

53  
291.



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA, CON UNA EXCAVACION A TRECE METROS DE PROFUNDIDAD EN ZONA DE LAGO

## T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
JOSE JUAN HERNANDEZ GONZALEZ

DIRECTOR DE TESIS: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO



CIUDAD UNIVERSITARIA.

NOVIEMBRE

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

1997



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-074/96

Señor  
**JOSE JUAN HERNANDEZ GONZALEZ**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

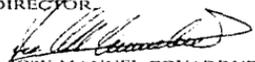
**"DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA, CON UNA  
EXCAVACION A TRECE METROS DE PROFUNDIDAD, EN ZONA DE LAGO"**

- I. ANTECEDENTES
- II. TRABAJOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO
- III. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO
- IV. SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION
- V. ESTADOS LIMITE DE FALLA Y DE SERVICIO
- VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- VII. INSTRUMENTACION

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
**"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"**  
Cd. Universidad, a 17 de mayo de 1996.  
EL DIRECTOR

  
ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP:jbr

**México D. F. Noviembre de 1996**  
**Facultad de Ingeniería**  
**UNAM, Ciudad Universitaria**

Para mí, como persona y como estudiante, el presente trabajo es la conclusión de una etapa importante en mi vida, les agradezco a todas las personas que de alguna forma me motivaron a su finalización, a mis padres: Anselmo Hernández Alvarado y Ernesta González Ramírez, y muy en especial a mi director de tesis, el Dr. Rigoberto Rivera Constantino que con tanta dedicación y paciencia revisó, explicó y orientó cada uno de los capítulos que forman esta tesis.

Agradezco el tiempo que ha utilizado en su revisión y todos los consejos y orientaciones que me ha dado como profesor, como profesionista y como ser humano, le doy las gracias también al Ing. German López Rincón, quien explicó y modeló la estructura para su análisis en la segunda parte de la misma.

También y sinceramente les doy las gracias a los maestros, compañeros, a la UNAM, a los amigos y familiares, que han de alguna u otra forma han participado en mi formación.

**Por mi raza hablará el espíritu**

**José Juan Hernández González**

# INDICE

<b>INTRODUCCION</b> . . . . .	<b>1</b>
<b>1. ANTECEDENTES</b> . . . . .	<b>5</b>
1.1 Evolución del proyecto. . . . .	8
a) <i>Cimentación sobrecompensada con cajón y pilotes de fricción.</i>	
b) <i>Cimentación sobrecompensada con cajón, el cual recibirá las cargas de la estructura perimetralmente.</i>	
c) <i>Cimentación totalmente compensada con cajón y pilas oblongas de sección rectangular.</i>	
1.2 Ubicación y colindancias. . . . .	14
1.3 Hundimiento regional. . . . .	17
1.4 Sistema de bombeo. . . . .	18
<b>2. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO</b> . . . . .	<b>20</b>
2.1 Reconocimiento del subsuelo. . . . .	21
a) <i>Colindancias.</i>	
b) <i>Historia de cargas soportadas previamente.</i>	
c) <i>Rellenos, cimentaciones abandonadas, etc.</i>	
2.2 Exploraciones. . . . .	23
2.3 Pruebas de laboratorio y determinación de propiedades. . . . .	26
2.4 Investigación del hundimiento regional. . . . .	28
<b>3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO</b> . . . . .	<b>29</b>
3.1 Secuencia estratigráfica. . . . .	30
3.2 Comentarios acerca del perfil estratigráfico. . . . .	36

<b>4.</b>	<b>SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION . . . . .</b>	<b>40</b>
4.1	Datos generales de la estructura. . . . .	41
4.2	Análisis de compensación. . . . .	42
4.3	Cimentación totalmente compensada con pilas de fricción. . . . .	46
<b>5.</b>	<b>ESTADOS LIMITE DE FALLA Y DE SERVICIO . . . . .</b>	<b>49</b>
	<b>ACCIONES DE DISEÑO</b>	
	Primer tipo de combinación.	
	Segundo tipo de combinación.	
	<b>ANALISIS DE ESTADOS LIMITE DE FALLA.</b>	
5.1	Falla por capacidad de carga. . . . .	55
5.2	Falla por subpresión de estratos permeables. . . . .	56
5.3	Falla por pateo de la tablestaca. . . . .	58
5.4	Falla de fondo. . . . .	61
5.5	Empujes sobre el muro perimetral de contención. . . . .	63
	<b>ANALISIS DE ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.</b>	
5.6	Cálculo de expansiones. . . . .	69
5.7	Cálculo de recompresiones. . . . .	70
	<b>ESTUDIO DE INTERACCION SUELO ESTRUCTURA.</b>	
	Cálculo de la matriz de hundimientos horizontales . . . . .	78
	Análisis por elemento finito. . . . .	82
<b>6.</b>	<b>PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO . . . . .</b>	<b>92</b>
6.1	Estructura de contención perimetral. . . . .	92
	a) <i>Muro de contención perimetral.</i>	
	b) <i>Viga perimetral en el cabezal del muro.</i>	
6.2	Preparación de columnas provisionales y colado de pilas. . . . .	96
	a) <i>Pila oblonga colada "in situ".</i>	
	b) <i>Perforación de las pilas.</i>	
	c) <i>Colado del concreto.</i>	
	d) <i>Acerca de las columnas provisionales.</i>	

