00	0.79	1100	0.009
C6	154.52	0.70	0.38	1100	0.009
C7	187.54	0.90	0.64	1100	0.009
C8	170.30	0.80	0.50	1100	0.009
C9	170.30	0.80	0.50	1100	0.009
C10	170.30	0.80	0.50	1100	0.009
C11	187.54	0.90	0.64	1100	0.009
C12	170.30	0.80	0.50	1100	0.009
C13	170.30	0.80	0.50	1100	0.009
C14	170.30	0.80	0.50	1100	0.009
C15	154.52	0.70	0.38	1100	0.009
C16	206.13	1.00	0.79	1100	0.009
C17	154.52	0.70	0.38	1100	0.009
C18	140.39	0.60	0.28	1100	0.010
C19	187.54	0.90	0.64	1100	0.009
C20	140.39	0.60	0.28	1100	0.010

Se obtienen asentamientos pequeños, por lo que se consideran despreciables.

En la fig. 25 se presenta el modelo final suelo-estructura con las características del suelo encontrado.

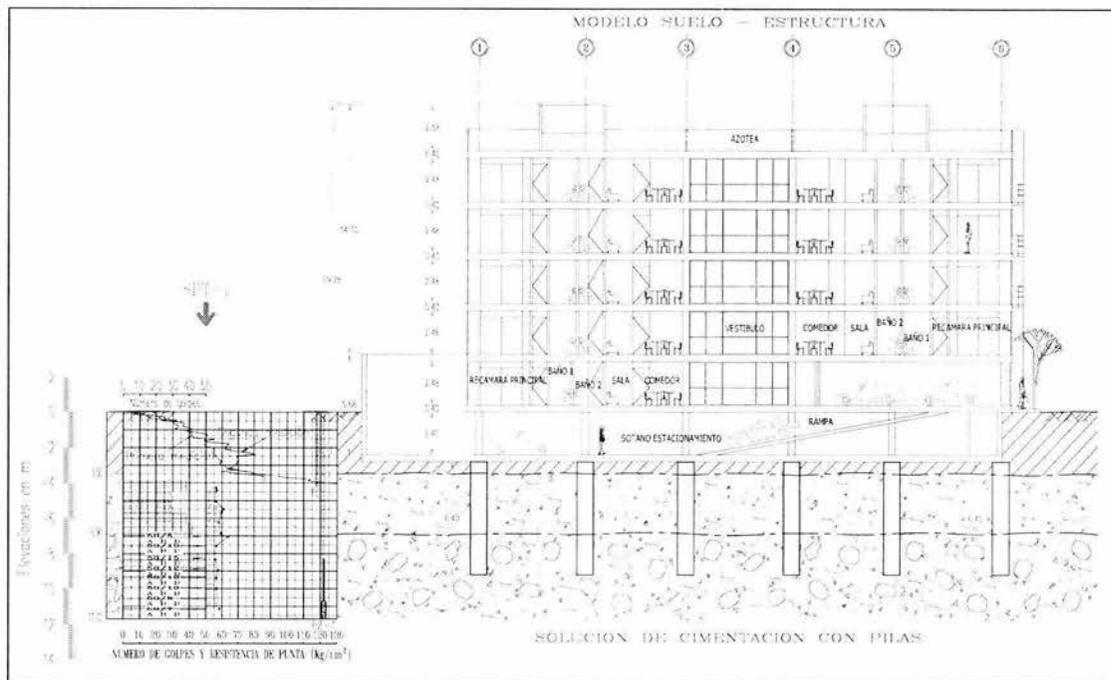


Fig. 25

4.4- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

El diseño estructural de las pilas de la cimentación se hizo de acuerdo a las cargas que gravitan sobre ellas y su armado se calculó como si fueran columnas cortas en las que no influye la relación de esbeltez.

El armado se propuso de acuerdo a las recomendaciones que aparecen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, en las que dice que la cuantía mínima será del 1% y la máxima será del 4% de la sección transversal del área de concreto y para seguir las indicaciones, se propone la siguiente tabla.

DIÁMETRO PILA (m)	AREA DE CONCRETO (cm ²)	CUANTIA 1% (cm ²)	NUMERO DE VARILLAS	AREA DE ACERO (cm ²)
0.60	2827	28.27	7 # 8	35.49
0.70	3848	38.48	8 # 8	40.56
0.80	5026	50.26	7 # 10	55.58
0.90	6361	63.61	6 # 12	68.40
1.00	7854	78.54	7 # 12	79.80

Nota; El número de varillas mínimo en una sección circular será de 6 pzas.

El refuerzo transversal de la pila zunchada deberá de hacerse de forma helicoidal continua de paso constante sin interrupción y su separación será como se muestran en la siguiente fig. 26.

