



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN

DISEÑO GEOTÉCNICO Y PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO  
DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS  
QUE SE CONSTRUIRA EN LA COLONIA HIPÓDROMO  
CONDESA DE LA DELEGACIÓN CUAUHEMOC, EN LA  
CIUDAD DE MÉXICO

## T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

## I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

## G E R M A N A R E N A S F L O R E S

ASESOR: ING. GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ



MÉXICO

2005

m. 344400



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.

*Dedico este trabajo a mi  
familia: Mis padres Manuel  
Arenas y Paula Flores; a  
mis hermanos Santiago  
Fernando y José Manuel*

## AGRADECIMIENTOS

Le agradezco a Dios por ayudarme a conseguir mis metas y dejarme llegar a este momento.

A mis padres Manuel y Paula por su cariño comprensión y el apoyo que me han dado para todo lo que hecho.

A la UNAM, a los Profesores que me compartieron sus conocimientos y me formaron como profesionista dentro y fuera de las aulas, a mi asesor, el Ing. Gabriel Ruiz G. por su guía en este trabajo.

A mis amigos que compartieron con migo un sin número de momentos alegres y ratos amargos

Un enorme agradecimiento a los Ingenieros Juan Manuel Cuevas O. y Alberto Cuevas R. por las oportunidades brindadas, por compartir sus conocimientos y experiencia y por ser mis maestros en el campo profesional.

A mis hermanos Fernando y Manuel por su amistad, sus consejos y apoyo incondicional.

# CONTENIDO

## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Condiciones generales del proyecto

- 1.1.1 Información del proyecto
- 1.1.2 Geometría y condiciones del terreno
- 1.1.3 Colindancias

### 1.2 Objetivo

## 2. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

### 2.1 Zonificación geotécnica

### 2.2 Trabajos de exploración geotécnica

- 2.2.1 Técnica de cono eléctrico
- 2.2.2 Técnica de penetración estándar
- 2.2.3 Recuperación de muestras inalteradas del suelo

### 2.3 Pruebas laboratorio

- 2.3.1 Contenido natural de agua
- 2.3.2 Clasificación visual y al tacto en húmedo y seco
- 2.3.3 Densidad de sólidos
- 2.3.4 Peso volumétrico
- 2.3.5 Compresión triaxial no consolidada no drenada (UU)
- 2.3.6 Consolidación unidimensional

### 2.4 Interpretación estratigráfica

## 3. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACION

### 3.1 Cargas de proyecto

### 3.2 Diseño

- 3.2.1 Solución de cimentación
- 3.2.2 Presión neta

### 3.3 Análisis de estabilidad

- 3.3.1 Capacidad de carga admisible
- 3.3.2 Incremento de esfuerzos por sismo
- 3.3.3 Tensiones inducidas por el sismo
- 3.3.4 Distorsión angular máxima
- 3.3.5 Desplazamiento máximo

### **3.4 Expansiones y asentamientos**

3.4.1 Expansiones del fondo de la excavación

3.4.2 Asentamientos a largo plazo de la estructura

## **4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA EXCAVACIÓN**

**4.1 Control de filtraciones de agua en la excavación**

**4.2 Estabilidad de taludes**

**4.3 Revisión de falla de fondo por subpresión**

**4.4 Sistema de contención y protección de colindancias**

4.4.1 Diseño del sistema de contención temporal

4.4.2 Presiones horizontales sobre el sistema de contención temporal

4.4.3 Muro Berlín

4.4.4 Presiones horizontales sobre el muro perimetral

## **5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

**5.1 Secuencia constructiva**

5.1.1 Trabajos previos

5.1.2 Excavación

5.1.3 Construcción del Muro Berlín

5.1.4 Muro perimetral definitivo

**5.2 Monitoreo Topográfico**

## **6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **REFERENCIAS**

**ANEXO 1 INFORME FOTOGRÁFICO**

**ANEXO 2 SONDEOS DE EXPLORACIÓN**

**ANEXO 3 PRUEBAS DE LABORATORIO**

## LISTA DE FIGURAS

1. Zonificación geotécnica del Valle de México
2. Planta de conjunto, croquis de localización, colindancias y ubicación de sondeos.
3. Prueba de cono eléctrico
4. Prueba de penetración estándar
5. Características del muestreador de pared delgada tipo Shelby
6. Planta de bajada de cargas por columna
7. Corte estratigráfico y solución de cimentación
8. Distribución de esfuerzos en la masa de suelo bajo el edificio
9. Deformaciones en la masa de suelo a largo plazo
10. Detalle del bombeo eyector
11. Planta de distribución de pozos de bombeo
12. Mecanismo básico de Fellenius para la falla de un talud
13. Circulo critico de falla para talud a  $45^\circ$
14. Circulo critico de falla para talud a  $60^\circ$
15. Mecanismo Terzaghi-Prandtl para falla de fondo de excavaciones ademadas en arcilla saturada, con longitud, ancho y profundidad infinitos
16. Influencia del desplazamiento del muro en la distribución de la presión lateral activa
17. Diagramas envolventes de presión redistribuida ( $p_{ar}$ ) propuestos por Terzaghi y Peck para el diseño de ademes en excavaciones profundas
18. Diagrama de presiones horizontales sobre el ademe de la excavación
19. Diagramas de presión horizontal redistribuida para el diseño del sistema de contención
20. Sistema de contención temporal. Muro Berlín
21. Diagramas de presiones permanentes para el diseño del muro perimetral
22. Planta con primer etapa de excavación y proporción de los taludes
23. Planta con la segunda etapa de excavación y sistema de troqueles

## LISTA DE TABLAS

1. RESULTADOS DE LABORATORIO
2. CARGAS DE DISEÑO
3. SOLUCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS SEGÚN TIPO DE SUELO
4. DEFORMACIONES EN LOS ESTRATOS DEL SUELO BAJO EL CENTRO DE CARGA

## 1 INTRODUCCIÓN

En últimos años ha surgido la necesidad de construir viviendas que satisfagan la demanda de la creciente población capitalina; en este trabajo de tesis, se presenta uno de tantos casos que atañe a las compañías dedicadas a la construcción de viviendas. Actualmente la idea de repoblar la capital, ha atraído a las empresas a comprar y demoler viejos edificios de departamentos, vecindades que actualmente se encuentran en pésimas condiciones y casas que han sido abandonadas por sus dueños, dándose a la tarea de construir edificios departamentales. En estos terrenos se han alojado estructuras de variadísimos usos y la búsqueda de terrenos amplios lleva a comprar lotes contiguos en los cuales estuvieron dos, tres o más inmuebles generando terrenos con geometrías irregulares y condiciones de superficiales variadas.

Los terrenos localizados en zonas residenciales o de vivienda popular, colindan en la mayoría de los casos con casas habitación o edificios departamentales de más de 30 años de edad, en condiciones medianamente buenas; en algunos casos, la falta de recursos económicos de las familias para construir sus viviendas (sobre todo en colonias antiguas) generó que fueran construyendo poco a poco a través de los años, ocasionando que no hubiera continuidad en los elementos que las conforman, haciéndolas frágiles a cualquier cambio en sus inmediaciones; este tipo de inmuebles deben de ser protegidos durante la construcción de los nuevos edificios, lo que suele ser un trabajo que causa grandes inquietudes a los constructores, sobre todo por generación de sistemas de protección para estas estructuras, incrementando los costos y el tiempo de ejecución, aunado a los problemas técnicos y en ocasiones sociales que llegan a encontrarse durante la construcción, problemas comunes en muchos casos.

Las condiciones del suelo de la ciudad de México son sin lugar a duda una de más difíciles a nivel mundial. Los depósitos lacustres, blandos y altamente compresibles del antiguo lago, así como la alta sismicidad del valle de México, son características muy especiales de esta ciudad. En el campo de la geotecnia actual se ha avanzado en las técnicas para la construcción de edificios de gran tamaño; así la práctica en la construcción en condiciones difíciles ha llevado al mejoramiento en los análisis y diseños

Gracias a investigaciones llevadas dentro de la UNAM del Instituto de Ingeniería, y dentro de algunas compañías dedicadas al diseño geotécnico y estructural, así como a asociaciones civiles, con el tiempo se han dejado un legado de conocimientos en simposiums, reuniones nacionales, conferencias; y con ello han contribuido con publicaciones en revistas periódicas, libros y actividades de docencia y divulgación, generando el avance de la ingeniería en México, obteniendo buenos resultados en cuestiones como menor tiempo de construcción, efectividad y seguridad de los diseños y métodos de análisis, facilidad en ejecución de la obra y disminución de los costos.

El proyecto cuyas características se describen a continuación, presenta condiciones como las antes citadas, llevando a diseñadores y constructores a interactuar en la realización del proyecto desde su idealización en el gabinete arquitectónico, estructural y por supuesto en el diseño geotécnico que es lo que atañe al presente trabajo.



## **1.1 Condiciones generales del proyecto**

### **1.1.1 Información del proyecto.**

En un predio de 1715 m<sup>2</sup> localizado en la calle de Ámsterdam de la colonia Hipódromo Condesa, Delegación Cuauhtémoc de la ciudad de México, se proyecta la construcción de cuatro edificios que contarán con un nivel de sótano, un semisótano, planta baja, 5 niveles y azotea; el sótano y semisótano ocuparán toda el área del predio; el nivel de piso terminado del sótano inferior se localizará a 5.2 m de profundidad respecto a nivel de banquetea; la estructura se resolverá con elementos de concreto reforzado.

### **1.1.2 Geometría y condiciones del terreno.**

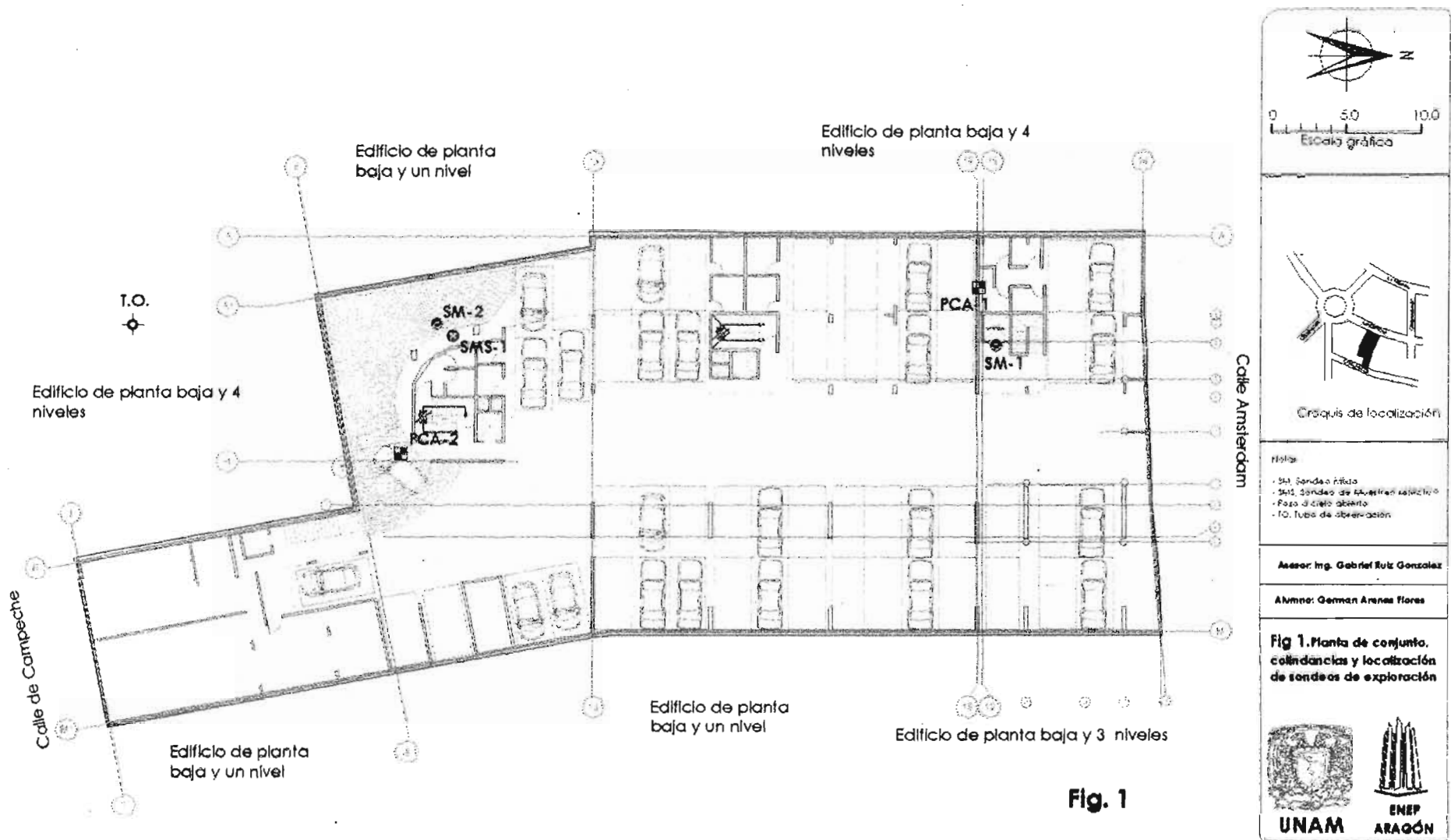
La forma del terreno es rectangular con un apéndice en la colindancia con la calle de Campeche, que le da una forma irregular y que de acuerdo al diseño arquitectónico será cubierto en su totalidad por la estructura en los niveles de sótano y primer nivel (Fig 1). Sobre un 65 % del área que ocupará el edificio existían estructuras encontrándose aun vestigios de su cimentación; durante la campaña de exploración existía una estructura de un nivel hacia la parte norte y restos de una casa en planta baja hacia la parte sur del predio.

### **1.1.3 Colindancias**

Dada la geometría del terreno y su extensión, el predio cuenta con dos frentes, uno hacia el norte colindante con la calle de Ámsterdam y otro hacia el sur colindante con la calle de campeche; al oriente colinda con 2 estructuras de planta baja y un nivel cuyas cimentaciones están resueltas con zapatas desplantadas entre 0.7 y 1.0 m de profundidad, así como con un edificio de planta baja y dos niveles desplantado en zapatas a 1.0 m de profundidad; al poniente colinda con un edificio de planta baja y 4 niveles cuya cimentación esta resuelta con un cajón desplantado a 1.5 m de profundidad, es importante señalar que el edificio presenta una inclinación de 12 cm hacia el oriente, es decir en dirección del predio en estudio.

## **1.2 Objetivo.**

El objetivo perseguido por el presente trabajo de ingeniería, es: precisar las condiciones estratigráficas del sitio para determinar el tipo optimo de cimentación, profundidad de desplante, capacidad de carga admisible del suelo de sustentación en condiciones estáticas y sismicas, así como las expansiones y asentamientos a largo plazo que se presentarán durante la construcción y vida útil del edificio, hacer las recomendaciones necesarias para la construcción de la cimentación y plantear las alternativas para la ejecución de la excavación, todo ello cumpliendo los requerimientos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Ref. 1).



**Fig. 1** Planta de conjunto, croquis de localización, colindancias y ubicación de sondas.

## 2 CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

### 2.1 Zonificación geotécnica

La descripción geológica de los eventos que ocurrieron durante los periodos Terciario y Cuaternario en el Valle de México, explican la diversidad de formaciones que se encuentran en la parte superior de la corteza que interesa a los especialistas de la ingeniería de cimentaciones.

De acuerdo a la carta de zonificación actual de la ciudad de México, el predio en estudio se localiza en la **Zona II** denominada **Zona de Transición**, (Fig. 2 Ref. 2). Esta zona es la más interesante sin duda dentro de las distintas que forman el suelo de la ciudad de México, ya que ocurren los cambios mas notables en la estratigrafía (Ref 3). De acuerdo a los estudios realizados por el Ing. Raúl J. Marsal y que plasmó en su libro El subsuelo de la ciudad de México (Ref 4), “en esta zona se encuentran superficialmente depósitos de arcilla o limo orgánico de la Formación Becerra; la serie arcillosa superior muy compresible con intercalaciones de estratos limo arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago intercalados con capas de arena, los cuales descansan sobre potentes mantos de arena y grava. Esta basada en los resultados de exploración entre las serranías del Pomiente y el Lago de Texcoco. En el análisis de los sondeos se observó que entre la Av. Miguel Ángel de Quevedo y el Viaducto Piedad las capas de arena y grava compacta se detectan más profundos. No obstante hacia la zona norte, las capas de arcilla y arena se localizan a mayores profundidades”.

“En las zonas de transición los cambios del suelo se notan con claridad, de ahí que se puedan trazar las curvas de igual profundidad de los depósitos profundos, de esta zona se han reconocido tres condiciones típicas 1) progresiva o alta, en que la formación rocosa aparece cubierta por depósitos de origen aluvial, a su vez subyacentes a las capas más recientes de arcilla lacustre. 2) Estratificada o baja, característica de regiones en que las fases aluvial y lacustre se suceden en forma alternada, dando lugar a la intercalación de mantos arcillosos con otros de matriz granular contaminados por finos, generalmente duros y más resistentes. 3) Abrupta, que se distingue porque los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa, tapizada por derrubios o suelos residual. Puede clasificarse también dentro de la condición 2, el caso de derrames de lava sobre arcilla o suelos aluviales, cubiertos por otras capas más recientes de la formación lacustre o acarreos de fluviales; esta disposición se ha encontrado en algunos lugares circundantes al cerro de la estrella”.

De acuerdo a lo antes descrito, el predio en estudio se localiza en la denominada sub-zona 2 ó Transición baja (Ref. 3) que corresponde a la transición vecina a la zona de lago. Las características estratigráficas de la parte superior de esta zona son similares a la de la zona de lago centro I y centro II donde la costra superficial está formada por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme y los depósitos compresibles se extienden a profundidades máximas de 20 m, además, se encuentran intercalaciones de arcillas, suelos limo arenosos y mantos colgados (Ref 4).

### 2.2 Trabajos de exploración geotécnica.

Una vez realizada la revisión de la información disponible acerca del sitio en estudio, se planteó la exploración a realizarse y determinar las condiciones estratigráficas propias del predio.



Se realizaron dos sondeos mixtos (SM-1 y SM-2), en los que se alternó la técnica de cono eléctrico con la de penetración estándar, las profundidades alcanzadas fueron de 20.0 y 28.5 m respectivamente; adicionalmente se efectuó un sondeo de muestreo selectivo (SMS-1) con recuperación de seis muestras inalteradas, mediante la técnica de tubo de pared delgada tipo Shelby que fueron recuperadas de los estratos compresibles, definidos previamente con los sondeo de cono eléctrico; finalmente, para obtener los espesores del relleno superficial, se excavaron 2 pozos a cielo abierto (PCA-1 y PCA-2) de 2.0 m de profundidad cada uno. La ubicación en planta de los sondeos realizados se presenta en la Fig. 1, en el Anexo 1 se exhibe un informe fotográfico que contiene algunos aspectos observados durante la campaña de exploración y en el Anexo 2 se muestran los perfiles estratigráficos individuales de cada uno de los sondeos.

### 2.2.1 Técnica de cono eléctrico.

La técnica de cono eléctrico consiste en hincar a presión una punta cónica instrumentada, aplicando una velocidad constante de hincado de 1 cm/seg, registrando la resistencia que opone el suelo a la penetración de la punta cónica; la información recopilada con esta técnica es presentada y graficada en gabinete.

El cono eléctrico cuenta con celdas de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain gages) que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque. Usualmente, para exploraciones en suelos blandos, el cono y el sistema de barras tienen una capacidad de carga de 2 ton y resolución de 1 Kg aproximadamente, pero, para exploración de suelos duros podrá requerirse una capacidad de 20 ton y resolución de 5 kg. Generalmente tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizados hasta 7.0 cm. La fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda sensible inferior (2), y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda sensible superior (4) (Fig 3). La señal de salida del cono se transforma en señal digital, o bien en una tabla numérica o directamente en una gráfica.

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale al cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico provisto de un dispositivo para controlar la velocidad de penetración.

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2 cm/seg, sin embargo en la norma tentativa (ASTM D3441-75T) para operación del cono eléctrico se propone de 1 a 2 cm/seg  $\pm$  25%. Para las arcillas de la ciudad de México se ha adoptado 1 cm/seg, sabiendo que se obtienen valores de resistencia a la penetración más altos; el cualquier caso, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere (Ref. 5).

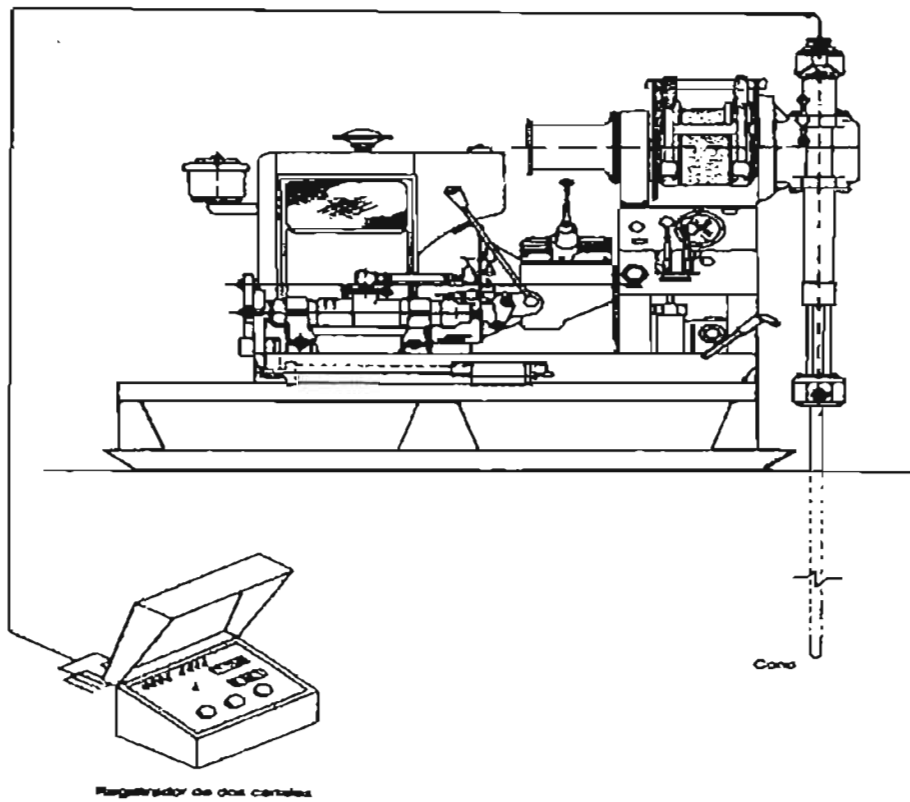
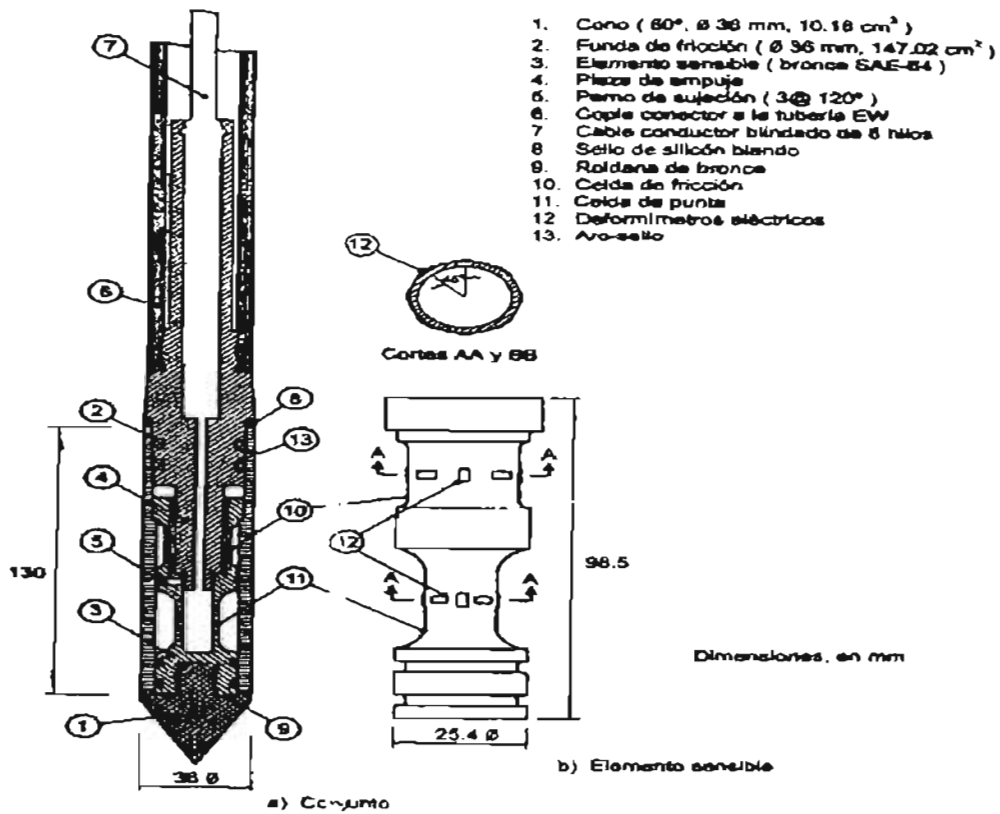


Fig. 3 Prueba de cono eléctrico

### 2.2.2 Prueba de penetración estándar.

La penetración estándar consiste en hincar a percusión un tubo muestreador de dimensiones estándar, mediante el impacto generado con una masa de 65 kg que se deja caer libremente desde una altura constante de 75 cm, el penetrómetro se hinca en el suelo 60 cm y se considera como resistencia a la penetración estándar el número de golpes requerido para penetrar los 30 cm centrales, con esta técnica se recuperan muestras alteradas representativas del suelo.

El equipo para realizar la prueba consta de un tubo de pared gruesa provisto en sus extremos de dos piezas de roscadas; la pieza inferior es una zapata afilada de acero endurecido y la superior es la cabeza que sirve para unir al muestreador con la columna de barras huecas de acero que se utilizan para introducir hasta el fondo de la perforación. El tubo muestreador estándar (Fig 4) tiene una longitud de 60 cm, de diámetro interior de 3.5 cm y diámetro exterior de 5 cm; la longitud total del muestreador es de 75 cm. Una canastilla de laminillas de muestreador estándar, es una medida aproximada de la compacidad relativa  $C_r$  de los depósitos de arena colocada en la zapata del muestreador y una funda interior de polietileno flexible permiten retener muestras de suelo de cualquier tipo que penetren con el tubo; el polietileno sirve también de envoltura y protección a las muestras de suelo contra pérdida de agua después de extraerlas del muestreador (Ref. 3)

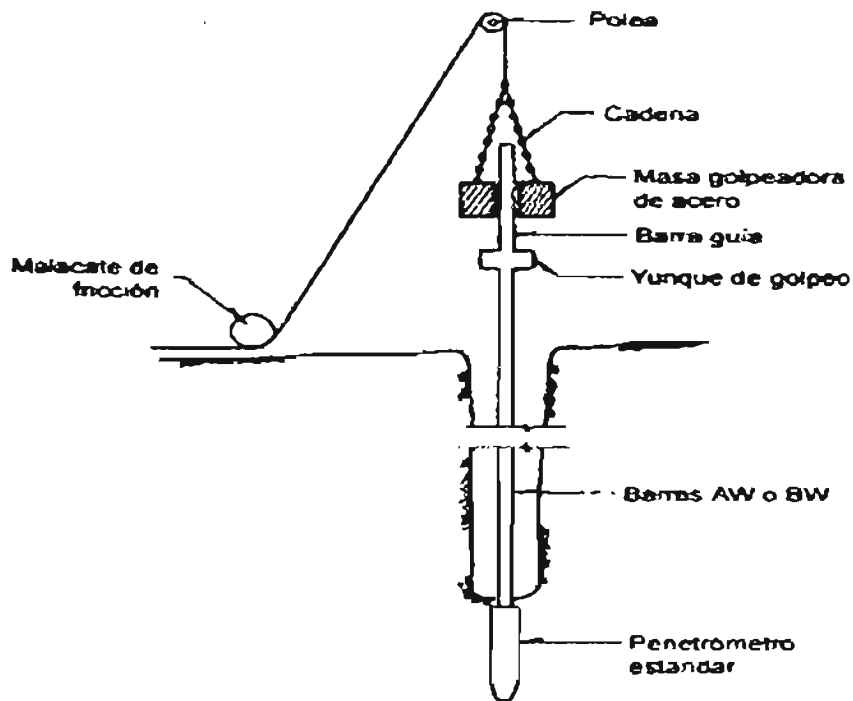
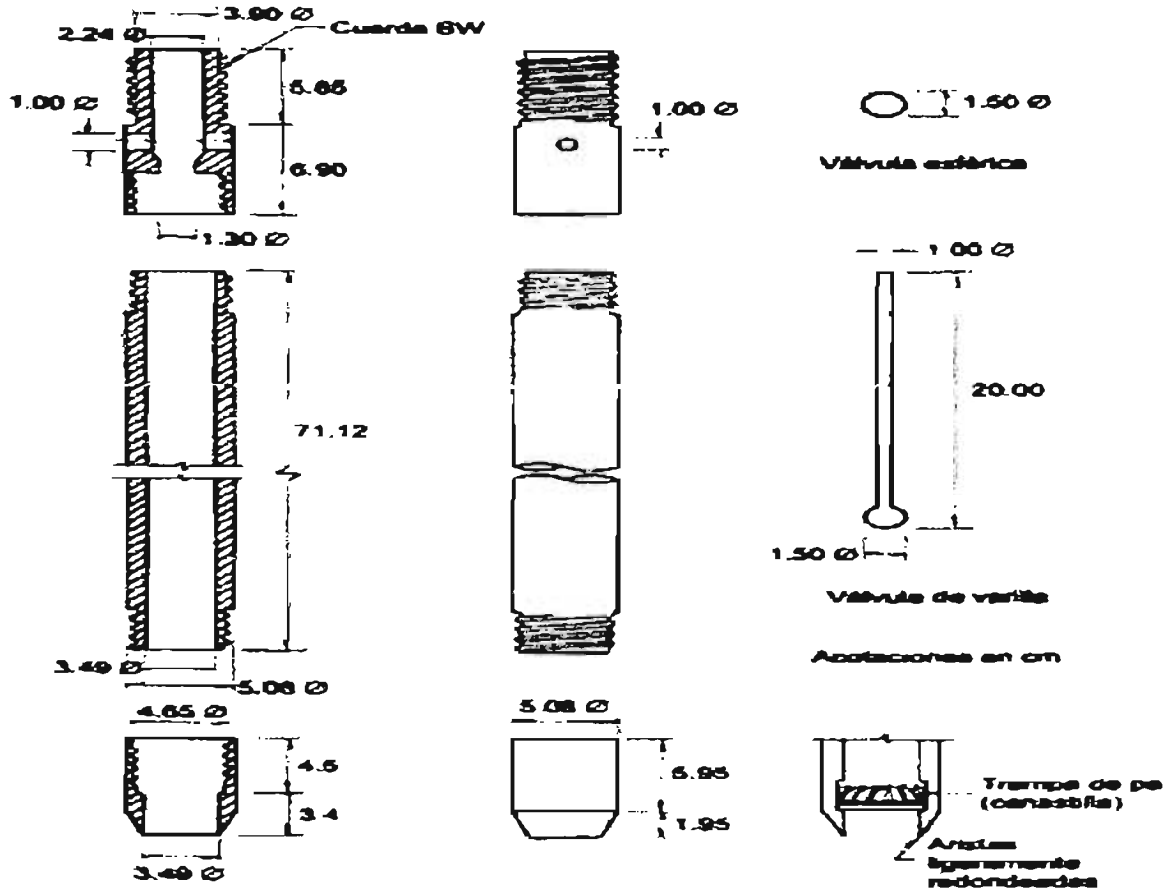


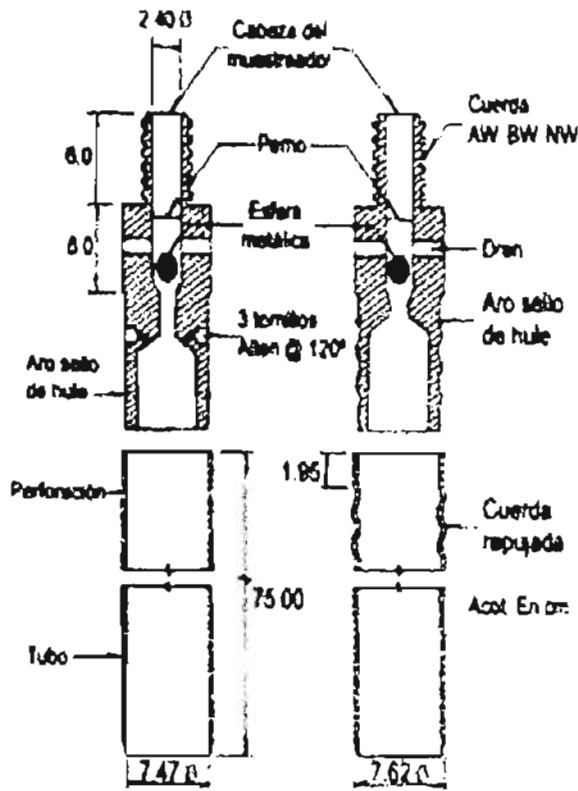
Fig. 4 Prueba de penetración estándar



En la Fig. 1 se presenta la localización en planta de los sondeos realizados, en el Anexo 1 se exhibe un informe fotográfico que contiene algunos aspectos observados durante la campaña de exploración geotécnica y en el Anexo 2 se presentan los perfiles estratigráficos individuales de los sondeos. Las muestras de suelo recuperadas, debidamente protegidas e identificadas fueron transportadas al laboratorio para ser ensayadas.

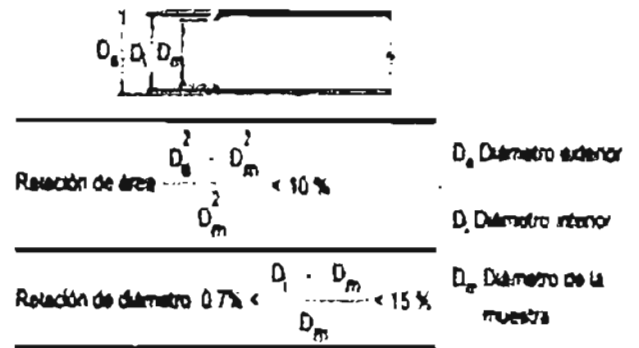
**2.2.3 Recuperación de muestras inalteradas del suelo.** La etapa final de campo comprende la obtención de muestras inalteradas de la mejor calidad posible, de los estratos de suelo involucrados en cada caso; estas muestras son indispensables para la ejecución de los trabajos de laboratorio confiables, cuyos resultados numéricos serán la base de los análisis de la capacidad de carga y de los asentamientos y/o expansiones, que definirán el diseño de la cimentación y los procedimientos de construcción, así como su comportamiento inmediato y a futuro.

En los suelos finos cohesivos, como son las arcillas del valle de México, pueden obtenerse muestras inalteradas de calidad satisfactoria empleando muestreadores tubulares de pared delgada hincados a presión y velocidad constante en perforaciones de diámetro pequeño, de 10 a 20 cm. El tubo Shelby es un tubo de acero de hoja delgada y afilada en la parte inferior, este corte es necesario a fin de que los esfuerzos de fricción entre la muestra y el tubo se reduzcan a un mínimo y la muestra pueda penetrar en él sin formar un tapón, que reduciría notablemente el porcentaje de recuperación de muestra y su calidad (Fig 5). Según el investigador Hvorslev, la holgura entre la muestra y el tubo debe ser de 15% a 3%, la mayor holgura es adecuada para arcillas muy expansivas y la mínima para arcillas no expansivas. Esta holgura no debe ser excesiva pues la falta de adherencia entre la muestra y el tubo impide extraer el espécimen de suelo del fondo de la excavación, la válvula de la cabeza del muestreador permite la salida del agua del interior del tubo al entrar la muestra y, al mismo tiempo, evita que el agua de la perforación ejerza presión sobre la cara superior de la muestra al retirar el muestreador de la perforación, la cual expulsaría la muestra del tubo (Ref. 6).

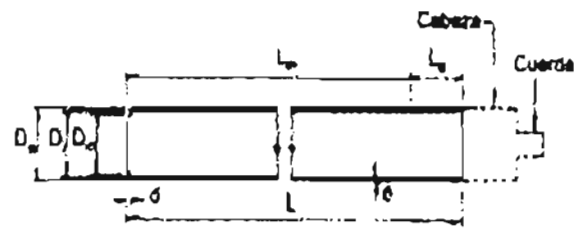


Unión con tornillos Allen    Unión con cuerda repujada

a) Muestreador de pared delgada



b) Condiciones geométricas



Diám Nominal en cm	D <sub>e</sub> en cm	D <sub>i</sub> en cm	D <sub>m</sub> en cm	e en cm	d en cm	L en cm	L <sub>m</sub> en cm	Cuerda de unión
75	7.62	7.22	7.11 7.17	0.70	1.27	75	60	AW 5W
100	10.16	9.76	9.61 9.69	0.70	1.27	90	75	AW 5W

- D<sub>e</sub> Diámetro exterior
- D<sub>i</sub> Diámetro interior
- D<sub>m</sub> Diámetro de la muestra
- e Espesor
- D Longitud aguzada
- L Longitud del tubo
- L<sub>m</sub> Longitud de muestreo recomendable
- L<sub>s</sub> Espacio para azoche

c) Dimensiones de los tubos de pared delgada

Fig. 5. Características del muestreador de pared delgada tipo Shelby

### 2.3 Pruebas de laboratorio

Las muestras de suelo debidamente protegidas e identificadas fueron transportadas al laboratorio donde se les determinaron las propiedades índice y mecánicas siguientes:

- Contenido natural de agua
- Clasificación visual y al tacto en húmedo y seco
- Densidad de sólidos
- Peso volumétrico natural
- Compresión triaxial no consolidada no drenada
- Consolidación unidimensional

**2.3.1 Contenido de agua natural.** Una masa de suelo tiene 3 constituyentes: los granos sólidos, el aire y el agua. En los suelos que consisten principalmente de partículas finas, como son los de las arcillas de la ciudad de México, la cantidad de agua presente en los poros tiene un marcado efecto en las propiedades de los mismos. De las muestras alteradas e inalteras obtenidas de la campaña de exploración se obtuvo la cantidad de agua en porcentaje respecto a su peso, pesando una pequeña porción y secándola en el horno a una temperatura constante de 100° C, para posteriormente pesarla obteniendo dicho valor (Ref. 7).

**2.3.2 Clasificación visual y al tacto en húmedo y seco.** Un ingeniero especialista en mecánica de suelos, con suficiente experiencia, puede llegar a adquirir la habilidad para poder identificar y obtener la clasificación de un suelo, utilizando tres sencillas pruebas que se pueden realizar en el campo para tal fin, determinando la fracción fina del suelo, como arcillosa, limosa y los distintos estados que se le han dado de consistencia en el caso de contar con la visualización directa de un corte en pozos a cielo abierto, así como su estado de compacidad y su tamaño en el caso de las arenas (Ref. 7).

- a) Reacción al agitado (movilidad de agua de los poros) que en caso de las arcillas al ser inducida es escasa, ya que las partículas finísimas tienen por característica una gran retención de las partículas de agua, que en los limos es escasa, y en las arenas nula.
- b) Quebramiento o resistencia en seco, que para el caso de las arcillas es alta, al contraerse sus partículas, en los limos poca ya que sus partículas más grandes pierden su adherencia entre ellas y se desquebrajan en planos.
- c) Tenacidad o consistencia cerca del límite plástico, esta característica obedece a la característica de maleabilidad y preponderancia del material y su resistencia al ser amasado una y otra vez hasta perder esta característica con la pérdida de humedad que al ser menor o mayor determina su consistencia en baja o alta.

**2.3.3 Densidad de sólidos.** Se define como densidad de un suelo la relación entre el peso de los sólidos y el peso de volumen de agua que desaloja. El valor de la densidad, que queda expresado por un número adimensional, además de servir para fines de clasificación, interviene en la mayoría de los cálculos de mecánica de suelos (Ref. 7).