6.3	Excavación y colado de losas. . . . .	100
6.4	Sistema de bombeo y su control. . . . .	103
<b>7.</b>	<b>INSTRUMENTACION</b>	
7.1	Piezómetro abierto. . . . .	110
	a) <i>Instalación.</i>	
	b) <i>Interpretación de datos obtenidos.</i>	
7.2	Pozo de observación del nivel freático. . . . .	114
	a) <i>Instalación y protección de los tubos.</i>	
7.3	Referencias superficiales. . . . .	116
	a) <i>Instalación y procedimientos de medición.</i>	
	b) <i>Información obtenida.</i>	
7.4	Otros elementos de instrumentación. . . . .	119
	a) <i>Banco de nivel profundo.</i>	
	b) <i>Celda hidráulica de carga.</i>	
	c) <i>Inclinómetro.</i>	
	d) <i>Banco de nivel flotante.</i>	
	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES . . . . .</b>	<b>126</b>

## **INTRODUCCION**

Se necesita construir un edificio para oficinas en un predio de forma irregular donde existen estructuras colindantes con problemas (desplomes), y habrá una excavación que albergará cuatro sótanos hasta una profundidad aproximada de 13.00 m por debajo del nivel de banqueta. Existen también condiciones especiales arquitectónicas, de espacio en maniobras de construcción, de amplitud en áreas útiles, etc., tanto en niveles superiores como en los sótanos y que serán explicadas con más detalle en capítulos posteriores.

El objetivo de este trabajo es el diseño geotécnico de la cimentación del mencionado edificio, incluyendo su procedimiento constructivo.

En los primeros capítulos se describen los trabajos de campo y de laboratorio para poder definir las características del subsuelo, así como sus

propiedades mecánicas; estudios que son siempre necesarios para poder diseñar la cimentación adecuada, su funcionamiento y comportamiento, sus características y su procedimiento constructivo.

De las diferentes alternativas propuestas para la cimentación, se elige la que cumple con las mejores condiciones de seguridad, de economía u otras, según sean los requisitos del proyecto, una vez elegida la cimentación, se revisan los estados límite de falla y de servicio, de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y de sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC) (Ref. 1 y 2).

En la revisión de los estados límite de servicio, se calculan las expansiones elásticas en el fondo de la excavación y recompresiones diferidas al construir la estructura, los puntos elegidos para revisión son al centro de cada una de las partes de la obra, una llamada ATRIUM y la otra OFICINAS. La revisión de ambos fenómenos se realizó mediante el método de Zeevaert. (ref. 5, 6 y 7).

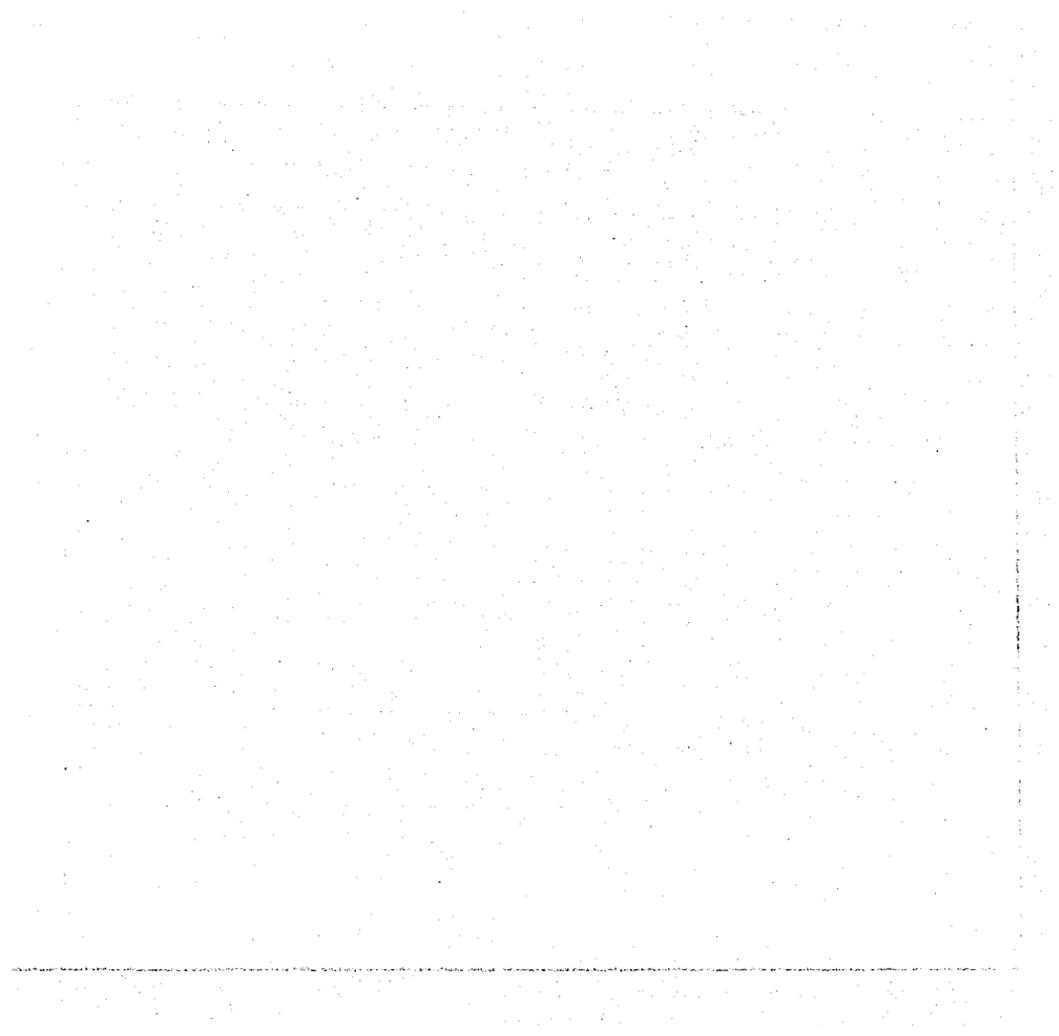
Para cumplir con los ordenamientos del RCDF y sus NTCDC que recomiendan en el caso de estructura especiales, llevar a cabo un análisis de interacción suelo-estructura, este se realizó por medio del método de elemento finito. Toda la subestructura se configuró en dovelas, incluyendo las losas construidas en los sótanos y las columnas metálicas en las pilas, además se tomaron en cuenta las colindancias del edificio; el procedimiento es iterativo y las fuerzas que intervienen principalmente en el modelo son: los empujes y