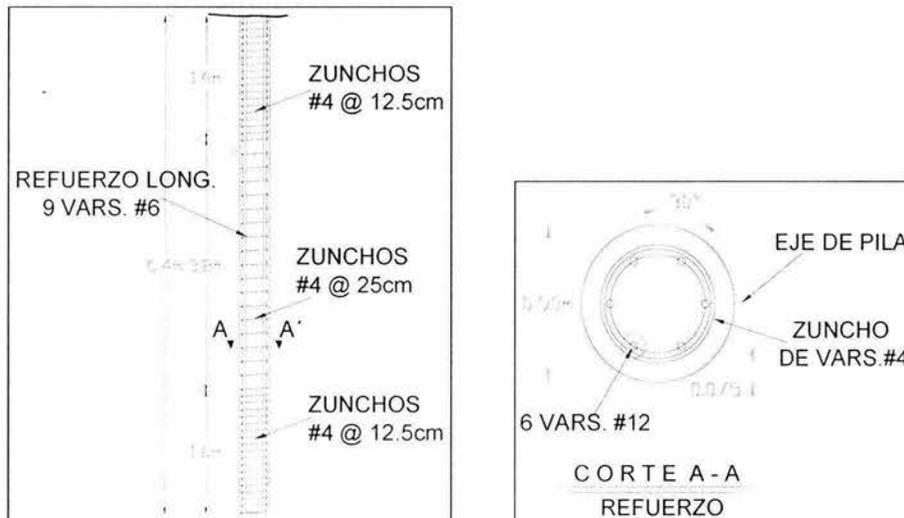


Fig.26

4.5- ESFUERZOS HORIZONTALES

El esfuerzo horizontal que se desarrollará contra las paredes del sótano, se calculará con la siguiente expresión dada por Terzaghi y utilizando los parámetros del suelo, obtenidos del PCA-1:

$$\sigma_h = k_a (\sigma_{oz} + \Delta\sigma)$$

En donde:

σ_h	esfuerzo horizontal a la profundidad z, en t/m ² /ml
K_a	coeficiente de esfuerzos horizontales activo, adimensional
σ_{oz}	esfuerzo efectivo vertical a la profundidad z, en t/m ² /ml
$\Delta\sigma$	Sobrecarga aplicada en la corona del relleno, en t/m ² /ml

DATOS :

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = 0.54$$

$$\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 17.5^\circ$$

Sustituyendo valores:

$$\sigma_h = 0.81z + 0.54 \Delta\sigma$$

En donde z es la profundidad a la que se requiere calcular σ_h , en m.

El valor de la sobrecarga $\Delta\sigma$ depende del esfuerzo que transmita al terreno la cimentación de las construcciones vecinas, su valor mínimo será de 1.5 t/m^2 hacia la calle, de acuerdo con el RCDF.

5- RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION

5.1- Recomendaciones generales

- Previamente a cualquier trabajo de demolición y excavación deberán colocarse suficientes puntos de control en las colindancias construidas. Adicionalmente deberán instalarse un banco de nivel superficial y un banco de nivel profundo que servirán para el apoyo de las nivelaciones. La ubicación de los puntos de control y bancos de nivel deberán acordarla los Ingenieros Topógrafos, Estructuristas y de Mecánica de Suelos durante una visita al predio.
- Todos los puntos de control serán clavos con cabeza de gota, hincados en taquetes de plomo para evitar que los destruyan o retiren.
- Una vez instalados todos los puntos de control y los bancos de nivel se correrá una nivelación base, la cual será reportada directamente a los Ingenieros Estructuristas y de Mecánica de Suelos. Esta corrida deberá contener adicionalmente el estado de la verticalidad de los edificios de las colindancias construidas y los desplomes que existan.
- Con la nivelación base y el registro de los desplomes de las estructuras vecinas, es de suma importancia obtener Fe Pública del estado que guardan dichas estructuras, acompañado de un reporte fotográfico exhaustivo.
- Se recomienda que una vez que se tenga el documento que otorgue Fe Pública, se notifique a los propietarios de los inmuebles colindantes el estado en que se encuentran sus estructuras, añadiendo un dictamen de Seguridad Estructural firmado por un perito responsable.
- Durante toda la etapa de excavación y construcción deberán efectuarse por lo menos tres nivelaciones por semana en todos los puntos de control.

5.2- EXCAVACIONES

Antes de iniciar la demolición, excavación y construcción de la cimentación se efectuarán calas para verificar la existencia, localización y profundidad de instalaciones subterráneas para tomar las medidas pertinentes. También se colocará la señalización y el acordonamiento del perímetro del área.

Es importante contar con los recursos para la excavación y construcción del edificio ininterrumpidamente.

- La primera etapa del procedimiento de excavación comprenderá la demolición de las cimentaciones antiguas, retirando los escombros y los

rellenos superficiales, evitando causar vibraciones que provoquen daños a las estructuras vecinas.

- Durante esta etapa de la excavación se revisará el nivel de desplante de las cimentaciones vecinas. Si se observa que una parte o todas las cimentaciones colindantes tienen un nivel de desplante por arriba del fondo de esta primera etapa de excavación, será necesario regimentarlas bajando su desplante.
- Debido a que esta primera etapa de excavación se realizará sin ningún sistema de apuntalamiento, queda estrictamente prohibido el almacenamiento de materiales, equipo o camiones cerca de las excavaciones.
- Conforme aumente la profundidad de la excavación, deberán recibirse las colindancias mediante la construcción de un murete de mampostería para protegerlas.
- El fondo de la excavación deberá tener una pendiente de 0.5 % hacia sus cuatro costados, y en todo su perímetro se construirá un dren para desalojar el agua de lluvia.