**2.3.4 Peso volumétrico.** La determinación de peso volumétrico es de gran importancia para los cálculos del diseño geotécnico, este se determina en la mayoría de los casos extrayendo una muestra inalterada, obteniendo la relación entre el peso de esta y la unidad de volumen.

**2.3.5 Compresión triaxial no consolidada no drenada (TX UU).** La determinación de la resistencia al esfuerzo cortante sin duda es una de las características determinantes para cualquier estudio geotécnico. La prueba de compresión triaxial se realiza envolviendo en una membrana impermeable un espécimen cilíndrico del suelo que se desea probar, cuyas bases quedan en contacto con cabezas sólidas provistas de piedras porosas que sirven de filtro; los filtros están conectados a tubos delgados provistos de válvulas que permiten gobernar la salida o entrada del agua al espécimen. Dichos tubos de drenaje están conectados a una bureta graduada mediante la cual se puede conocer el volumen de agua expulsado o absorbido por el suelo. La unión entre la membrana y las cabezas se ata con una banda de hule para garantizar un sello hermético. Todo el

conjunto queda encerrado en una cámara que se conecta a un tanque de agua a presión. La tapa superior de la cámara es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión, el cual evita las fugas de agua a lo largo de la pared del vástago y reduce a un mínimo la fricción de este contra la tapa. En el caso de la prueba no consolidada no drenada (UU), se aplica una presión de agua a la cámara que se transmite hidrostáticamente al espécimen, actuando sobre la membrana y las cabezas. las válvulas de drenaje se cierran antes de aplicar la presión al agua, y permaneciendo cerradas se comienza a cargar axialmente la muestra de suelo desde el exterior de la cámara, aplicando al vástago una carga creciente hasta alcanzar la falla, que generalmente se presenta a lo largo de un plano inclinado.

Los resultados de las distintas pruebas triaxiales se interpretan generalmente a partir de gráficas constituidas según el método de Mohr, es decir, en una representación de los esfuerzos normales contra los esfuerzos cortantes correspondientes. El análisis de los resultados de las pruebas exige distinguir aquellas realizadas sobre suelos saturados por completo como es el caso en donde la presión del agua en la cámara deberá ser, por lo menos igual a la presión vertical efectiva actuante sobre la muestra "in situ" supuesto que esta presión es la máxima soportada por el suelo en su historia geológica, remplazando la envolvente de falla de los círculos de Mohr por una recta que se le aproxime, se tendrá que en el diagrama "esfuerzos cortantes normales la cohesión es la ordenada al origen de dicha recta o sea la resistencia la cortante cuando no hay esfuerzo normal. El ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) es aquel cuya tangente es la pendiente de la recta, con respecto al eje de esfuerzos normales (Ref. 7).

**2.3.6 Consolidación unidimensional.** En el caso de los suelos blandos de la ciudad de México la determinación del grado de consolidación bajo cargas permanentes es una determinante en la mayoría de los diseños geotécnicos; se han establecido más de una forma de conocer esta propiedad, una de ellas es la correlación entre el sondeo de cono eléctrico y el modulo de compresibilidad de las arcillas de la ciudad de México, establecido por los estudios realizados por el Ingeniero Enrique Santoyo (Ref. 6), pero la prueba de consolidación unidimensional sigue siendo la más confiable.

Al aplicarle una carga a cualquier cimentación se induce un nuevo estado de esfuerzos en la masa de suelo en que se apoya el cimiento; este nuevo estado de esfuerzo produce deformaciones del suelo, que se manifiestan en asentamiento de la estructura. Por ello la predicción de la magnitud del asentamiento y el tiempo en que éste se desarrolla son objetivos fundamentales del buen diseño de cualquier cimentación, la deformación que sufre un suelo bajo la imposición de carga, no se presenta en forma inmediata, ya que las partículas sufren un reacomodamiento y en el caso de materiales saturados, el agua suele desplazarse a trabes de las laminas de materiales de arena como en el caso de las series arcillosas superior he inferior en la zona de transición del valle de México (Ref. 8).

La magnitud del asentamiento depende de varios factores, que son:

- La compresibilidad volumétrica y espesor de cada uno de los estratos de suelo que se encuentran bajo el cimiento.
- La intensidad y distribución de los esfuerzos inducidos por las cargas de la estructura

El tiempo en que se desarrolla el asentamiento depende, principalmente de los siguientes factores:

- El coeficiente de consolidación de los suelos de cada estrato, el cual es una función directa del coeficiente de permeabilidad e inversa del módulo de compresibilidad volumétrica.
- El espesor de los estratos compresibles y la ubicación de las fronteras de drenaje de cada estrato.

La deformación volumétrica de cualquier suelo bajo un incremento de presión tiene dos componentes:

1. La deformación de las partículas sólida al aumentar la presión entre sus contactos.
2. La disminución del volumen de los poros del suelo, producida por el desplazamiento relativo de las partículas al deslizar entre sí para alcanzar un nuevo equilibrio.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en comprimir verticalmente un espécimen confinado en un anillo rígido, siguiendo una secuencia de cargas establecida de antemano. En todos los casos y para cada incremento de carga el espécimen sufre una primera deformación correspondiente al retraso hidrodinámico que se llama consolidación primaria, y también sufre una deformación adicional, debido a un fenómeno secundario que en las arcillas se le llama retraso plástico. En general el suelo siempre se deformará una cantidad mayor que la correspondiente al retraso hidrodinámico exclusivamente. Sin embargo, el retraso hidrodinámico es el único que toma en cuenta la teoría de la consolidación. Según la teoría, solo es posible un fenómeno de consolidación cuando existe escape de agua hacia el exterior de la masa de suelo. En la práctica se admite que también se genera un proceso similar en masas de suelo que no están 100 % saturadas. En estos casos se aplica también la teoría de la consolidación, teniendo presente que se trata sólo de una interpretación aproximada (Ref. 7).

De la prueba de compresibilidad se obtienen los coeficientes que se indican:

1° El coeficiente de compresibilidad  $a_v$  que representa la relación deformación-esfuerzo del suelo, sin tomar en cuenta el tiempo, y que geoméricamente, es igual a la pendiente de la curva relación de vacíos-presiones en rayado aritmético o aritmético y semi-logarítmico. La expresión matemática es (Ref. 7).

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta p} = -\frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1} \text{ cm}^2 / \text{kg} \quad (2.1)$$

donde:

- $e_1, e_2$  son la relación de vacíos en una primera y segunda etapa, respectivamente, adimensional
- $p_1, p_2$  presión en una primera y segunda etapa, respectivamente,  $\text{kg/cm}^2$

De igual manera pero tomando en cuenta la pendiente de la rama de expansión se obtiene el modulo de expansión  $m_e$ .

2° Coefficiente de variación volumétrica,  $m_v$ ; físicamente esta ecuación expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con su volumen inicial (Ref. 7).

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.2)$$

La anterior ecuación establece la relación entre la presión en exceso de la hidrostática,  $u$ , la profundidad y el tiempo. Esta ecuación permite conocer la distribución de presiones en el suelo durante un proceso de consolidación unidimensional, con flujo vertical. Esta ecuación se le conoce como "ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical".

La ecuación anterior debe ser resuelta para llegar a expresiones útiles en la practica, donde suele expresarse en forma diferente (Ref. 7).

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (2.3)$$

Los resultados obtenidos de las pruebas descritas se presentan en la Tabla 1, en los perfiles del Anexo 2 y en las gráficas del Anexo 3.

**TABLA 1 RESULTADOS DE LABORATORIO**

SONDEO	POF. (m)	W (%)	$S_s$ —	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (grados)	C (kg/cm <sup>2</sup> )
PCA	0.80 - 1.00	40.50	2.491	1.60	16	0.55
	1.70 - 1.90	92.44	2.237	1.35	0	0.61
SMS	5.55 - 5.75	169.48	2.225	1.22	1	0.33
	6.15 - 6.25	318.62	2.200	1.16	2	0.20
	9.65 - 9.85	235.53	2.279	1.20	0	0.73
	12.80 - 13.00	213.15	2.204	1.21	1	0.64
	16.65 - 16.75	158.54	2.330	1.30	5	1.15
	17.60 - 17.80	161.63	2.334	1.28	0	0.94

NOMENCLATURA: W	contenido natural de agua	Ss	densidad de sólidos
$\gamma$	peso volumétrico natural	$\Phi$	ángulo de fricción interna
c	cohesión		

## 2.4 Interpretación estratigráfica

A partir de los sondeos exploratorios, del conocimiento que se tiene de la zona y los resultados de las pruebas de laboratorio, se definieron las condiciones estratigráficas que se citan a continuación (Fig. 6):

De 0.0 a 5.2 m. **Costra Superficial** formada por un relleno de espesor variable entre 0.3 y 0.65 m, constituido por material producto de desperdicio de construcción; bajo éste se tienen suelos arcillosos y limo arenoso; con resistencia de punta medida con el cono eléctrico ( $q_c$ ) entre 9 y 30  $\text{kg/cm}^2$ .

De 5.2 a 17.9 m. **Serie arcillosa superior** conformada por suelos arcillosos y limosos de alta plasticidad, cuya consistencia varía de suave a rígida, que aumenta conforme se incrementa la profundidad; en la arcilla se encuentran intercalados lentes limo-arenosos y arenosos de consistencia y compactación alta. La resistencia medida con el cono eléctrico ( $q_c$ ) varía de 5 a 20  $\text{kg/cm}^2$  en las arcillas y de 25 a 100  $\text{kg/cm}^2$  en los lentes limo arenosos y lentes arenosos.

De 17.9 a 21.0 m. **Capa dura** que es un depósito heterogéneo de origen aluvial en el que predomina material limo-arenoso con algo de arcilla. El cono eléctrico registró una resistencia ( $q_c$ ) que varía de 25 a más de 85  $\text{kg/cm}^2$ .

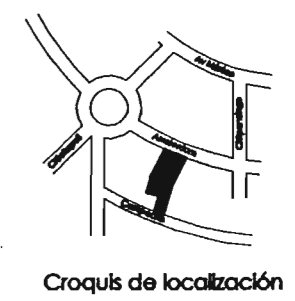
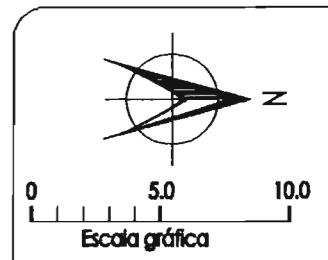
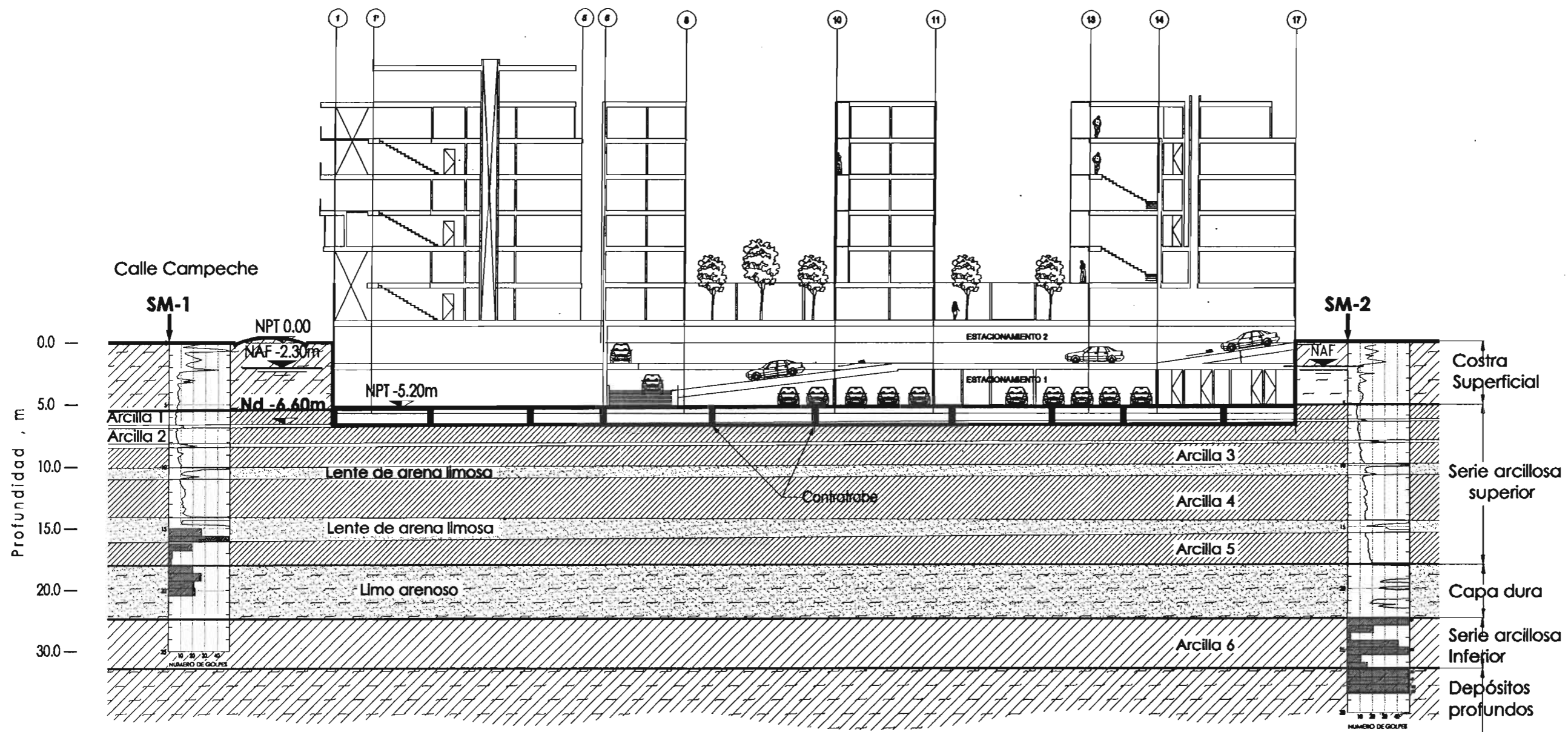
De 21.0 a 26.6 m. **Serie arcillosa inferior** formada por arcilla limosa de color café oscuro con muy poca arena fina, de consistencia media a dura y lentes de arena y limo arenoso con resistencia a la penetración estándar que varía de 3 a 53 golpes.

A partir de 26.6 m. **Depósitos profundos** conformados por arena fina poca media y gruesa limosa de color gris olivo, café grisáceo y café verdoso de consistencia muy rígida en estado muy compacto. El número de golpes (N) registrado en la prueba de penetración estándar varía de 56 a 100.

**Nivel freático.** El nivel de aguas freáticas se localizó durante la campaña de exploración a 2.3 m de profundidad, medidos a partir del nivel de terreno existente.

← SUR

NORTE →

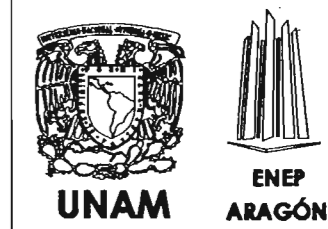


Notas  
 - SM, Sondeo Mixto  
 - SMS, Sondeo de Muestra selectivo  
 - NAF, Nivel de agua freática  
 - Ver detalle de sondeos en el Anexo 1  
 - Nd, nivel de desplante

Aesor: Ing. Gabriel Ruiz Gonzalez

Alumna: German Arenas Flores

Fig 6. Corte estratigráfico A-Á y solución de Cimentación



Notas  
 -SM, Sondeo Mixto  
 - Ver detalle de sondeos en Anexo 1



### 3 DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

#### 3.1 Cargas de proyecto

Las cargas consideradas para realizar el diseño geotécnico de la cimentación fueron proporcionadas por el ingeniero estructurista del proyecto, las cuales son las que arroja la repartición sobre la superficie de apoyo al sumar las cargas por columna que soportara el suelo al reaccionar con la losa de fondo, sin factorizar, para estados máximo y medio, las cargas correspondientes a toda el área que comprende la planta del edificio se presentan resumidos en la Tabla 2.

**TABLA 2 CARGAS DE DISEÑO**

<b>CONSIDERACIÓN</b>	<b>PRESIÓN (ton/m<sup>2</sup>)</b>
CM + CV máx.	10.04
CM + CV med.	8.99
CIMENTACIÓN	1.20
CM + CV máx. + CIMENTACIÓN	11.24
CM + CV med. + CIMENTACIÓN	10.19

**NOMENCLATURA:**

CM carga muerta  
CV carga viva

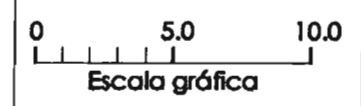
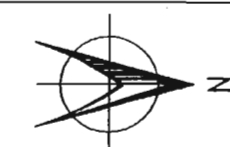
La bajada de cargas por columna de apoyo a nivel de cimentación sin factorizar se presentan en la Fig. 7.

Por su parte, también fue proporcionado el momento de volteo ( $M_v$ ) que se presentará para el sismo de diseño, que es de **50,262.41 ton-m**.

**Factor de Seguridad Sísmico.** De acuerdo al reglamento para construcciones del Distrito Federal el coeficiente sísmico de acuerdo a la zona en la que se encuentra el sitio en estudio es de **0.32** (Ref. 3).

#### 3.2 Diseño

La cimentación es la parte soportante de una estructura, Este término se aplica usualmente en forma restrictiva al miembro que transmite la carga de la superestructura a la tierra, pero en su más complejo sentido, la cimentación incluye el suelo y la roca que están debajo. La cimentación es una transición o conexión estructural cuyo proyecto depende de las características de el suelo o roca y de los materiales que conforman la estructura de la misma.



**Notas**

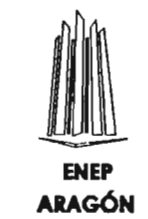
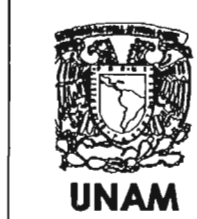
**SIMBOLOGIA**

- PUNTOS DE DESCARGA
- \* CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA
- \*\* CARGA MUERTA + CARGA VIVA MEDIA
- NO INCLUYE EL PESO PROPIO DE DE LA CIMENTACIÓN

**Fig 7 Planta de bajada de cargas por columna**

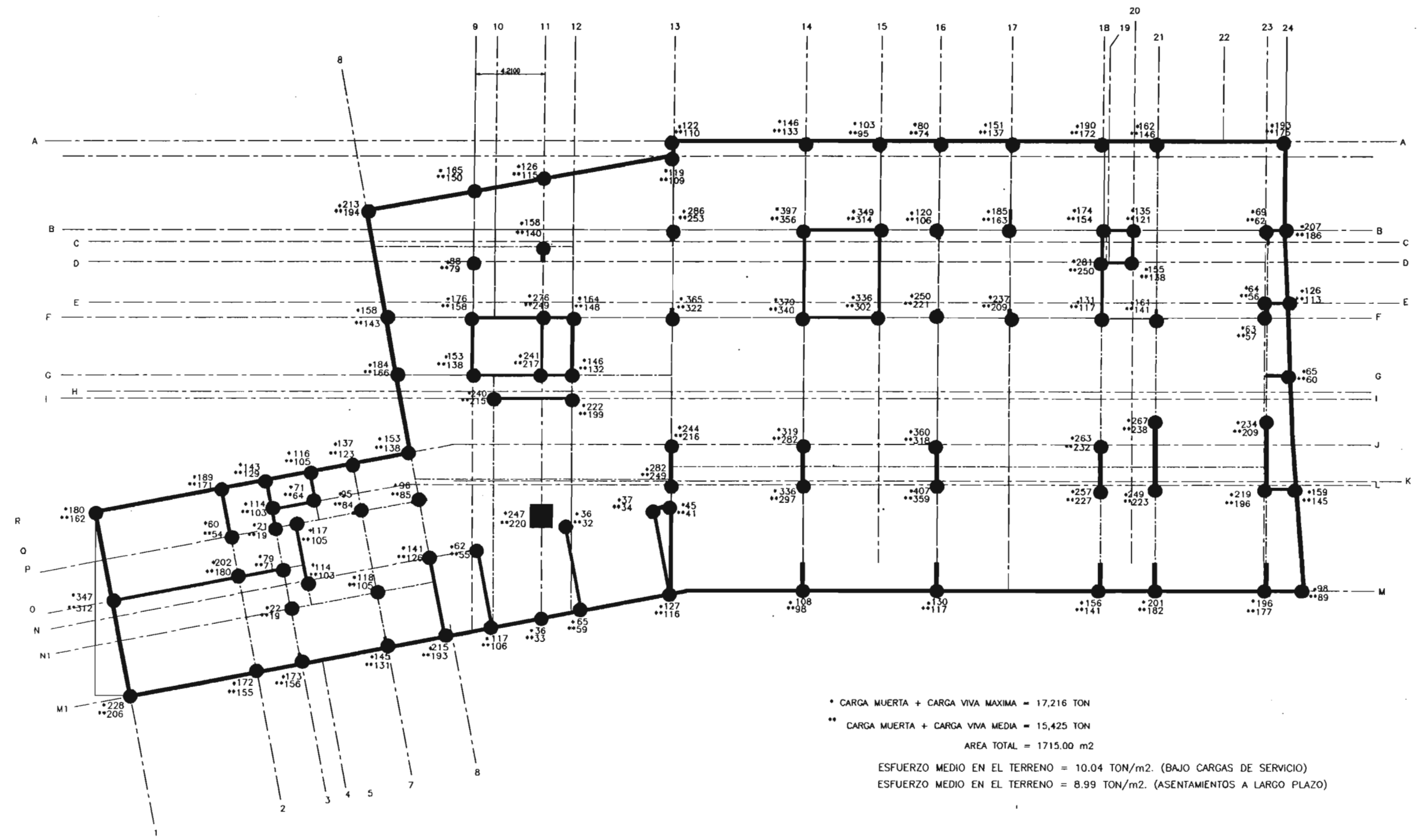
**Asesor: Ing. Gabriel Ruiz Gonzalez**

**Alumno: German Arenas Flores**



**UNAM**

**ENEP ARAGÓN**



\* CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA = 17,216 TON  
 \*\* CARGA MUERTA + CARGA VIVA MEDIA = 15,425 TON  
 AREA TOTAL = 1715.00 m2  
 ESFUERZO MEDIO EN EL TERRENO = 10.04 TON/m2. (BAJO CARGAS DE SERVICIO)  
 ESFUERZO MEDIO EN EL TERRENO = 8.99 TON/m2. (ASENTAMIENTOS A LARGO PLAZO)

El diseño de la cimentación debe de cumplir con las hipótesis establecidas de las teorías de mecánica de suelos demostrando con ello su validez, además de respetar los lineamientos del reglamento para construcciones vigente. Una buena cimentación debe llenar tres requisitos (Ref. 10).

1. Debe colocarse a una profundidad adecuada para impedir los daños de las heladas, los levantamientos, las socavaciones o los daños de que puedan causar futuras construcciones cercanas.
2. Debe ser segura contra la falla del suelo.
3. No debe asentarse tanto que desfigure o dañe la estructura.

Estos requisitos deben ser considerados en el orden indicado. Los dos últimos pueden ser establecidos con razonable exactitud por los métodos de la mecánica de suelos y de rocas, pero el primero envuelve la consideración de muchas posibilidades, algunas muy lejos del dominio de la ingeniería. Durante un largo periodo de tiempo en que un suelo debe soportar una estructura, puede sufrir cambios debidos a fuerzas naturales y artificiales. Estos aspectos deben de ser cuidadosamente evaluados al recomendar la solución de cimentación y la profundidad mínima a la que deba desplantarse.

Siguiendo los lineamientos arriba descritos, tomaremos en cuenta que:

- Se proyecta la construcción de cuatro edificios que contarán con un nivel de sótano, un semisótano, planta baja, 5 niveles y azotea, el sótano y semisótano ocuparán toda el área del predio, el nivel de piso terminado del sótano inferior se localizará a 5.2 m de profundidad respecto a nivel de banqueta.
- La forma del terreno es rectangular con un apéndice la geometría propia de el edificio provoca excentricidades del 4.61 y 4.24 % en direcciones larga y corta, respectivamente
- Para reducirlas las excentricidades se propone la colocación de un lastre a base de concreto, de 50 cm de espesor, adicional a la losa de fondo que comprenderá la superficie, delimitada por los ejes 16-24 y A-M, con la carga de este lastre las excentricidades se reducirán a 1.4 y 1 %, consideradas como admisibles.
- La estructura se resolverá con elementos de concreto reforzado.
- La carga estructural es considerable de acuerdo a los datos proporcionados por el ingeniero estructurista antes citados
- El edificio se construirá en un sitio rodeado de estructuras en distintas condiciones que van de buenas a malas

- La zonificación geotécnica del Valle de México y los resultados arrojados por la exploración geotécnica nos indican la presencia de arcillas, cuyas características son la expansión y/o consolidación en cualquier cambio en su estado de esfuerzos.
- La región en donde se encontrara el edificio sufre de hundimientos regionales producto de la extracción de aguas del subsuelo para el abastecimiento de la ciudad de México del orden de **1.0 cm** por año.
- Nivel de aguas freáticas a **2.2 m** de profundidad

**3.2.1 Solución de cimentación.** De acuerdo con las características del proyecto antes mencionadas, las cargas de la estructura y la estratigrafía del sitio, la solución de cimentación propuesta consiste en un cajón desplantado a **6.6 m** de profundidad (Fig. 7), respecto al nivel de banquetta; con ello las presiones de contacto de la losa de fondo se incrementarán aproximadamente en **0.36 ton/m<sup>2</sup>** por el peso propio de la losa tapa del cajón de cimentación, más **0.41 ton/m<sup>2</sup>** que transmitirá un lastre propuesto para reducir las excentricidades, llegando a presiones máximas de **12.01 ton/m<sup>2</sup>** que se utilizarán para la revisión de la cimentación y de **10.96 ton/m<sup>2</sup>** para el análisis de asentamientos.

La decisión de concebir la cimentación como un cajón surge de la necesidad de compensar el peso que se le va a imponer al suelo, evitando con esto su falla por cortante, pero sobre todo, para evitar la consolidación, y por consecuencia asentamientos indeseables de la estructura, situación que además dañaría a las construcciones vecinas.

**3.2.2 Presión neta.** La presión de compensación resultado de la remoción del suelo para la construcción del cajón, se calculó con la siguiente expresión (Ref. 11):

$$P_c = \gamma D_f \quad (3.1)$$

donde:

- $\gamma$  peso volumétrico del suelo excavado, **1.47 ton/m<sup>3</sup>**
- $D_f$  profundidad de desplante **6.6 m**

Sustituyendo los valores correspondientes, resulta una presión de compensación de **9.70 ton/m<sup>2</sup>**.

La presión neta ( $W_n$ ) que se aplicará al terreno de cimentación resulta de la diferencia entre la presión total que transmitirá la estructura y la presión de compensación resultado de la excavación, calculada como sigue (Ref. 11):

$$W_n = W - P_c \quad (3.2)$$

donde:

- $W$  presión total transmitida por la estructura, **12.01 ton/m<sup>2</sup>**  
las demás literales ya fueron definidas

Sustituyendo los valores correspondientes resulta una presión neta de  $2.31 \text{ ton/m}^2$ , generando una cimentación parcialmente compensada.

Tomando en cuenta que la toda el área comprendida del sótano y el semisótano se utilizara como estacionamiento y las celdas del cajón serán utilizadas como cisterna y otros servicios, se considero que el cajón permanecerá estanco durante la vida útil del inmueble, condición que deberá garantizarse en la construcción.

### 3.3 Análisis de estabilidad

**3.3.1 Capacidad de carga admisible.** La revisión de la capacidad de carga se realiza cuando se trasmite al suelo una carga neta, como es el caso de cimentaciones parcialmente compensadas, y en el diseño en condiciones sísmicas.

El criterio utilizado corresponde al propuesto por Skempton que toma en cuenta que se transmite al suelo una sobre carga neta, la ecuación involucra la resistencia no drenada del suelo correspondiente a la imposición rápida de carga aplicando la siguiente expresión (Ref. 11):

$$q_a = \frac{c N_c}{FS} + \gamma D_r \quad (3.3)$$

con

$$N_c = 5.14 \left( 1.0 + 0.25 \frac{D_r}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (3.4)$$

donde:

- c** cohesión media de los suelos atravesados por la superficie de falla,  $5 \text{ ton/m}^2$
- N<sub>c</sub>** factor de capacidad de carga de Skempton **6.08**
- γ** peso volumétrico sobre el nivel de desplante; promedio pesado,  $1.47 \text{ ton/m}^3$
- D<sub>r</sub>** profundidad de desplante, **6.6 m**
- B** ancho relativo de la de cimentación, **27 m**
- L** largo relativo de cimentación, **55 m**
- FS** factor de seguridad, **3 y 2** en condiciones estáticas y sísmicas, respectivamente

Sustituyendo los valores correspondientes, la capacidad de carga admisible es de **20.0 y 25.0 ton/m<sup>2</sup>**, para condiciones estáticas y sísmicas, respectivamente.

**3.3.2 Incremento de esfuerzos por sismo.** Para el diseño se considera la carga estática combinada con el sismo actuando con un 100 % de intensidad en la dirección más desfavorable y de un 30 % en la más favorable, sin factores de carga, esta condición solo se verifica para los compresiones, ya que los cajones de cimentación no son capaces de soportar tensiones (Ref. 11).

Los incrementos de esfuerzos que se presentarán en la cimentación ante un evento sísmico, se calcularon aplicando la siguiente ecuación (Ref. 11), en este análisis se puede considerar la forma real del cuerpo; o mediante una figura equivalente a esta considerando las reducciones pertinentes en el área de desplante analizada, considerando siempre cuerpo rígido infinitamente:

$$\Delta q_s = M_v \left( \frac{y_i}{I_x} + 0.3 \frac{x_i}{I_y} \right) \quad (3.5)$$

Sustituyendo los valores correspondientes, el incremento de esfuerzos por sismo en la esquina más desfavorable resulta de **8.38 ton/m<sup>2</sup>**

**3.3.3 Tensiones inducidas por el sismo.** Se verifico la tensión que las sollicitaciones sísmicas provocaran en la esquina mas desfavorable, comprobando que el incremento sísmico sea menor que la presión total estática mediante la siguiente ecuación (Ref. 11):

$$\Delta q_s = w - \Delta w_e \quad (3.6)$$

con:

$$\Delta w_e = \frac{M_e}{I} \left( \frac{L}{2} \right) \quad (3.7)$$

$$y \quad M_e = W_E e \quad (3.8)$$

donde:

$\Delta q_s$	incremento de esfuerzos por condición sísmica, <b>ton/m<sup>2</sup></b>
$W_E$	carga permanente de la estructura (acciones variables mas permanentes), <b>ton/m<sup>2</sup></b>
$e$	excentricidad estática respecto, <b>m</b>
$M_E$	momento estático, <b>ton-m</b>
$\Delta w_e$	incremento de esfuerzo estático, <b>ton/m<sup>2</sup></b>
$I$	momento de inercia, <b>m<sup>4</sup></b>
$w$	peso de la estructura, <b>ton/m<sup>2</sup></b>
$L$	largo de la cimentación, <b>m</b>

De acuerdo con lo explicado en incisos anteriores en donde se especifica la forma en que se corregirán las excentricidades que se presentaba la conformación de cargas estructurales esta condición se cumple.

**3.3.4 Distorsión angular máxima.** Se verifico que la distorsión angular  $\theta_{max}$  que se inducirá durante un sismo se mantenga en límites que no afecten a las colindancias o generen sensación de inseguridad a los ocupantes de la estructura; la expresión de cálculo es la siguiente (Ref. 11).

$$\theta_{e\max} = \frac{3}{\pi} \frac{M_v}{(0.5B)^2 L E} \quad (3.9)$$

donde:

**M<sub>v</sub>** momento de volteo sísmico, (de la parte analizada del edificio), **40,254 ton-m**  
**E** módulo de rigidez representativo del suelo de cimentación en condiciones dinámicas, **800 ton/m<sup>2</sup>**  
 las otras literales ya fueron definidas

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación se llega a una distorsión máxima de **0.0038**, permisible para estructuras a base de marcos de concreto y losas rígidas según el RCDF y sus NTC vigentes.

**3.3.5 Desplazamiento máximo.** Basados en la distorsión angular máxima, se verifico el desplazamiento máximo inducido por un evento sísmico, este se cálculo mediante la siguiente formula (Ref. 11).

$$\delta_s = \frac{B}{2} \theta_{e\max} \quad (3.10)$$

Sustituyendo las literales se llega a un desplazamiento máximo de **0.05 m**, estos desplazamientos provocarán asentamientos permanentes iguales a la mitad del desplazamiento máximo, esto debido al remoldeo del suelo de sustentación que sufrirá deformaciones del tipo plástico, de **2.5 cm** (Ref. 6).

### 3.4 Expansiones y asentamientos

**3.4.1 Expansiones del fondo de la excavación.** En la experiencia mexicana en bien conocida la presencia de grandes expansiones del fondo de excavaciones profundas en las arcillas lacustres del valle de México, causadas por la descarga del suelo que se encuentran bajo el fondo, aunque este fenómeno se presenta en todo tipo de suelo, su magnitud suele pasar inadvertida en los suelos no plásticos de estructura compacta, en cambio, en la zona de los depósitos lacustres de arcillas blandas altamente compresibles y expansibles adquiere gran magnitud que se advierte a simple vista en el comportamiento de las cimentaciones compensadas, en las que se observan grandes asentamientos causados por la recuperación de las expansiones generadas durante el proceso de ejecución de la excavación y el colado del cajón de cimentación. De aquí se deriva la necesidad de ejecutar las excavaciones siguiendo un procedimiento que reduzca la expansión del fondo a valores tolerables para las estructuras y sus colindancias.

Es importante comprender el proceso de expansiones cuando se construyen cimentaciones parcial o totalmente compensadas para con ello estimar de manera próxima lo que sucederá durante y después del proceso de excavación. El proceso de expansión se desarrolla de la siguiente forma:

La primer parte de la expansión ocurre simultáneamente con el decremento de la presión vertical total " $P_{Df}$ ", sobre el plano del fondo al retirar la tierra excavada; a esta componente se le llama "expansión inmediata"  $\rho_i$ . Durante esta etapa la masa de arcilla que subyace al fondo de la excavación sufre distorsiones en las que cambia de volumen, esto es despreciable ya que se comporta como un material elástico confinado al que se le disminuye la presión vertical total.

Otra parte de la expansión, llamada expansión lenta  $\rho_l$ , se desarrolla gradualmente a velocidad decreciente en el tiempo y va acompañada de aumento de volumen de la arcilla y de absorción de agua; ambos fenómenos son causados por un decremento gradual de la presión vertical intergranular  $\rho'_d$ , en la masa de suelo ubicada bajo el fondo de la excavación.

Ambas componentes se suman para dar la expansión total  $\rho_t$  (Ref. 6).

Los módulos de deformación son función del nivel de esfuerzos que se somete a la masa de suelo; los módulos se estiman considerando la variación de esfuerzos por excavación y recarga bajo el centro del área total de cimentación, mediante la siguiente secuencia de calculo:

- Obtener coordenadas de los vértices y centroidales del área de cimentación
- Seleccionar el factor de influencia para la distribución de esfuerzos según las características del suelo.
- Factores de influencia del suelo se pueden tomar de acuerdo a la Tabla 3

La distribución de esfuerzos en los estratos de suelo bajo el fondo de la excavación se obtuvieron mediante el método desarrollado por J. Damy y C. Casales (Ref. 12)

Proceso de expansión. Obtener el decremento de esfuerzos en puntos situados bajo el centroide

1. Obtener el decremento de esfuerzos en puntos de interés siendo de suma importancia aquellos situados bajo el centroide del área de cimentación a la profundidad media de cada uno de los estratos, asociada a una descarga igual al esfuerzo efectivo a nivel de desplante del cajón.
2. Con los diagramas de esfuerzos efectivos iniciales y del decremento de esfuerzos en cada uno de los estratos, se obtienen los módulos de expansibilidad  $m_{ve}$  en las ramas de expansión de las graficas de compresibilidad representativas (Ref. 6).



**TABLA 3 SOLUCIÓN DE DISTRIBUCIONES DE ESFUERZOS SEGÚN TIPO DE SUELO**

SUELO	CARACTERÍSTICAS	SOLUCIÓN
Costra superficial	Altamente interestratificada (deformación horizontal nula)	Westergaard o Frohlich $x=2$
Arcillas	Suelo estratificado con rigidez creciente con la profundidad	Boussines o Frohlich $x=3$
Arenas	Rigidez altamente creciente con la profundidad	Frohlich con $x$ entre 3 y 4

Siguiendo el criterio antes descrito, se calcularon las expansiones inmediatas y lentas en la masa de suelo bajo la excavación.

Las expansiones inmediatas se calcularon mediante la siguiente expresión (Ref. 6)

$$\rho_i = \frac{1-\nu^2}{E_r} p_{Df} B F_f \quad (3.11)$$

donde:

- $\nu$  relación de Poisson = 0.5 para cambio de volumen nulo, adimensional
- $E_r$  modulo de elasticidad, determinado en prueba triaxial rápida, **90 kg/cm<sup>2</sup>**
- $p_{Df}$  decremento de presión vertical total en el plano del fondo causado por la excavación, **ton/m<sup>2</sup>**
- $B$  ancho del área excavada, **m**
- $F_f$  factor de forma de Egorov, dependiente de la base y el espesor de suelo compresible

Sustituyendo valores en la formula se obtienen expansiones inmediatas de **18 cm** al centro de la excavación.

Las expansiones a largo plazo que se generarán por la excavación para erigir la cimentación se calcularon aplicando el criterio de Terzaghi, mediante la siguiente ecuación (Ref. 6):

$$\delta_{exp} = \Sigma \Delta \sigma_i m_{ei} h_i \quad (3.12)$$

donde:

- $\delta_{exp}$  expansión inducida por la excavación, **cm**
- $\Delta \sigma_i$  decremento de esfuerzos en el estrato de interés, **kg/cm<sup>2</sup>**
- $m_{ei}$  módulo de expansión del estrato de interés, **cm<sup>2</sup>/kg**
- $h_i$  espesor del estrato de interés, **cm**

Sustituyendo valores se obtienen expansiones máximas de **38 cm**.

Sumando ambas condiciones las expansiones totales se estiman de **56 cm**, condición inadmisibles para una excavación. Esta situación llevo a tomar medidas de precaución:

- La primera fue reducir la presión intergranular en la masa de suelo, algo que se lograría abatiendo el manto freático muy por debajo del fondo de excavación.
- La segunda se tomo recalculando las expansiones con el manto freático abatido, y debido a que las expansiones seguian siendo demasiadas se recomienda que la excavación se realizarse en etapas.
- Por último se indico que deberían de controlar los esfuerzos efectivos en la masa de suelo mediante el control del nivel del manto freático, dejando que este se recuperara conforme se fuera incrementando la presión de contacto, incrementando a su vez la reacción del suelo ante la carga que se le aplica esto hasta alcanzar el **80%** de la carga total de la estructura.

La profundidad del abatimiento del nivel freático  $h_a$ , necesaria para anular la expansión volumétrica lenta del fondo de la excavación se determina mediante la siguiente ecuación (Ref. 6).

$$h_a = \frac{\gamma_n D_f}{\gamma_w} \quad (3.13)$$

donde:

- $h_a$  profundidad de abatimiento, **m**
- $\gamma_n$  peso volumétrico saturado del suelo de la excavación, **1.46 ton/m<sup>3</sup>**
- $D_f$  profundidad de la excavación, **m**
- $\gamma_w$  peso volumétrico del agua **ton/m<sup>3</sup>**

Sustituyendo los valores correspondientes, la profundidad del abatimiento freático requerido para anular la presión intergranular es de **9.47 m**, pero de acuerdo a la experiencia en excavaciones realizadas sobre todo en la construcción del sistema de transporte colectivo, se ha demostrado que a este abatimiento debe ser igual a " $h_a + 3$ " por lo que el nivel de agua deberá mantenerse al menos a **12.5 m** de profundidad (Ref. 3).