el peso de la cimentación en el momento más crítico de la construcción que es el de la excavación al nivel -13.00 m, cuando todavía no ha sido colada la losa de fondo.

Si la solución es aceptable según los criterios antes mencionados ( RCDF y sus NTCDDC ), se procede con la descripción del procedimiento constructivo, tanto de la excavación como de la construcción de los elementos de la cimentación (pilas, muro perimetral de contención, losas, etc.).

El capítulo dedicado a la instrumentación de la obra describe: el equipo utilizado, las herramientas empleadas y las mediciones tomadas. Es importante señalar que lo que se busca con la instrumentación de campo es calibrar los modelos teóricos utilizados en el diseño geotécnico de la cimentación, lo que permitirá aceptar o rechazar las hipótesis de cálculo.

Por último se dan las conclusiones y recomendaciones derivadas del trabajo.



## **1. ANTECEDENTES**

El proyecto contempla la construcción de un edificio para oficinas que consta de dos cuerpos en forma de "L" (ver fig. 1.1 y 1.2), el frontal llamado ATRIUM es una torre de 67.0 m de altura, el cuerpo posterior será destinado a OFICINAS de 12 niveles y planta baja con 52.0 m de altura, ambos con cuatro niveles de sótanos. El sistema de estructuración para la superestructura será mediante elementos espaciales en el que las cargas a la cimentación se transmiten perimetralmente.

El edificio se desplantará en un predio de aproximadamente 560 m<sup>2</sup>, el tipo de estructura según el RCDF que en su artículo 174 dice:

"Edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales pertenecen al grupo B", es B1 por ser una edificación de más de 15.0 m de altura para estructuras ubicadas en la zona III.



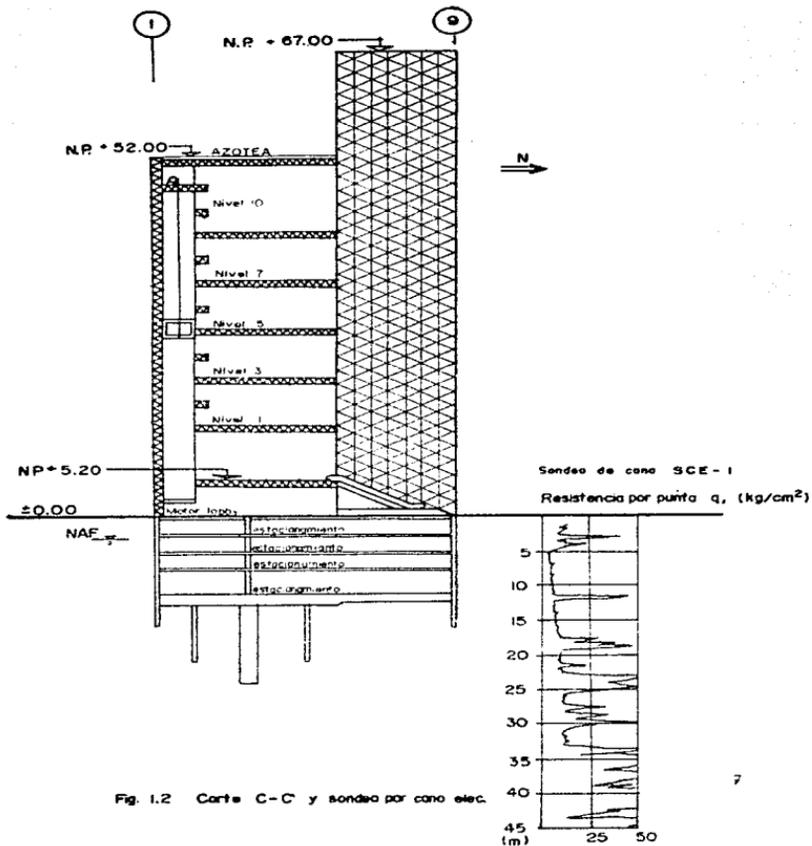


Fig. 1.2 Corte C-C' y sonda por cono elec.