5.3-TALUDES

- Cuando las bardas de colindancia o las construcciones vecinas estén a una distancia menor que 3 m, el talud de las excavaciones será 0.50 h a 1 v dejando una berma de 1 m de ancho en su corona.
- Al terminar la excavación se construirá el núcleo central de la estructura.
- Para excavar el talud perimetral se hará retirándolo por tramos de 2.5 m de ancho, alternados. En ellos se recimentarán las bardas o estructuras vecinas, y el corte vertical se apuntalará contra las losas de la estructura ya construida.
- Si las excavaciones se hacen en época de lluvia, los taludes deberán protegerse con un repellado, por ejemplo.
- Además será necesario evitar que el agua fluya superficialmente hacia los taludes usando bordos de tierra u otros.
- Finalmente es importante señalar la necesidad de la instrumentación indicada y de una supervisión continua del Ingeniero de Mecánica de Suelos, desde el inicio y hasta la terminación de la cimentación. Esta supervisión incluirá el registro e interpretación de las nivelaciones de los puntos de control y de las lecturas de los niveles piezométricos.

6- ESPECIFICACIONES PARA LA FABRICACION DE PILAS

6.1- CALIDAD DE MATERIALES

- 1 Se usará concreto que adquiera la resistencia especificada por el Ingeniero Estructuralista.
- 2 El concreto deberá fabricarse con los proporcionamientos adecuados para obtener mezclas plásticas y uniformes.
- 3 El revenimiento del concreto estará comprendido entre 7.5 y 10.0 cm.
- 4 Los agregados deberán ser de primera calidad y cumplir con las especificaciones NOM C-111.
- 5 La grava que constituye el agregado grueso deberá proceder de roca sana, ya sea de mina o triturada; en este último caso no deberá presentar forma lajar.
- 6 El tamaño máximo del agregado no será mayor de 19 mm o de $\frac{3}{4}$ del espaciamiento mínimo entre varillas o paquetes de varillas.
- 7 La arena deberá ser de grano duro y no deberá contener arcilla o materia orgánica. El material más fino que pasa por la malla 200 estará comprendido entre 1% y 3% del peso del material seco.
- 8 El agua deberá ser limpia y cumplir con las especificaciones de la norma NOM C-112.
- 9 Si se utiliza concreto premezclado deberá cumplir con la norma NOM 115.
- 10 El acero de refuerzo deberá cumplir con las especificaciones NOM B-6, o las que indique el Ingeniero Estructuralista.
- 11 Las placas de unión entre tramos de pilote serán de acero A-36 y deberán cumplir con las especificaciones NOM B-254, o las que indique el Ingeniero Estructuralista.
- 12 La soldadura deberá ser aplicada por soldadores calificados y se deberá cumplir con las normas de la AWF (Asociación Americana de Soldaduras).
- 13 El contratista responsable de la calidad y clasificación del concreto, incluyendo las dimensiones de los agregados deberá aprobar su uso, al recibirlo o fabricarlo en el lugar donde se construirán los pilotes.

6.2- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS PILAS

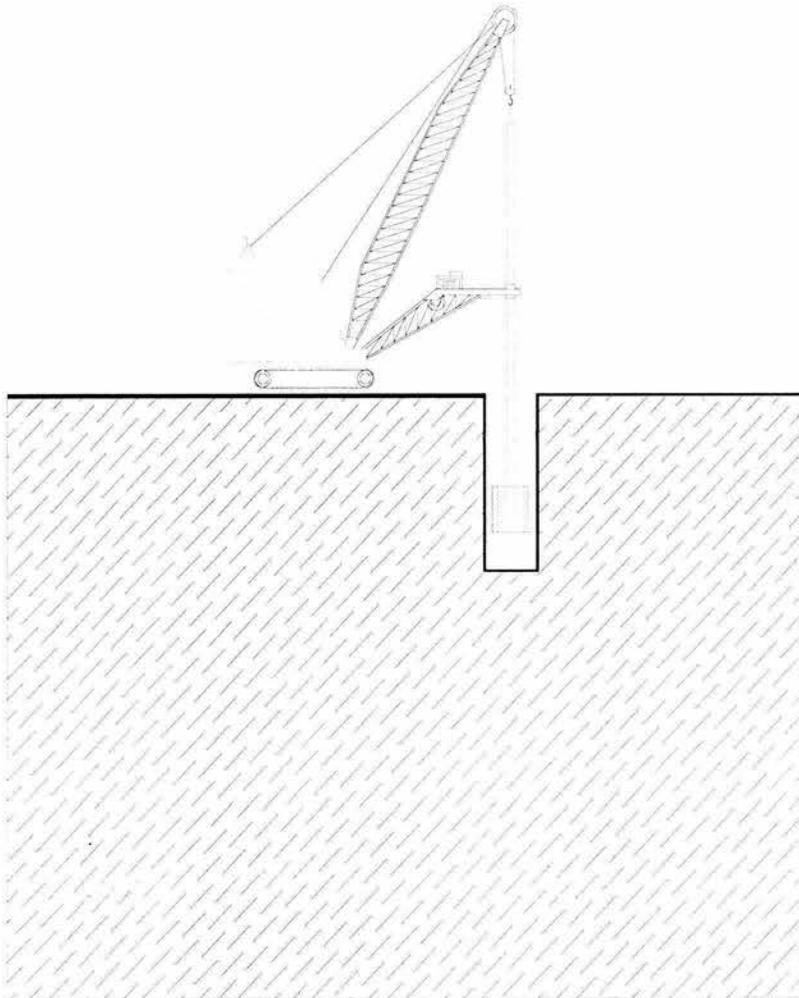
- 1 Es indispensable que la construcción de las pilas la realice una empresa especializada, que tenga la experiencia y el equipo de construcción adecuados.
- 2 Para garantizar que su construcción se realice en forma continua, sin interrupciones y en el menor tiempo posible, previamente a la autorización del inicio de los trabajos la supervisión deberá verificar que la empresa contratista cuente en obra con todo el equipo, herramientas y personal que necesite para la ejecución de su trabajo.
- 3 Durante la perforación, ademado y colado de las pilas se deberá contar con una supervisión especializada que sea capaz de garantizar que el desarrollo del trabajo se lleve a cabo con limpieza y seguridad.
- 4 La excentricidad máxima permitida durante la construcción de las pilas será de 5 cm. Adicionalmente el desplome máximo permisible será de 0.5% de la longitud total de la pila. En caso de excederse estas especificaciones deberá consultarse con los Ingenieros Estructurista y de Mecánica de Suelos para tomar las decisiones que procedan.
- 5 Se preparará una superficie de trabajo con dimensiones tales que permitan la disposición adecuada de los equipos y la ejecución de las maniobras necesarias para la perforación, armado y colado de las pilas.
- 6 El contratista deberá construir un brocal metálico que colocará al principio de cada perforación, para evitar que caigan suelos u objetos extraños a su interior.
- 7 Las pilas se harán coladas en el lugar con perforación previa. Posiblemente requerirán el uso de un ademe metálico recuperable a todo lo largo de la perforación, para evitar caídos durante el desarrollo de los trabajos. El ademe metálico recuperable se puede combinar con el uso del ademe definitivo, según sea más atractivo en tiempo y economía para la obra. Así mismo para evitar una falla de fondo de la perforación el constructor y la supervisión decidirán sobre la necesidad de inundar las perforaciones con agua; si a pesar de ello ocurre este tipo de falla, se utilizará lodo bentonítico.