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores se recalcularon expansiones de **7.0 cm**, estas se determinaron considerando que la excavación se realizará en tres etapas; la primera etapa de excavación comprenderá la mitad del terreno y se iniciará una semana después de activado el sistema de bombeo, garantizando que el abatimiento del nivel freático se mantenga al inicio por lo menos a **12.5 m** de profundidad; la segunda etapa de excavación se atacará una vez que la construcción del núcleo central se encuentre a nivel de planta baja, y la tercera que corresponde al frente sobre la calle de Campeche teniendo construida hasta nivel de banqueta el resto de la estructura con el muro perimetral definitivo terminado.

Conviene mencionar que para mantener en equilibrio el incremento de presión de contacto con el decremento de presión intergranular provocado por el abatimiento del nivel freático, se debe llevar un sistema de monitoreo de los movimiento de la masa de suelo y de la estructura, así como de las estructuras colindantes; para con ello incrementar o disminuir la intensidad del abatimiento que deberá ser menos intenso conforme la estructura crezca, hasta alcanzar el 80 % de la presión de contacto final del edificio.

### **3.4.2 Asentamientos a largo plazo de la estructura.**

Durante la construcción del cajón de cimentación el incremento de esfuerzos sobre la masa de suelo se generará de manera paulatina, los primeros asentamientos se generarán por la recuperación de las expansiones ocasionadas por la relajación del suelo, de tal forma los asentamientos inmediatos son difíciles de calcularse con precisión si se toma en cuenta que se realizó un abatimiento previo que provoco asentamientos antes de realizar la excavación, aunado a esto el abatimiento del manto freático deberá de ser menos intenso conforme se carga la masa de suelo para evitar asentamientos excesivos, con lo que se controlara la deformación de este.

Por esta razón se opto por calcular loa asentamiento a largo plazo de la estructura tomando en cuenta la carga total del edificio de la siguiente forma.

Proceso de recompresión. De manera similar que con las expansiones, deberá de calcularse el incremento de esfuerzos en los puntos situados bajo el centroide del área de cimentación a la profundidad media de cada uno de los estratos, asociado a una presión igual al peso total de la estructura, dividida entre el área del cajón.

Con los diagramas de esfuerzos efectivos posteriores a la carga, de los incrementos de esfuerzos, se obtienen los módulos de compresibilidad  $m_{vc}$ , en las ramas de recompresión de las gráficas de compresibilidad.

El incremento de esfuerzos en los estratos de suelo se calcularón con el programa de computadora desarrollado por J. Damy y C. Casales que permite calcular los incrementos de esfuerzo en un área poligonal cargada cualquiera (Ref. 12), los cuales se representan en la (Fig. 8)

Conviene mencionar que para mantener en equilibrio el incremento de presión de contacto con el decremento de presión intergranular provocado por el abatimiento del nivel freático, se debe llevar un sistema de monitoreo de los movimiento de la masa de suelo y de la estructura, así como de las estructuras colindantes; para con ello incrementar o disminuir la intensidad del abatimiento que deberá ser menos intenso conforme la estructura crezca, hasta alcanzar el 80 % de la presión de contacto final del edificio.

### **3.4.2 Asentamientos a largo plazo de la estructura.**

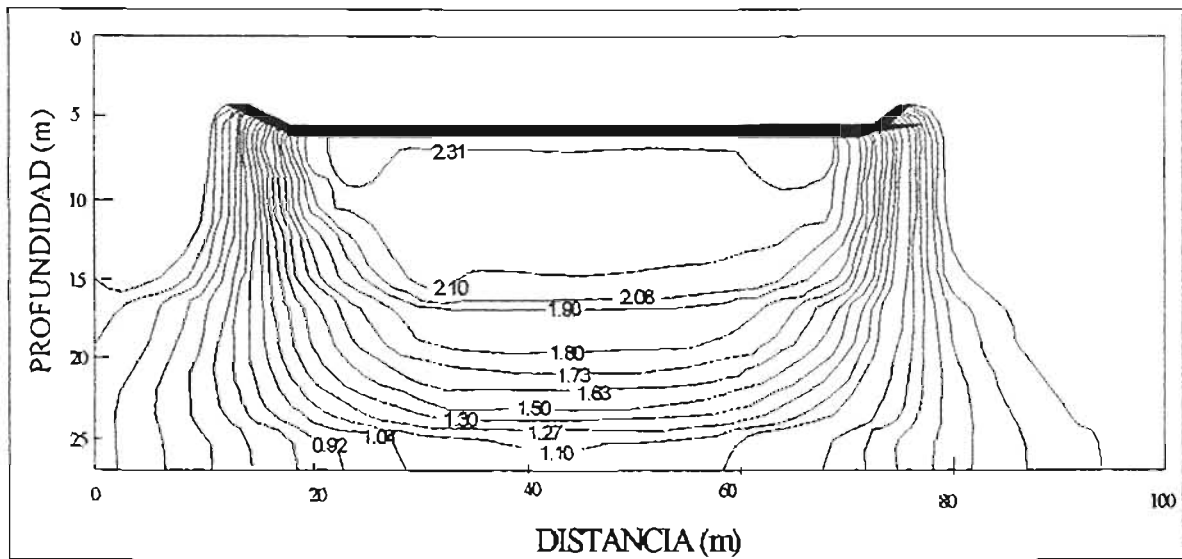
Durante la construcción del cajón de cimentación el incremento de esfuerzos sobre la masa de suelo se generará de manera paulatina, los primeros asentamientos se generarán por la recuperación de las expansiones ocasionadas por la relajación del suelo, de tal forma los asentamientos inmediatos son difíciles de calcularse con precisión si se toma en cuenta que se realice un abatimiento previo que provoco asentamientos antes de realizar la excavación, aunado a esto el abatimiento del manto freático deberá de ser menos intenso conforme se carga la masa de suelo para evitar asentamientos excesivos, con lo que se controlara la deformación de este.

Por esta razón se opto por calcular loa asentamiento a largo plazo de la estructura tomando en cuenta la carga total del edificio de la siguiente forma.

Proceso de recompresión. De manera similar que con las expansiones, deberá de calcularse el incremento de esfuerzos en los puntos situados bajo el centroide del área de cimentación a la profundidad media de cada uno de los estratos, asociado a una presión igual al peso total de la estructura, dividida entre el área del cajón.

Con los diagramas de esfuerzos efectivos posteriores a la carga, de los incrementos de esfuerzos, se obtienen los módulos de compresibilidad  $m_{vc}$ , en las ramas de recompresión de las gráficas de compresibilidad.

El incremento de esfuerzos en los estratos de suelo se calcularón con el programa de computadora desarrollado por J. Damy y C. Casales que permite calcular los incrementos de esfuerzo en un área poligonal cargada cualquiera (Ref. 12), los cuales se representan en la (Fig. 8)



**Fig. 8 Distribución de esfuerzos en la masa de suelo bajo el edificio**

Los asentamientos a largo plazo, generados por la imposición de la presión neta del edificio sobre la masa del suelo de sustentación, se calcularon con la ecuación (3.14) donde se considera la carga media máxima (Tabla 2) y el incremento de esfuerzos producidos (Fig. 8), (Ref. 6).

$$\delta_{asnt} = \sum \Delta\sigma_i m_{vi} h_i \quad (3.14)$$

donde:

$m_{vi}$  módulo de compresión del estrato de interés,  $kg/cm^2$   
 el resto de las literales ya fueron definidas.

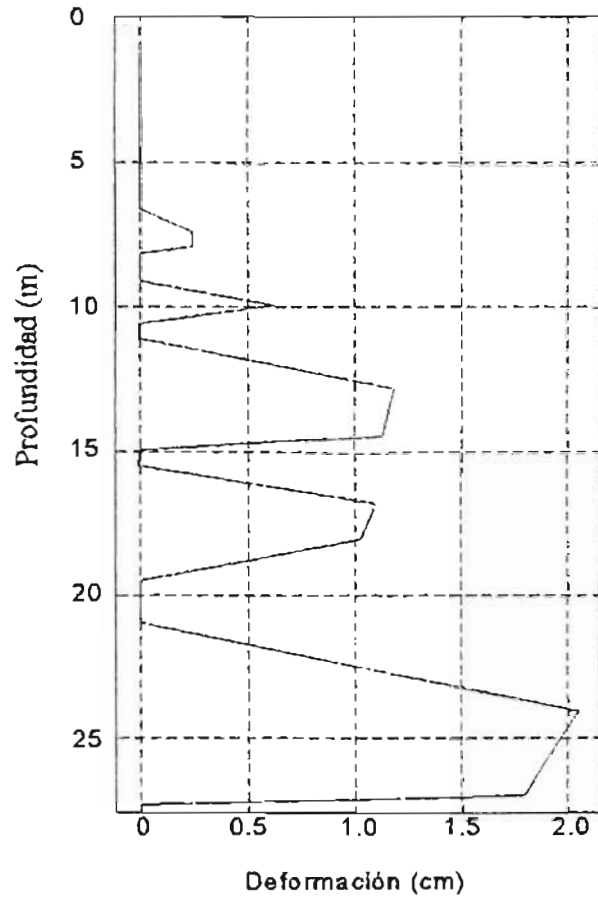
En la Tabla 4 se muestran las deformaciones producidas en cada uno de los estratos y la Fig. 9 se representa de manera grafica la deformación sufrida por cada estrato y que sumadas originan el asentamiento total a largo plazo del edificio.

De ésta forma, los asentamientos máximos que se generarán a largo plazo en la masa de suelo, serán menores a 10.0 cm.

**TABLA 4 DEFORMACIONES EN LA MASA DE SUELO BAJO EL CENTRO DE CARGA**

<b>Profundidad</b>	<b>Deformación</b>	<b>Deformación acumulada</b>
<b>(m)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(cm)</b>
6.6	0	0
7.25	0.24	0.24
7.9	0.24	0.48
8.05	0	0.48
8.2	0	0.48
9.05	0	0.48
9.9	0.65	1.13
10.5	0	1.13
11.1	0	1.14
12.75	1.19	2.33
14.4	1.14	3.47
14.95	0	3.47
15.51	0	3.47
16.7	1.1	4.57
17.9	1.05	5.62
19.45	0	5.62
21	0	5.62
23.9	2.05	7.67
26.8	1.8	9.47
27.1	0	9.47
27.4	0	9.47

### Perfil deformaciones bajo el centro de carga



**Fig. 9** Deformaciones en la masa de suelo a largo plazo

## **4 DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA EXCAVACIÓN**

Como es bien sabido casi toda obra de ingeniería civil comienza o lleva implícita en su construcción, la realización de una excavación; ya sea para alojar su cimentación, construcción de cisternas o cajones de elevadores u otros servicios; cuando la excavación se realiza en campo abierto sin la interferencia de instalaciones o estructuras vecinas, la ejecución de la excavación en taludes es una buena alternativa, ya que técnicamente es sencilla y económica, sin embargo en nuestro caso, como en muchos de la ciudad de México, esta es una circunstancia poco probable.

En tales casos es necesaria la contención de las paredes de la excavación así como una buena planeación para la extracción de los materiales, con el fin de proteger a los trabajadores, mantener la estabilidad de las estructuras e instalaciones vecinas y procurar la estabilidad de la propia excavación previendo las fallas que pueda tener el suelo al relajarse e intemperisarse.

Las alternativas estudiadas para realizar la excavación y la estabilización de esta generaron la mayor inquietud en el grupo de ingenieros y arquitectos a cargo de dar solución a todas las circunstancias que podrían acarrear algún problema en la construcción.

Con gran frecuencia es necesaria la excavación a profundidades inferiores al nivel freático en la ciudad de México, el aprovechamiento de los espacios es una constante los lineamientos en los reglamentos de urbanización exigen a los proyectistas garantizar que no exista obstrucción en las calles y avenidas sobre las que se encuentren edificios de departamentos y oficinas, y además que estos proporcionen sus propios sitios para el aparcamiento de automóviles.

### **4.1 Control de filtraciones de agua en la excavación**

La construcción de edificios con uno a más sótanos u otras obras subterráneas, eventualmente incluye excavaciones bajo el nivel de aguas freáticas; estas excavaciones requieren el abatimiento de ese nivel por debajo del desplante para prevenir la erosión o falla de los taludes o para disminuir la presión sobre los elementos de soporte provisionales, también para asegurar condiciones de trabajo en seco, que permitan eficiencia y rapidez durante la construcción.

El agua del subsuelo debe manejarse por medio de un sistema de bombeo adecuado al tamaño y profundidad de la excavación, a las condiciones geológicas del sitio y a la secuencia estratigráfica del lugar. Los procedimientos de que se dispone actualmente para el control de las filtraciones actúan sobre éstas en dos formas diferentes:

En unos casos se conducen las filtraciones mediante instalaciones convenientes de bombeo, extrayéndolas del suelo antes de que lleguen al sitio de la excavación; éstos son los llamados métodos de drenaje” y permiten abatir el nivel freático, en forma local.

Otros métodos evitan la llegada del agua al sitio de la excavación interceptándola mediante pantallas impermeables que rodean al sitio de la construcción y, en ocasiones, forman también un



fondo impermeable que impidan la filtración por el fondo; a estos se les llama “métodos de impermeabilización

Los distintos tipos de instalación para el abatimiento del nivel freático antes de la excavación son los siguientes:

a) Sistema que actúa por gravedad:

Pozos-punta  
Pozos profundos

b) Sistema combinado de gravedad y vacío.

c) Sistema combinado de bombeo y electroósmosis.

En el caso de excavaciones en arcillas blandas como las del valle de México, se producen expansiones del fondo de la excavación como consecuencia de la descarga que sufren los suelos bajo el nivel del fondo, al retirar los materiales que se encuentra arriba de este nivel.

La implementación de pozos puede utilizarse cuando se trata del suelos de baja permeabilidad como las arenas arcillosas, los limos arcillosos y las arcillas de mediana o alta plasticidad, cuyo coeficiente de permeabilidad es del orden de  $10^{-6}$  cm/seg o menor, la aplicación de un sistema de bombeo profundo resulta cara y poco conveniente.

Puesto que es necesario que los conos de abatimiento de cada uno de los pozos a lo largo de la línea de bombeo se traslapen completamente, es necesario que la separación entre pozos no sea mayor que la mitad de la profundidad de abatimiento requerida y el espejo de agua abatida en cada pozo de bombeo se encuentre de 2 a 3 m debajo de la profundidad de abatimiento deseada en la excavación. Sobre lo anterior se puede elegir la capacidad y número de bombas que se requiera (Ref. 13).

En comparación con la complejidad del comportamiento del suelo y del agua subterránea, una bomba es un dispositivo mecánico relativamente sencillo, cuyo comportamiento debe ser predecible y confiable. Aun cuando muchas de las dificultades en los trabajos de abatimiento pueden ser atribuidas a las bombas, ello se debe en general a usos equivocados, a instalaciones inapropiadas, o bien operaciones a mantenimiento inadecuados.

En general, las bombas para abatimiento de deben seleccionar con capacidad mayor que la de trabajo normal, así como para el agua de lluvia que llega a la excavación. Para el uso específico de abatimiento del nivel freático en excavaciones se han desarrollado varios tipos de bombas.

En el caso de suelos estratificados que contienen capas alternadas de muy diferente permeabilidad, arenas, limos y arcillas, se requiere del empleo de pozos con filtro en toda la profundidad, independientemente del sistema de bombeo que se utilice.

En excavaciones similares, se han registrado expansiones mayores a 60 cm, las cuales se recuperan en forma de asentamientos al volver a cargar las arcillas con el peso de la estructura (Ref. 3).

En esta forma, una estructura totalmente compensada, que teóricamente no debería de sufrir de asentamientos se hunde una cantidad igual a la expansión provocada durante el proceso de excavación. En estos casos el abatimiento local del nivel freático, previo a la excavación, produce una sobrecarga local de igual magnitud que la descarga que provocará posteriormente la excavación.

Es también conocido que el abatimiento local del nivel freático produce hundimientos por consolidación de la arcilla, cuya magnitud es función del tiempo que actúa la sobrecarga producida por el abatimiento. Si el abatimiento se logra en un tiempo corto, alrededor de una semana los hundimientos locales no exceden de unos 10 cm. Al ejecutar la excavación después de haber abatido el nivel freático, pueden excavar grandes áreas, produciéndose expansiones de magnitud semejante a los asentamientos provocados previamente por la etapa de abatimiento del nivel freático.

Cuando se tienen depósitos de limos o limos arenosos cuya permeabilidad varía entre  $10^{-3}$  y  $10^{-5}$  cm/seg, los sistemas de bombeo por gravedad por sí solos pueden requerir de un tiempo de bombeo muy prolongado, o bien ser totalmente ineficientes para los limos menos permeables: en tales condiciones se recurre al auxilio de un sistema de vacío que, combinado con el equipo de bombeo produce un vacío que actúa en las paredes del pozo, a través de un filtro, según se muestra en el esquema de la Fig 10; este sistema aumenta al gradiente de las filtraciones hacia el pozo y desarrolla un estado de tensión en el agua de los poros del suelo que, a su vez, se traduce en un aumento de la presión intergranular y, por lo tanto, de la resistencia al corte del suelo. De esta manera, no solamente logra la eliminación de las fuerzas de filtración sino que además, el estado de tensión creado en el agua mejora notablemente las condiciones de estabilidad de los taludes de una excavación, lo que permite aumentar el ángulo de talud y reducir el volumen de la tierra excavada (Ref. 3).

Dicho lo anterior, se recurrió a la solución siguiente: El agua fue extraída del interior del ademe mediante una pequeña bomba de pozos profundos del tipo eyector (trompa de vacío) operada por un chiflón de agua producido por una bomba centrífuga de alta presión; el agua inyectada en el eyector, junto con la extraída del suelo, fluyen por una tubería de retorno que regresa hasta el cárcamo de la bomba centrífuga que se encuentra en la superficie, desde donde es recirculada y reinyectada para la operación continua de los eyectores (Fig 10).

En arcillas de alta compresibilidad la colocación en el área de la excavación y el gradiente de potencial aplicado se diseñan de manera tal que se reduzcan al mínimo los asentamientos de la corona de los taludes y de la zona vecina a la excavación, con el fin de evitar daños a estructuras vecinas y prevenir el agrietamiento de los taludes, lo cual empeoraría su estabilidad. En este caso se instalaron puntas eyectoras a 1.0 m de profundidad para lograr los efectos deseados antes descritos.

El sistema de bombeo deberá contar con un pozo por cada 50 m<sup>2</sup> de superficie, en la Fig. 11 se presenta la distribución en planta de los pozos.

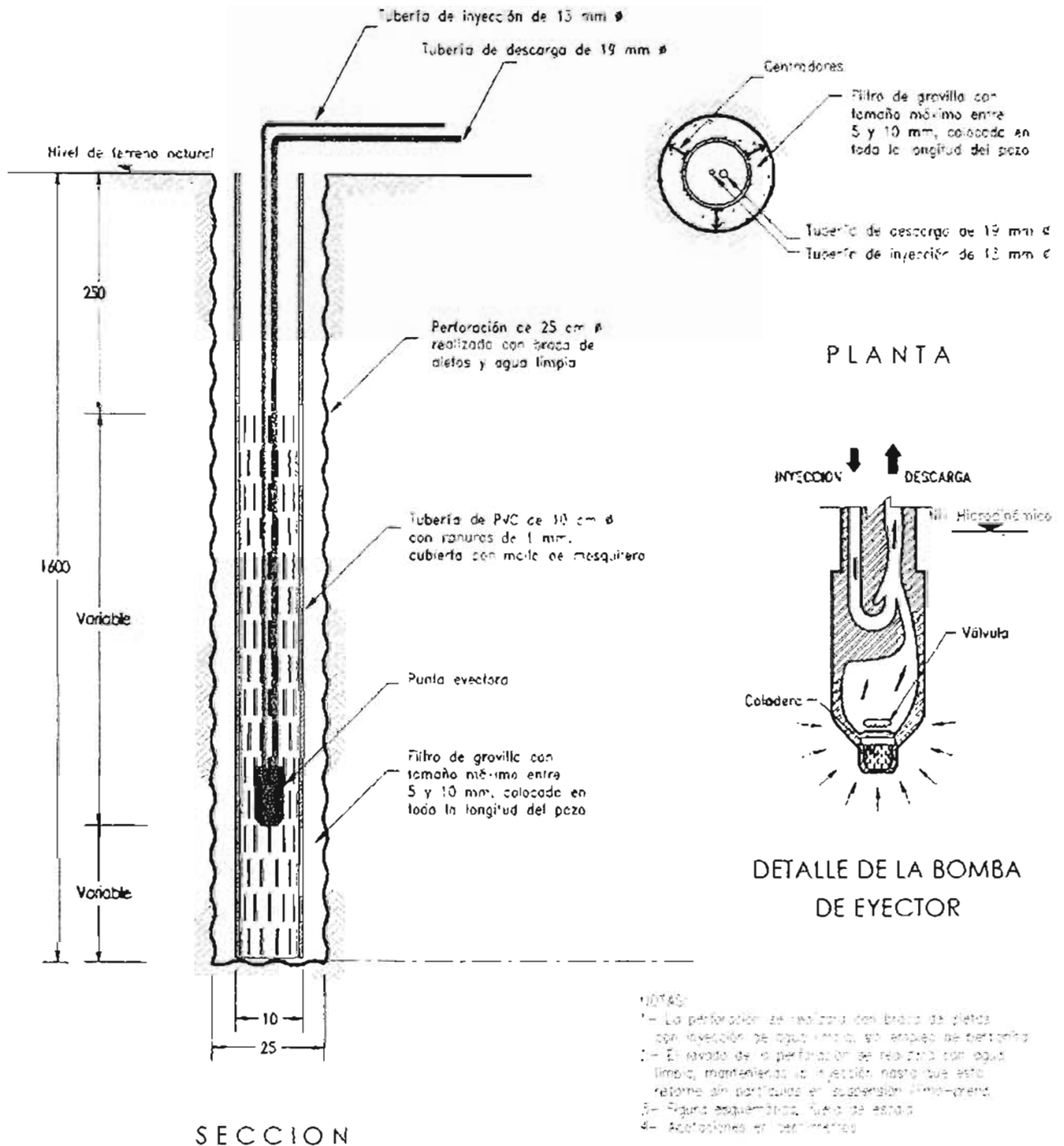


Fig. 10 Detalle del bombeo evector

El bombeo deberá activarse una semana antes de iniciar la excavación y el nivel de aguas freáticas se mantendrá abatido a 10 m de profundidad, respecto al nivel de terreno actual, al principio de la excavación.

Una vez activado, el sistema de bombeo se mantendrá en operación continua las 24 hrs. del día incluyendo sábados, domingos y días festivos.

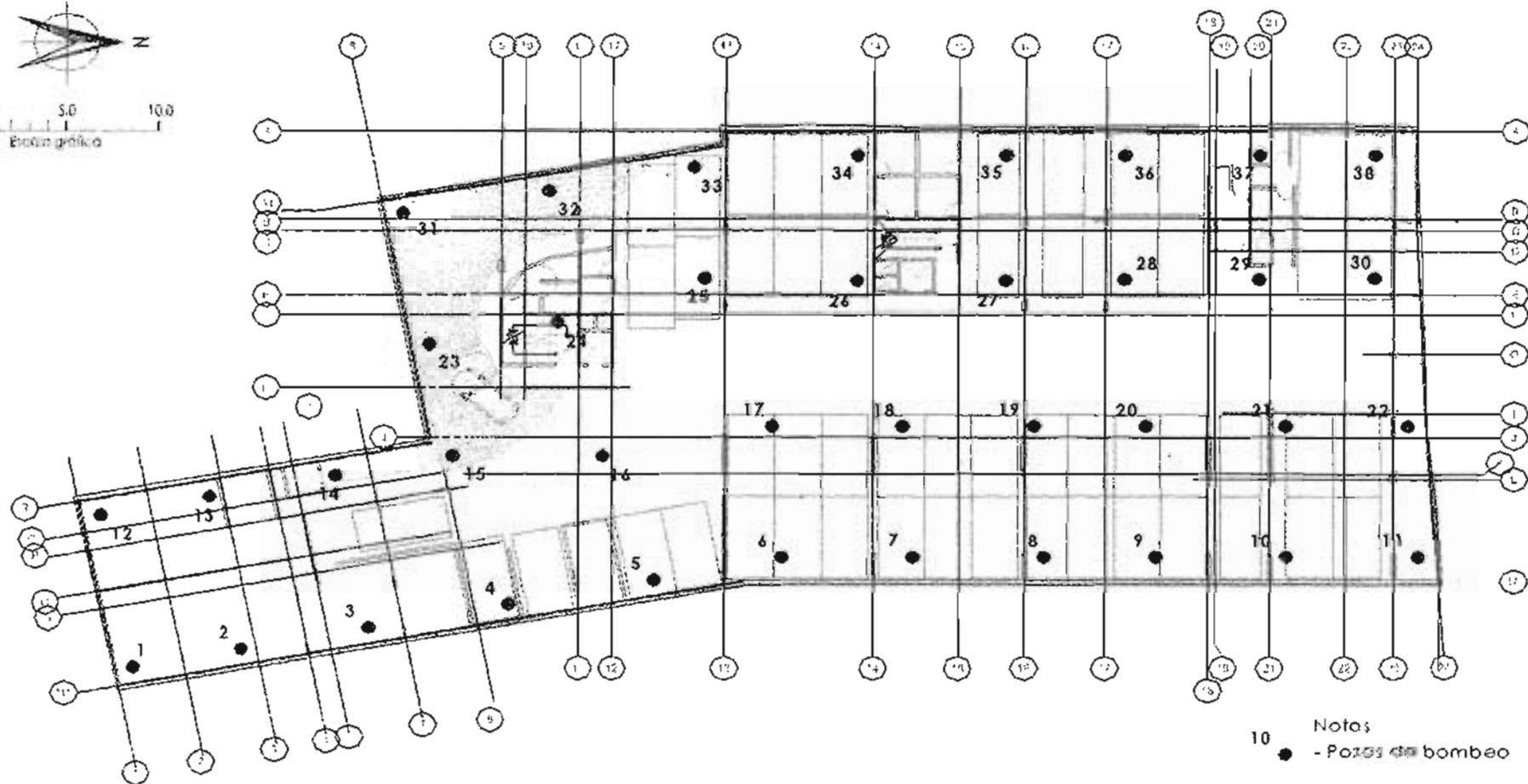
El sistema de bombeo se mantendrá en operación por lo menos hasta que la presión de contacto de la estructura en construcción alcance una presión de al menos el 80 % de la compensación. La perforación de los pozos que conformarán al sistema de bombeo, podrá realizarse revisando que la ubicación de éstos no interfiera con las contratrabes en proyecto.

Los pozos contarán con una perforación de **25 cm** de diámetro y **16.0 m** de profundidad, se ademarán con tubería de PVC, ranurado y forrado con tela de mosquitero, el espacio anular comprendido entre el ademe y la perforación se rellenará con un filtro de material granular, la perforación se realizará con broca de corona o aletas para evitar modificar la permeabilidad del suelo (Fig. 10).

Al concluir la perforación y previamente a la colocación del ademe, el barreno deberá lavarse mediante la inyección y recirculación de agua, hasta que ésta retorne completamente limpia.

Conforme avancen los trabajos de construcción de la estructura y el incremento de esfuerzos ocasionado por la imposición de carga de ésta, se irán elevando las punta eyectoras, iniciando esta maniobra por el centro del área excavada, ya que de acuerdo a lo que por el procedimiento constructivo requerido y que mas adelante se explicará, esta parte es la primera en recibir incremento importantes de carga.

Durante el cierre de la excavación mediante la construcción de los muros definitivos del sótano el sistema de bombeo se mantendrá con la intensidad antes descrita, esto con el fin de mantener una pantalla de abatimiento y no provocar expansiones indeseables en las orillas de la excavación lo que provocaría una sobre-excavación o un aumento en la plantilla o losa de fondo, buscando alcanzar en el mismo nivel de la losa construida al centro y su continuidad, además de los motivos ya antes mencionados.



**Fig. 11 Planta de distribución de pozos de bombeo**

## 4.2 Estabilidad de taludes

Una de las más frecuentes fallas de masas de tierra están las que se producen por taludes inestables, la gravedad en la forma del peso de la masa del suelo y del agua que pudieran estar sobre ella, es la fuerza principal que tiende a producir la falla, mientras que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es la principal fuerza que la mantiene estable.

Las fallas de las masas de tierra tienen una característica común: hay un movimiento de una gran masa de suelo a lo largo de una superficie más o menos definida, En la mayoría de los casos, la masa de tierra permanece intacta durante las primeras etapas del movimiento, pero finalmente se deforma y rompe en pedazos a medida que el movimiento progresa. Algunas fallas ocurren bruscamente con un ligero aviso o ninguno, mientras que otras se producen pausadamente después de anunciar su intención por un asentamiento lento o por la formación de grietas.

El movimiento ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continua. Las fallas localizadas en un solo punto de la masa de suelo no indica necesariamente que la masa sea inestable; la inestabilidad sólo se produce como resultado de la falla por esfuerzo cortante en una serie de puntos que definen una superficie, a lo largo de la cual se produce el movimiento.

No es fácil determinar las causas que producen un movimiento de tierra, realmente cualquier cosa que produzca una disminución de la resistencia del suelo o un aumento de los esfuerzos en el suelo, contribuye a la inestabilidad y deben tomarse en consideración, tanto en el proyecto de las estructuras de tierra como en la corrección de las fallas.

De acuerdo a experiencias en diferentes tipos de suelo, las causas principales de inestabilidad en taludes son las siguientes (Ref. 10):

Causas externas que producen aumento de esfuerzos

1. Cargas externas como edificios, agua o nieve
2. Aumento del peso de la tierra por aumento de la humedad
3. Remoción por excavación de parte de la masa de suelo
4. Socavación producida por perforaciones de túneles, derrumbes de cavernas o erosión por filtraciones
5. Choque producido por terremotos o voladuras
6. Grietas de tracción
7. Presión de agua en las grietas

Causas que producen disminución de resistencia

1. Expansión de las arcillas por absorción de agua
2. Presión de agua intersticial (esfuerzo neutro)
3. Destrucción de la estructura, suelta o de panal, del suelo por choque, vibración o actividad sísmica.
4. Fisuras capilares producidas por la expansión y retracción
5. Deformación y falla progresiva en suelos sensibles

6. Deshielo de suelos helados o de lentes de hielo
7. Deterioro del material cementante
8. Perdida del material cementante
9. Perdida de la tensión capilar por secamiento

La falla puede ser el resultado de cualquiera de estos factores, aislados o combinados, en su mayoría son independientes pero algunos pueden estar ligados entre si.

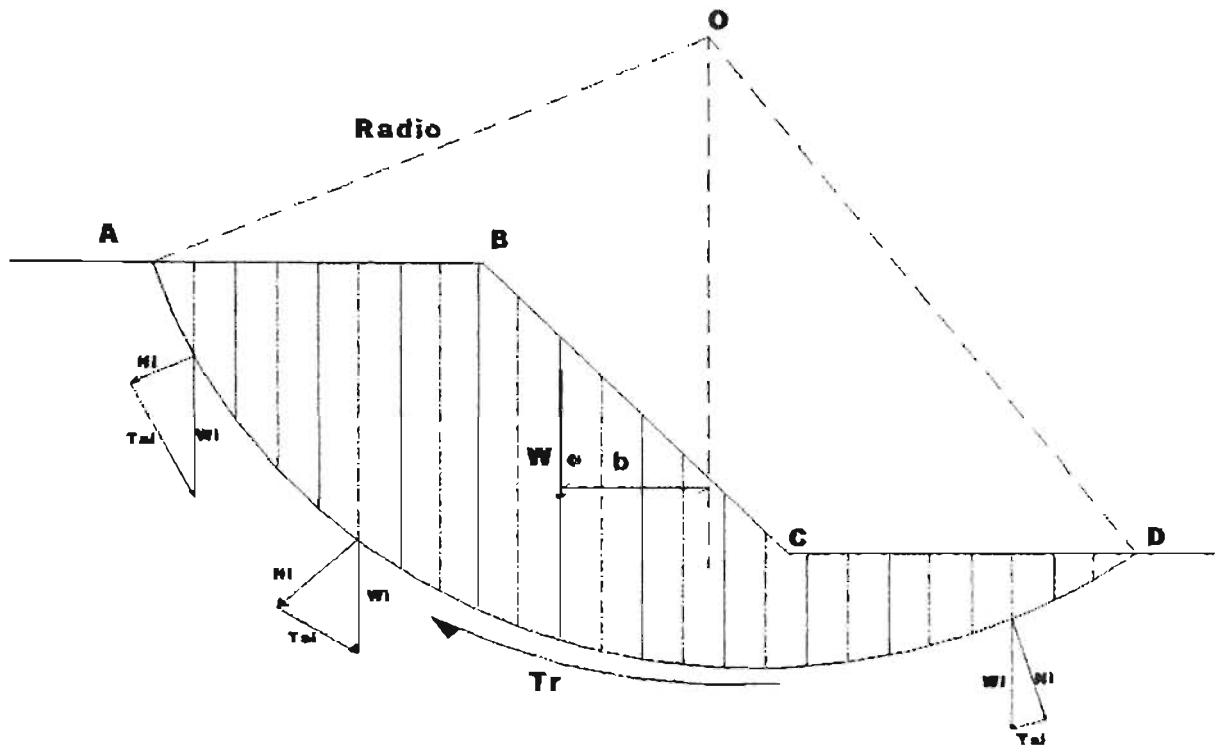
La superficie de falla por deslizamiento, tiene la forma cóncava con el extremo menor en la parte superior del talud y él más ancho en la parte inferior (Fellinius 1923).

En las arcillas blandas como es el caso de los suelos lacustres de la ciudad de México, se producen fallas de base o profundas; la parte superior del talud se cae dejando un escape vertical mientras que el terreno a nivel situado más allá del pie del talud se levanta en comba.

El análisis de la estabilidad de un talud es un problema de equilibrio plástico. Cuando la masa está a punto de fallar, las fuerzas que producen el movimiento han llegado a ser iguales a la resistencia que opone la masa a ser movida. Un ligero aumento en las fuerzas es suficiente para producir una continua deformación.

En el caso más general, cuando la excavación para una cimentación se hace en suelos cohesivo-friccionantes, la estabilidad de los taludes se analiza con el método propuesto por Fellinius en 1927, conocido como "método sueco, método de Fellinius, o método del círculo de falla", que consiste en verificar el equilibrio del mecanismo de falla que se ilustra en la (Fig 10) Basándose en la evaluación de fallas reales ocurridas en los ferrocarriles de Suecia, Fellinius concluyo que el deslizamiento del talud se producía a lo largo de una superficie curva, semejante a la de un cilindro que gira alrededor de su eje. El prisma deslizante de suelo, limitado por la superficie cilíndrica AD y el perfil del talud ABCD, con espesor unitario en el sentido normal al dibujo, se desplaza bajo la acción de su propio peso W, girando alrededor del eje del cilindro O; el movimiento de esta fuerza respecto a O es el que tiende a provocar el movimiento giratorio de la masa de suelo, por lo que se llama movimiento actuante  $M_a = W b$ . El desplazamiento del prisma del suelo, actúa a lo largo de la superficie de falla cilíndrica AD, cuya resultante, denominada fuerza tangencial resistente  $T_r$ , genera un momento respecto a O que se opone al movimiento del prisma deslizante, por lo que se le llama momento resistente  $M_r = T_r R$ . De aquí se deduce que el factor de seguridad contra el deslizamiento del talud se expresa por la relación entre el momento resistente y el actuante, según la ecuación siguiente (Ref. 14).

$$FS = \frac{M_r}{M_a} = \frac{T_r R}{W b} \quad (4.1)$$



**Fig. 12 Mecanismo básico de Fellenius para la falla de un talud.**

donde:

- FS** Factor de seguridad
- $M_r$**  momento, ó fuerza tangencial resistente,  $T_r R$
- $M_a$**  momento actuante ó motor

Cuando este factor es menor que la unidad se produce la falla del talud. El valor mínimo del factor de seguridad de un talud dado se determina por un proceso iterativo (tanteos) realizado con varios círculos en los que se hacen variar el radio y la posición del centro.

Desde la aparición de este método se han venido desarrollando diferentes procedimientos para agilizar el proceso iterativo, incluyendo procedimientos gráficos, analíticos o una combinación de estos y recientemente, procedimientos numéricos accesibles a la computadora; pero todos ellos mantienen los conceptos y las hipótesis básicas simplistas, originalmente propuestas por Fellenius.

Para analizar el factor de seguridad de cada círculo propuesto se requiere valuar las fuerzas actuantes cuyos momentos,  $M_a$  y  $M_r$ , se comparan de acuerdo con la ecuación (4.1). La fuerza actuante ( $W$ ) es función del peso volumétrico natural  $\gamma_n$  del suelo, así como del volumen del prisma depende de su forma y dimensiones; la determinación de estos factores es un caso simple de geometría. En tanto que la fuerza resistentes, son el resultado de la resistencia al corte del suelo, que actúa a lo largo de fuerza de falla cilíndrica (Ref. 14).



La resistencia al corte de los depósitos naturales de suelos que forman el talud se obtienen mediante pruebas de compresión triaxial realizadas en muestras inalteradas o representativas que tengan la misma relación de vacíos y grado de saturación que lo los materiales naturales que forman al talud de la excavación.

En el caso más general, en el que se tenga un suelo cohesivo-friccionante, la resistencia al corte en cada punto de la superficie de falla cilíndrica se determina mediante la ecuación general (Ref. 14):

$$s = c + p'_n \tan \phi \quad (4.2)$$

donde

- s** resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo, **ton/m<sup>2</sup>**
- c** cohesión del suelo, en **ton/m<sup>2</sup>**
- p'<sub>n</sub>** presión efectiva normal al plano de falla, en **ton/m<sup>2</sup>**
- φ** ángulo de la envolvente de resistencia del círculo de Mohr

Como se explico anteriormente esta ecuación es representativa del caso general de los suelos de textura gruesa y media, así como de los suelos con finos no plásticos, incluidos en los grupos de suelos permeables y semipermeables. Para evaluar el momento resistente se hace necesario conocer la distribución de la presión efectiva  $p'_n$  normal a la superficie de falla cilíndrica en cualquier punto que se considere. Uno de los artificios de cálculo para determinar dicha distribución, propuesto por Fellinius, consiste en dividir el prisma deslizante en fragmentos verticales imaginarios (dovelas) como se muestra en la Fig. 12. El equilibrio de esta dovela se analiza considerando que cada una de ellas es un cuerpo libre independiente de las demás; es decir, despreciando la interacción entre dovelas contiguas. Bajo esta hipótesis, el equilibrio de la dovela cualquiera de índice  $i$ , puede suponerse uniformemente distribuida e igual a " $p'_{ni} = N'_i/l_i$ ". Este valor, sustituido en la ecuación (4.2) proporciona el valor medio de la resistencia al corte  $s_i$ , que actúa a lo largo de la base de la dovela (Ref. 14).

$$s_i = \frac{N'_i}{l_i} \tan \phi + c_i \quad (4.3)$$

donde

- N'<sub>i</sub>** fuerza normal que actúa en la base de la dovela
- l<sub>i</sub>** longitud de la dovela, m
- las demás literales ya fueron definidas

Multiplicando por el área de dicha base se obtiene el valor de **T<sub>ni</sub>, ton/m<sup>2</sup>**

$$T_{ni} = s_i l_i = \left[ \frac{N'_i}{l_i} \tan \phi + c_i \right] l_i = N'_i \tan \phi + c_i l_i \quad (4.4)$$

Tomando momentos alrededor del punto O, se anula el de la componente normal " $N_i$ ", y queda

$$M_{ai} = T_{ai} R \quad (4.5)$$

y:

$$M_{ri} = T_{ri} R \quad (4.6)$$

quedando como momento actuante total

$$M'_{ai} = \sum T_{ai} R \quad (4.7)$$

y como momento resistente total

$$M_{ri} = \sum T_{ri} R \quad (4.8)$$

Sustituyendo estas dos expresiones en la ecuación del factor de seguridad (15), como sigue se obtiene este último para toda la masa deslizando:

$$FS = \frac{\sum T_{ri}}{\sum T_{ai}} \quad (4.9)$$

Sustituyendo la ecuación (4.4) en la (4.9), obtiene el factor de seguridad de la masa de suelo deslizando, expresado por la ecuación (24)

$$FS = \frac{\sum N_i \tan \phi + \sum c_i l_i}{\sum T_{ai}} \quad (4.10)$$

Para erigir la cimentación se realizará la excavación de un núcleo central que deberá contar con los taludes adecuados que garanticen la estabilidad de la excavación y sus colindancias, el análisis de estabilidad se realizó aplicando la ecuación anteriores de manera iterativa para diferentes superficie de falla asta obtener el factor de seguridad mínimo en taludes propuestos, ( Ref. 6).