### 1.1 Evolución del proyecto.

A manera de presentar una breve historia del proyecto, se exponen algunas opciones presentadas y cambios en el mismo o en el procedimiento constructivo, hasta llegar a la cimentación definitiva, aclarando que por muy similares que parezcan las soluciones, su comportamiento es diferente y por lo tanto el análisis geotécnico deberá tomar en cuenta dichos cambios.

a) Cimentación sobrecompensada con cajón y pilotes de fricción.

El principio de compensación de una estructura es muy sencillo y consiste en reponer al suelo los esfuerzos totales aliviados al realizar la excavación, por medio del peso total de la estructura construida; el nivel de desplante de la estructura debe ser tal, que el valor de los esfuerzos aliviados producidos al retirar el material de la excavación, sea el mismo que el de la presión de contacto que la estructura provoca sobre el suelo. Si ambos valores son los mismos, se dice que la estructura es totalmente compensada; si el valor de la presión de contacto es menor que el alivio de esfuerzos producidos por la excavación, entonces la estructura es sobrecompensada y si el alivio de esfuerzos es menor que la presión de contacto, entonces se dice que la estructura es parcialmente compensada.

La estructura es ligera (tanto la cimentación como la superestructura), y por lo tanto la presión de contacto que transmite al suelo, es menor al alivio de esfuerzos que se provocará al realizar la excavación, para construir los cuatro niveles de sótanos que indica el proyecto. Al comparar ambos valores

resulta, siguiendo lo definido en el párrafo anterior, que se trata de una estructura sobrecompensada.

El procedimiento constructivo propuesto para esta opción de cimentación sobrecompensada con pilotes de fricción, es el siguiente:

- Excavación en dos partes, primero la parte frontal (ATRIUM), después la parte posterior (de OFICINAS); se construirá un muro milán que permitirá dividir en etapas la construcción de la cimentación de la forma señalada.
- Extracción del material en zanja perimetral y colado de muro milán.
- En el sitio de cada pilote se hace una perforación previa a 35.0 m de profundidad, diámetro de 0.20 m, material batido y sin extracción.
- Hincado de 68 pilotes de fricción.

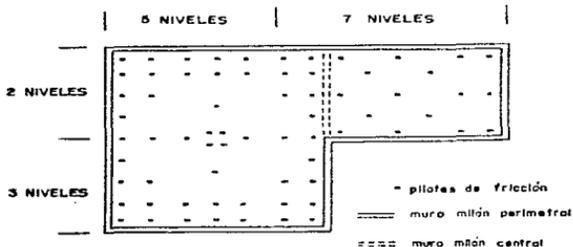


fig 1.3 Distribución propuesta de pilotes en planta.

- Abatimiento del Nivel de Aguas Freáticas (NAF) y construcción de una lumbrera para la extracción de material.
- Control del abatimiento del NAF mediante pozos de observación, piezómetros abiertos, etc.
- Construcción de trabe perimetral en el cabezal del muro e inicio de la excavación.
- Procedimiento alternado de excavación y construcción de trabe perimetral según el nivel de sótano, hasta llegar al fondo de la excavación, el procedimiento se repite para la siguiente parte.
- Demolición del muro milán central, unión de las dos partes y colado de losas.
- Inicia la construcción de la superestructura.

**b) Cimentación sobrecompensada con cajón el cual recibirá las cargas de la estructura perimetralmente.**

En esta solución se eliminan los pilotes de fricción, quedando solo el muro perimetral de contención. Esta propuesta es la más crítica de todas pues existen muchos factores que no permiten realizar la excavación sin que hayan grandes riesgos de falla en el fondo de la excavación y también en el control de la estabilidad de las colindancias.

El procedimiento constructivo para esta opción de cimentación de una forma muy general es el siguiente:

- Excavación de zanja perimetral y colado de muro milán tipo tablestaca

a 16.0 m de profundidad.

- Instalación de pozos de bombeo e inicio del abatimiento del NAF.
- Troquelamiento del muro con la construcción de trabes perimetrales y apuntalamiento con retícula de vigas de acero para cada nivel de sótano, según se vaya excavando.
- Inicio de la excavación retirando todo el material dentro del muro milán.
- Colado de losa de fondo y de las superiores según los requisitos en plano.
- Construcción de la cimentación de la forma tradicional, iniciando desde el fondo de la excavación.

c) Cimentación totalmente compensada con cajón y pilas oblongas de sección rectangular.