Para decidir la necesidad de usar agua o lodo se harán pruebas de perforación en campo.
- 8 La perforación se realizará en tantas etapas como sea necesario. Después de efectuado el primer tramo de perforación se bajará el ademe metálico recuperable, continuando con la excavación y ademándola para contener los suelos superficiales.

- 9 Durante la excavación deberá verificarse continuamente la verticalidad de las paredes. Se pueden efectuar comprobaciones rápidas colocando un nivel sobre la barra Kelly.
- 10 Previamente a la colocación del armado deberá limpiarse perfectamente el fondo de la base de cada pila, retirando todos los materiales sueltos que se encuentren.
- 11 El contratista deberá garantizar que todas las pilas quede desplantadas sobre material sano, perfectamente libre de azolve.
- 12 Una vez concluida la perforación para cada pila y colocado el ademe metálico, se extraerá el agua y/o lodo bentonítico de su interior, porque será responsabilidad de la supervisión efectuar una inspección visual directa del apoyo de cada pila, verificando que la perforación quede empotrada la longitud especificada dentro del depósito de apoyo, y que su desplante se encuentre libre de azolve.
- 13 En caso de duda se evitará el colado de cualquier pila y se solicitará al suscrito las aclaraciones pertinentes y las recomendaciones de construcción que procedan.
- 14 A continuación se bajará en cada perforación el armado de la pila, dejando un recubrimiento mínimo de 10 cm entre las barras de acero principal y las paredes de la perforación.
- 15 El armado de cada pila debe ser estable, plomeándolo y centrándolo desde la superficie.
- 16 Es importante que el armado quede separado unos 15 cm del fondo de la perforación, soportándolo desde la superficie.
- 17 A continuación se iniciará el colado de cada pila por el procedimiento Tremie, garantizando en todo momento que la trompa de colado esté sumergida en el concreto fresco 1 m como mínimo.
- 18 Se revisará la tubería antes de colocarla dentro de las perforaciones, asegurándose del buen estado de las cuerdas y comprobando que no tenga desajustes entre las uniones de sus tramos que puedan provocar la entrada del agua en su interior.
- 19 Una vez instalada la tubería dentro de la perforación y antes de empezar el colado, es necesario colocarle en su extremo superior un tapón deslizante (diablo) que puede ser una cámara de balón inflada o una esfera de polipropileno, que tiene como función primordial evitar la segregación del concreto al iniciar el colado.