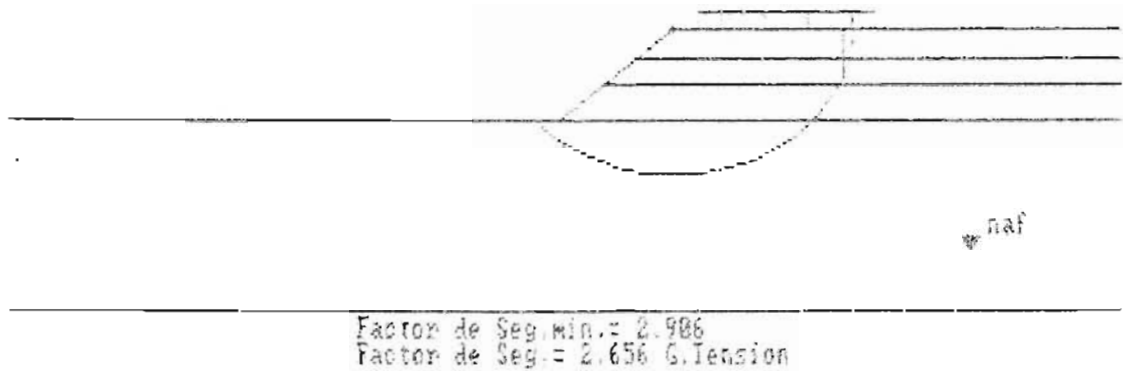
Del análisis anterior se observó que para el talud propuesto en las colindancias con los edificios de cuatro niveles que se localizan en la colindancia noroeste del predio, con una inclinación de  $45^\circ$ , que equivale a una relación 1:1 (hor-vert), se cuenta con un factor de seguridad mayor de 1.5, considerado como admisible, para una condición temporal, y cuyo esquema se presenta en la (Fig.13).

AMSTERDAM 191  
TALUD 1  
N.P.A. = 4

JSE

4

FSM  
2.986



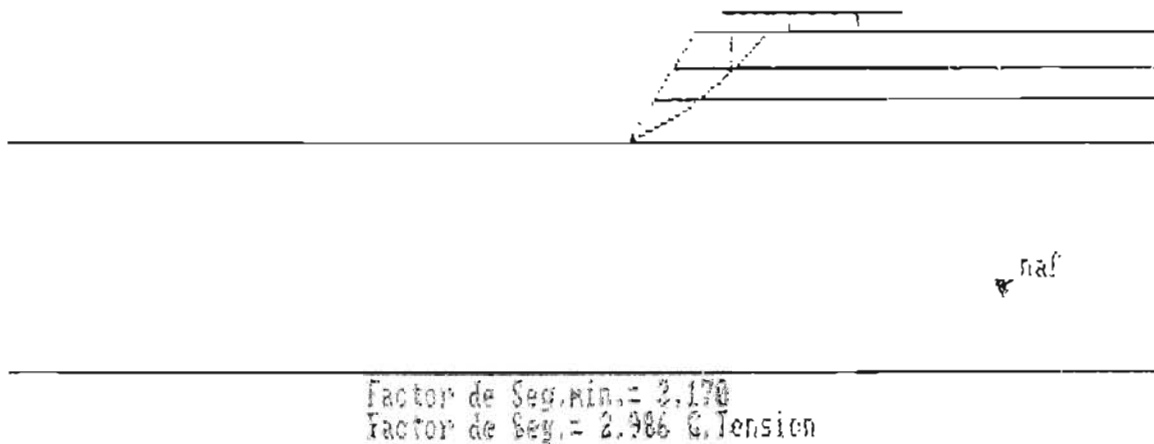
**Fig. 13 Circulo crítico de falla para talud a 45°**

En la (Fig 14) se presenta el esquema del talud propuesto para proteger las colindancias con las casas de 1 y 2 niveles que se localizan en la parte noreste y oeste del predio,

AMSTERDAM 191  
TALUD 2  
N.P.A. = 4

JSE

FSM  
3.170

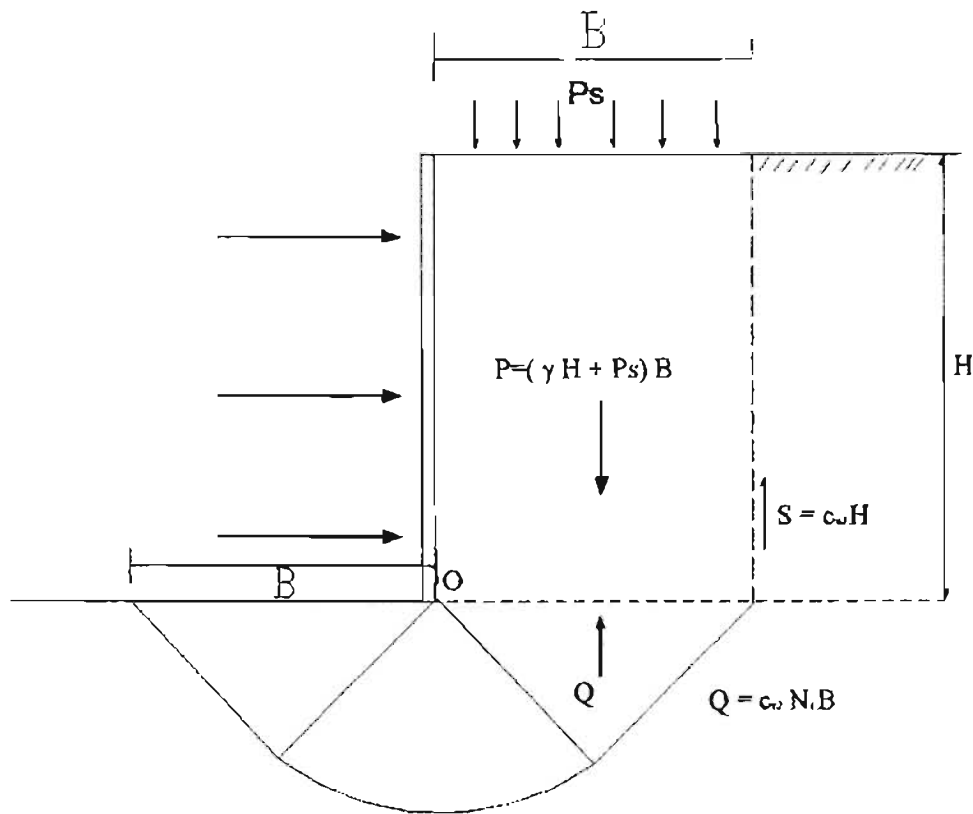


**Fig. 14 Circulo crítico de falla para talud a 60°**

### 4.3 Revisión de falla de fondo por subpresión

La falla de fondo en excavaciones profundas ademadas, en arcillas blandas saturadas, se manifiesta como un levantamiento brusco del fondo simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno aledaño a la excavación y finalmente, el colapso de la estructura de soporte lateral. Para analizar la condición crítica en la que ocurre este tipo de falla Terzaghi propuso un mecanismo de falla como el se muestra en la Fig. 15, la cual presenta la sección transversal de una excavación ademada, de profundidad  $H$ . La longitud  $L$  de la excavación y espesor  $Z$  del estrato de arcilla se consideran, hipotéticamente, infinitos (Ref. 6).

En este caso, las condiciones del subsuelo descritas en el capítulo dos de este trabajo, nos indican que bajo el nivel de fondo de excavación existe un estrato permeable bajo otro estrato prácticamente impermeable; esta condición aunada a un alta carga hidrostática, genera una alta presión bajo el fondo de la excavación que se suma a la presión que genera la sobrecarga en la corona incitando a la falla de fondo,



**Fig. 15 Mecanismo Terzaghi-Prandtl para falla del fondo de excavaciones ademadas en arcilla saturada, con longitud, ancho y profundidad infinitos**

En estos casos, si no se alivia la presión excesiva, puede presentarse la falla de fondo por subpresión.

La evaluación del factor de seguridad contra falla del fondo por efecto de subpresión en estratos de arena profundos dadas las condiciones del terreno y la geometría de la excavación se calcularon con el siguiente criterio (Ref. 3):

$$(F_s)_f = \frac{\gamma h_f B L + 2c(B h_f + L h_p)}{\gamma_w h_w B L} \quad (4.11)$$

donde:

- (Fs)<sub>f</sub>** factor de seguridad contra falla de fondo por subpresión
  - h<sub>f</sub>** distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena, **3.4 m**
  - h<sub>p</sub>** distancia entre el nivel de desplante del muro y el estrato de arena, **1.0 m**
  - γ<sub>w</sub>** peso volumétrico del agua, **1 ton/m<sup>3</sup>**
  - h<sub>w</sub>** altura piezométrica en el estrato de arena, **8 m**
- Las demás literales ya fueron definidas.

Sustituyendo los valores correspondientes el factor de seguridad contra falla de fondo por subpresión es igual a **0.74** para el estrato permeable encontrado a **10.0 m** de profundidad, que resulta insuficiente para garantizar la estabilidad, por lo que se requerirá que los pozos de bombeo sean instalados por debajo de esa profundidad, en este caso se proponen a **13.0 m** de profundidad, respecto al nivel de terreno actual y mantengan el nivel abatido a **10.0 m** de profundidad, aliviando así la subpresión generada por el agua en el lecho inferior del estrato.

#### **4.4 Sistema de contención y protección de colindancias**

Cuando por razones de espacio en una construcción se hace necesario realizar excavaciones en las que es imposible el desarrollo de un talud y, además los cortes alcanzan pendientes que los ponen en peligro de estabilidad o bien porque existen estructuras superficiales que pueden ser dañadas o deben ser preservadas, se hace necesario algún tipo de estructura que soporte los empujes horizontales de la masa de suelo que será contenida. Diversos tipos de estructuras se han utilizado, muchas de ellas con la idea de que sean autosustentables o bien con la ayuda de anclajes, muertos o puntales.

Las alternativas estudiadas para realizar la excavación y la estabilización de esta, generaron la mayor inquietud en el grupo de ingenieros y arquitectos involucrados, por un lado se tiene la necesidad de proteger las estructuras colindantes debido el tamaño de algunas y su estado, la baja resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas, la presencia del agua en el sitio (parte de la cual se controlaría con el bombeo); por otro lado la pérdida de espacio de construcción, la solución estructural que se requería para soportar los empujes debidos a los factores antes mencionados y el tiempos de ejecución de los trabajos. Esto llevo a analizar varias alternativas clásicas en este tipo de excavaciones. De las alternativas analizadas se opto por la construcción de un muro Berlin debido a su rapidez en su construcción y economía.

**4.4.1 Diseño del sistema de contención temporal.** El diseño del sistema de soporte lateral de excavaciones con paredes verticales es un tema que ha ocupado la atención de los Ingenieros constructores desde hace un par de siglos Charles Coulomb propuso, en 1776, un método para determinar el empuje lateral de la tierra sobre muros de contención rígidos, de mampostería el cual llamo pronto la atención de los ingenieros con experiencia en excavación de zanjas ademadas. Al aplicar este método a sus casos prácticos encontraron que los valores de los empujes teóricamente calculados eran menores que los reales, lo cual produjo algunas fallas de las excavaciones.

Debidas a la ruptura de los puntales superiores del ademe. El método de Coulomb fue abandonado por los Ingenieros prácticos, quienes confiaban más en su propia experiencia empírica. Años mas tarde en 1857 Rankin publico, en Inglaterra, su nuevo modelo teórico basado en un análisis mas elegante; esta nueva teoría corrió con la misma suerte que la de Coulomb, en cuanto los ingenieros prácticos la confrontaron en zanjas realizadas por ellos.

Fue hasta 1936, cuando ya existían los nuevos métodos de la Mecánica de Suelos, que Karl. Terzaghi, demostró experimentalmente, la influencia de los desplazamientos de la estructura de contención en la magnitud y distribución de la presión lateral ejercida por la tierra sobre la propia estructura.

Midiendo las reacciones en los apoyos de una pared móvil, en una gran caja de concreto llena de arena, y comparándola con los valores teóricos obtenidos de las ecuaciones de Rankin, Terzaghi pudo establecer las siguientes conclusiones de importancia práctica (Ref. 6).

1. Cuando la pared rígida se desplaza paralelamente a sí misma, como ilustra el diagrama (a) de la Fig. 16, en una cantidad  $\delta l$  del orden de  $0.001H$  a  $0.002H$ , la magnitud del empuje total y distribución de la presión lateral son iguales a las obtenidas con el modelos teórico de Rankin. Esto implica que basta un pequeño desplazamiento lateral del muro para crear en la masa de suelo el estado de deformación plástica ideal que supone la teoría.
2. Cuando el desplazamiento de la pared rígida se produce girando alrededor de un eje horizontal coincidente con su lado inferior, en una cantidad " $\delta l$ ", como se muestra en el diagrama (b) la Fig. 16 Se obtiene el mismo diagrama de distribución lineal con igual magnitud del empuje total que se obtienen con la teoría del Rankin.

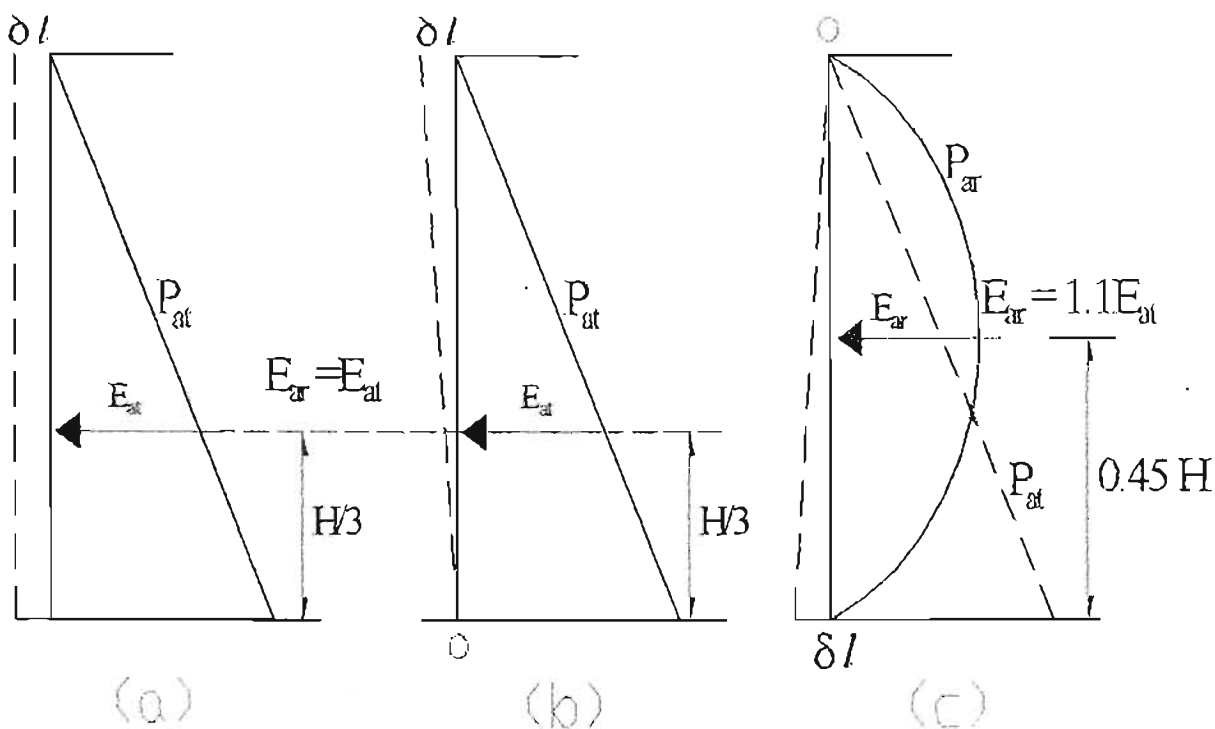
En la practica, estas dos formas de desplazamiento de traslación y de rotación respecto a la base, se presentan en muros de contención rígidos, de mampostería o de concreto, en los que su estabilidad depende solamente de su propio peso (muros de gravedad), en cuya cara libre no existe ningún soporte que impida o restrinja el desplazamiento. En tales condiciones, la fuerza de empuje lateral del suelo produce un desplazamiento de traslación paralelo, y el momento de volteo de esta fuerza respecto a un eje horizontal que pasa por el talón del muro lo hace girar sobre su base, en el mismo sentido. La suma de ambos movimientos es más que suficiente para desarrollar el equilibrio plástico del suelo (Ref. 15).

En cambio, en las excavaciones ademadas, al colocar y acuar, o precargar los puntales superiores se restringe el desplazamiento de la parte superior del ademe y, a medida que continua

profundizándose la excavación y se van colocando los puntales intermedios e inferiores, la parte inferior del ademe se desplaza girando alrededor del punto de apoyo de los puntales superiores.

Mediciones experimentales del empuje ejercido por el suelo indican que si la pared rígida desplazándose en su parte inferior una cantidad " $\delta l$ " igual al caso anterior, la distribución de la presión sigue una ley curva, semejante a una parábola, como ilustra la curva en línea continua del diagrama (c) de la Fig. 16. La magnitud del empuje total observado  $E_{ar}$ , dado por el área bajo la curva, llega a ser hasta 10 % mayor que la del diagrama triangular teórico de Rankin  $E_{at}$ , o sea que:  $E_{ar} = 1.1E_{at}$ . El punto de aplicación del empuje  $E_{ar}$  se encuentra a una altura aproximada de  $0.45 H$  sobre la base de la pared móvil (Ref. ).

Este tipo de desplazamiento giratorio respecto aun eje superior se observa en excavaciones con ademes formados de diversos materiales más o menos flexibles: viguetas de acero con tablonces de madera ó concreto lanzado como es nuestro caso, tablestacas flexibles de acero o de concreto, o muros de concreto colado en zanjas.



**Fig. 16 Influencia del desplazamiento del muro en la distribución de la presión lateral activa**

La flexibilidad de los elementos verticales induce desplazamientos adicionales del suelo en contacto con el ademe, formando superficies de curvatura variable, dependiendo de la flexibilidad de estos elementos, de la posición de los puntales de apoyo y de la carga aplicada a ellos al ser colocados y acufiados.

Para el diseño de cualesquiera que sea el tipo de estructura para contener las paredes de una excavación, así como de sus elementos de soporte o apuntalamiento, es indispensable determinar las fuerzas ejercidas por el suelo contenido, así como las ejercidas por los efectos ambientales.

El empuje de tierras es la fuerza por unidad de área que ejerce el suelo sobre un elemento estructural. Su valor depende de las propiedades físicas del suelo, de la interacción suelo-estructura en la interfase y de la magnitud y características de las deformaciones en el sistema suelo-estructura. Depende también de la naturaleza de la cual derive la resistencia del suelo, la cual varía de acuerdo a su relajación con el tiempo, así como de sus cambios físicos o químicos.

El esfuerzo vertical total en una masa de suelo a la profundidad  $z$  es igual al peso de la masa de suelo hasta esa profundidad; cuando hay agua subterránea, el esfuerzo vertical se puede separar en dos componentes: esfuerzo neutro y esfuerzo efectivo.

El empuje de tierras sobre cualquier estructura de retención puede variar de un estado inicial de esfuerzos conocido como estado en reposo,  $K_0$ , a un estado límite mínimo como el activo,  $K_a$ , o un estado límite máximo como pasivo,  $K_p$ .

A diferencia de los muros de contención de gravedad, los empujes de tierra sobre muros estructurales no depende del tipo de suelo, como se dijo anteriormente más bien son función de la interacción suelo-estructura y esta a su vez de los movimientos que se desarrollen entre ambos.

La heterogeneidad de los desplazamientos del sistema de soporte origina igual heterogeneidad de las curvas de distribución de la presión de la tierra por lo tanto el problema matemático es altamente indeterminado. Ante esta situación, Terzaghi y Peck propusieron diagramas de presión simplificados, para el diseño de sistemas de soporte temporal de excavaciones adomadas, los cuales son una envolvente de un buen número de diagramas de presión reales deducidas de mediciones de las cargas en puntales y deformaciones de los ademes (Ref. 6 y Fig. 17).

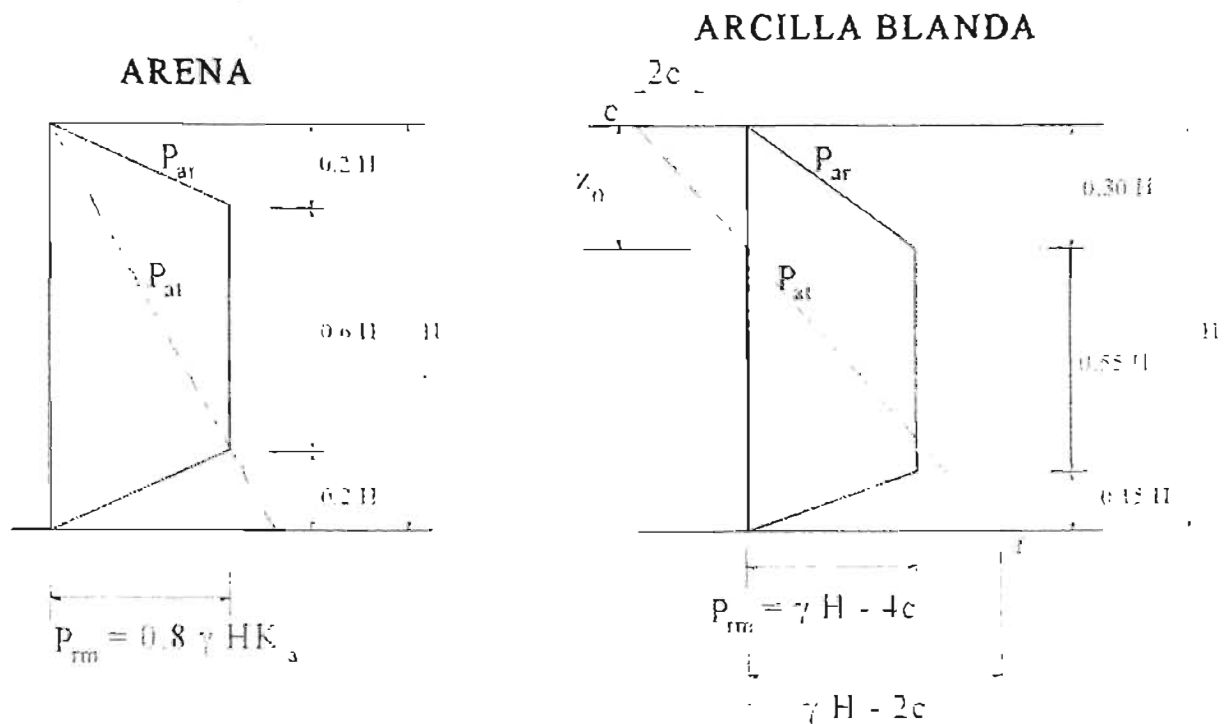


Fig. 17. Diagramas envolventes de presión redistribuida ( $p_{ar}$ ) propuestos por Terzaghi y Peck, para el diseño de ademes en excavaciones profundas



**4.4.2 Presiones horizontales sobre el sistema de contención temporal.** En el caso de estructuras temporales, los empujes se calculan con el estado activo de empujes de tierra. Este estado se desarrolla cuando la pared, muro o ademe se desplaza o gira hacia fuera del suelo, permitiendo que el suelo se expanda horizontalmente en la dirección del movimiento del muro.

Cuando un plano vertical, como lo es un muro flexible se deforma por la acción del empuje horizontal cada elemento de suelo se expande lateralmente en dirección del movimiento, movilizandole su resistencia al esfuerzo cortante, produciendo una consecuente reducción del empuje lateral. El valor mínimo posible se alcanza cuando se moviliza el máximo esfuerzo cortante y se presenta un estado de falla.

Considerando nuestro caso, la resistencia al corte del suelo esta constituida por cohesión y fricción entre sus partículas. En este caso los diagramas de presiones laterales teóricos de Rankin son los que se muestran en los diagramas de la Fig. 18, en ellas se representan las presiones horizontales generadas por el suelo, la sobrecarga, y las presiones correspondientes al agua, y fueron obtenidos mediante la siguiente ecuación (Ref. 14).

$$\sigma_{ha} = \frac{q + \gamma h}{N\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} \quad (4.12)$$

donde:

- $\sigma_{ha}$  presión horizontal activa,  $\text{ton/m}^2$
- $q$  sobrecarga en la corona del muro Berlin,  $\text{ton/m}^2$
- $\gamma$  peso volumétrico del suelo en el respaldo del muro,  $\text{ton/m}^3$
- $h$  espesor del estrato en el respaldo del muro,  $\text{m}$
- $c$  cohesión del suelo,  $\text{ton/m}^2$
- $N_\phi$  coeficiente de empuje activo de tierras, definido por la expresión (4.13)
- $\phi$  ángulo de fricción interna del suelo

$$N\phi = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (4.13)$$

El valor del empuje teórico es el área del diagrama de presiones teórico expresado por la siguiente expresión (Ref. 6).

$$E_a = 0.5(\sigma_{ha})(H - z_0) \quad (4.14)$$

con:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{N\phi^{-1}}} \quad (4.15)$$

donde:

$E_a$  Empuje activo teórico de Rankin  
 $H$  altura de las paredes de la excavación

Las áreas de los diagramas trapeziales de presión redistribuida de los esquemas de la Fig. 19, es la fuerza de empuje redistribuido, cuyo valor es

$$E_r = 0.775 H p_{rm} \quad (4.16)$$

Por otra parte:

$$E_r = 1.28 E_a \quad (4.17)$$

Sustituyendo (4.12) y (4.14) en (4.15) y despejando  $p_{rm}$  se tiene:

$$p_{rm} = \frac{1.28 E_a}{0.775 H} \quad (4.18)$$

Sustituyendo los valores correspondientes para cada uno de los estratos en las expresiones anteriores, se determinó el diagrama de presiones horizontales redistribuidas

Los elementos que conformarán al muro Berlín como son los IPR, viga madrina y troqueles, serán diseñados por el ingeniero estructurista del proyecto, aplicando los diagramas de empujes horizontales mostrados en la Fig.18, que fueron obtenidos mediante las presiones activas de Rankine para suelos cohesivo-friccionantes aplicando las expresiones 4.12 a 4.18 y con ellas se obtienen los diagramas de empujes redistribuidos (Fig. 19), en los que se consideran las presiones generadas por las sobrecargas de las estructuras colindantes, los empujes activos de tierras y la presión hidrostática (Ref. 6).

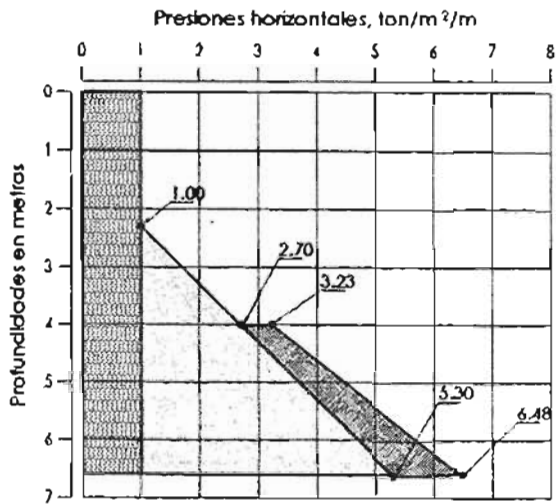


DIAGRAMA DE PRESIONES PARA COLINDANCIAS CON LAS CALLES

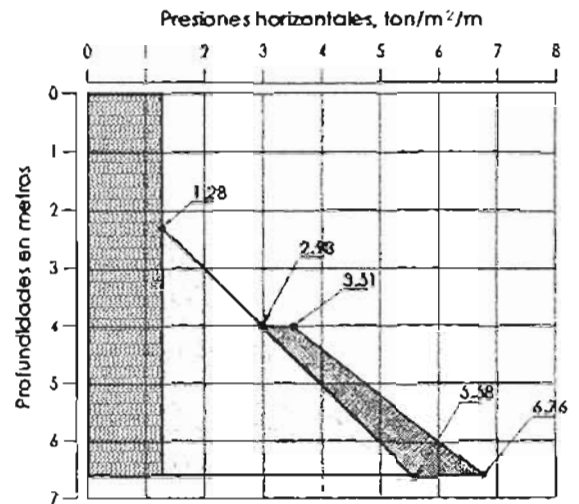


DIAGRAMA DE PRESIONES PARA COLINDANCIAS CON EDIFICIOS DE 2 NIVELES

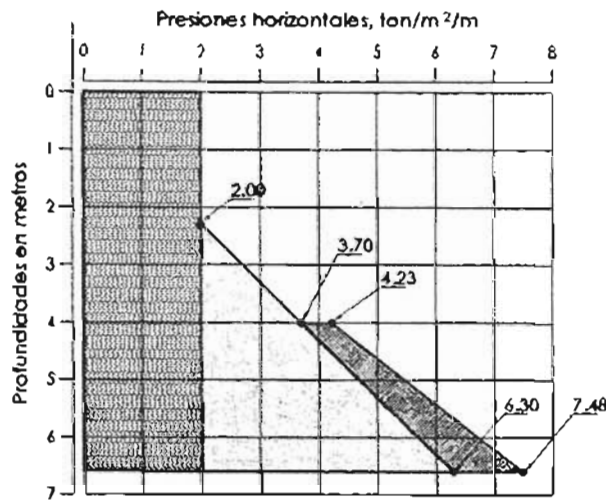


DIAGRAMA DE PRESIONES PARA COLINDANCIAS CON EDIFICIOS DE 3 NIVELES

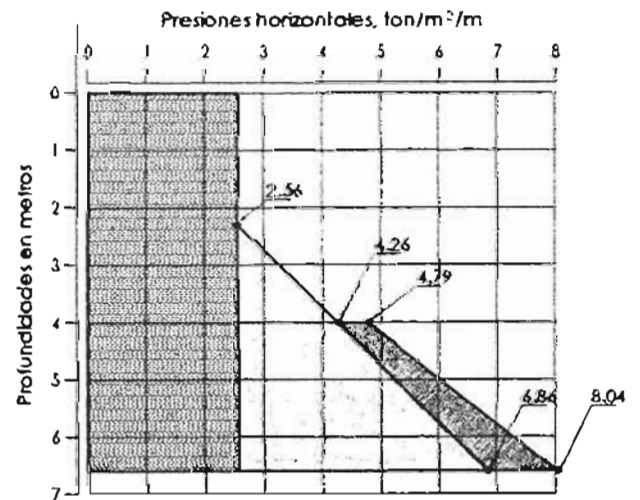


DIAGRAMA DE PRESIONES PARA COLINDANCIAS CON EDIFICIOS DE 4 NIVELES

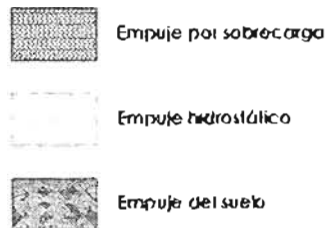


Fig. 18 Diagrama de presiones horizontales sobre el ademe de la excavación

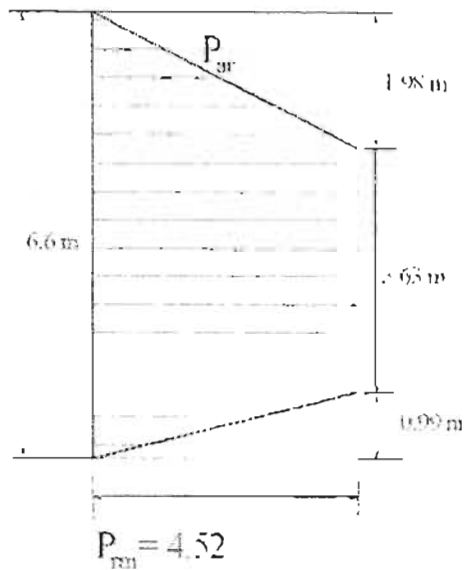


DIAGRAMA DE PRESIONES REDISTRIBUIDAS PARA COLINDANCIAS CON LAS CALLES

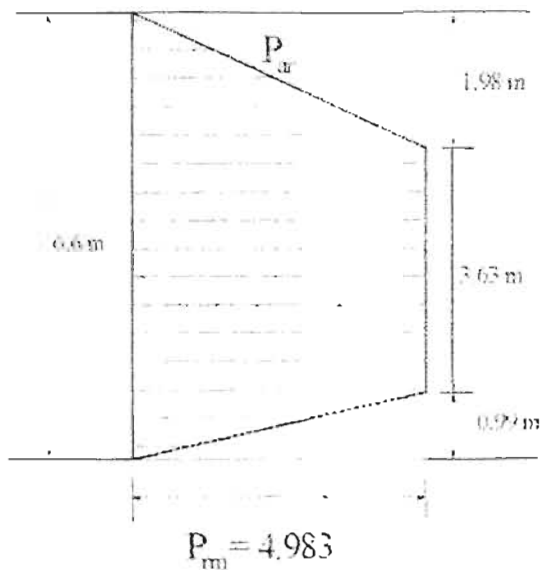


DIAGRAMA DE PRESIONES REDISTRIBUIDAS PARA COLINDANCIAS CON EDIFICIOS DE 2 NIVELES

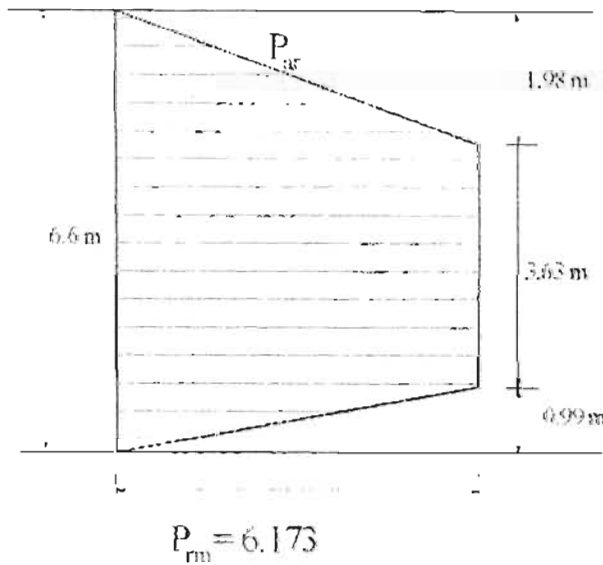


DIAGRAMA DE PRESIONES REDISTRIBUIDAS PARA COLINDANCIAS CON EDIFICIOS DE 3 NIVELES

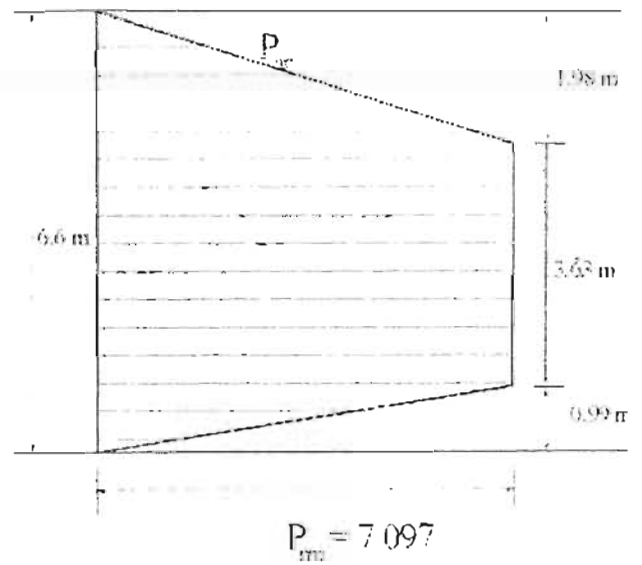


DIAGRAMA DE PRESIONES REDISTRIBUIDAS PARA COLINDANCIAS CON EDIFICIOS DE 4 NIVELES

**Fig. 19 Diagramas de presión horizontal redistribuida para el diseño del sistema de contención**

**4.4.3 Muro Berlín.** Este sistema se utiliza como contención temporal de excavación y consiste en una combinación pilotes hincados y un revestimiento horizontal de las paredes, estos pilotes son por lo general, vigas de acero como lo es en este caso. La construcción del muro Berlín propuesto consiste en el hincado de viguetas IPR de 6 a 8 pulgadas, colocadas en todo el perímetro de la excavación, que contarán con separación entre ellas del orden de 1.20 m y 9.0 m de profundidad; además de la colocación de 3 niveles de troqueles con separaciones horizontales del orden de 4.0 m entre sí, éstos se instalarán durante las actividades del cierre perimetral de la excavación.

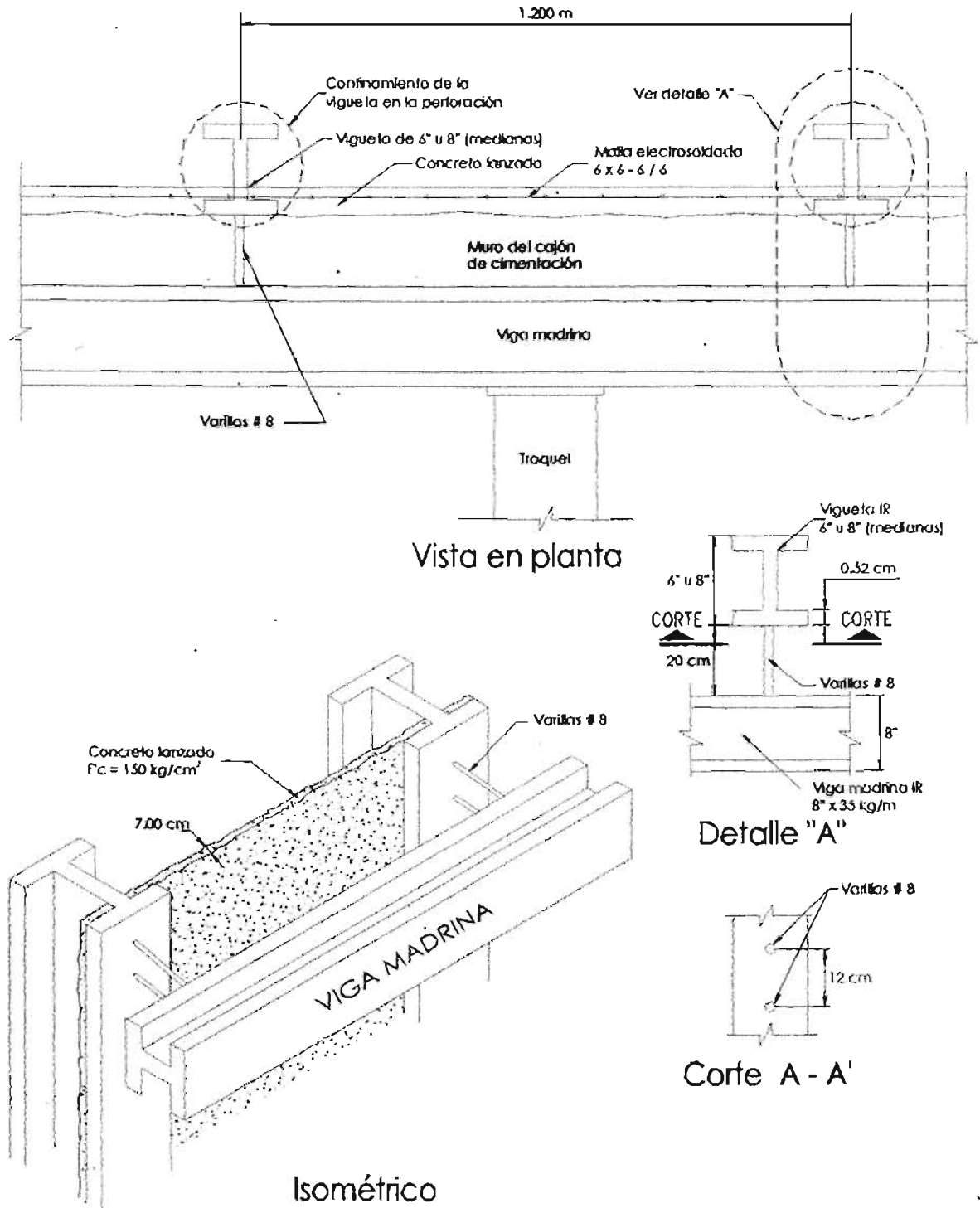
La construcción del muro Berlín se inicia con la instalación de las viguetas IPR con un peralte que va de 6 a 8 pulgadas; hincados asta 9.0 m de profundidad, esto es 1.5 metros bajo el nivel de excavación, acomodados con los patines paralelos a las paredes de la excavación, que se colocarán con una perforación previa de 15 a 20 cm de diámetro, dependiendo de la sección de la vigueta.