Para el inciso "a" se revisó la capacidad de carga del muro durante la etapa de excavación, encontrándose que ésta era únicamente suficiente para soportar el peso propio del muro por lo que la opción no era viable.

Para el inciso "b" el procedimiento de excavación contemplaba un sistema de apuntalamiento con una retícula de vigas de acero, que se juzgó riesgoso ante cualquier posible golpe del equipo de excavación y por lo tanto ineficiente además del poco espacio destinado a las áreas de trabajo.

El contar con un área de trabajo dentro del propio predio fue un factor decisivo para optar por un sistema de construcción de la cimentación de "arriba hacia abajo", aprovechando la rigidez propia de las losas como troqueles. El

factor económico en esta opción es importante, ya que será más difícil la extracción de materiales producto de la excavación, que a cielo abierto. También hay que tener cuidado con la instrumentación colocada en obra, en el caso de que esta se realice, la preparación previa del suelo antes del colado de cada losa de sótanos, la manera como se realizan dichos colados, etc. Estos trabajos implican una serie de actividades que no siempre se ejecutan en obra en las mejores condiciones.

La solución final es la de una estructura sobrecompensada que no rebase el límite de  $1.5 \text{ ton/m}^2$ , que fija el RCDF, en cualquiera de los dos cuerpos, ATRIUM u OFICINAS.

Para una estructura que fuera totalmente compensada, el análisis de compensación daría como resultados valores muy altos en espesores de losa y profundidad de desplante de la cimentación.

Debido a la baja capacidad de carga del muro perimetral (con desplante a 16.0 m de profundidad y un espesor de 0.60 m), fue necesario recibir parte del peso de las losas de los sótanos, mediante siete pilas de sección rectangular (0.60 x 2.70 m) desplantadas a 21.0 m de profundidad, con excepción de la pila central cuyo desplante es a 24.0 m (ver fig. 1.4), y que es la única que tendrá una columna definitiva del edificio, ya que las otras seis, solo están colocadas de manera provisional y se retirarán de la cimentación, cuando se tenga colada la losa de fondo. Las pilas no toman la totalidad del peso de las losas, pero ayudan a que la capacidad de carga del suelo en la base del muro no se rebase.

Estos elementos trabajarán por fricción y punta.

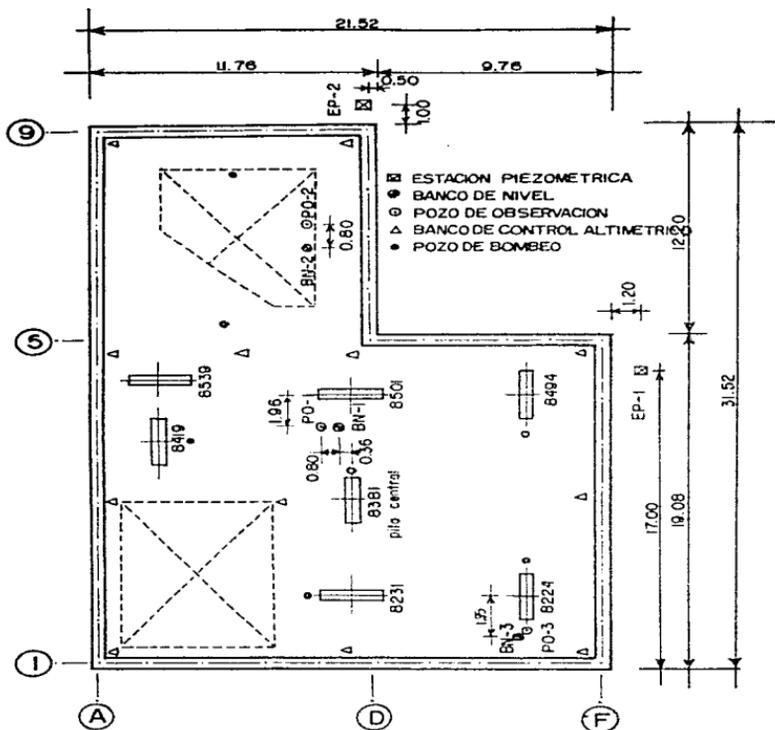


Fig. I.4 Distribución de pilas e instrumentación

Durante la vida útil de la estructura y tomando en cuenta que la cimentación está sobrecompensada con un valor límite no mayor a  $1.5 \text{ ton/m}^2$ , las pilas trabajarán en equilibrio límite, lo que permite un funcionamiento correcto de la cimentación, ya que dichos elementos estarán penetrando en todo momento. El hundimiento regional provoca el fenómeno de fricción negativa en el fuste de las pilas, en caso de que estas se apoyen en un estrato resistente o bien cuando embebidas en un depósito de suelo blando se diseñan con un factor de seguridad mayor que la unidad.

## **1.2 Ubicación y colindancias.**

Un programa de exploración del subsuelo debe estar precedido por una investigación previa. En este estudio, se debe preparar un informe con todos los datos sobre las condiciones del suelo cercano a la obra y sobre el comportamiento de estructuras vecinas a la construcción.