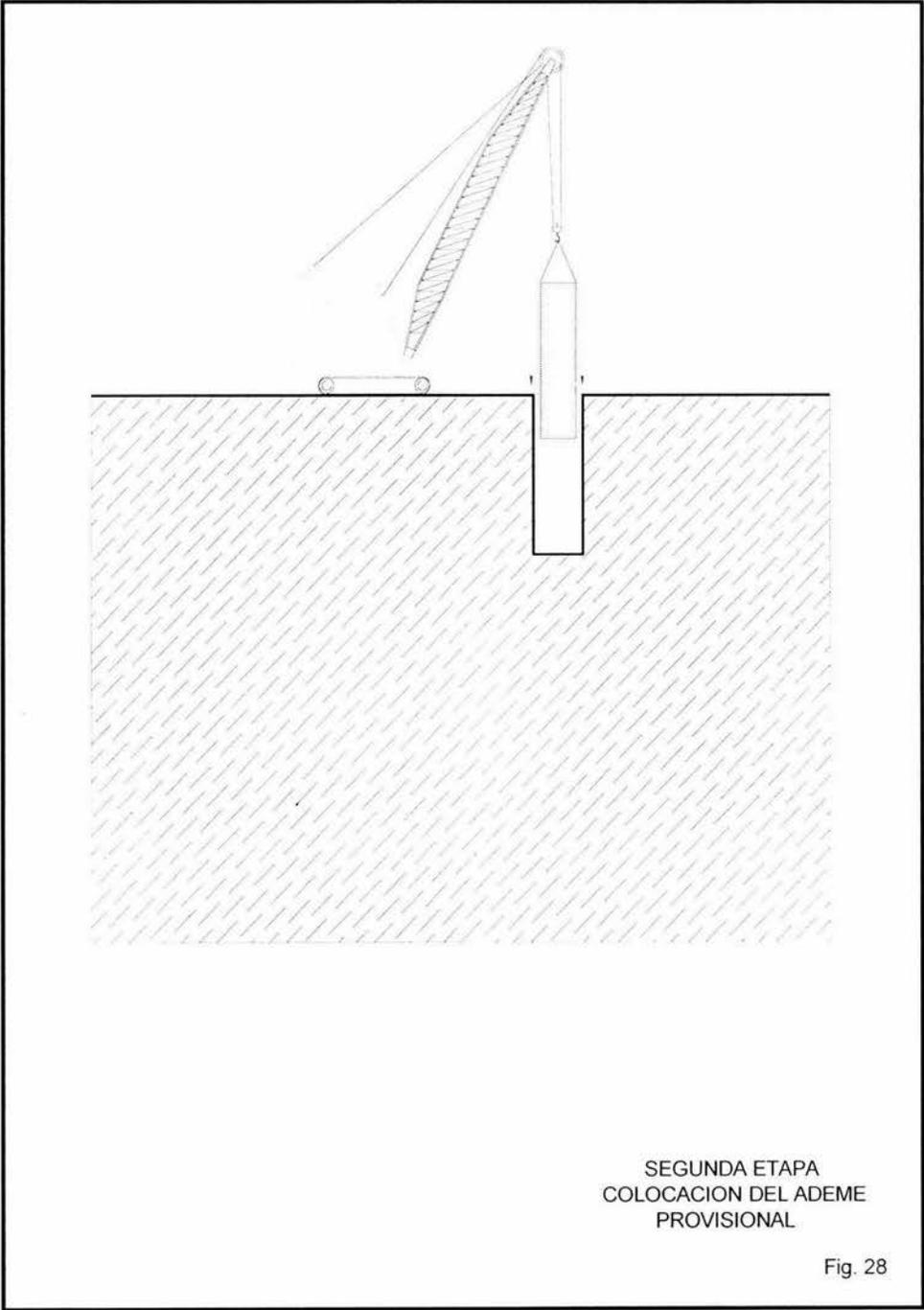
- 20 Al iniciar el colado el extremo inferior de la tubería debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación (no más de un diámetro de la tubería) para que permita la salida del tapón y del primer volumen de concreto; después de ello y durante todo el colado, el extremo inferior de la tubería debe permanecer siempre embebido en el concreto fresco, para lo cual es indispensable llevar un registro continuo de los niveles reales del concreto alcanzados durante su colocación, para que en el momento que se juzgue conveniente se puedan retirar tramos de la tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto.
- 21 La operación del colado debe realizarse en forma continua para evitar el peligro de que durante los lapsos de espera el concreto inicie su fraguado y se provoquen juntas frías y taponamientos.
- 22 Conforme progrese el colado de las pilas se retirará la tubería Tremie, hasta que la cota superior del colado quede cuando menos 1.0 m arriba de su nivel de proyecto.
- 23 Para retirar la trompa de cada perforación será necesario que el concreto salga totalmente limpio.
- 24 Antes de ligar el acero de refuerzo de las pilas a la cimentación, se deberá demoler el 1.0 m de la cabeza de la pila que se coló en exceso, ya que en esta parte el concreto comúnmente está contaminado o segregado.
- 25 Construyendo correctamente las pilas los hundimientos que sufrirán estarán dentro de la magnitud indicada en el cuerpo principal de este informe.