Después de colocados los IPR dentro de la perforación, el espacio remanente se rellenará con arena para confirmar a la vigueta; durante el cierre perimetral, se descubrirán las viguetas IPR y se colocará una malla electrosoldada, punteada con soldadura a los patines de las viguetas, para posteriormente aplicar una capa de concreto lanzado de al menos 7 cm de espesor, adicionalmente en los patines se soldarán tacones a base de varilla del No 8 para recibir la viga madrina y dejar un espacio libre entre las viguetas IPR y la viga madrina, que servirán para separar la viga madrina de los IPR y colocar sin problemas el acero de refuerzo del muro de contención definitivo. En la Fig. 20 se muestra un esquema de este sistema de contención.

En este caso, se realizó la excavación y la construcción de la parte central de la estructura, con el fin de que ésta sirviera como elemento contra el que reaccionarían los troqueles dándole la fuerza de soporte de seguridad al conjunto.

En el caso del muro Berlín, la totalidad del empuje del suelo es soportada por las vigas, que tienen mayor rigidez que el concreto lanzado y la maya combinados. La distribución del empuje constituye un arqueado del suelo, y está relacionada con el procedimiento constructivo, dado que se genera una pequeña deformación en el suelo mediante la presión con la que el concreto es lanzado contra las paredes de la excavación que es reforzado con la malla que está colocada en forma cóncava y punteada contra los patines de las vigas verticales.

El procedimiento constructivo se presenta en el capítulo 5.



**Fig. 20 Sistema de contención temporal Muro Berlín**

**4.4.4 Presiones horizontales sobre el muro perimetral.** Los empujes a largo plazo que deberán soportar los muros perimetrales de los sótanos deberán diseñarse para soportar las presiones horizontales de tierras en reposo, este tipo de empuje se refiere al estado de esfuerzo o de deformaciones que existen en la masa de suelo antes de realizar una excavación o construir una estructura como es el caso.

El estado de empujes pasivo es el estado de máximo posible que el empuje horizontal puede desarrollar cuando la pared, muro o ademe se desplaza o gira contra el suelo, comprimiendo a éste horizontalmente. Si el plano vertical del muro se desplaza contra el suelo, como en el caso del empotramiento de una tablestaca o la reacción de un muerto de anclaje, el empuje lateral se incrementa hasta alcanzar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El valor máximo posible se alcanza cuando se moviliza el máximo esfuerzo cortante y se presenta un estado de falla (Ref. 7).

Los empujes a largo plazo que deberán soportar los muros del sótano y semisótano resultan de aplicar la expresión 4.12, en las que se considera la sobrecarga generada por las estructuras colindantes, las presiones de tierras en reposo, además la presión hidrostática:

$$\sigma_h = k_o(\gamma_i z_i + \gamma'_i z'_i) + 0.25q + \gamma_w h_w \quad (4.19)$$

donde:

$\sigma_h$	presión horizontal en reposo, <b>ton/m<sup>2</sup>-m</b>
$k_o$	coeficiente de empuje en reposo, <b>0.5</b>
$\gamma_i$	peso volumétrico del suelo, en promedio <b>1.47 ton/m<sup>3</sup></b>
$z_i$	espesor del estrato considerado, <b>m</b>
$\gamma'_i$	peso volumétrico sumergido del suelo, <b>1.47 ton/m<sup>3</sup></b>
$z'_i$	espesor del estrato sumergido, <b>m</b>
$q$	sobrecarga en la corona del muro, a nivel de banquetas, <b>ton/m<sup>2</sup></b>
$h_w$	tirante de agua, <b>m</b>
$\gamma_w$	peso volumétrico del agua, <b>1.0 ton/m<sup>3</sup></b>

Sustituyendo los valores correspondientes en la expresión anterior, se obtienen los diagramas de presiones horizontales en reposo que se muestran en la Fig.21, donde se considera una sobrecarga de **1.5 ton/m<sup>2</sup>** para la colindancia con vialidades, y de **2.0, 3.0 y 4.0 ton/m<sup>2</sup>** para las colindancias con estructuras de 2, 3 y 4 niveles.

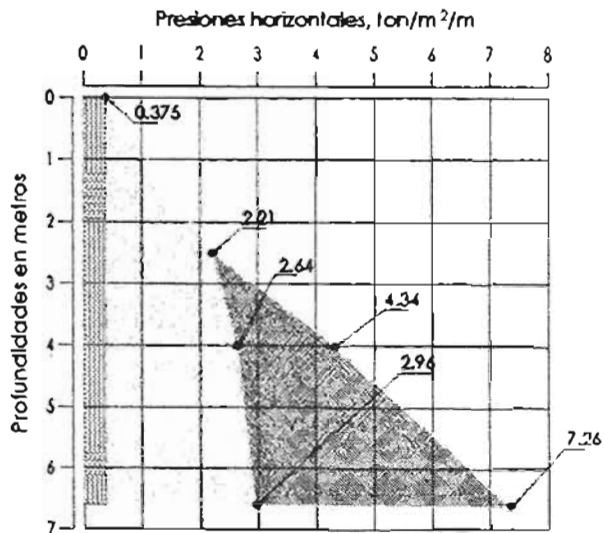


DIAGRAMA DE PRESIONES PARA COLINDANCIAS CON LAS CALLES

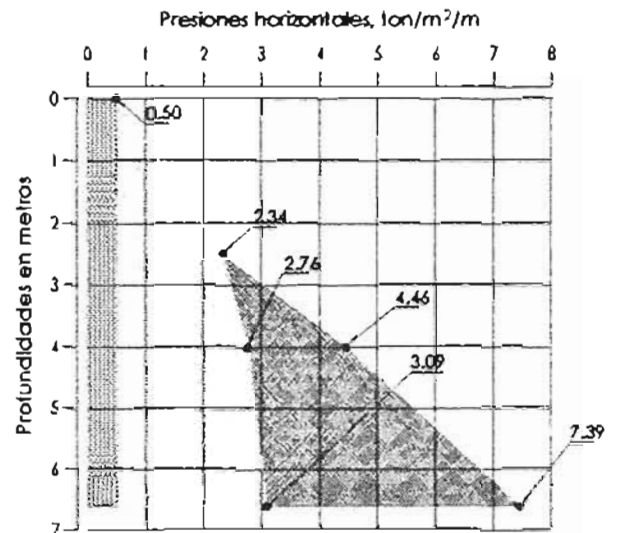


DIAGRAMA DE PRESIONES PARA COLINDANCIAS CON EDIFICIOS DE 2 NIVELES

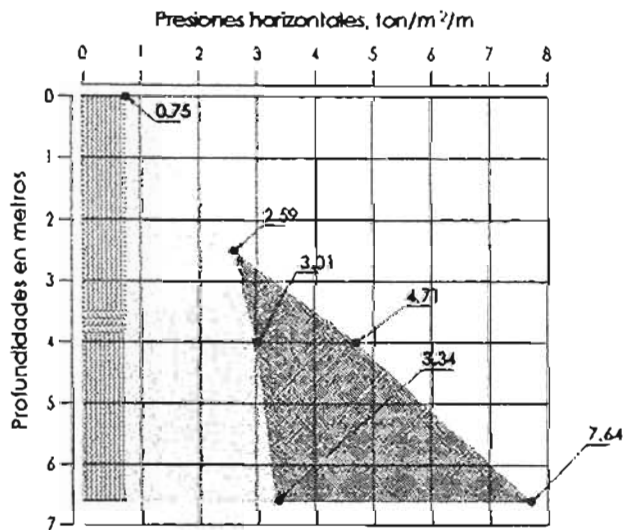


DIAGRAMA DE PRESIONES PARA COLINDANCIAS CON EDIFICIOS DE 3 NIVELES

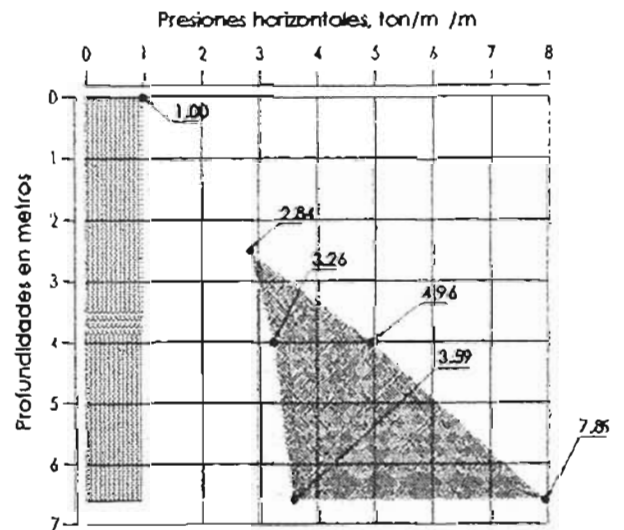


DIAGRAMA DE PRESIONES PARA COLINDANCIAS CON EDIFICIOS DE 4 NIVELES

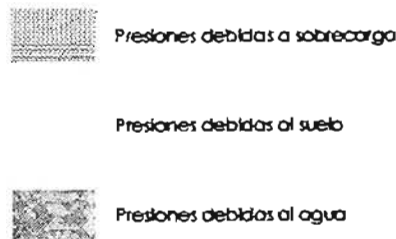


Fig. 21 Diagramas de presiones permanentes para el diseño del muro perimetral



## 5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

### 5.1 Secuencia constructiva

El procedimiento de construcción recomendado para erigir la cimentación y protección de colindancias, fue ideado cuidando los detalles de diseño pertinentes, además de respetar las indicaciones del ingeniero estructurista que reviso el proceso constructivo con el fin de establecer los elementos que funcionarían como sistema de contención temporal, (troqueles, vigas verticales y vigas maderas).

La idealización de los trabajos de excavación construcción de la cimentación y la protección de las colindancias se muestra en los Figuras 22 y 23 y el proceso a seguir se describe brevemente a continuación:

#### 5.1.1 Trabajos previos.

- a) Demolición de las construcciones existentes incluyendo su cimentación y limpieza del predio.
- b) Perforación previa e hincado de viguetas en el perímetro del predio, confinándolas con arena.
- c) Simultáneamente al hincado de viguetas se podrá iniciar la perforación de los pozos que conformarán al sistema de bombeo, revisando que la ubicación de éstos no interfiera con las contratrabes en proyecto (Fig. 11).
- d) Los pozos contarán con una perforación de 25 cm de diámetro y 16.0 m de profundidad, se ademarán con tubería de PVC, ranurado y forrado con tela de mosquitero, el espacio anular comprendido entre el ademe y la perforación se rellenará con un filtro de material granular, la perforación se realizará con broca de corona o aletas para evitar modificar la permeabilidad del suelo (Fig. 10).
- e) Al concluir la perforación y previamente a la colocación del ademe, el barreno deberá lavarse mediante la inyección y recirculación de agua, hasta que ésta retorne completamente limpia.
- f) Concluidos los pozos se procederá con la instalación eléctrica e hidráulica del sistema de bombeo, mismo que se activará una semana antes de iniciar la excavación y se mantendrá en operación por lo menos hasta que la presión de contacto de la estructura en construcción alcance una presión de al menos el 80 % de la compensación.
- g) Una vez activado el sistema de bombeo se mantendrá en operación continua las 24 hrs. del día incluyendo sábados, domingos y días festivos.

### **5.1.2 Excavación**

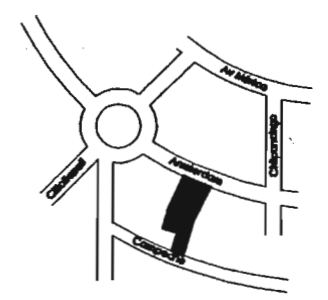
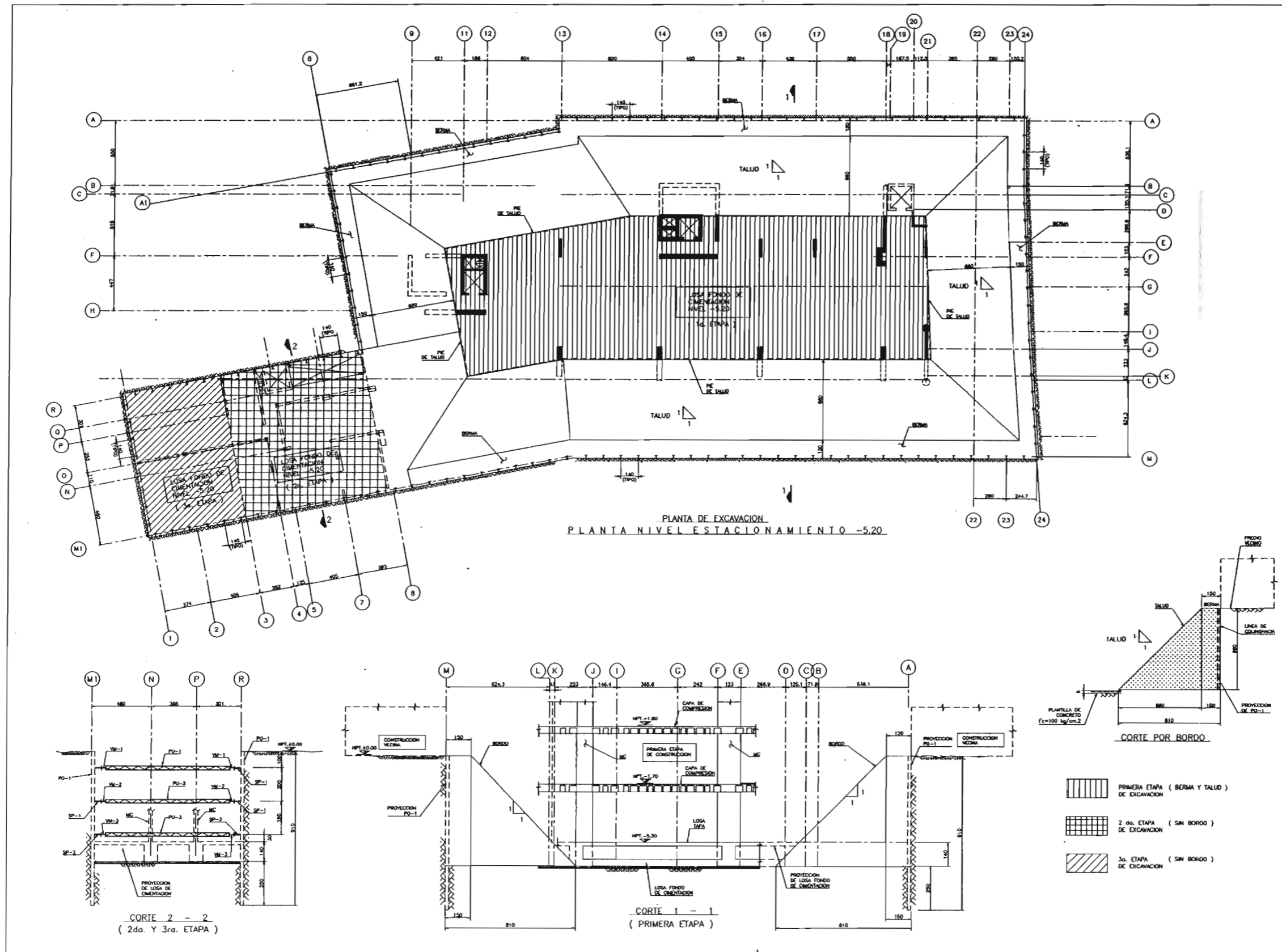
- h) A la semana de activado el sistema de bombeo, se dará inicio a la excavación en su primera etapa, excavando un núcleo central que abarcará la mitad del área del predio, dejando una berma perimetral de 1.5 m de ancho y taludes a 45 grados, excavando con equipo mecánica hasta alcanzar el nivel de proyecto menos 0.2 m, estos últimos se retirarán manualmente para evitar la alteración del suelo (remoldeo) y con ello asentamientos indeseables.
- i) Inmediatamente después de alcanzado el fondo de excavación en el núcleo central, se colocará una plantilla de concreto pobre de unos 5 cm de espesor, continuando con la construcción de losa de fondo, contratrabes, columnas, trabes y losa de entrepiso del sótano inferior.
- j) Una vez construida la losa de entrepiso del sótano inferior se podrá comenzar con el cierre perimetral de la primera mitad del predio.

### **5.1.3 Construcción del muro Berlín**

- k) El cierre perimetral se iniciará con la excavación de la berma talud, en franjas alternas de 6.0 m de ancho, alcanzando primeramente la profundidad del nivel superior de troqueles, descubriendo los patines de las viguetas IPR, punteando la malla electrosoldada y aplicando la capa de concreto lanzado.
- l) Simultáneamente a la colocación de la malla, se soldarán los tacones de varilla del No 8 entre los patines de los IPR y la viga madrina que servirán de separadores para la colocación del acero de refuerzo vertical del muro definitivo.
- m) Colocación del primer nivel de troqueles, que se dispondrán a cada 4 m, a los que se les aplicará una precarga, dependiendo del diseño del ingeniero estructurista; los troqueles reaccionarán con la estructura del núcleo central.
- n) Se continuará la excavación hasta el nivel intermedio de troqueles, colocando la malla electrosoldada, el concreto lanzado, los tacones, viga madrina y troqueles, de acuerdo a lo indicado anteriormente.
- o) Después de precargados los troqueles del nivel intermedio, se continuará con la excavación hasta el nivel inferior y así sucesivamente hasta alcanzar el nivel fondo de excavación de proyecto, siguiendo cada uno de los pasos descritos anteriormente y manejando franjas alternas de 6.0 m de ancho.

### **5.1.4 Muro perimetral definitivo**

- p) Colocación de plantilla de concreto y construcción complementaria de losa de fondo, contratrabes, muro perimetral, losas de entrepiso y continuación con la superestructura.
- q) Se podrá realizar el retiro de los elemento estructurales que conformaron el muro Berlín

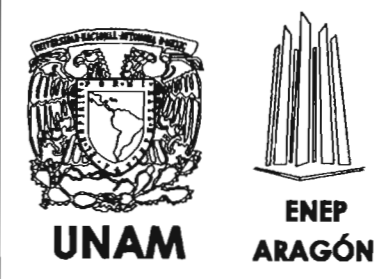


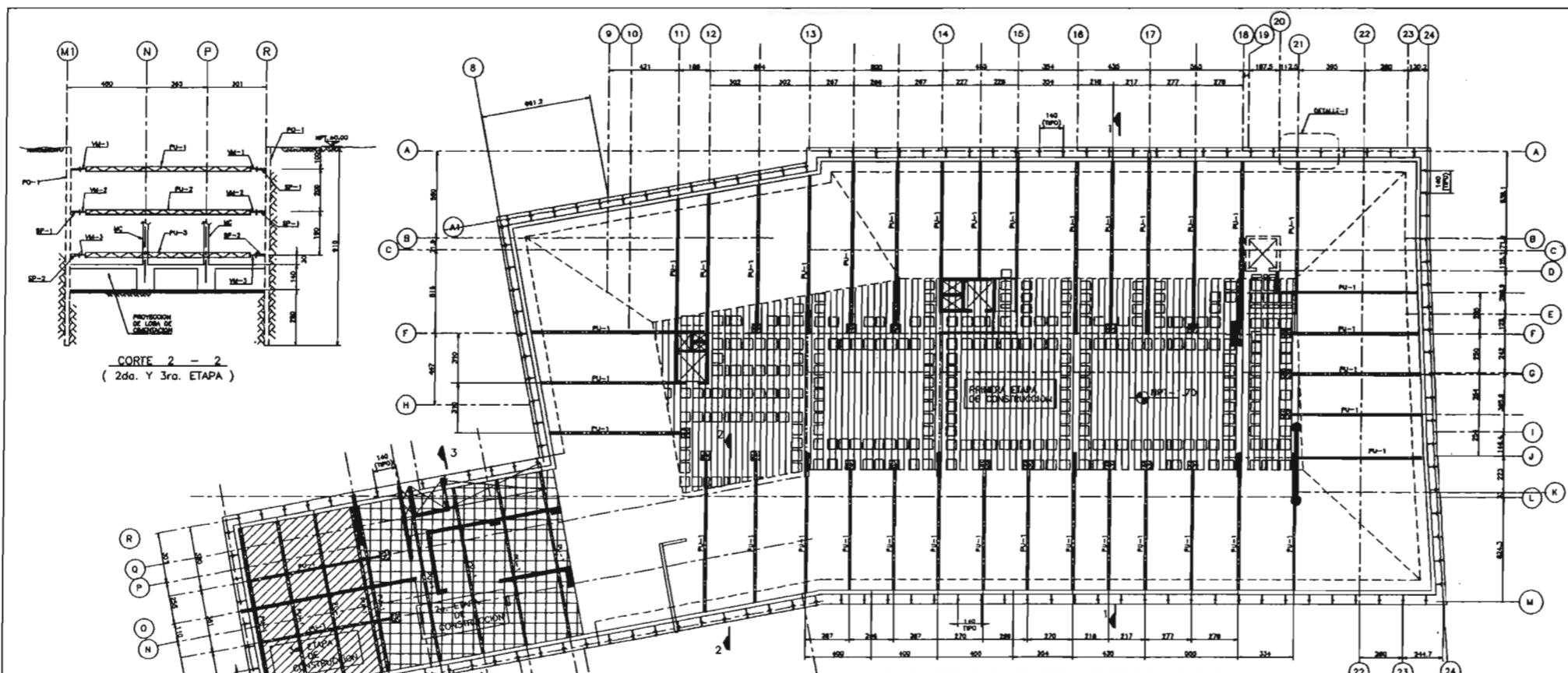
- NOTAS GENERALES**
- 1.- CONCRETO  $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$  CLASE-1 (ESTRUCTURAL)
  - 2.- LA MALLA ELECTRODIFUSION MICHICA ENTRE EL CONCRETO LIGAZO. DEBERA DE QUEDAR DEBIDAMENTE SOLDADA EN LOS PUNTOS DE LA SECCION PD-1
  - 3.- ANTES DE PROCEDER A CONSTRUIR ESTA OBRA SE DEBERA VERIFICAR LA COORDINACION DE LAS COTAS Y ANGULOS DE ESTE PLANO CON LAS DE LOS PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES.
  - 4.- ESTE PLANO COMPLEMENTA AL PLANO No. ET-02

**Fig. 22** Planta con la primera etapa de excavación y proporción de los taludes

Asesor: Ing. Gabriel Ruiz Gonzalez

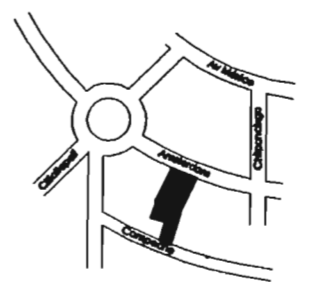
Alumno: German Arenas Flores





CORTE 2 - 2  
( 2da. Y 3ra. ETAPA )

PLANTA ESTRUCTURAL DE SISTEMA DE TROQUELAMIENTO EN  
PLANTA NIVEL ESTACIONAMIENTO NIV. -1.70  
A NIVEL DE ESTACIONAMIENTO NIV. -5.20



Croquis de localización

NOTAS GENERALES

- 1.- CONCRETO  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , CLASE-1 (ESTRUCTURAL)
- 2.- LA MALLA ELECTRODIFUSIDA INDICADA ENTRE EL CONCRETO LIGADO, DEBERA DE QUEDAR PERMANENTE SOLAMENTE EN LOS PATINES DE LA SECCION PO-1
- 3.- ANTES DE PROCEDER A CONSTRUIR ESTA OBRA SE DEBERA VERIFICAR LA COINCIDENCIA DE LAS COTAS Y NIVELES DE ESTE PLANO CON LAS DE LOS PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES.
- 4.- ESTE PLANO COMPLEMENTA AL PLANO No. E2-02

Fig. 23 Planta de la segunda etapa de excavación y sistema de troquelamiento

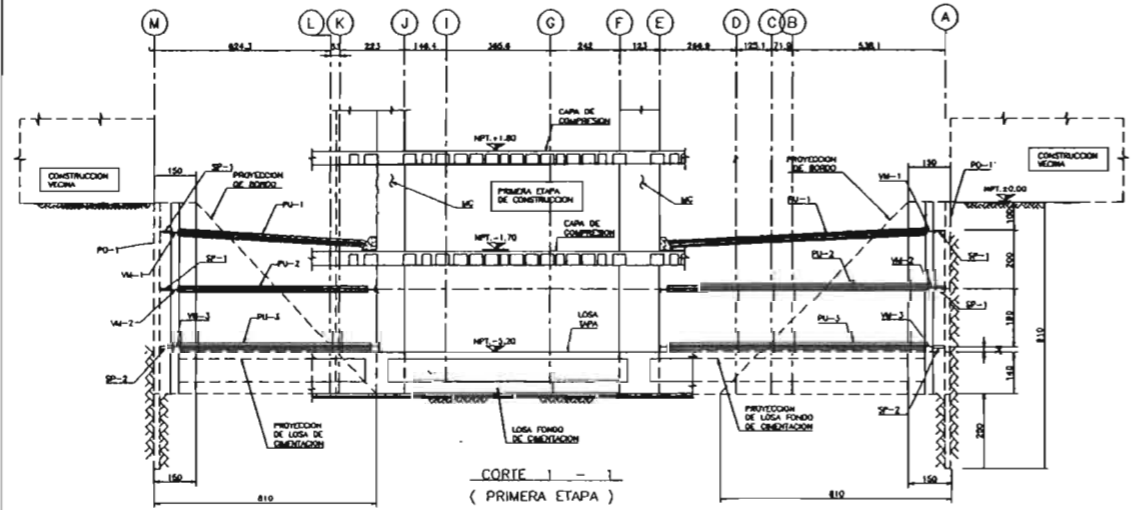
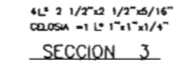
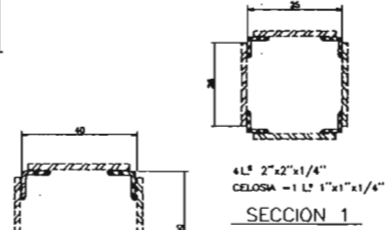
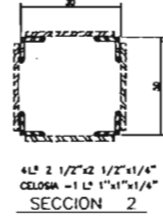
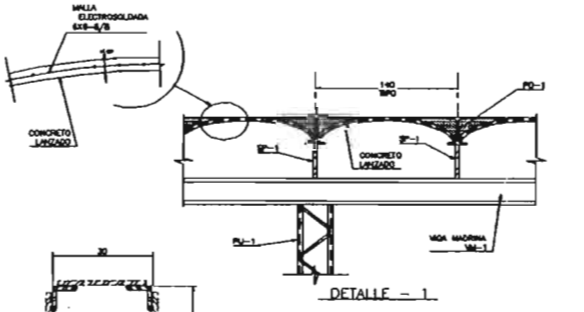
Asesor: Ing. Gabriel Ruiz Gonzalez

Alumna: German Arenas Flores

TABLA DE PERFILES

MARCA	PERFIL (KG/M)
PO-1	IR 203x22.5 kg/m
VM-1	IR 254x32.9 kg/m
VM-2	IR 254x44.8 kg/m
VM-3	IR 305x66.9 kg/m
PU-1	VER SECCION 1
PU-2	VER SECCION 2
PU-3	VER SECCION 3
SP-1	VARILLA CORRUGADA #1 1/4" CON UN $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
SP-2	VARILLA CORRUGADA #1 1/2" CON UN $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

ESTOS PERFILES FUERON TOMADOS DEL MANUAL PARA CONSTRUCCION EN ACERO IMCA.



CORTE 1 - 1  
( PRIMERA ETAPA )



conforme el concreto que forma el muro perimetral alcance su resistencia y se contenido por sus elemento de apoyo definitivos como pueden ser columnas contratrabes y losas.

- r) Las contratrabes se alojarán dentro del cajón de cimentación, para evitar la excavación de trincheras y aprovechar algunas de las celdas para usarlas como cisternas.
- s) Concluido el cierre perimetral de la estructura ubicada en la primera mitad del predio, se procederá con la excavación del núcleo central de la mitad faltante y cierre perimetral de la misma, aplicando cada uno de los pasos descritos anteriormente, hasta alcanzar el nivel de banqueteta.
- t) Se continuará con la construcción de la superestructura, elevando la posición de las puntas eyectoras conforme se vaya incrementando la presión de contacto de la cimentación por el incremento de cargas.
- u) El sistema de bombeo se suspenderá cuando la presión de contacto de la estructura alcance por lo menos el 80 % de la presión de compensación; la suspensión se realizará gradualmente de tal forma que conforme se vayan suspendiendo los pozos, sean sellados con una mezcla de agua-bentonita-cemento y silicato de sodio.

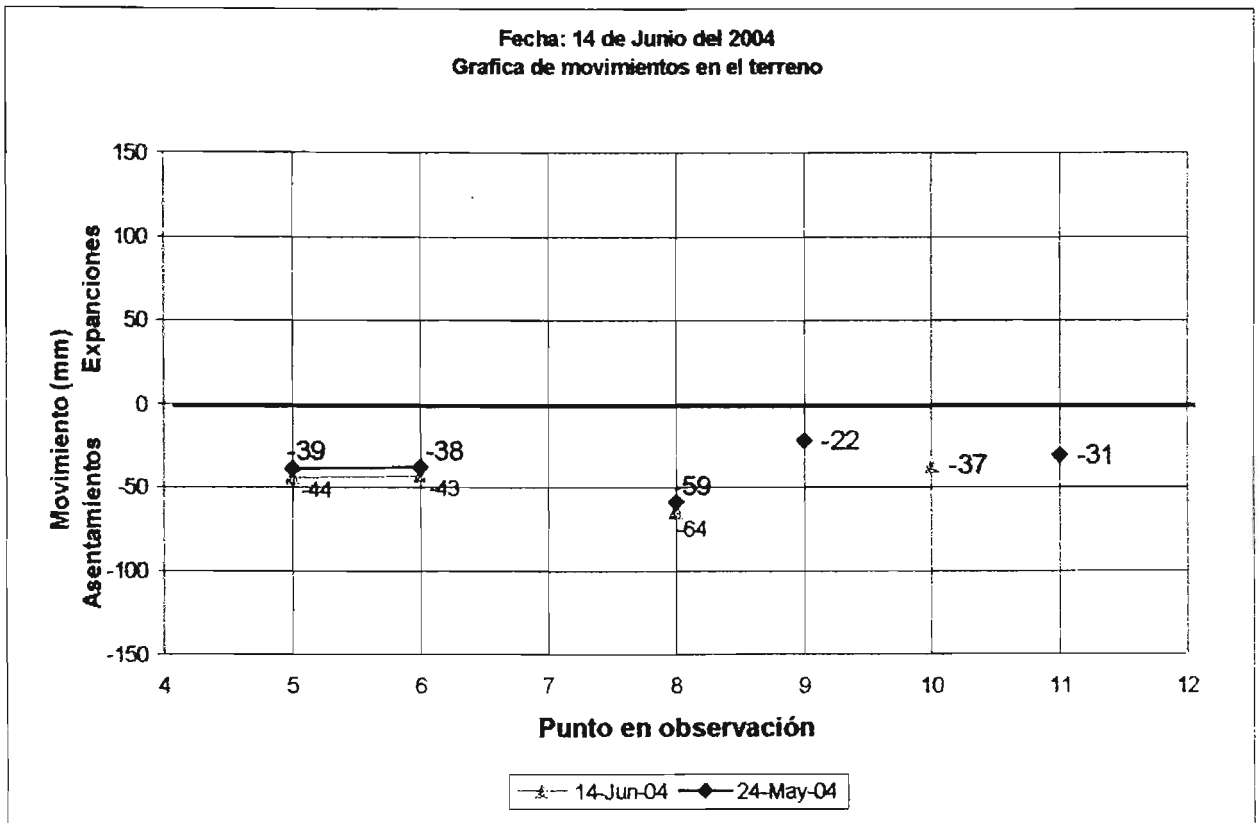
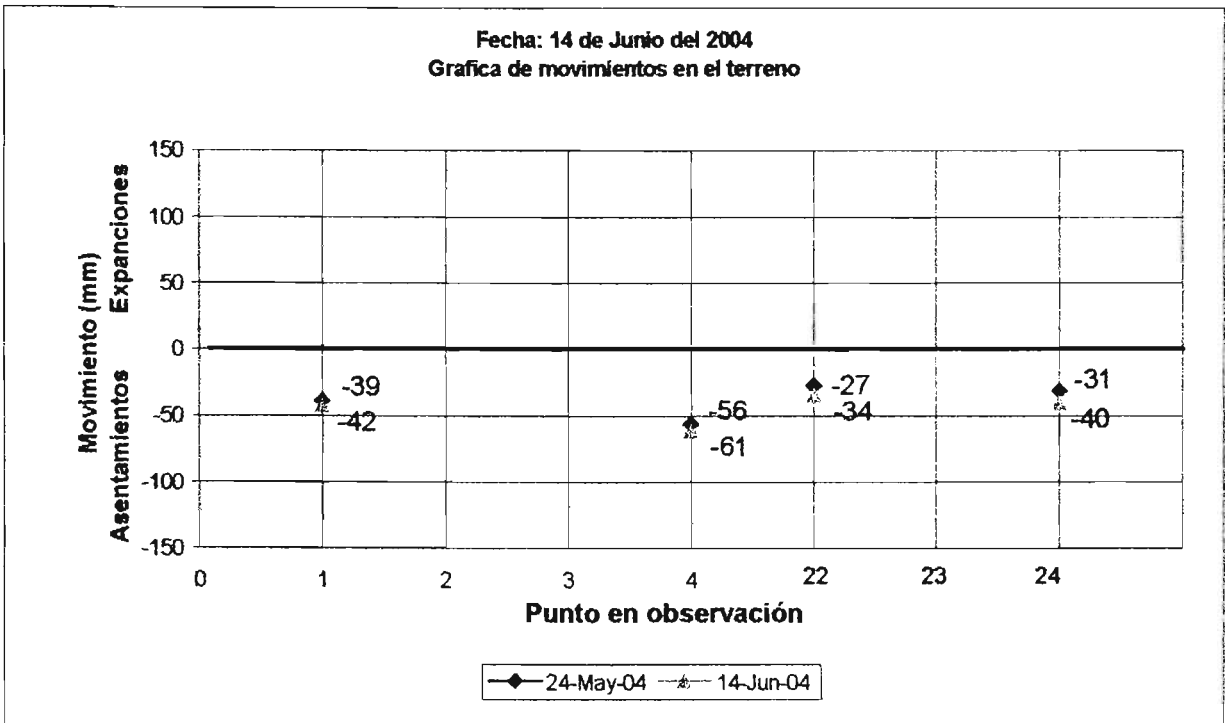
En el Anexo 1 se muestran la ejecución y algunos aspectos de los trabajos arriba descritos.

## **5.2 Monitoreo topográfico**

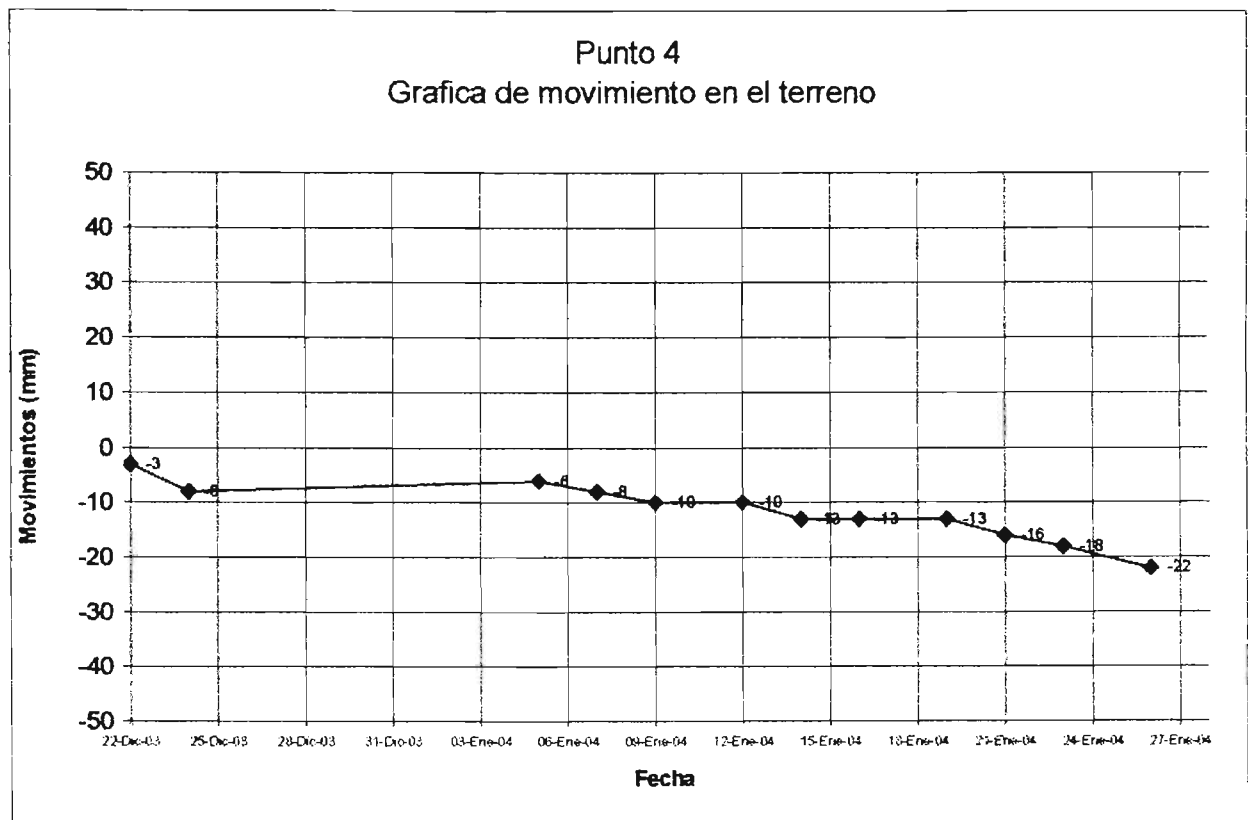
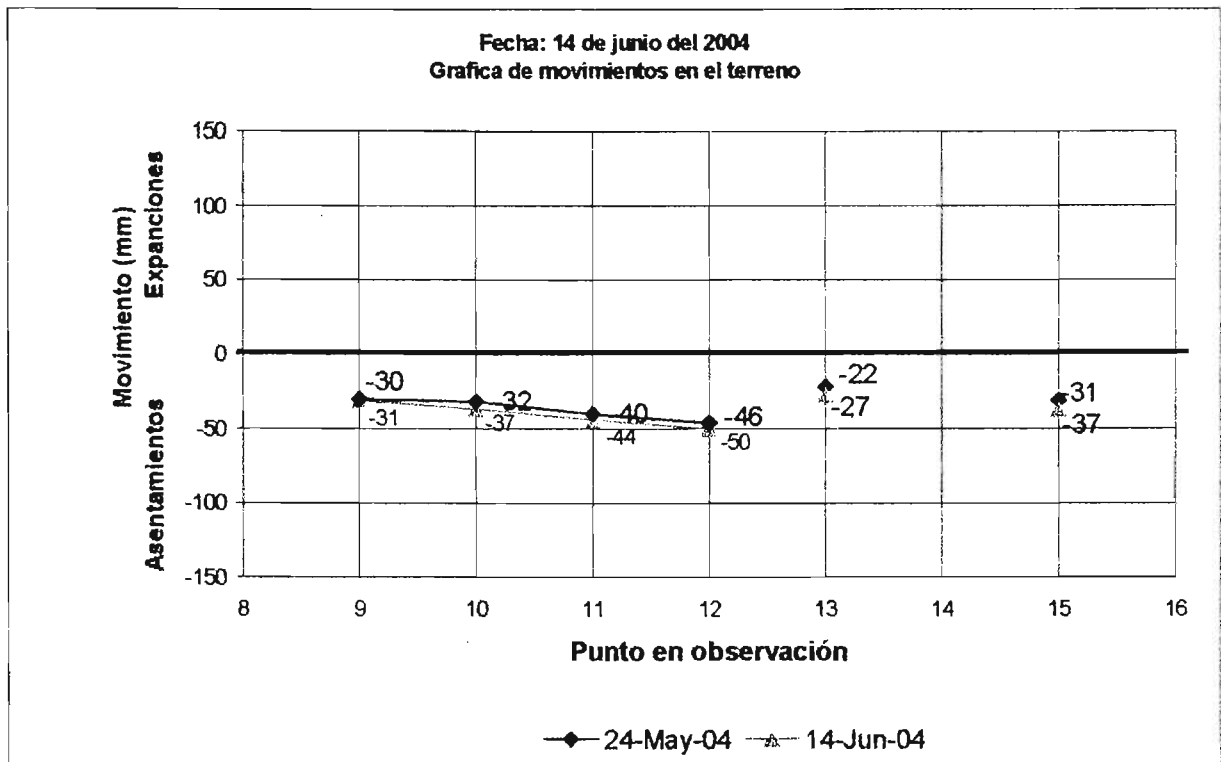
Para determinar el comportamiento de la excavación y sus colindancias, se propone un monitoreo topográfico, mediante la implementación de líneas de colimación en la periferia de la excavación que permita la medición de desplazamientos verticales y horizontales, además de la colocación de palomas y plomadas en las estructuras colindantes; en la zona de excavación se instalarán al menos 5 bancos de nivel superficial, distribuidos uniformemente para monitorear primero las expansiones y posteriormente los asentamientos; todos estos puntos de referencia se medirán al menos 3 veces por semana y dependiendo de la magnitud de los desplazamientos podrá aumentarse o reducirse la frecuencia.