El predio está ubicado en zona III, zona de lago, según lo especifica la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, definida en el artículo 219 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Esta zona está caracterizada por la presencia de potentes estratos de arcilla de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante. La fig. 1.5 muestra la distribución en planta de las colindancias, así como el nivel de desplante de cada uno de los edificios que limitan al predio en estudio. En la misma figura se indican los valores de los desplomes que presentan

actualmente esos edificios y la dirección correspondiente.

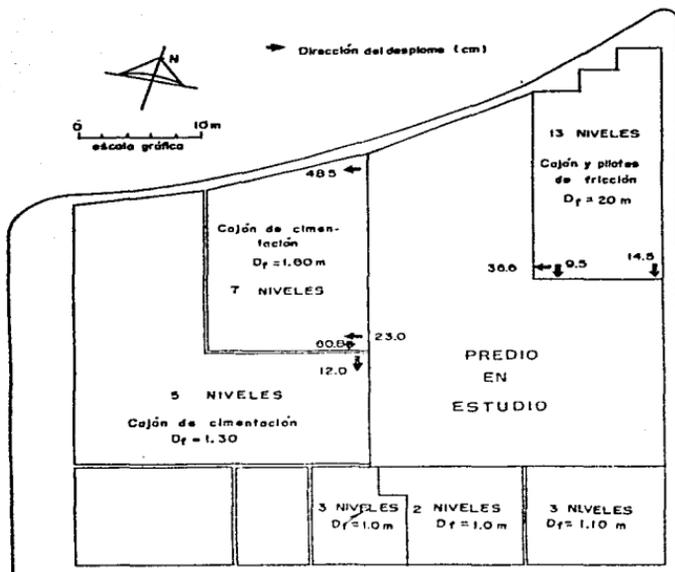


fig 1.5 Desplomes que presentan las construcciones vecinas

- 1.- El edificio de 7 niveles presenta un desplome total  $\Delta H = 0.60$  m en dirección sur, lo que conduce a una relación  $\Delta H/H = 3.3$  %, siendo H la altura de la edificación. Este valor rebasa ampliamente el límite establecido por el RCDF que es de 0.63 %.
- 2.- El edificio de 5 niveles tiene un desplome de 0.12 m en dirección sureste, lo que conduce a un valor  $\Delta H/H = 0.86$  %; el valor límite establecido por el RCDF es de 0.70 %.
- 3.- El edificio de 13 niveles presenta una inclinación de 0.36 m, en dirección oeste, valor que corresponde a una relación  $\Delta H/H = 1.0$  %, mientras que el límite establecido por el RCDF es de 0.50 %.

De acuerdo con lo arriba expuesto, el edificio en condición más crítica es el de 7 niveles con componente principal en dirección opuesta a el área de excavación, por lo que se anticipa que el control adecuado de la excavación no inducirá cambio alguno en el desplome.

La influencia del procedimiento constructivo de la cimentación en los movimientos laterales del muro de contención se analizó tomando en cuenta la interacción suelo-cajón de cimentación (análisis tridimensional), en su etapa más crítica, esto es, cuando la losa de fondo está a punto de colarse; esto análisis toma en cuenta la existencia de las losas superiores de los sótanos, las pilas y las sobrecargas de las colindancias, incluyendo los empujes propios del suelo y del agua.

### **1.3 Hundimiento regional.**

La investigación de este fenómeno ha sido extensa, mencionando nombres como: Roberto Gayol, José A. Cuevas, Nabor Carrillo, Raúl Marsal, Fernando Hiriart, y Leonardo Zeevaert, todos ellos han realizado labores de investigación acerca de las causas y orígenes del hundimiento general del Valle de México. En la actualidad el hundimiento ocurre como una función lineal del tiempo, pero es muy variable de un punto a otro de la ciudad, por lo que es difícil hablar de una cifra representativa del hundimiento anual.

En la Ciudad de México, la extracción de agua del subsuelo ha provocado la consolidación acelerada de los mantos arcillosos de la zona de los antiguos lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco. Los estratos arcillosos que se encuentran a profundidades menores de 50 m son los principales responsables del fenómeno, particularmente los que se encuentran entre los 20 y 50 m de profundidad. De los tres lagos, la zona del lago de Texcoco es la que cuenta con mayor información.

De los sitios de interés y de acuerdo con los datos obtenidos se pudieron detectar cinco zonas dentro de la mancha urbana de la Ciudad de México, según la velocidad de hundimiento registrada.

Para nuestro predio: *La velocidad de hundimiento en la zona es de 6.5 cm/año*; aunque ya se habían registrado velocidades de 2 cm/año hasta 1980.

En el diseño geotécnico de la cimentación deberá tomarse en cuenta la velocidad de hundimiento regional y su probable evolución con el tiempo, de otra forma se corre el riesgo de un mal comportamiento de la estructura, tanto

a los estados límite de falla como de servicio.