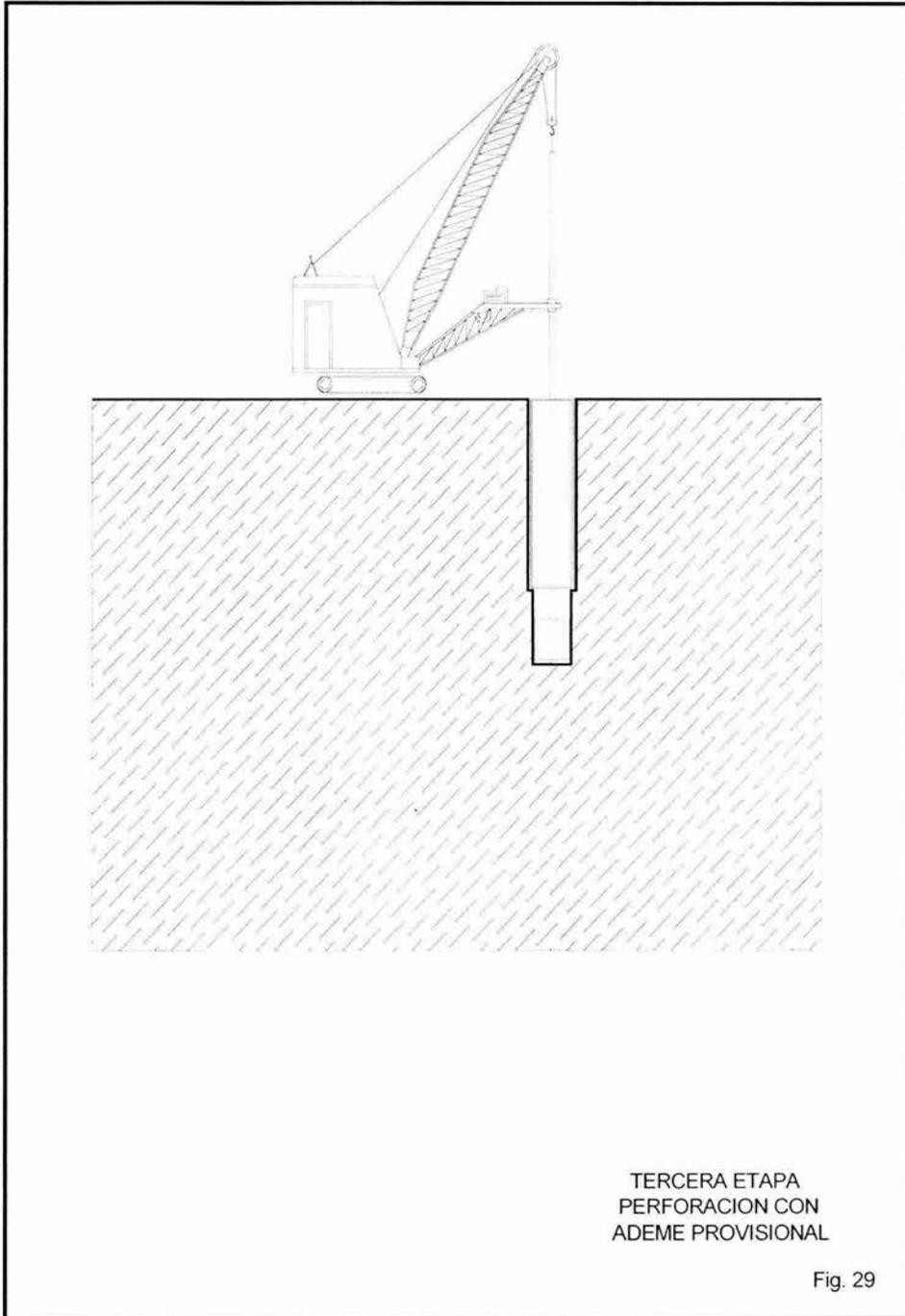
El procedimiento constructivo descrito se presenta en las figuras 27 a 32.