Adicionalmente al monitoreo topográfico, dentro de la zona de excavación, deberán instalarse tubos de observación del nivel freático para determinar la posición del nivel dinámico, lo que permitirá descender o subir las puntas eyectoras, para alcanzar los niveles de abatimiento deseados.

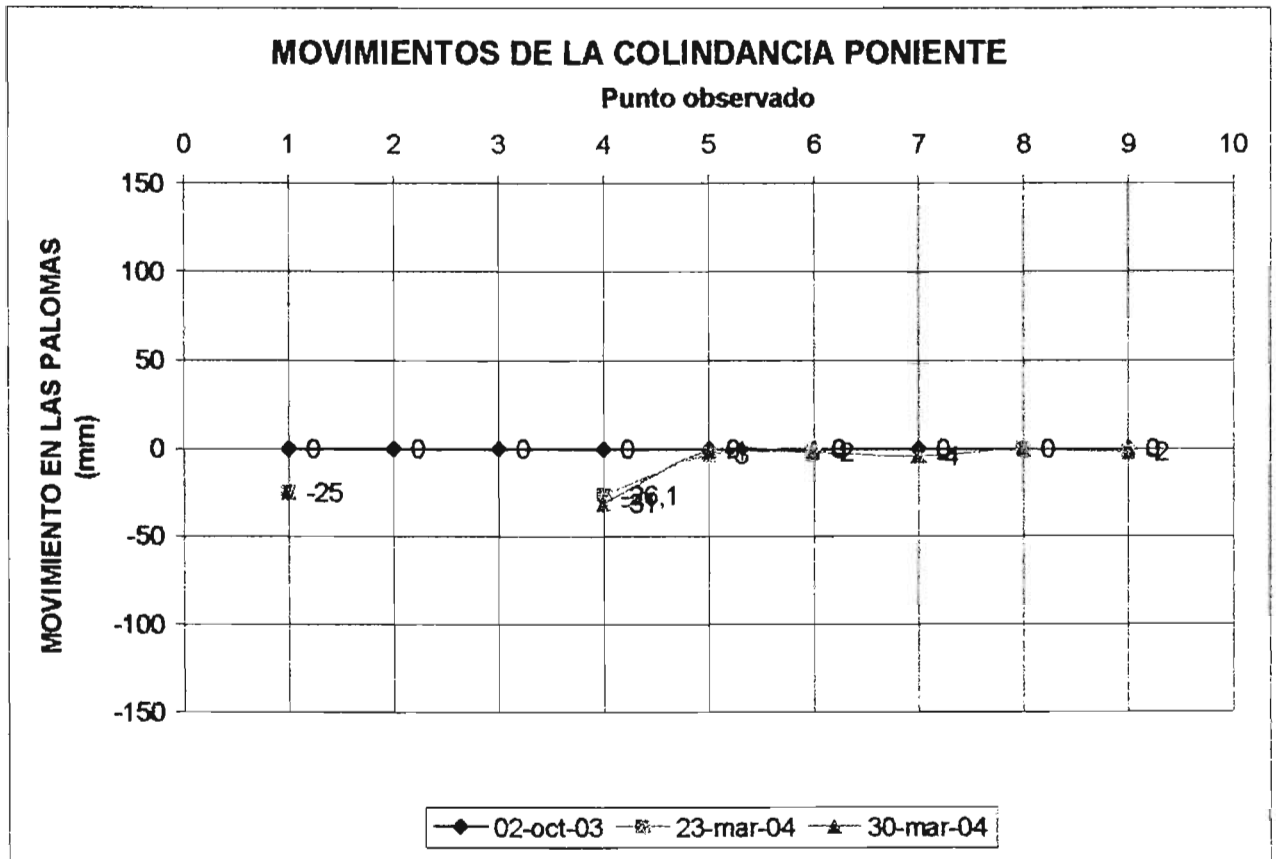
La información recavada del monitoreo de la excavación deberá plasmarse en gráficas como las que se muestran en las figuras 24a a 24c, para facilitar la interpretación y en función de los resultados poder tomar con oportunidad las medidas que se juzguen pertinentes en caso de alguna eventualidad.



24a Graficas de control topográfica



24b Graficas de control topográfica



24c Graficas de control topográfica



## 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- a) Se realizó el diseño geotécnico para la cimentación de los edificios de departamentos que se construirán en un predio de 1,715.0 m<sup>2</sup>, ubicado en la calle de Ámsterdam No 191 en la colonia Hipódromo Condesa de la delegación Cuauhtémoc en esta ciudad de México.
- b) El proyecto contempla la construcción de 1.5 niveles de sótano, planta baja, seis niveles y azotea, los sótanos ocuparán toda el área del predio y a partir de planta baja se contará con cuatro torres; el nivel de piso terminado del sótano inferior se ubicará a 5.2 m de profundidad respecto al nivel de banqueta.
- c) La geometría del predio es rectangular con un apéndice en la colindancia con la calle de Campeche, que provoca excentricidades del 4.61 y 4.24 % en direcciones larga y corta, respectivamente.
- d) El predio en estudio se localiza en la zona denominada de Transición Baja, que se caracteriza por una costra superficial esencialmente formada por depósitos aluviales, a la que le subyacen los suelos arcillosos de baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad, que se extienden a profundidades máximas del orden de los 20.0 m.
- e) La estratigrafía del sitio se compone, de 0.0 a 5.2 m costra superficial; de 5.4 a 17.8 m serie arcillosa superior; de 17.8 a 20.9 m capa dura; de 20.9 a 21.8 m serie arcillosa inferior, y de 21.8 m hasta la máxima profundidad explorada se encuentran los depósitos profundos.
- f) El nivel de aguas freáticas en el último monitoreo se localizó a 2.3 m de profundidad, medidos a partir del nivel de terreno existente.
- g) Considerando las cargas y características de proyecto, así como las condiciones estratigráficas del sitio, se propone una cimentación parcialmente compensada, mediante un cajón desplantado a 6.6 m de profundidad, respecto a nivel de terreno actual.
- h) Por la geometría del terreno y el sembrado de las estructuras, se generan las excentricidades mencionadas anteriormente, para reducirlas se propone la colocación de un lastre a base de concreto, de 50 cm de espesor adicional a la losa de fondo, que comprenderá la superficie delimitada por los ejes 16-24 y A-M, con ello las excentricidades se reducirán de 4.61 y 4.24 a 1.4 y 1 %, consideradas como admisibles.
- i) La capacidad de carga admisible del suelo de cimentación es de 20.0 y 25 ton/m<sup>2</sup>, para condiciones estáticas y sísmicas, manejando factores de seguridad de 3 y 2, respectivamente.
- j) de acuerdo a la experiencia en excavaciones realizadas sobre todo en la construcción del sistema de transporte colectivo, el nivel dinámico de agua deberá mantenerse al menos a **12.5 m** de profundidad.

- k) Las expansiones máximas que se generarán por la excavación, considerando el abatimiento del nivel freático a 12.50 m de profundidad, serán 7.0 cm
- l) Los asentamientos que se presentarán a largo plazo por la imposición de cargas de la estructura, serán menores a 10 cm, ubicado dentro de los rangos permisibles.
- m) El módulo de reacción vertical del suelo de cimentación, recomendado para realizar la interacción suelo estructura, será de  $0.013 \text{ kg/cm}^3$ .
- n) Para abatir el nivel freático y realizar la excavación en seco, además de reducir las expansiones y evitar la falla de fondo por subpresión, se recomienda un sistema de bombeo tipo eyector, que operará continuamente las 24 hrs del día, desde una semana antes de iniciar la excavación, hasta que la presión de contacto de la losa de fondo, alcance por lo menos el 80 % de la presión de compensación.
- o) La estabilización de la excavación y colindancias se realizará mediante la construcción de un muro Berlín que contará con 3 niveles de troqueles, que reaccionarán en la estructura de un núcleo central construido previamente.
- p) En el tiempo que duren los trabajos de construcción deberá de mantenerse un monitoreo topográfico, registrando los movimientos en la estructura y de los inmuebles colindantes.
- q) Durante la excavación y construcción de la cimentación, se deberá contar en obra con el apoyo de un ingeniero especialista en cimentaciones que dé seguimiento a las recomendaciones geotécnicas aquí vertidas.
- r) Los resultados aquí presentados son aplicables exclusivamente al predio en estudio, en el que se consideraron las condiciones locales de los materiales en el sitio y de las condiciones particulares del proyecto, los cambios que se generen en el proyecto podrán modificar las recomendaciones.

## REFERENCIAS

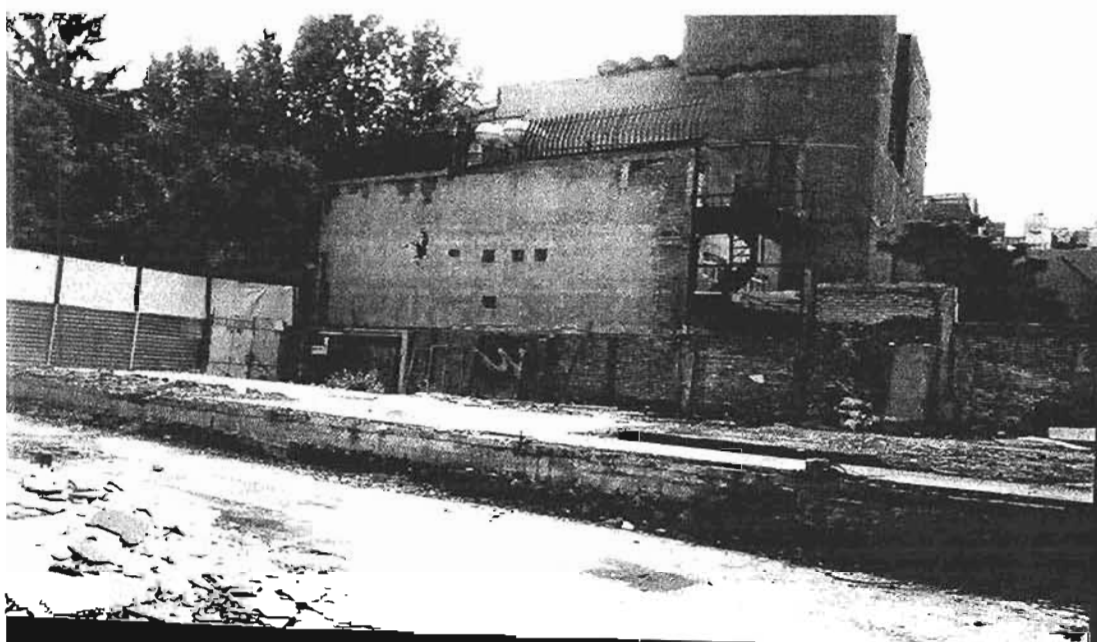
1. Departamento del Distrito Federal (1995) **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**, Gaceta Oficial de DDF, No 218 Tomo II
2. Departamento del Distrito Federal (1995), **Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones**, Reglamento de Construcciones para el distrito Federal, Gaceta Oficial del DDF, No 300, Tomo VI.
3. Tamez, E. et al, **Manual de Diseño Geotécnico**, Vol I, COVITUR, Departamento del Distrito Federal (1987)
4. Marsal, Raúl J. **El subsuelo de la ciudad de México**. Ed. Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos (1979).
5. Santoyo, E. **El cono en la exploración geotécnica**. Ed tgc Geotécnica (1989)
6. Tamez, E. **Ingeniería de Cimentaciones**, Ed tgc Geotecnia (2000)
7. Secretaria de Recursos Hidráulicos. **Mecánica de Suelos. instructivo para ensayos de suelo**. Ed, Dirección de Información SRH, México (1967)
8. Juárez, B. E; Rico R. A. **Mecánica de Suelos Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos**. 1ra ed Revista "INGENIERIA, C.U. México (1963)
9. Departamento del Distrito Federal (1995), **Normas técnicas complementarias para diseño por sismo**, Reglamento de Construcciones para el distrito Federal, Gaceta Oficial del DDF, No 300, Tomo IV
10. Sowers, George B. **Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones**, Ed. Limusa (1993)
11. Holguín, E et al, **Diseño Geotécnico de Cimentaciones**, Ed tgc Geotecnia (1992)
12. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.; **Revista de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. N° 001**, Marzo 1993.
13. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C; **Manual de Construcción Geotécnica. Tomo II. Parte V**, México (2002)
14. Juárez, B. E; Rico R. A. **Mecánica de Suelos Tomo II, Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos**, Ed. Limusa S.A. (1973)
15. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C; **Manual de Construcción Geotécnica. Tomo I. Parte I**, México (2002)

**ANEXO 1**  
**INFORME FOTOGRAFICO**

**VISTA DEL PREDIO; COLINDANCIA NORPONIENTE, EDIFICIO DE CUATRO NIVELES**



**VISTA DEL PREDIO COLINDANCIA NORORIENTE  
CASA DE PLANTA BAJA Y UN NIVEL**



**COLINDANCIA SUR**



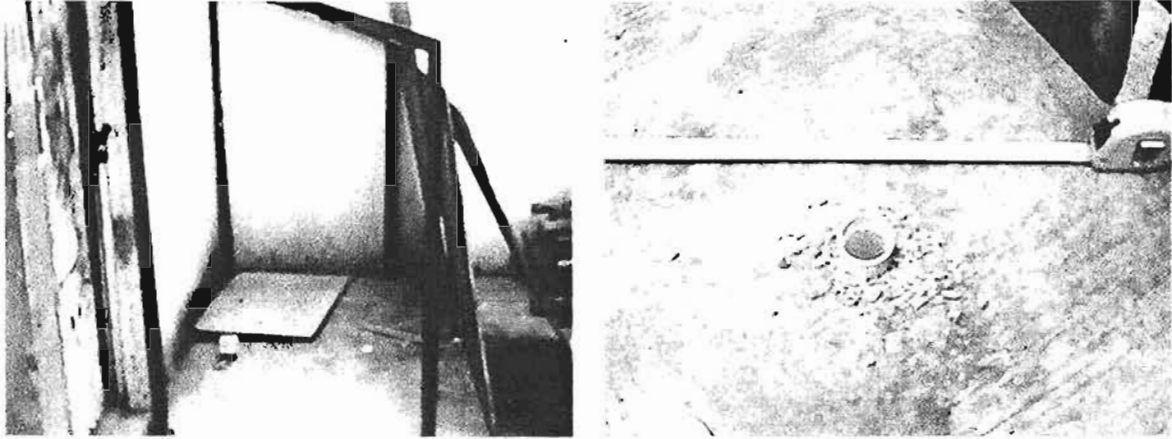
**COLINDANCIA SUR, EDIFICIO DE CUATRO NIVELES**



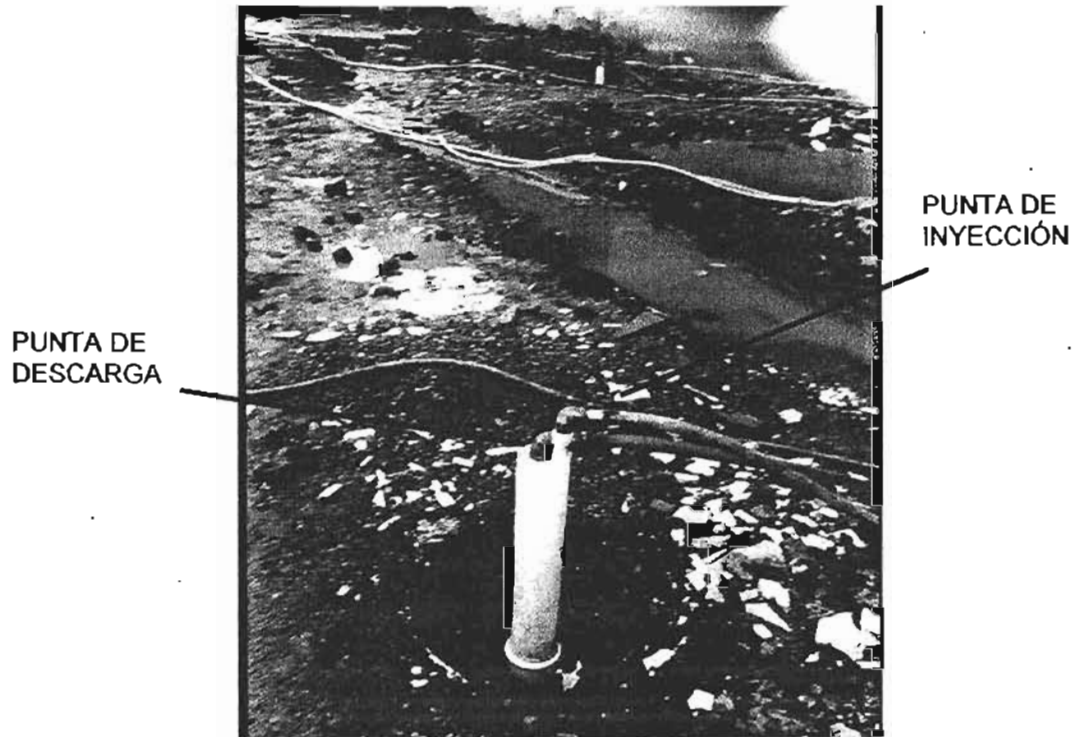
**CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN**



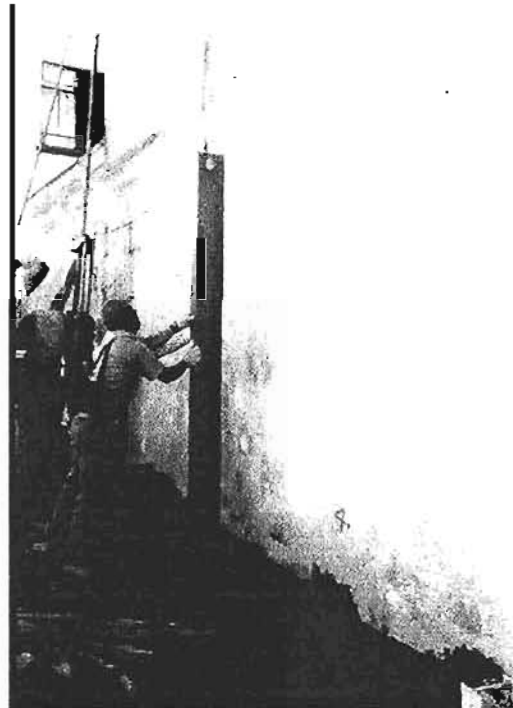
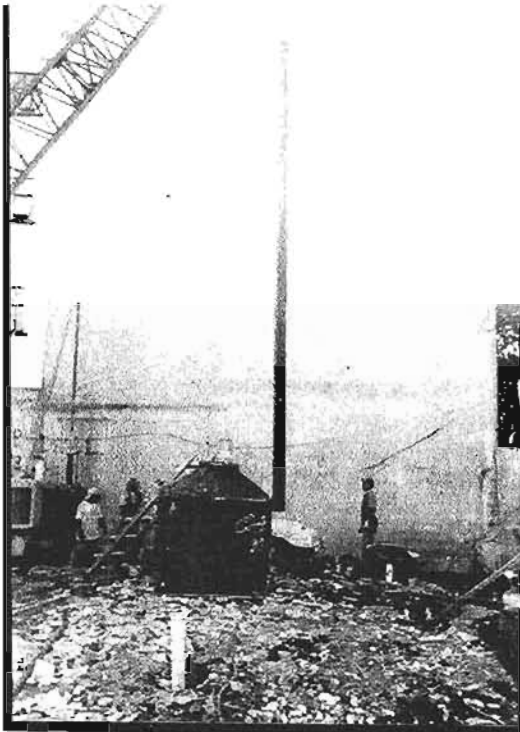
**TUBO DE OBSERVACIÓN DE EL NIVEL DE AGUAS FRETICAS**



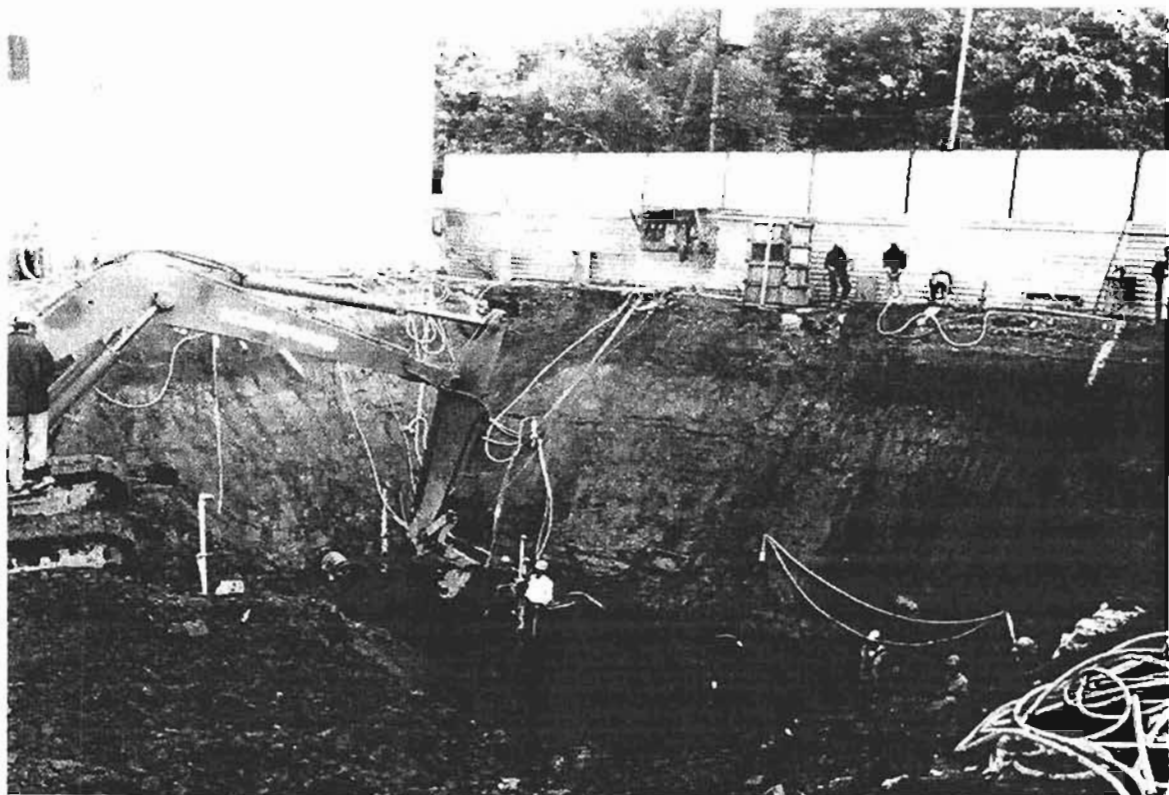
**POZO DE ABSORCIÓN A 13 m DE PROFUNDIDAD**



## COLOCACIÓN DE VIGAS IR QUE CONFORMARÁN EL MURO BÉRLIN

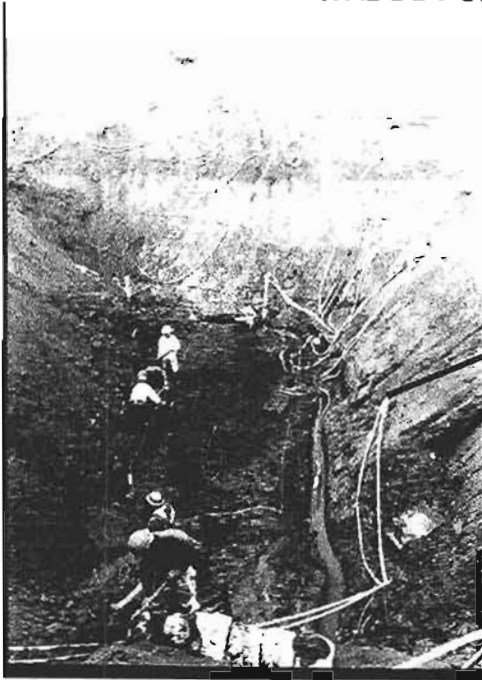


## PRIMER ETAPA DE EXCAVACIÓN

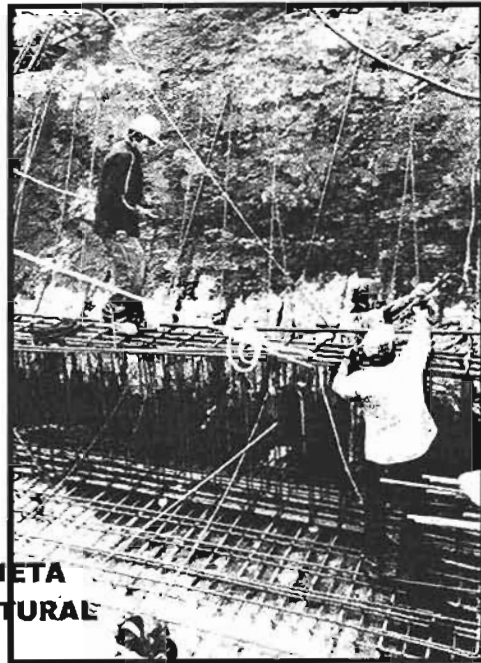




**FONDO DE EXCAVACIÓN SECO Y PAREDES CON LOS MATERIALES  
DESIDRATADOS POR EL BOMBEO DE UNA SEMANA**



**POZO**



**GRIETA  
NATURAL**

**CONFORMACIÓN DEL MURO BERLIN**



**MALLA ELECTROSOLDADA**

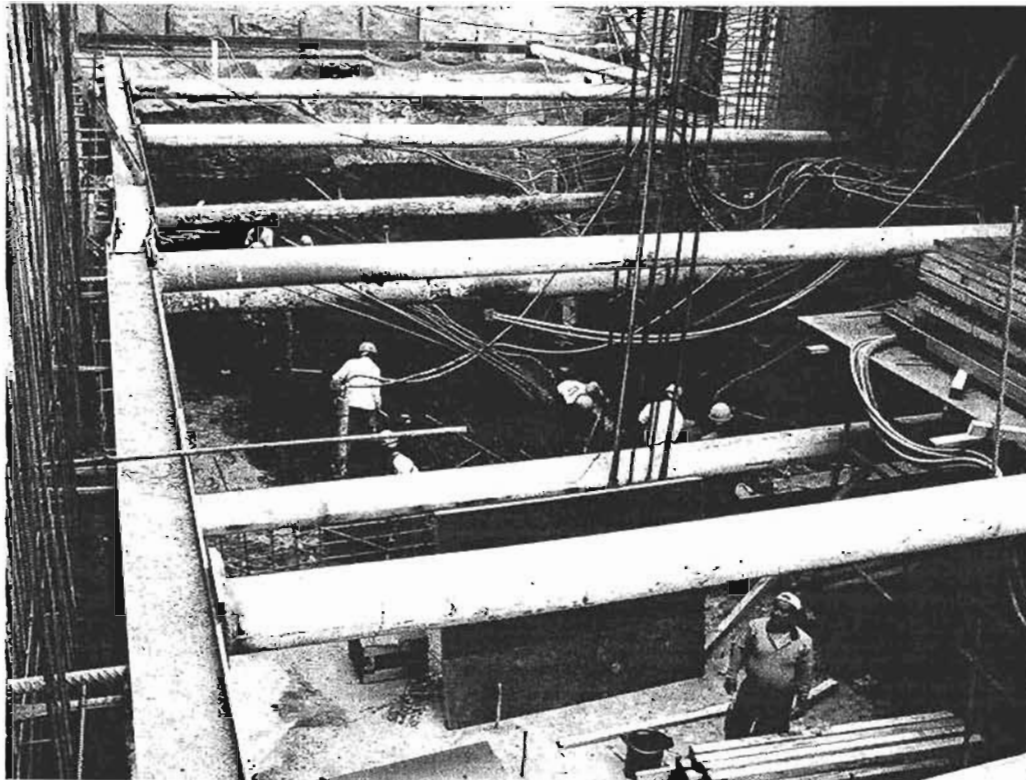
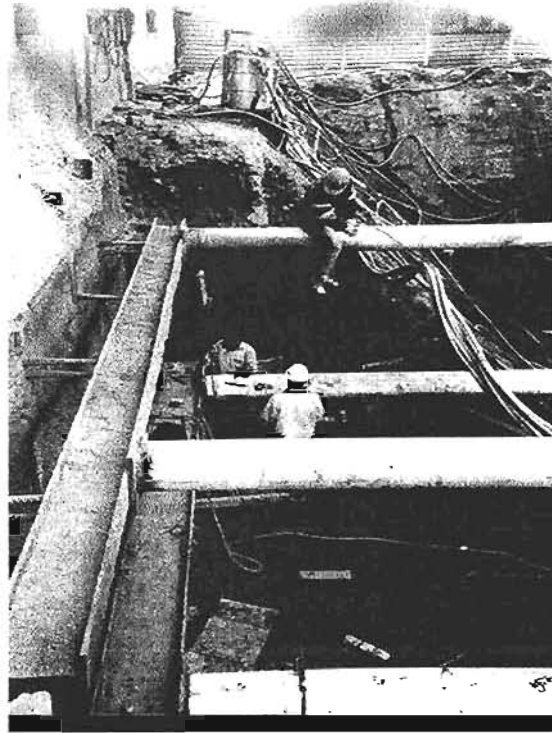
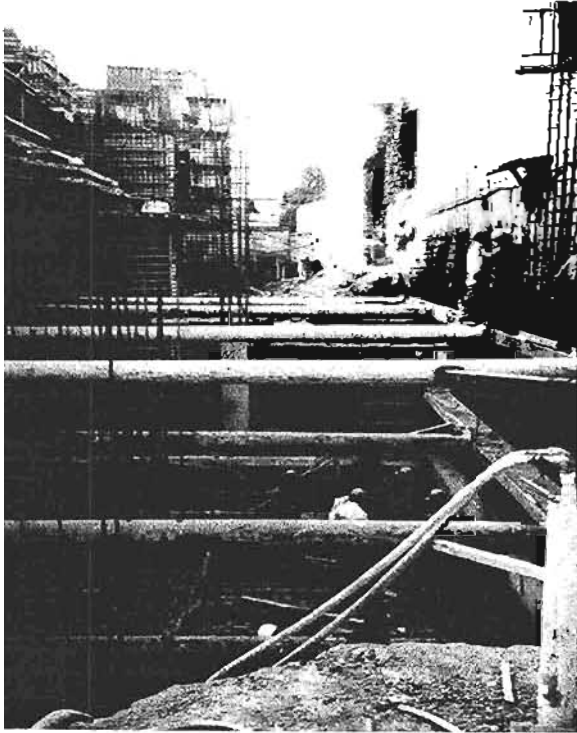
**PATIN DE IR**

**CONCRETO LANZADO**

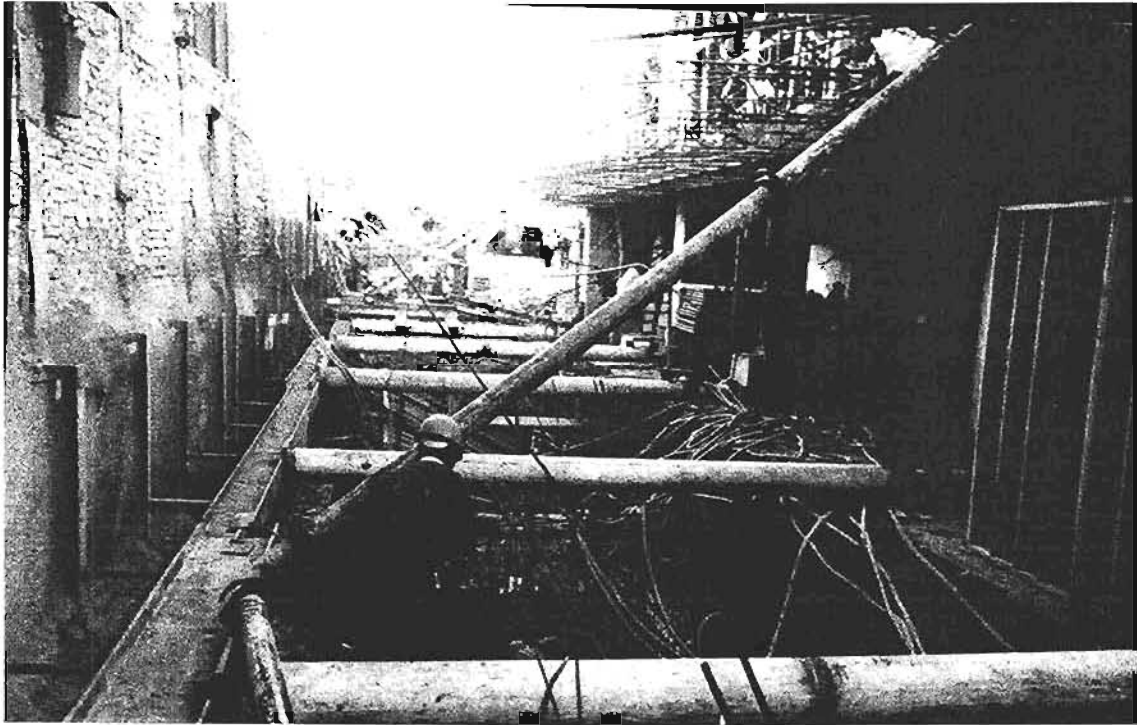


**COLOCACIÓN DE CONCRETO LANZADO**

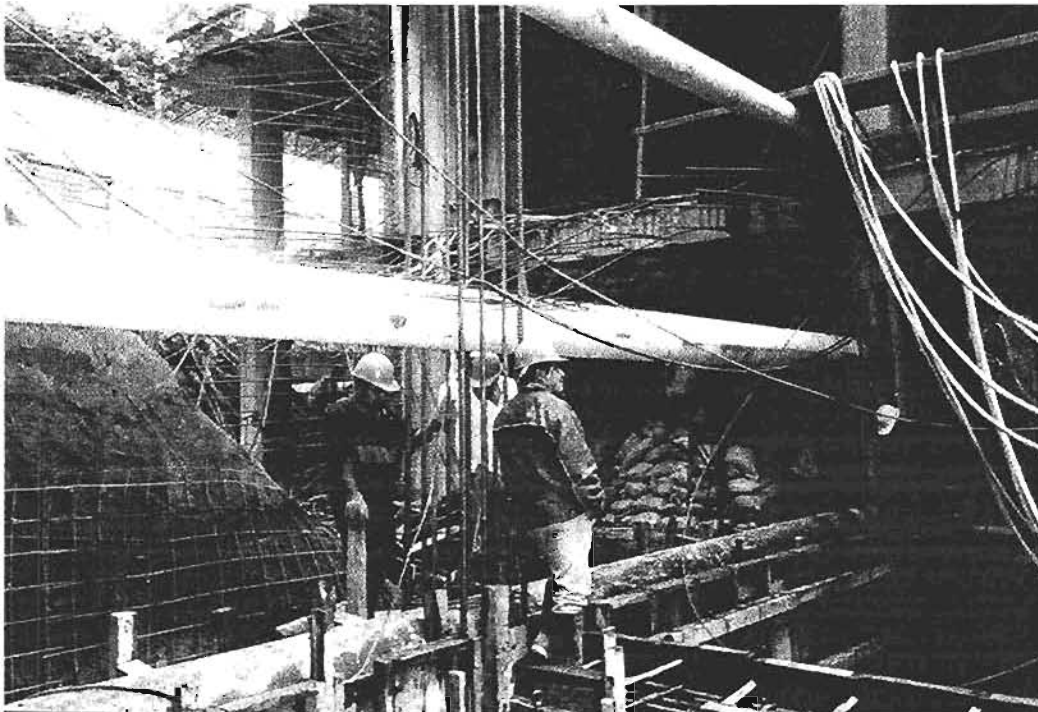
**COLOCACIÓN DE TROQUELES EN LA ZONA DEL EDIFICIO DE CUATRO NIVELES  
COLINDANCIA PONIENTE**



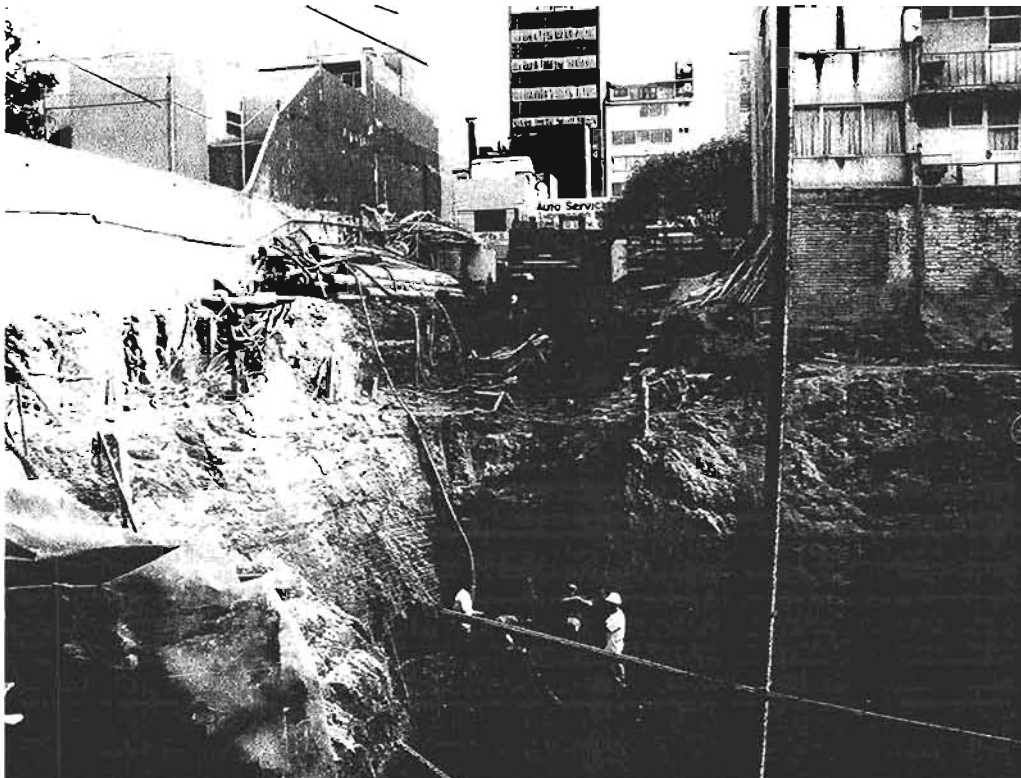
**VISTA DE LA COLINDANCIA ORIENTE CON EL SISTEMA DE TROQUELES**