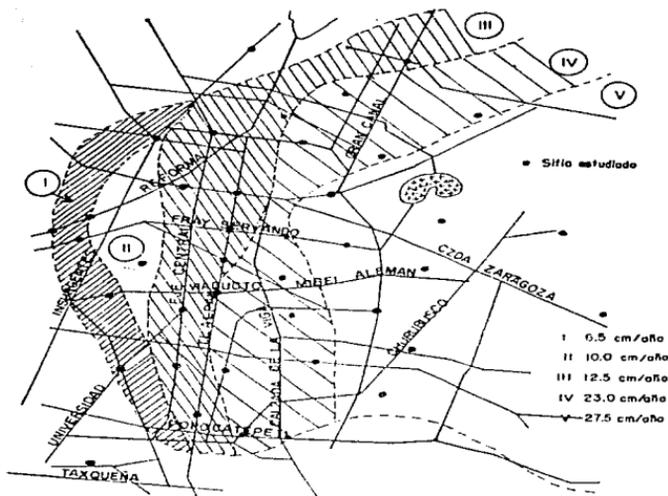


fig 1.6 Zonificación del Valle de México, según la velocidad de hundimiento. (ref 10)

#### 1.4 Sistema de bombeo.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calculará mediante las teorías de flujo de agua en suelos. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; tipo, diámetro y ranurado de los ademes, espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo deberá especificar la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos, en las diversas etapas de la excavación.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento ininterrumpido de todo el sistema.

El sistema de bombeo deberá cumplir con dos objetivos:

- a) *Abatir el nivel freático para realizar la excavación en seco.*
- b) *Aliviar la presión del agua en los estratos permeables que pudieran provocar una falla por subpresión.*

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico se abate espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que muchas veces no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. Por indicaciones de proyecto se iniciará el bombeo por lo menos 15 días antes del inicio de las excavaciones.

Las características estratigráficas para localizar estratos permeables (arenosos) y estratos compresibles, se realizó por medio de un sondeo de cono eléctrico (ver fig 1.2), la distribución y cantidad de pozos, así como el funcionamiento y su instrumentación se explican en capítulos posteriores.

## 2. TRABAJOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Para determinar las propiedades índice y mecánicas de los depósitos de suelo se llevan a cabo tres actividades fundamentales:

- a) Sondeos exploratorios.
- b) Extracción de muestras para su identificación.
- c) Pruebas de laboratorio a las muestras obtenidas.

Para sondear se usan varios métodos, la elección del tipo y la manera como ha de llevarse a cabo la exploración, depende de la naturaleza del material y de los objetivos del programa de exploración y muestreo. El procedimiento específico debe elegirse tomando en consideración el carácter del depósito de suelo y el tipo de información necesaria para el proyecto o construcción, teniendo presente el tamaño y la importancia del proyecto.

## 2.1 Reconocimiento del subsuelo.

En cuanto a la zonificación geotécnica del Distrito Federal establecida en el art. 219 del RCDF, el predio pertenece a la zona III, denominada zona de lago.

En las correspondientes visitas de campo, se realizan reportes del sitio, incluyendo una descripción de las condiciones originales del predio.

### a) Colindancias y sobrecargas.

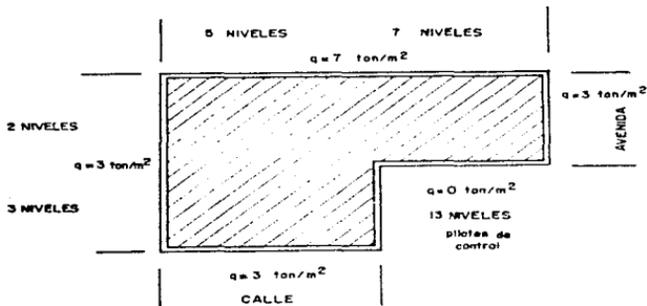


fig 2.1 Sobrecargas consideradas en el análisis.

Observando la figura 2.1, vemos la distribución en planta de las colindancias y las sobrecargas consideradas en el análisis, el edificio en

condición más crítica es el de 7 niveles con componente vertical en dirección opuesta a la excavación por lo que es de esperarse que el control adecuado de la excavación no inducirá movimientos importantes en el edificio, que supuestamente tiene una cimentación que consiste en un cajón, desplantado a una profundidad de aproximadamente 1.60 m. Esta colindancia es la más importante por tener la sobrecarga más elevada, siendo también la que se estudia con más detalle en el análisis de interacción por elemento finito.

En lo que respecta al edificio de 13 niveles y tomando en cuenta el año en que se construyó, se puede asumir como bien cimentado; la edificación se soporta por medio de pilotes de control, la sobrecarga en esta colindancia, se transmite a estratos más profundos, por lo que en el análisis de interacción, se considera como nula; el desplome que presenta, podría crecer si se generan movimientos en la excavación, por lo anterior, se recomienda evaluar el movimiento lateral que presentará la estructura de retención y que asentamientos serán generados en las construcciones vecinas.

***b) Historia de cargas soportadas previamente.***

No fue posible conseguir información precisa acerca de construcciones antiguas ubicadas en el predio, sin embargo se sabe por fotografías, que había una edificación de varios niveles de relativa importancia, típica construcción antigua con muros de sección gruesa, materiales pesados y en general secciones muy sobradas en cuanto a resistencia. Por ser una construcción vieja, la presión generada en el suelo puede ser importante, lo cual habrá provocado una preconsolidación en los depósitos de arcilla.