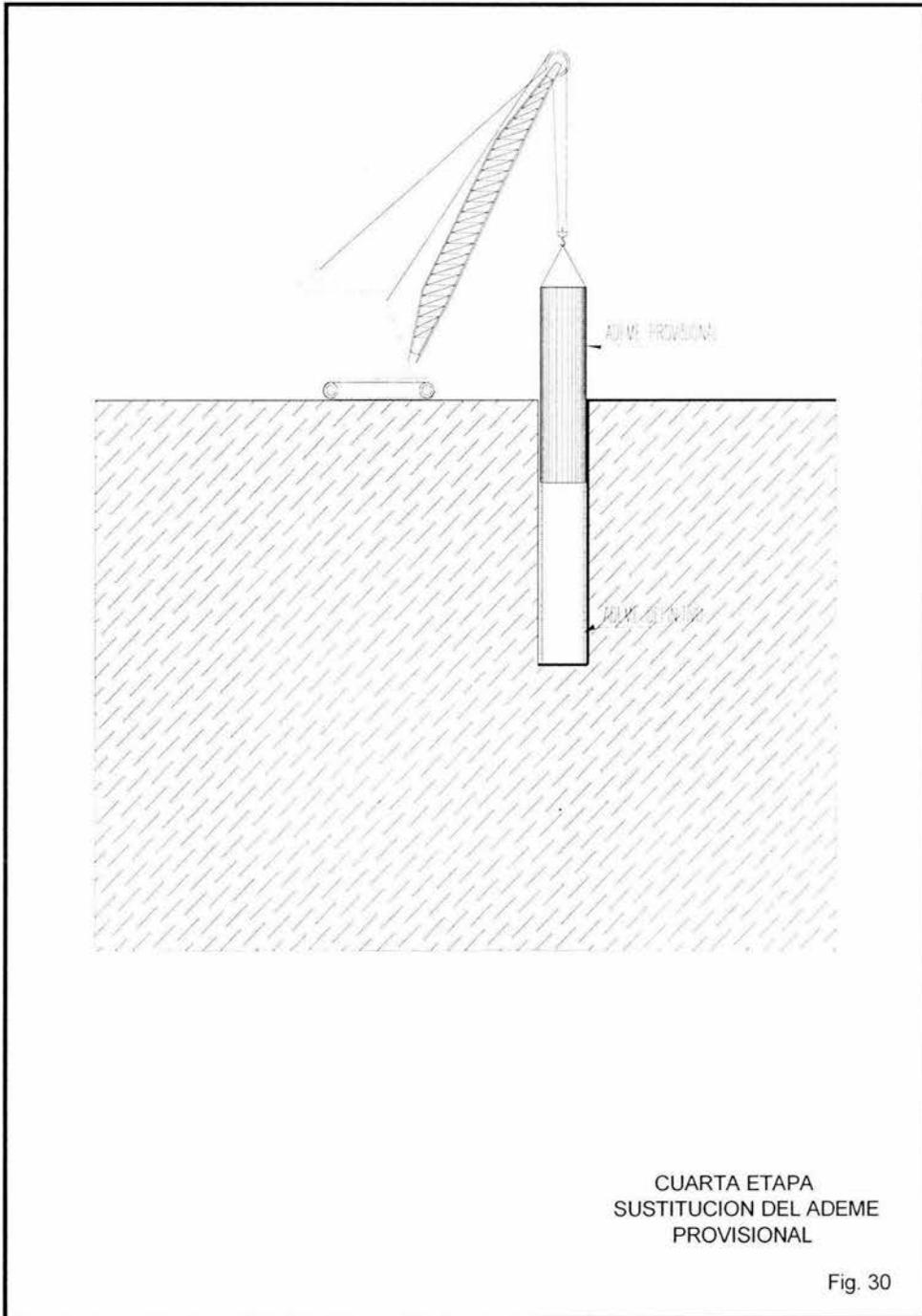


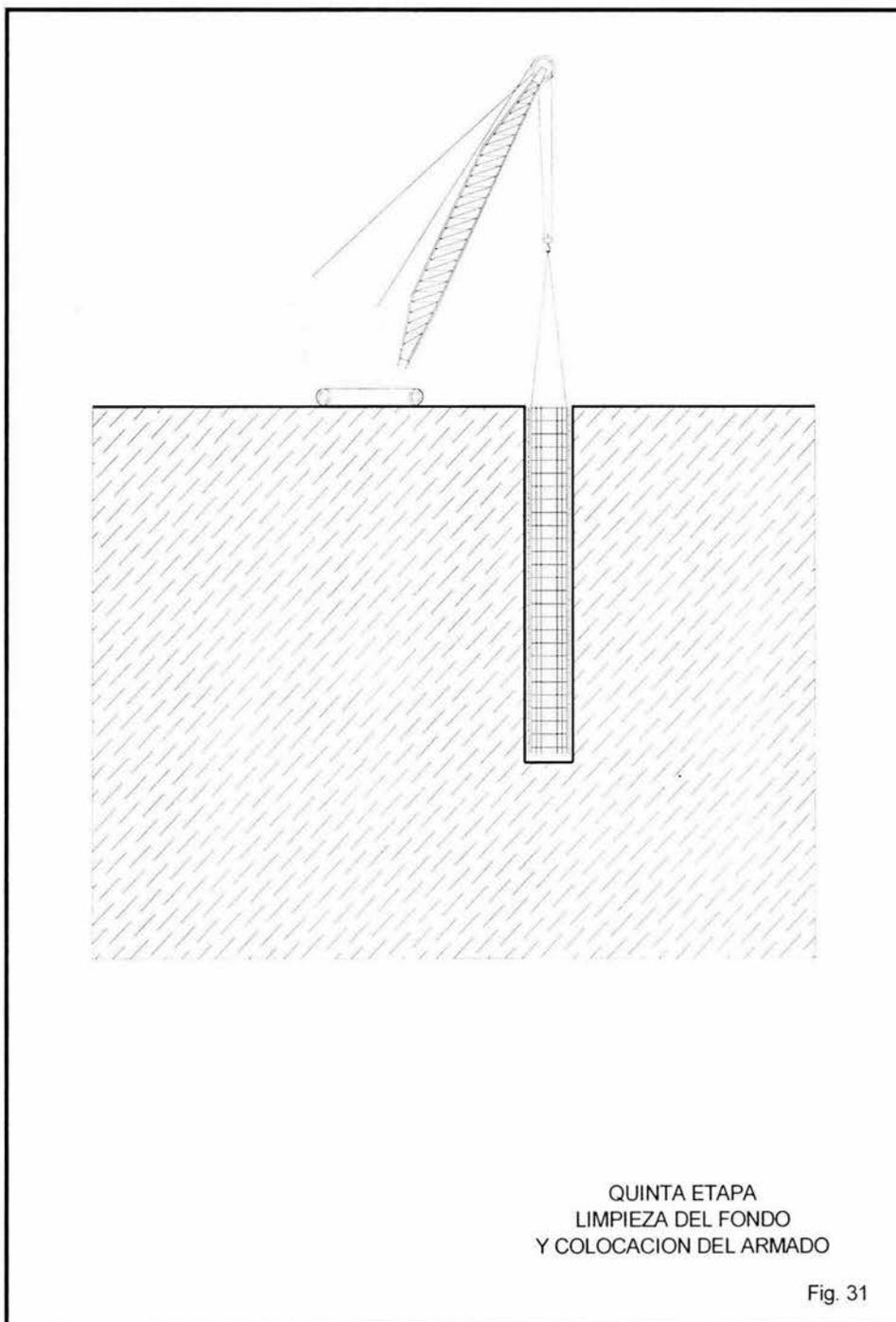
PRIMERA ETAPA
PERFORACION INICIAL

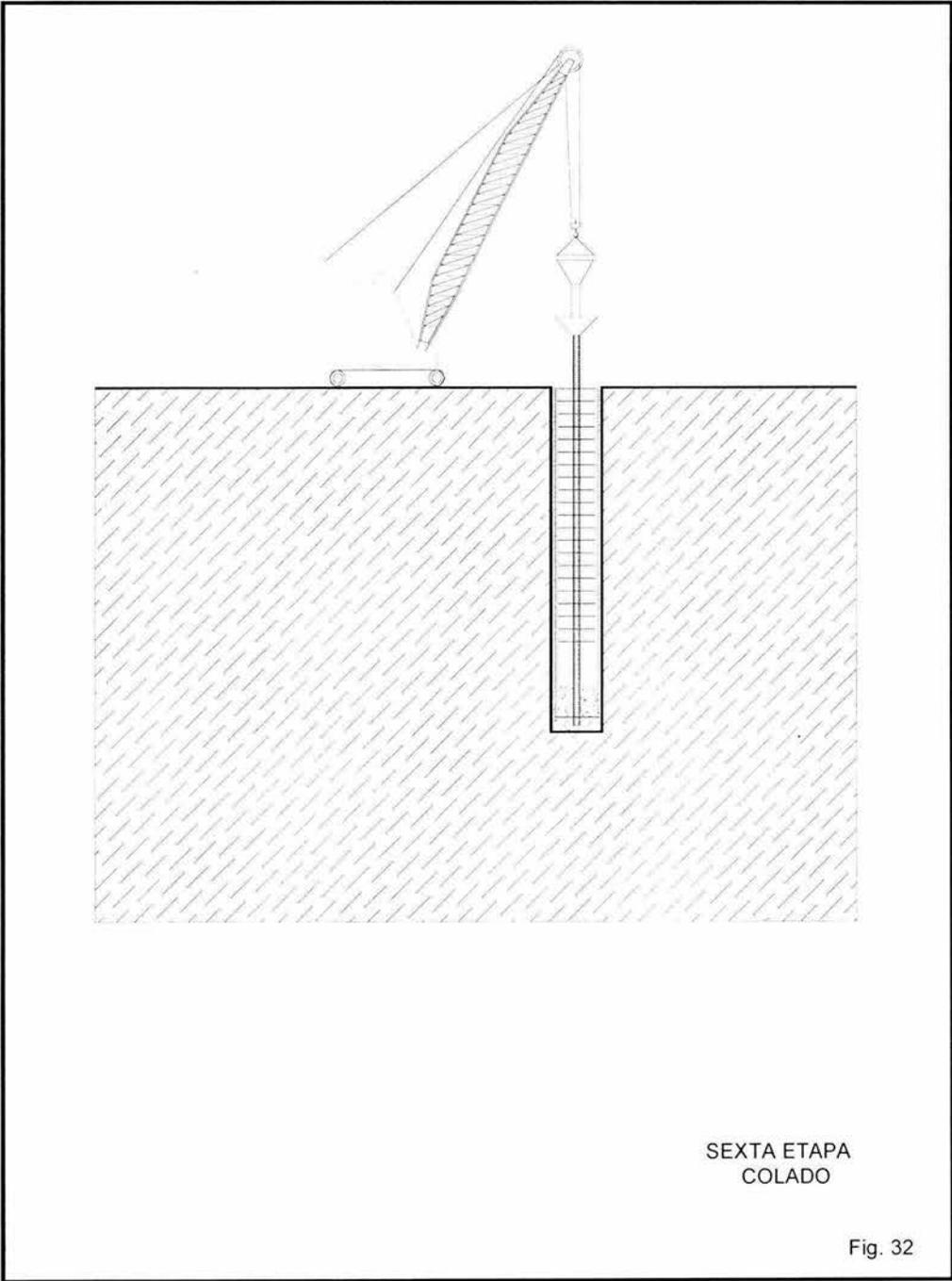
Fig.27











CONCLUSIONES

- a) El subsuelo en el sitio en estudio corresponde con la zona de transición alta en la Ciudad de México, y está constituido por depósitos lacustres de mediana deformabilidad y mediana resistencia al esfuerzo cortante hasta 3.5 m de profundidad, a partir de la cual se encuentran suelos granulares.
- b) En la zona donde se localiza el predio está ocurriendo el fenómeno del hundimiento regional de la superficie del suelo, debido al abatimiento de los niveles piezométricos.
- c) La cimentación más adecuada para el edificio será con pilas de concreto reforzado coladas en el sitio y desplantadas a 9 m de profundidad.
- d) Los asentamientos por ser muy pequeños se considerarán despreciables.
- e) Por las condiciones del subsuelo y las construcciones vecinas, las excavaciones se deberán hacer con sumo cuidado y apegadas al procedimiento de construcción que se especifica.
- f) Para detectar cualquier anomalía durante la etapa de excavación y construcción del inmueble, será necesario llevar un control topográfico permanente de los movimientos verticales del edificio, de sus colindancias y de los edificios vecinos. Se utilizará un banco de nivel profundo y confiable para ello.
- g) Para construir adecuadamente las pilas, es necesario seguir el procediendo constructivo mencionado.

BIBLIOGRAFIA

- 1 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos *Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes* SMMS México 1983
- 2 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos *Manual de Cimentaciones Profundas* SMMS México 2001
- 3 *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones.* 2001
- 4 Zeevaert L *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions* Van Nostrand Reinhold New York 1983
- 5 Braja M. Das *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* Thomson Learning 2001
- 6 Enrique Tamez González *Ingeniería de Cimentaciones* tgc geotecnia 2001