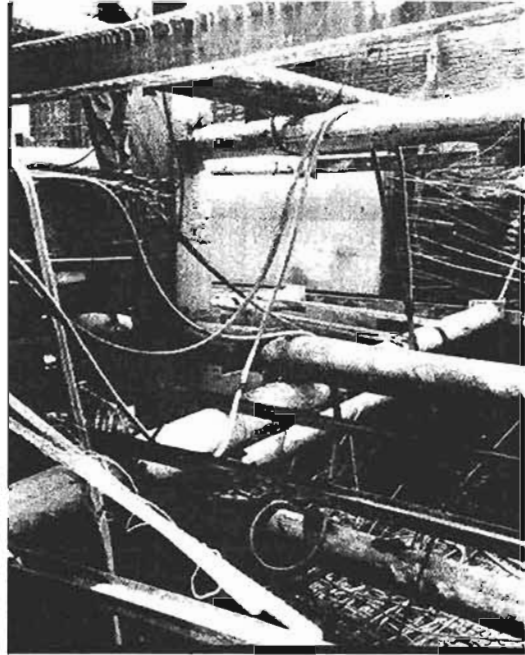
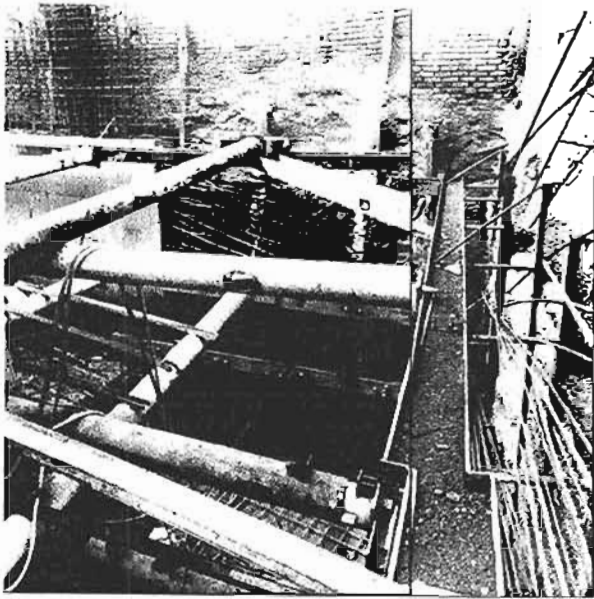
**TROQUELES APOYADOS EN LA ESTRUCTURA**



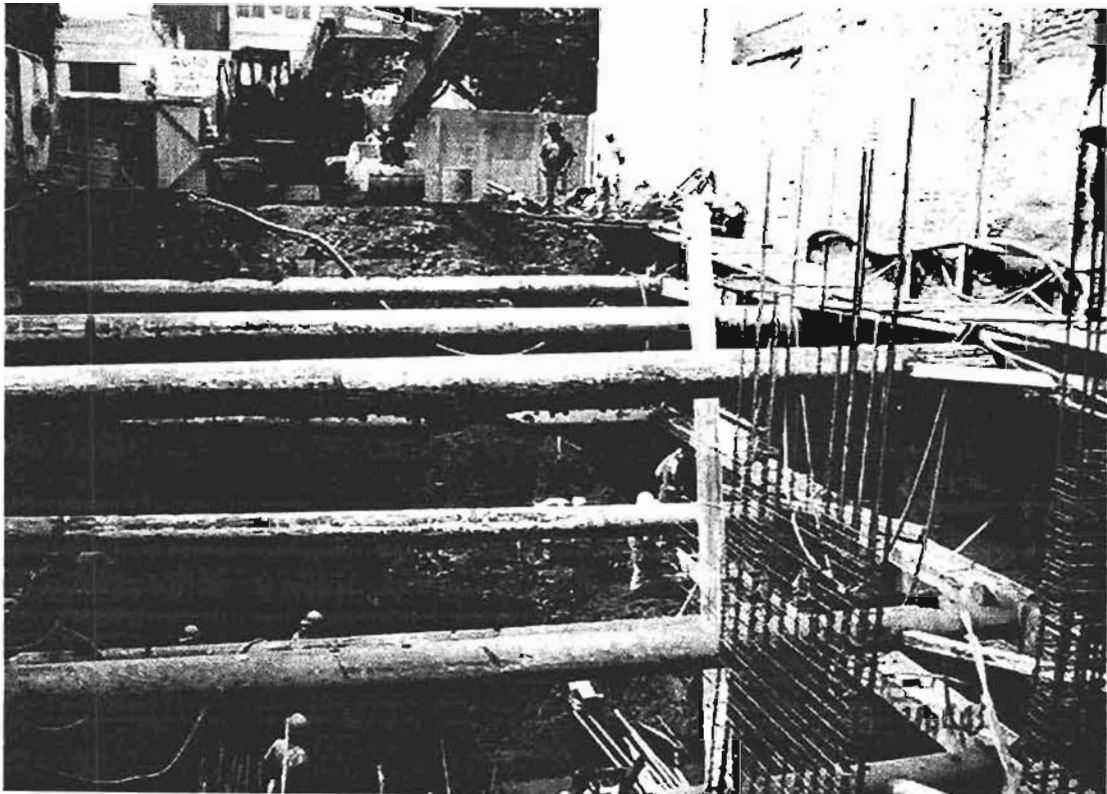
**VISTA DE LA SEGUNDA ETAPA DE EXCAVACIÓN**



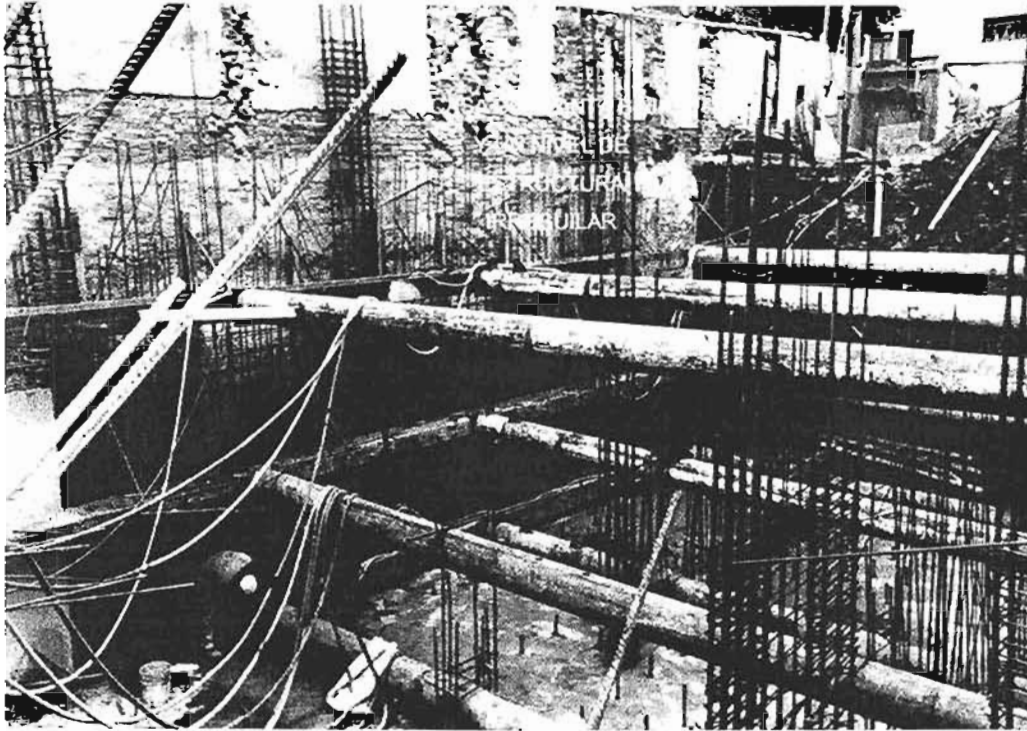
## SISTEMA DE TROQUELES EN LA ESQUINA DE LA COLINDANCIA SUR Y PONENTE



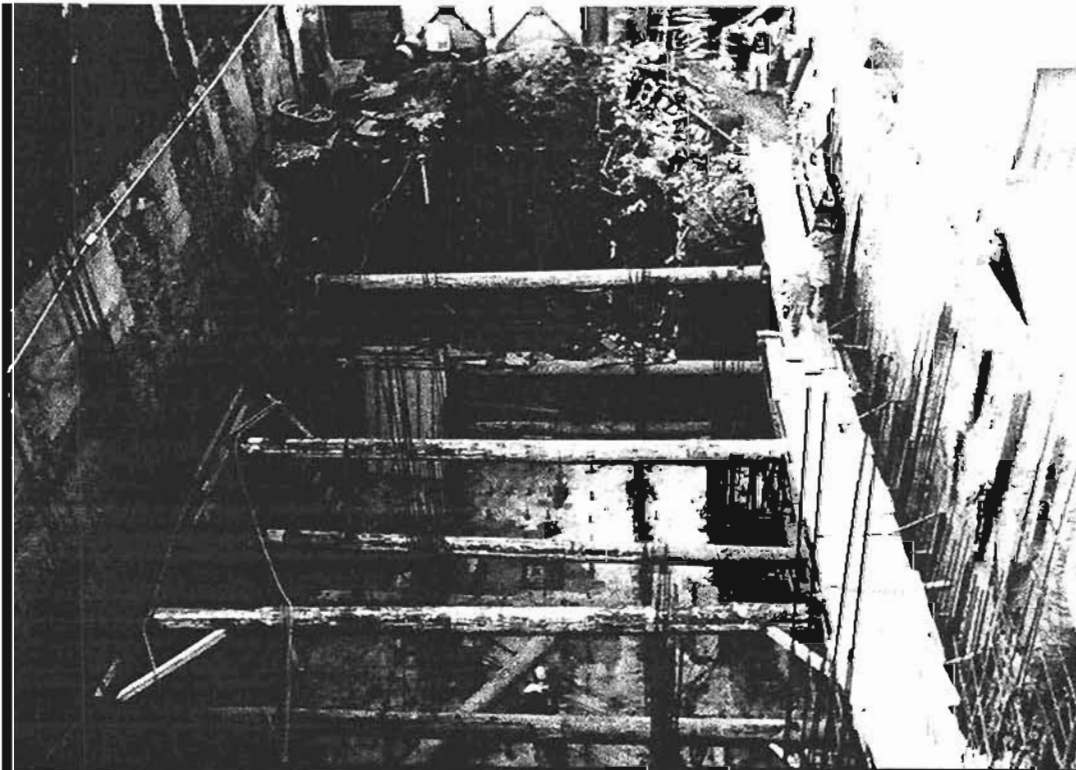
## TERCER ETAPA DE EXCAVACIÓN



## SISTEMA DE MURO BERLÍN EN LA COLINDANCIA SURESTE

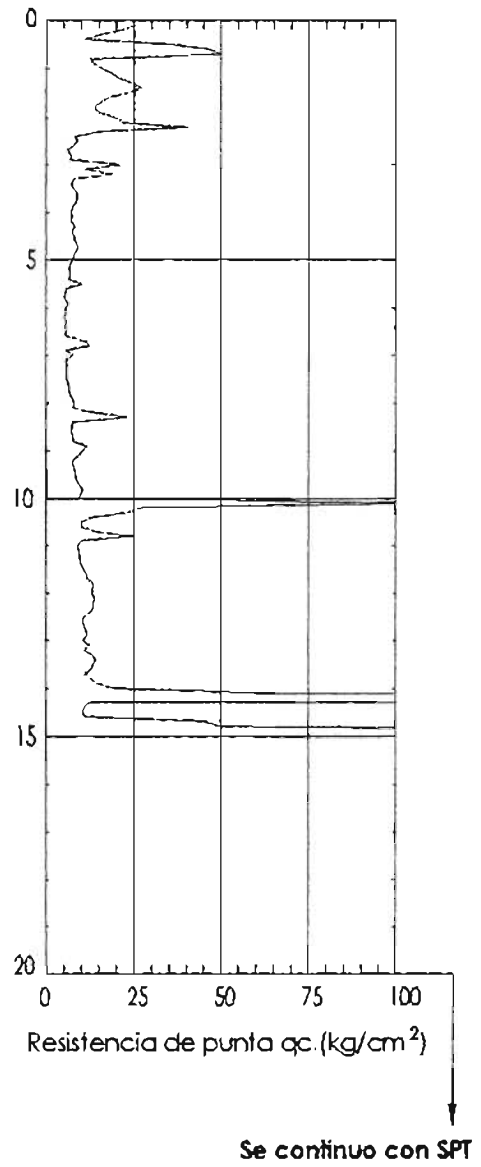
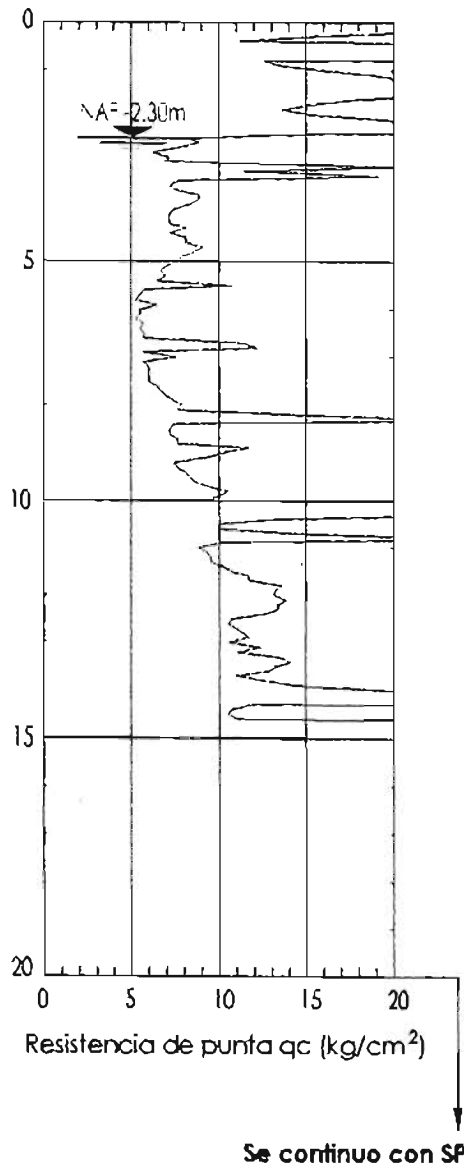


## PANORAMICA DEL SISTEMA DE MURO BERLÍN EN LA TERCERA ETAPA DE EXCAVACIÓN



**ANEXO 2**

**SONDEOS DE EXPLORACIÓN**

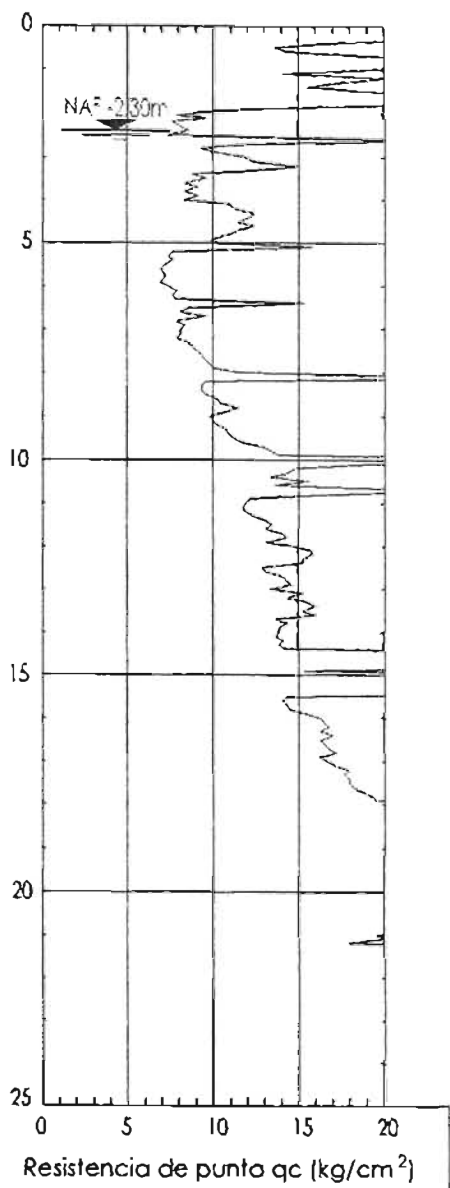


**SCE-1**

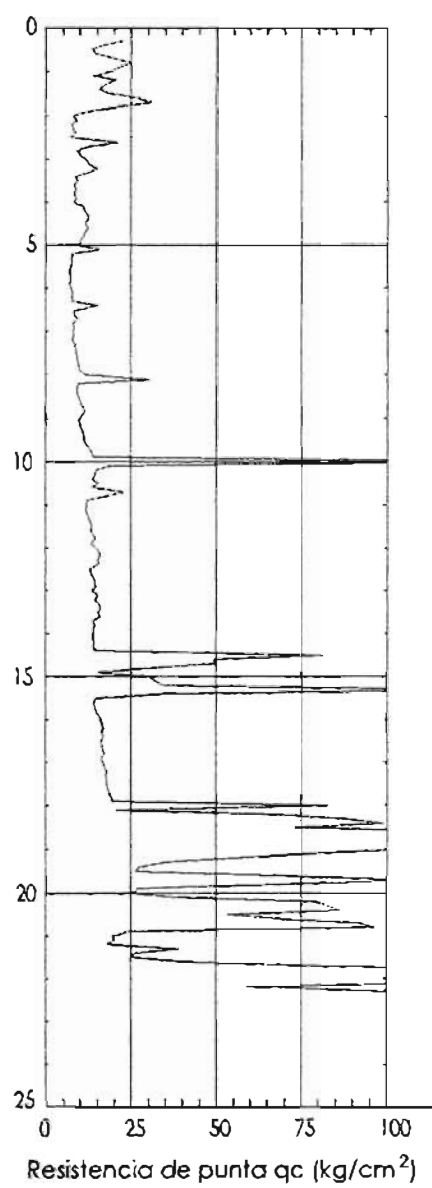
**SONDEO DE CONO ELECTRICO 1**

**FIG. 2.1**





Se continuo con SPT



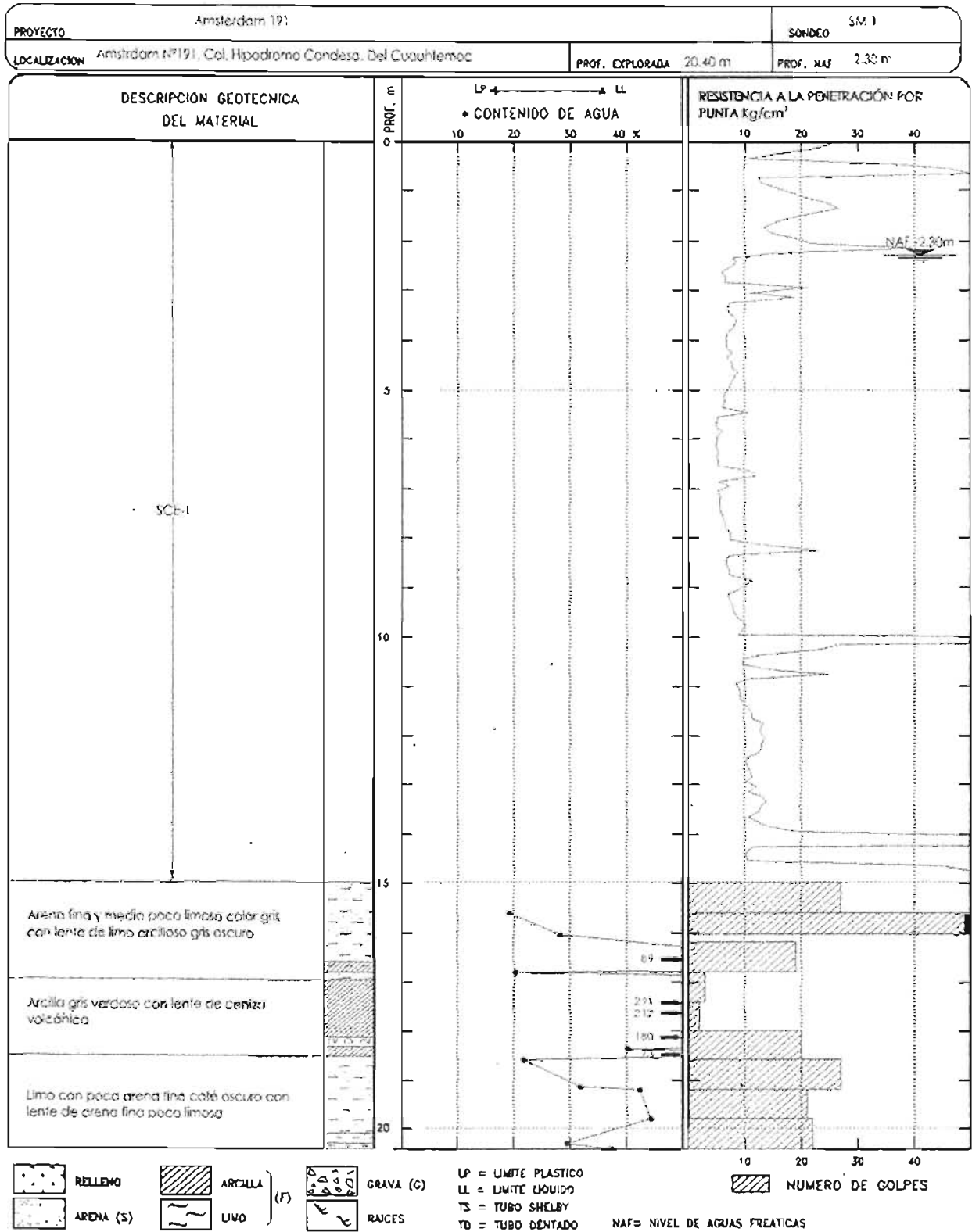
Se continuo con SPT

**SCE-2**

**SONDEO DE CONO ELECTRICO 2**

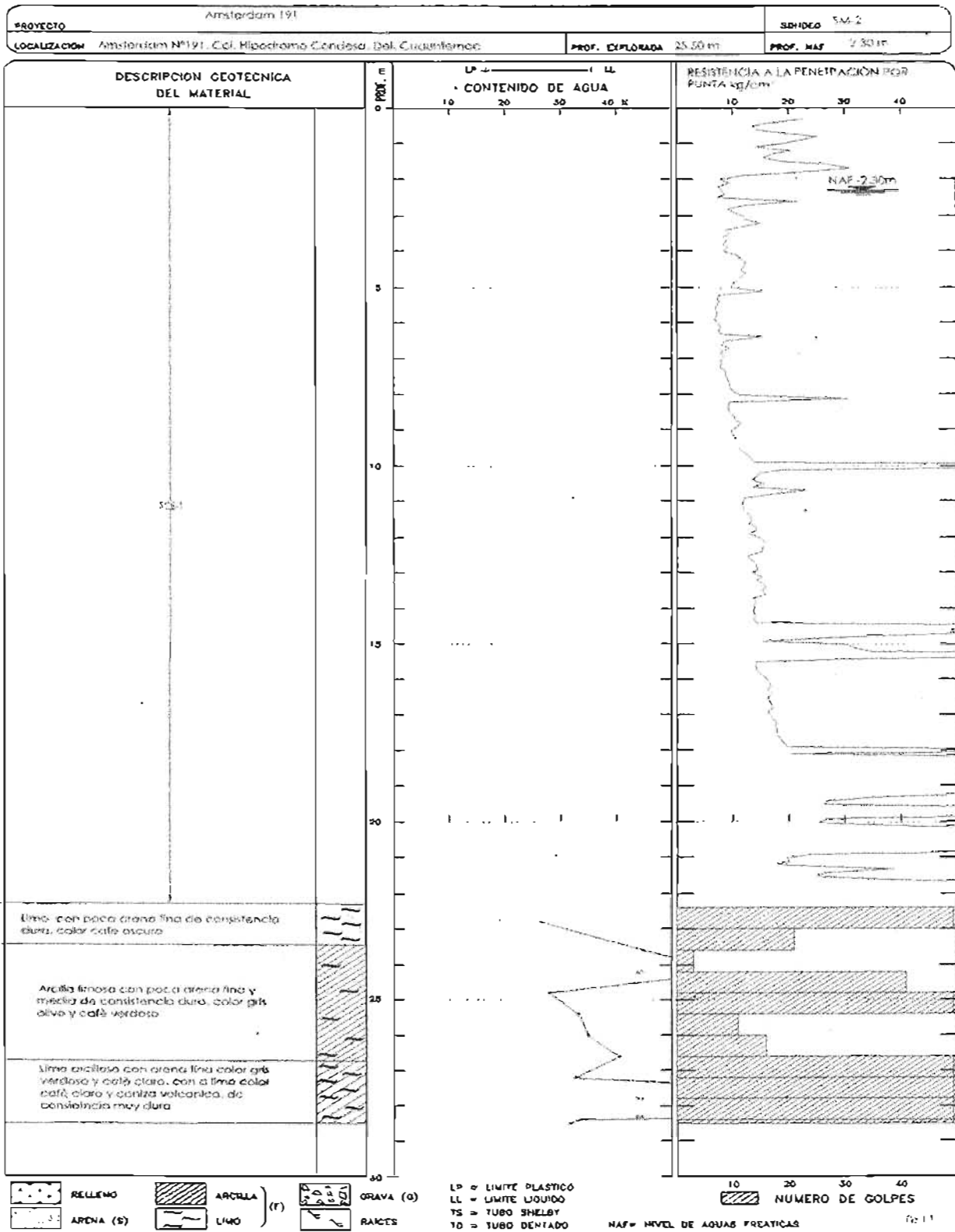
**FIG. 2.2**

# SONDEO DE CONO ELECTRICO CON PENETRACION ESTANDAR



**FIG. 2.3**

# SONDEO DE CONO ELECTRICO CON PENETRACION ESTANDAR

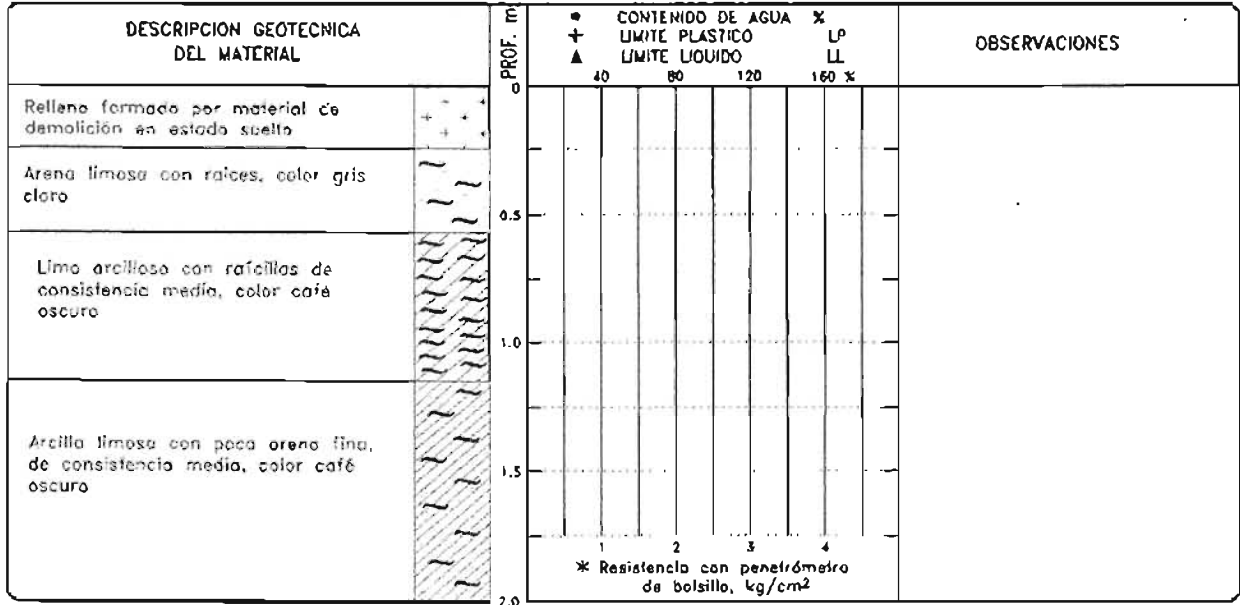


**FIG. 2.4**

# POZOS A CIELO ABIERTO

PROYECTO	Amsterdam 191		
LOCALIZACION	Amsterdam N°191, Col. Hipodromo Condesa	POZOS A CIELO ABIERTO Nos	1 y 2

## PCA-1



## PCA-2

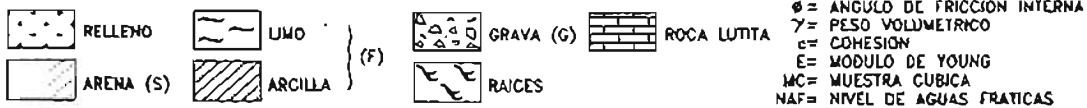
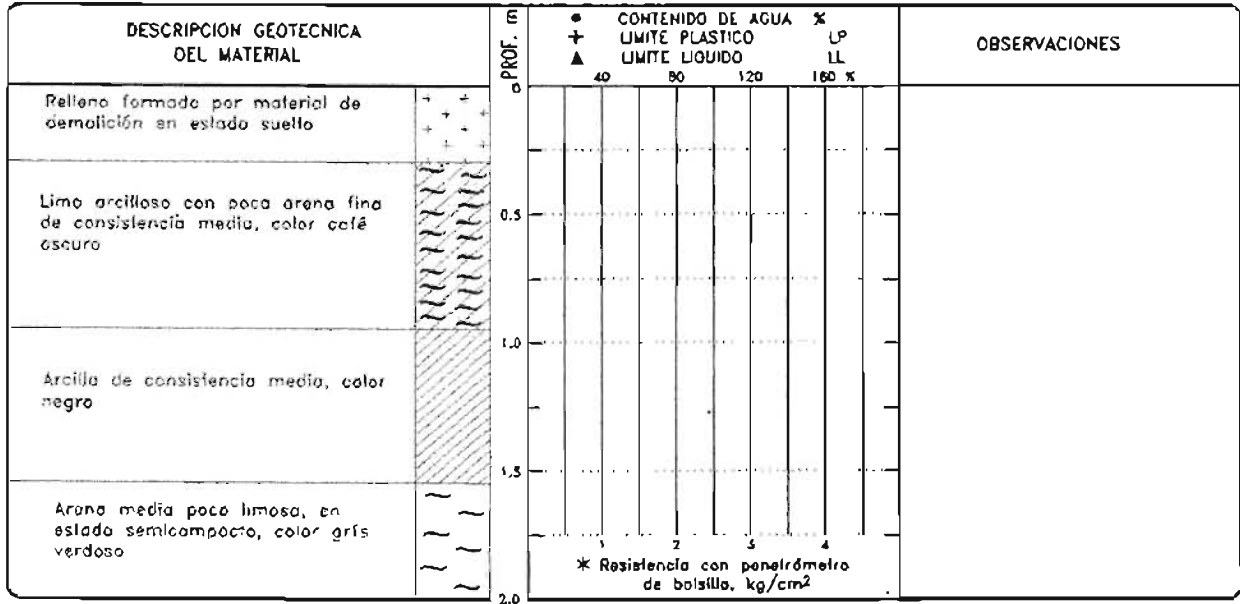


fig 2. 5

FIG. 2.5

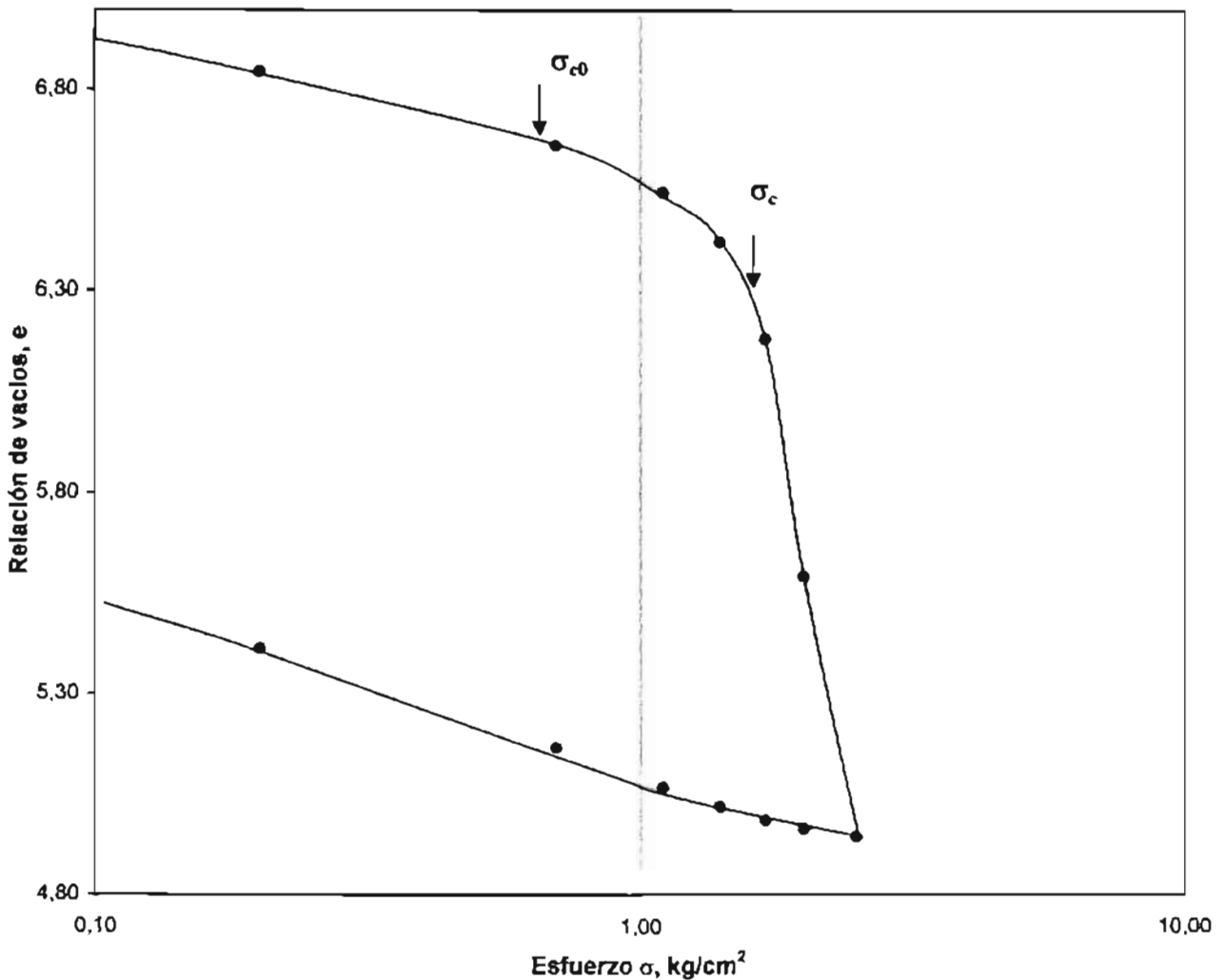
**ANEXO 3**

**PRUEBAS DE LABORATORIO**

# CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

Proyecto	<b>Amsterdam</b>			
Localización	<b>Col. Hipodromo Condesa, Del. Cuauhtemoc</b>			
Realizo	Juan Peralta B.	Fecha	abr-03	
Ing. de proyecto	German Arenas Flores			

Descripción del suelo		Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Ss
(CL) Arcilla con poca arena fina color café claro		SM-1	9.55 - 9.75	3-3	2,279
$G_l$ (%)	$G_f$ (%)	$w_l$ (%)	$w_f$ (%)	$e_i$	$e_f$
100,00	100,00	303,95	260,54	6,904	5,708



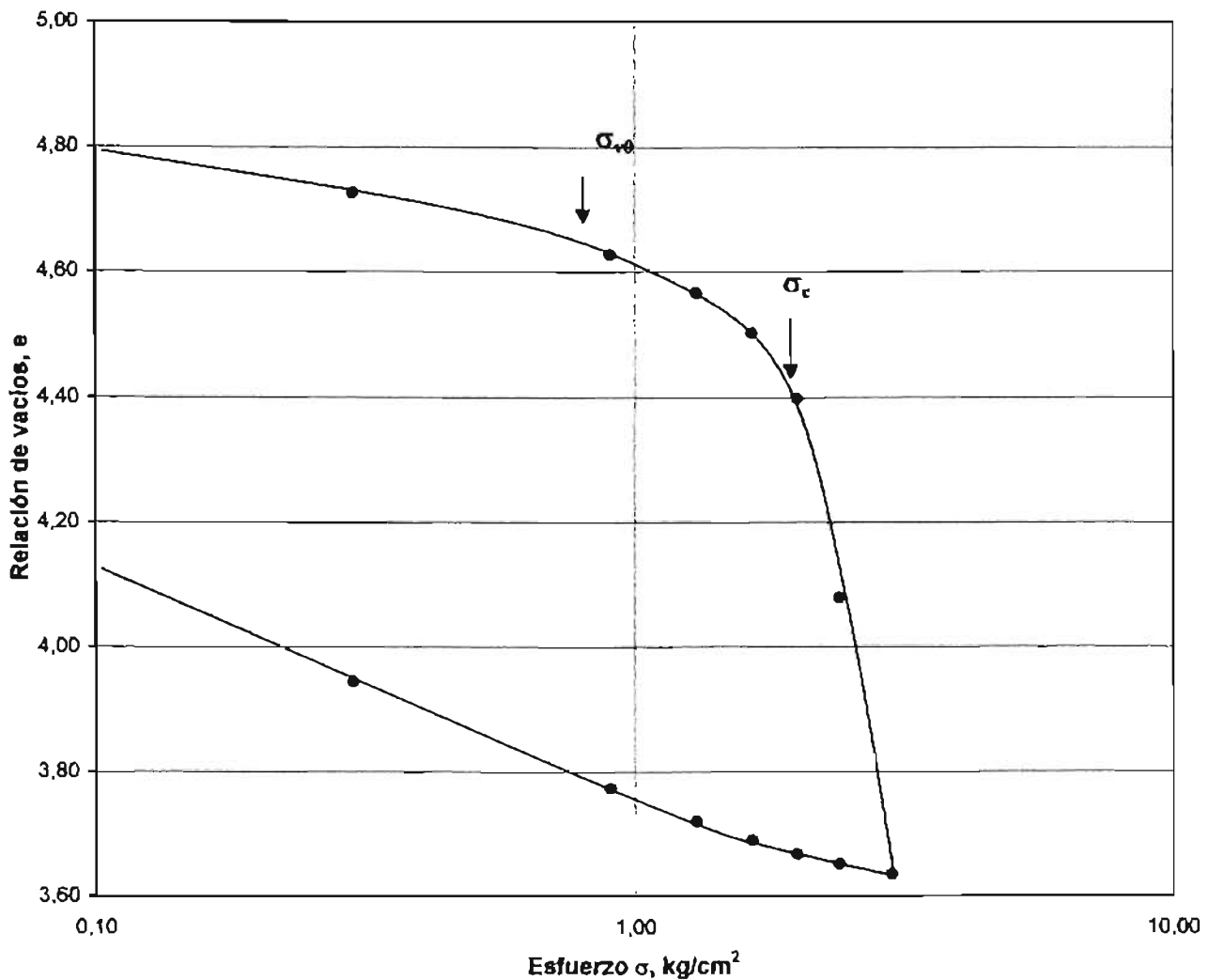
$\gamma_m$ = Peso volumétrico	1.164.67	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{v0}$ = Esfuerzo vertical inicial	0.64	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_c$ = Esfuerzo de preconsolidación	1.70	kg/cm <sup>2</sup>

Fig 3-1

# CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

Proyecto	<b>Amsterdam</b>			
Localización	<b>Col. Hipódromo Condesa, Del. Cuauhtemoc</b>			
Realizo	Juan Peralta B.	Fecha	abr-03	
Ing. de proyecto	German Arenas Flores			

Descripción del suelo		Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Ss		
(CL) Arcilla color café claro con gravillas		SM-1	12.80 - 13.00	4-3	2,204		
		$G_1$ (%)	$G_1$ (%)	$w_1$ (%)	$w_1$ (%)	$e_1$	$e_1$
		100,00	100,00	219,14	199,97	4,811	4,207



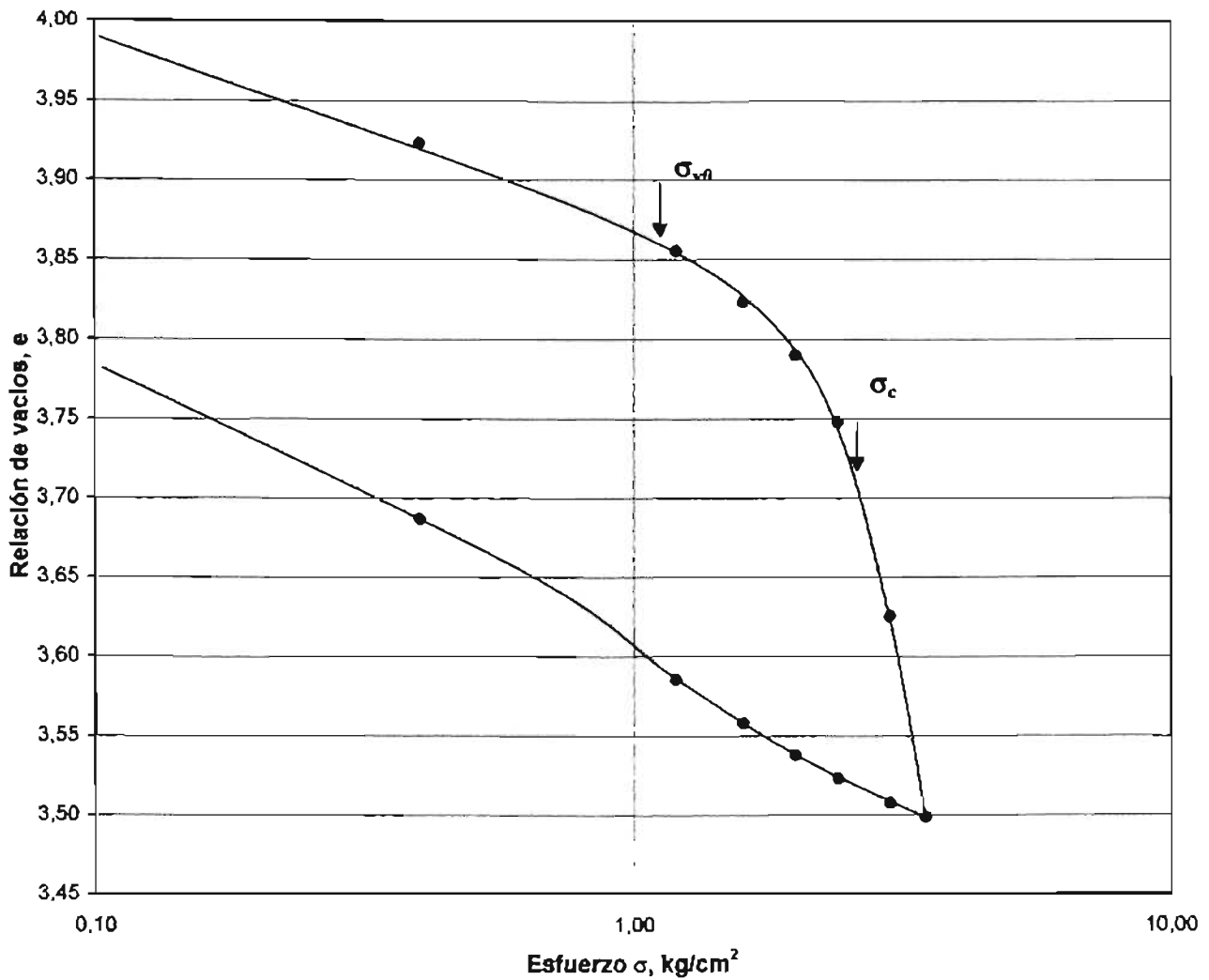
$\gamma_m$ = Peso volumétrico	1.210,46	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{v0}$ = Esfuerzo vertical inicial	0,80	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_c$ = Esfuerzo de preconsolidación	1,95	kg/cm <sup>2</sup>

Fig 3-2

# CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

Proyecto	<b>Amsterdam</b>			
Localización	<b>Col. Hipodromo Condesa. Del. Cuautemoc</b>			
Realizo	Juan Peralta B.	fecha	abr-03	
Ing. de proyecto	German Arenas Flores			

Descripción del suelo		Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Ss		
(CL) Arcilla color gris verdoso oscuro		SM-1	17.60 - 17.80	4-3	2.334		
		$G_i$ (%)	$G_r$ (%)	$w_i$ (%)	$w_r$ (%)	$e_i$	$e_r$
		100,00	100,00	170,87	168,60	3,986	3,819



$\gamma_m$ = Peso volumétrico	1.267.84	kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{v0}$ = Esfuerzo vertical inicial	1.01	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_c$ = Esfuerzo de preconsolidación	2.05	kg/cm <sup>2</sup>

Fig 3-3



# PRUEBA TRIAXIAL U U

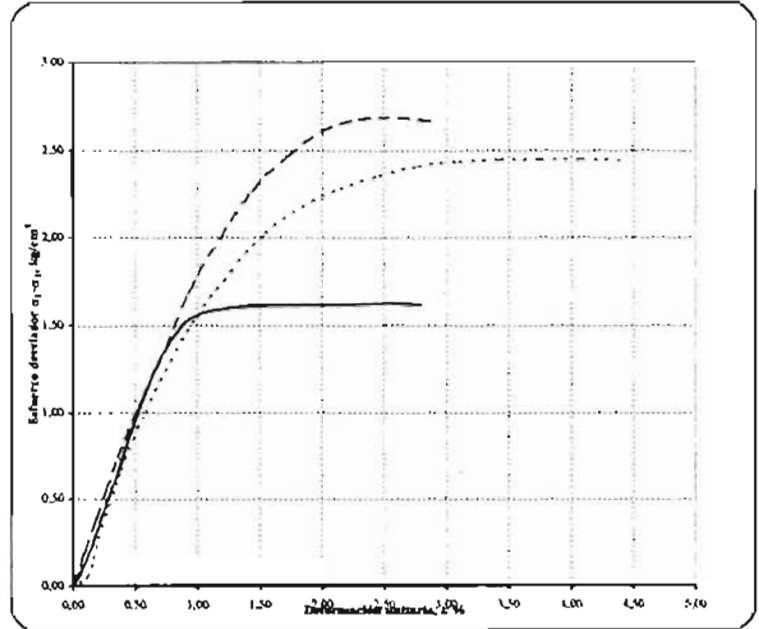
Proyecto: **Amsterdam**

Realizo: **Juan Peraita B**

Ing. de proyecto: **German Arenas F.** Fecha: **Abril-2003**

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
(CH) Arcilla color café con manchas gris verdoso.	

SÍMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{91}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	0,20	188,00	
- - -	0,50	187,00	
.....	1,00	169,00	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_1$ %	$w_f$ %	$S_s$	$e_s$	$U_w$ %	$G_{vf}$ %	$\gamma_a$ kg/m <sup>3</sup>	$\gamma_w$ kg/m <sup>3</sup>	$c$ ton/m <sup>2</sup>	Angulo fricción
PCA-1	0.8 - 1.0	MC-1	0,20	1,61	40,67	40,78		1,148	97,17	88,50	1,631	1,633	5,5	16
			0,50	2,61	39,71	39,66	2,491	1,156	81,11	85,45	1,614	1,613		
			1,00	2,23	41,01	40,96		1,239	94,00	82,32	1,569	1,568		

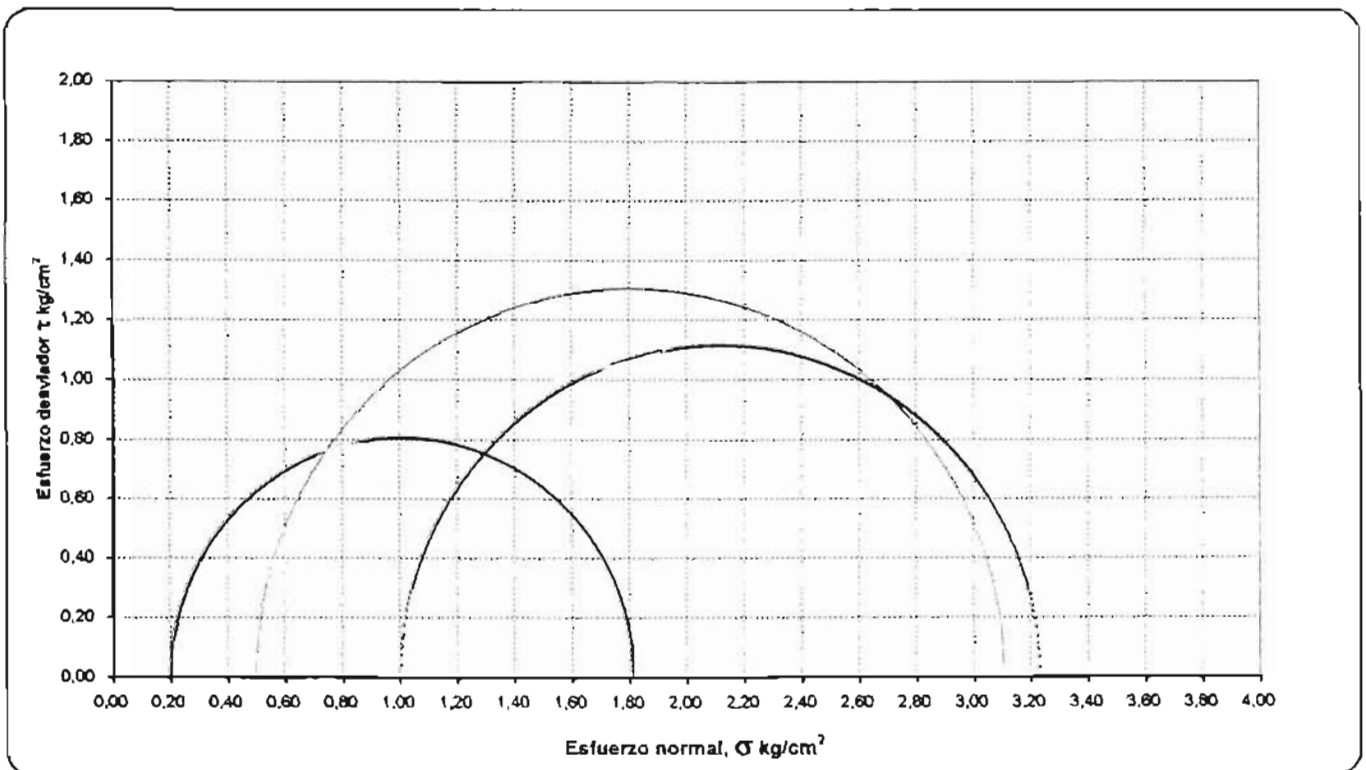


Fig 3-4

# PRUEBA TRIAXIAL U U

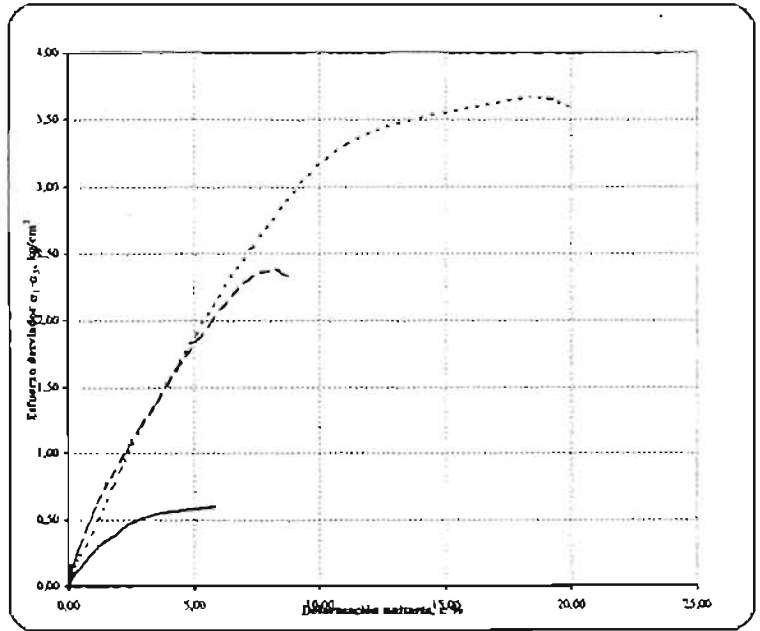
Proyecto: Amsterdam

Realizo: Juan Perafía B

Ing. de proyecto: German Arenas F. Fecha: Abril- 2003

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
[CH] Arcilla color café con manchas gris verdoso.	

SIMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	0,20	26,45	
- - -	0,50	54,45	
.....	1,00	42,02	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_i$ %	$w_f$ %	$S_s$	$\epsilon_1$	$C_u$ , %	$G_w$ %	$\gamma_m$ kg/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ kg/m <sup>3</sup>	$c$ ton/m <sup>2</sup>	Angulo fricción
PCA-1	1.70 - 1.90	MC-2	0,20	0,51	90,61	90,36		2,161	97,17	93,55	1,349	1,347	6,1	0
			0,50	1,24	85,39	85,15	2,237	2,023	81,11	94,16	1,372	1,370		
			1,00	1,23	101,34	101,49	2,340	2,340	94,00	97,04	1,349	1,350		

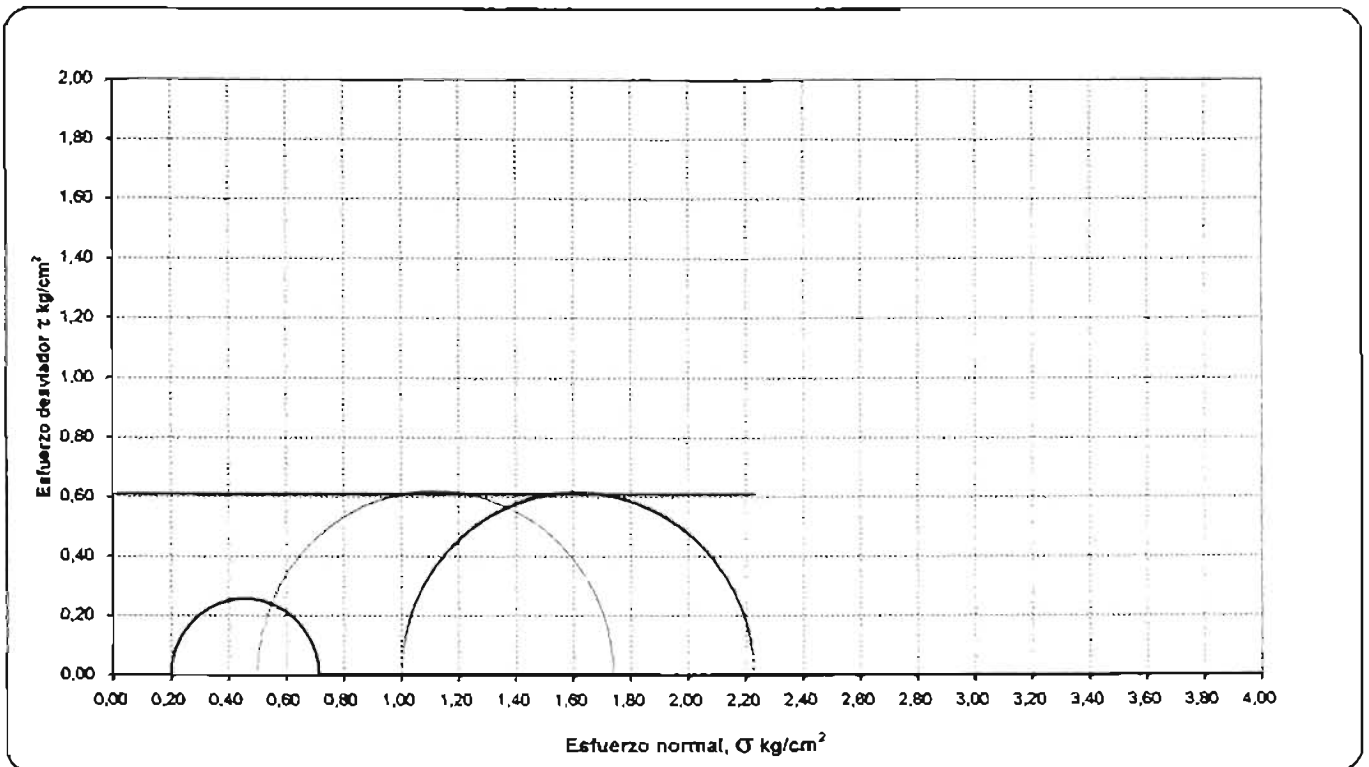


Fig 3-5

# PRUEBA TRIAXIAL U U

Proyecto: Amsterdam

Realizo: Juan Peralta B

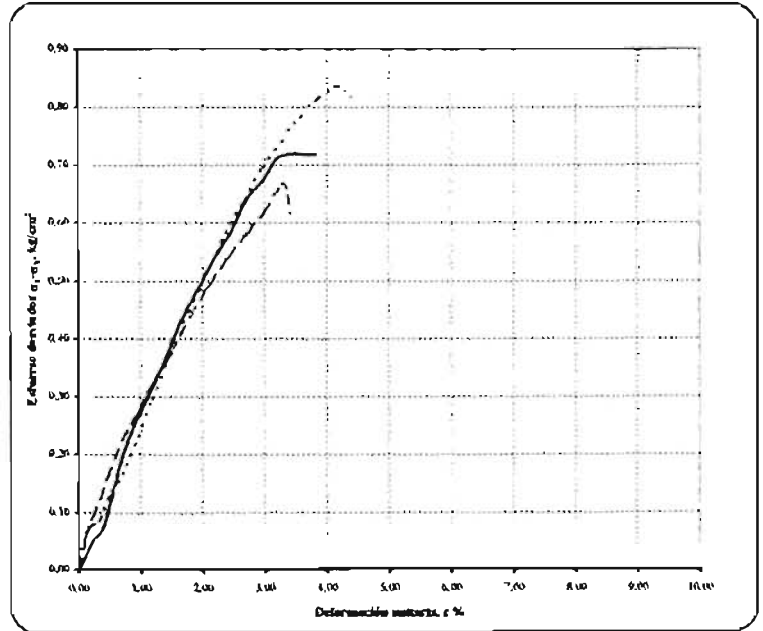
Ing. de proyecto: German Arenas F.

Fecha: Abril- 2003

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL

{CH) Arcilla con pequeños grumos de limo café y carbonatos, color gris verdoso.

SIMBOLO	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>50</sub> kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	0,20	28,48	
- - -	0,50	28,15	
.....	1,00	25,04	



SINDRICO	PROF.	MUESTRA	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	w <sub>1</sub> e <sub>s</sub>	w <sub>1</sub> %	S <sub>1</sub>	e <sub>1</sub>	Gw <sub>1</sub> %	Gw <sub>1</sub> %	$\gamma_w$ kg/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ kg/m <sup>3</sup>	c ton/m <sup>2</sup>	Angulo fricción
SM-1	5.52-5.75	1-4	0,20	0,68	167,20	167,09	2,223	3,774	97,17	87,97	1,138	1,137	3,3	1
			0,50	0,58	169,84	169,82								
			1,00	0,70	171,30	171,38								

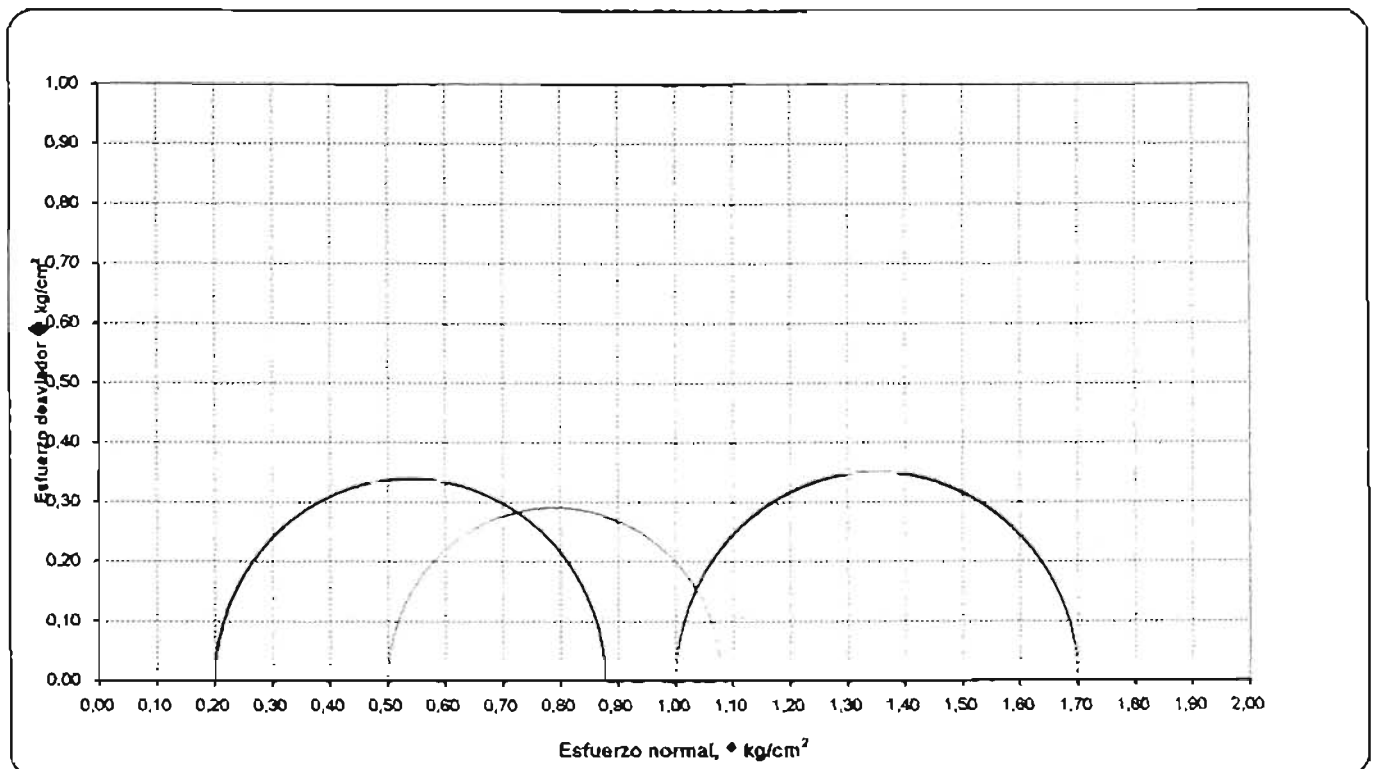


Fig 3-6

# PRUEBA TRIAXIAL UU

Proyecto: **Amsterdam**

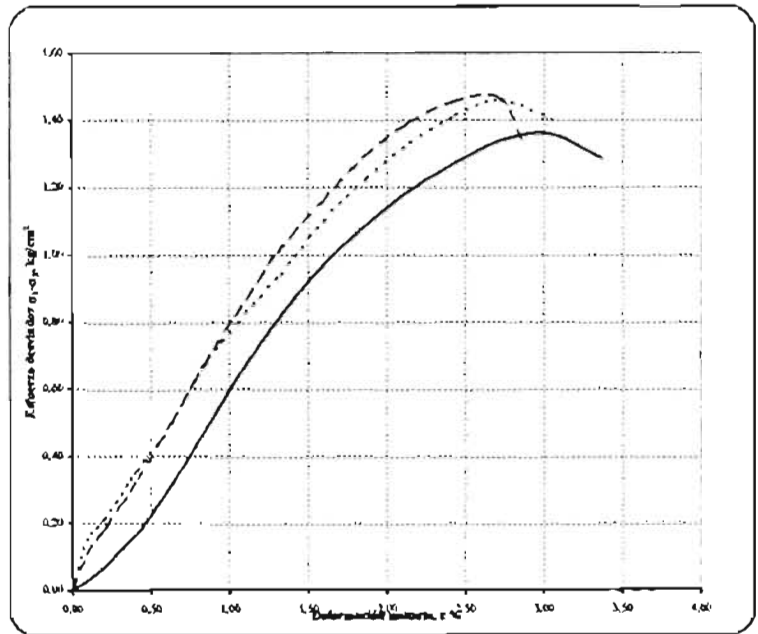
Realizo: **Juan Peralta B**

Ing. de proyecto: **German Arenas F.** Fecha: **Abril- 2003**

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL

(CH) Arcilla con pequeños grumos de limo café y carbonatos, color gris verdoso.

SÍMBOLO	$\sigma_v$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	0,30	60,72	
- - -	0,70	79,63	
.....	1,50	78,20	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	$\sigma_v$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_p$ %	$w_L$ %	$S_u$	$c_s$	$Cu, \sigma_u$ %	$G_w, \sigma_w$	$\gamma_m$ kg/m <sup>3</sup>	$\gamma_{ul}$ kg/m <sup>3</sup>	$c$ ton/m <sup>2</sup>	Ángulo fricción
SM-1	9.65 - 9.85	2-2	0,30	1,31	235,72	235,85		5,408	97,17	99,39	1,194	1,194	7,3	0
			0,70	1,46	238,50	238,50	2,279	5,404	81,11	100,00	1,205	1,205		
			1,50	1,44	232,37	232,56		5,230	94,00	100,00	1,216	1,217		

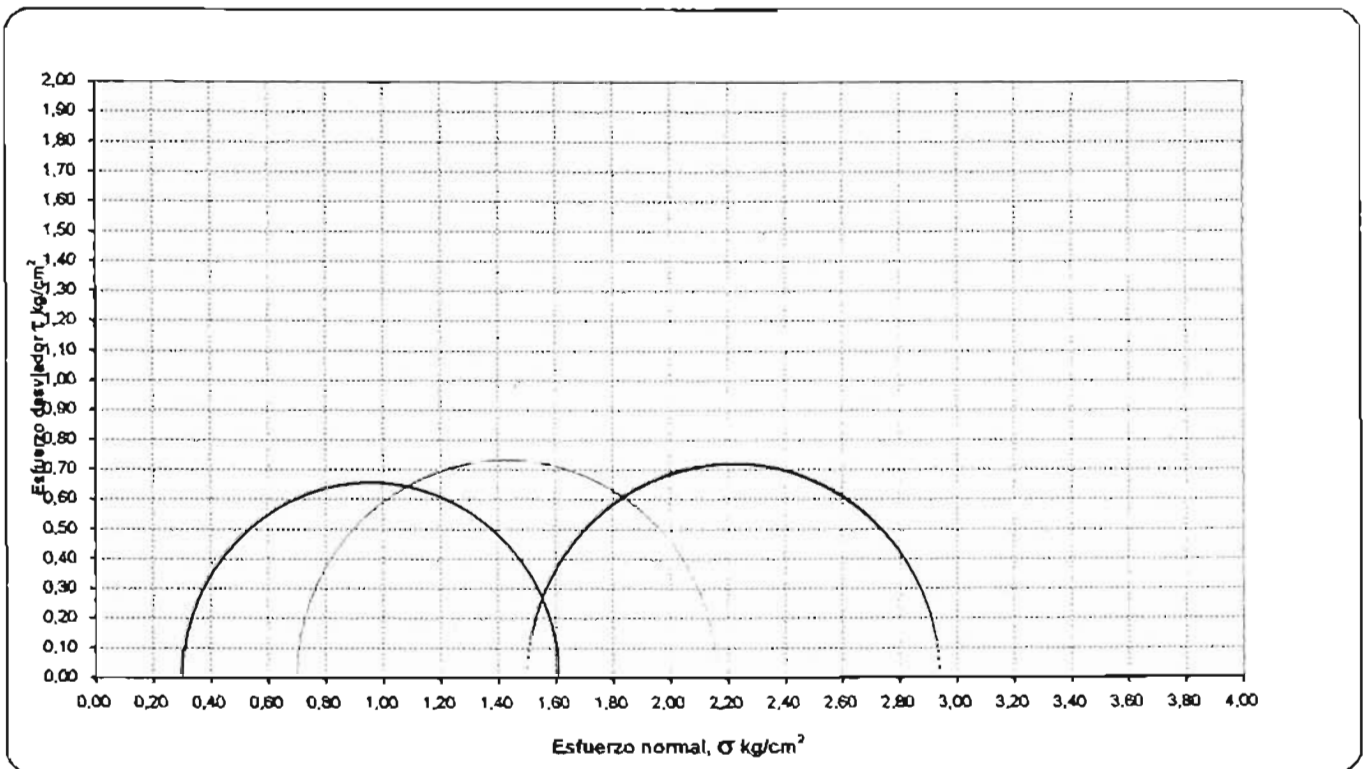


Fig 3-7

# PRUEBA TRIAXIAL U U

Proyecto: **Amsterdam**

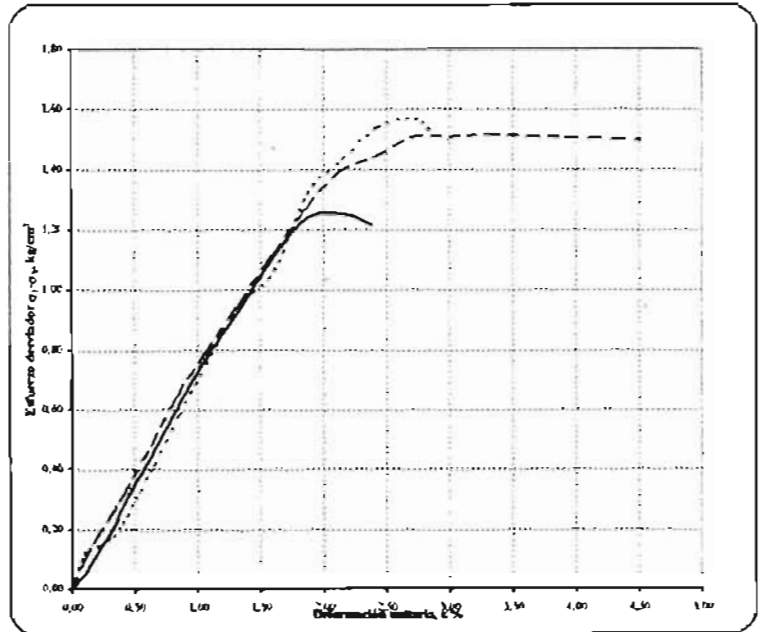
Realizo: **Juan Peraña B**

Ing. de proyecto: **German Arenas F.**

Fecha: **Abril-2003**

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
(CH) Arcilla color café con manchas gris verdoso.	

SIMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	0,30	72,84	
- - -	0,70	77,14	
.....	1,50	69,61	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_i$ %	$w_f$ %	$S_u$	$c_i$	$G_w$ %	$G_{uf}$ %	$\gamma_u$ kg/m <sup>3</sup>	$\gamma_{uf}$ kg/m <sup>3</sup>	$c$ ton/cm <sup>2</sup>	Angulo fricción
SN-1	12.80 - 13.00	3-3	0,30	1,24	214,56	214,47		4,709	97,17	100,00	1,214	1,214	6,4	1
			0,70	1,33	214,71	214,52	2,204	4,701	81,11	100,00	1,217	1,216		
			1,30	1,37	210,20	210,20		4,633	94,00	99,99	1,214	1,214		

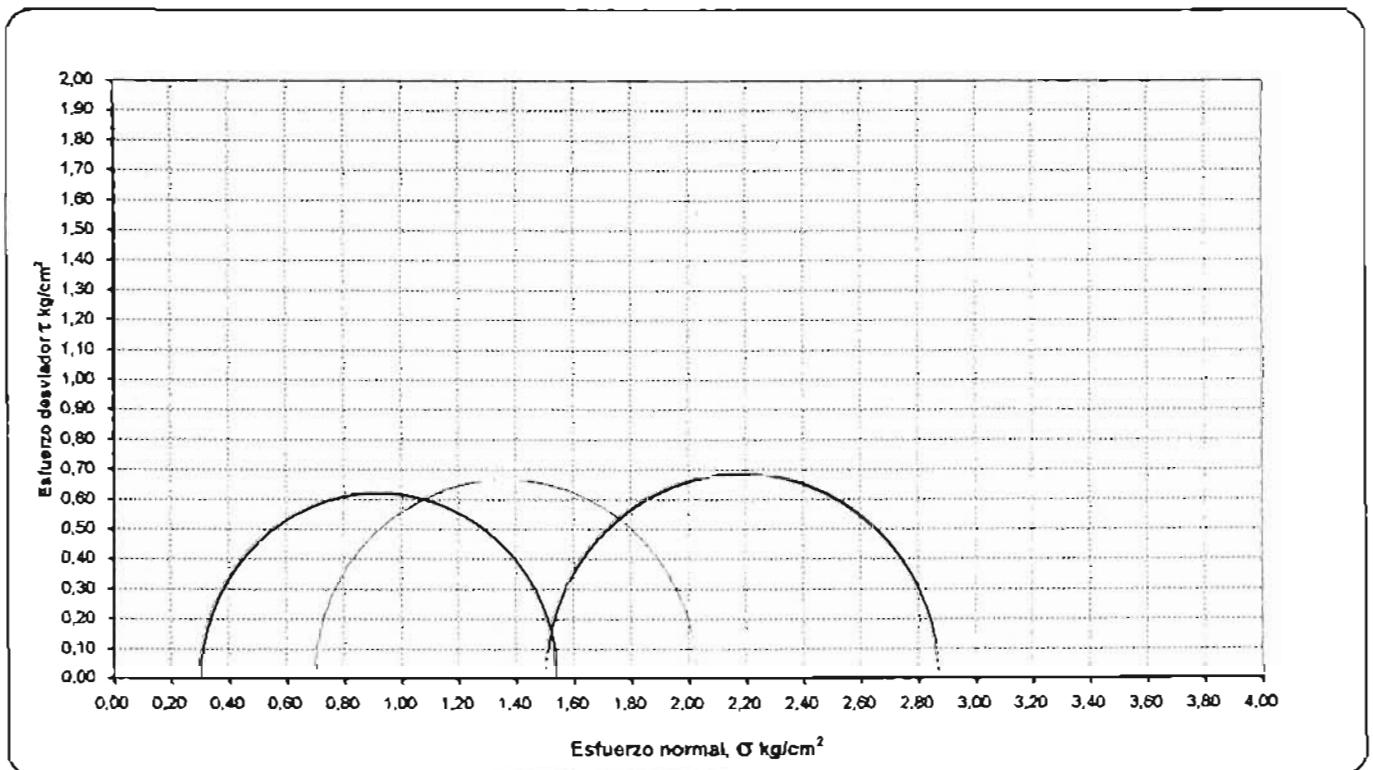


Fig 3-8

# PRUEBA TRIAXIAL U U

Proyecto: Amsterdam 191

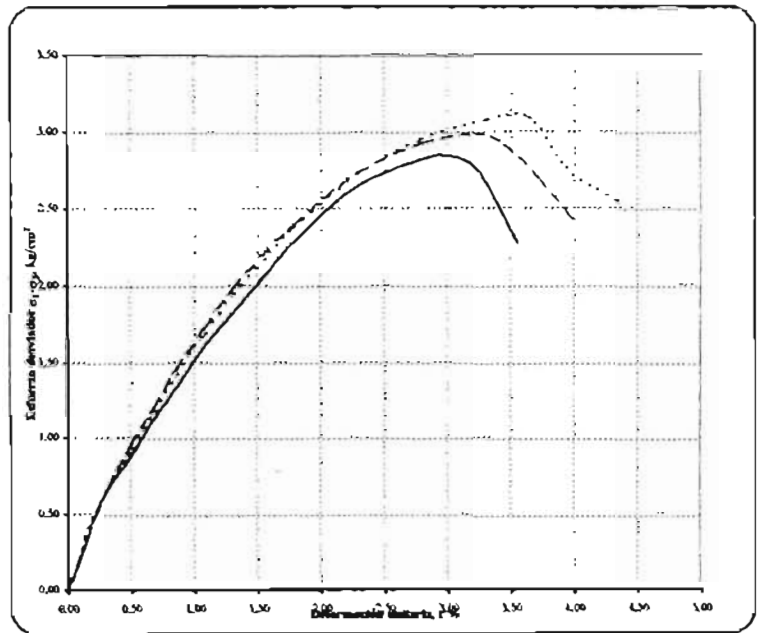
Realizo: Juan Peralta B

Ing. de proyecto: German Arenas P.

Fecha: Abril-2003

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
{CH} Arcilla color gris verdoso y oscuro.	

SIMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	1,80	153,79	
- - -	2,20	170,04	
.....	2,60	162,64	



NÚMERO	PROF.	MUESTRA	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_L$ %	$w_p$ %	$S_u$	$c$	$G_w$ %	$G_w$ %	$\gamma_u$ kg/m <sup>3</sup>	$\gamma_w$ kg/m <sup>3</sup>	$c$ ton/m <sup>2</sup>	Ángulo fricción
SMS-1	16.65-16.75	MC-2	1,80	2,84	158,82	158,54		3,667	97,17	100,00	1,294	1,293	11,5	5
			2,20	2,95	159,02	158,86	2,334	3,653	81,11	100,00	1,299	1,298		
			2,60	3,00	157,43	157,21		3,635	94,00	100,00	1,296	1,295		

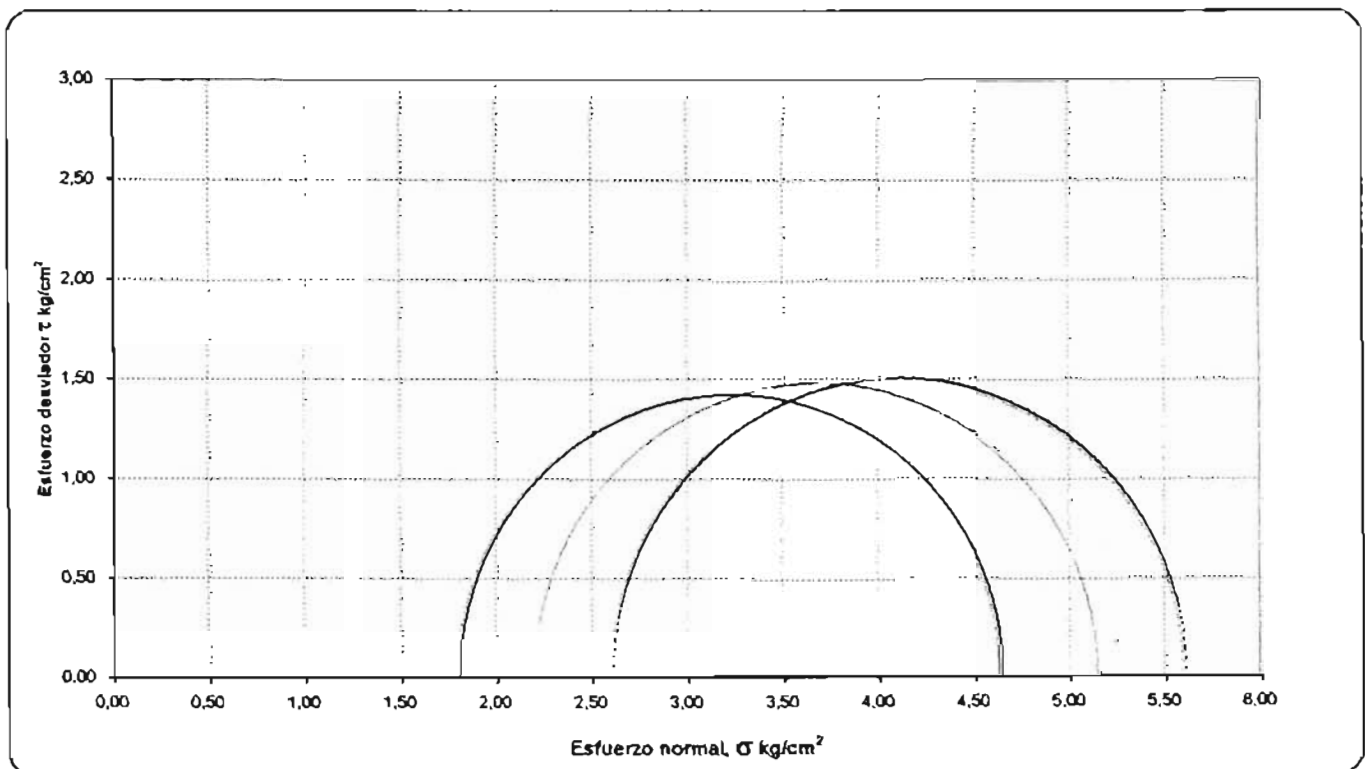


Fig 3-9