**c) Rellenos, cimentaciones abandonadas, etc.**

Existe una capa de rellenos compactados aproximadamente de 1.50 m de espesor, que seguramente formaron parte de una cimentación anterior.

Es conveniente mencionar que en los trabajos de excavación del muro perimetral de contención (en la parte frontal, es decir en la parte correspondiente al ATRIUM) se encontraron secciones de pilotes viejos de concreto, con una longitud aproximada de tres metros, como parte de esta cimentación.

Su número y ubicación es desconocida, por lo que no se podrá saber hasta el momento de la excavación, quedando solo como referencia para tener precaución al momento de realizar dichos trabajos en esa parte del predio y evitar accidentes.

**2.2 Exploraciones.**

El programa de exploración del subsuelo para cualquier cimentación debe ser el adecuado para poder conocer el tipo de depósito y especialmente sus posibles variaciones de punto a punto. Sin embargo las limitaciones impuestas por la economía y el tiempo de ejecución de los trabajos, exigen que no deba hacerse mayor gasto que el necesario para producir los resultados deseados.

La magnitud y carácter del programa de exploración debe elegirse considerando el tipo de obra que se va a construir, si la obra es de poca importancia no se justificará económicamente un programa de exploración exhaustivo que abarque gran cantidad de sondeos y pruebas de laboratorio.

Por el contrario si el proyecto es muy especial, el programa de exploración del suelo podrá elaborarse por etapas, esto es:

- a) **Una investigación previa** acerca de las condiciones del suelo cercano a la obra y sobre las colindancias.
- b) **Exploración preliminar** tomando como base la información obtenida con anterioridad. La mayor parte de los depósitos de suelo pueden explorarse correctamente por medio del muestreador de pared gruesa, conocido como prueba de penetración estándar. El cono eléctrico permite conocer la variación de la resistencia de punta del cono al ser hincado en el suelo con la profundidad, lo que ayuda a definir el programa de muestreo inalterado.
- c) **Exploración detallada**, obteniendo muestras continuas o selectivas en tubos de pared delgada en suelos blandos, o utilizando un muestreador de doble barril (Denison) en suelos duros.

La investigación del subsuelo del sitio, mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación (ver art. 220 del RCDF).

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para el cumplimiento del artículo 220 del RCDF, serán:

- Una por cada 120.0 m o fracción del perímetro de la construcción.
- La profundidad de la exploración depende del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero nunca inferior a 2.0 m bajo el nivel de desplante de la cimentación.

Los datos obtenidos en todo el programa de exploración deben presentarse de manera clara. El diseño geotécnico deberá justificar las recomendaciones referentes a los tipos de cimentación adoptados y su costo.

En función de los objetivos particulares del estudio y las condiciones geológicas de la región, los trabajos de campo consistieron en:

- Una inspección superficial detallada (después de limpieza y despalme del predio) para la detección de rellenos sueltos y grietas.
- Sondeos para determinar estratigrafía, propiedades índice y mecánicas de los materiales, resistencia a la penetración del cono (punta) con la profundidad y obtención de muestras inalteradas en estratos compresibles.
- Investigar la tendencia de los movimientos del subsuelo por consolidación regional y determinar las condiciones de presión del agua " in situ ", incluyendo la detección de mantos acuíferos colgados.

De la inspección superficial del predio, no se encontraron grietas en el suelo ni tampoco rellenos sueltos, sino más bien compactos, que como ya se mencionó anteriormente, posiblemente eran parte de una cimentación antigua.

El perímetro de la construcción es de aproximadamente 103.0 m, por lo tanto el número mínimo de sondeos exploratorios a realizar es de 1.

- *Un sondeo mixto (SM-1) a 42.0 m de profundidad.*

En el sondeo mixto se combinó la herramienta de penetración estándar para la obtención de muestras alteradas (SPT), con el muestreo inalterado mediante tubos de pared delgada tipo Shelby de 10 cm de diámetro, hincados

por medio de presión estática.

En la tabla 2.a se señalan las profundidades a las que fueron obtenidas las muestras y algunas de sus características.

SONDEO	TUBO	PROFUNDIDAD (m)	Prof. media (m)	W (%)
SM - 1	M - 7	3.80 - 4.70	4.25	120
	M - 13	7.70 - 8.60	8.15	290
	M - 21	12.80 - 13.70	13.25	270
	M - 26	16.10 - 17.00	16.55	110
	M - 32	20.00 - 20.90	20.45	285
	M - 43	26.90 - 27.80	27.35	111

Tabla 2.a Profundidad de muestras inalteradas.

### 2.3 Pruebas de laboratorio y determinación de propiedades.

Todas las muestras obtenidas fueron objeto de una clasificación visual y al tacto, en seco y húmedo, de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Adicionalmente se efectuaron las siguientes pruebas para la determinación de las propiedades índice y mecánicas.

PRUEBAS DE LABORATORIO

- a) Contenido natural de agua (w%).
- b) Límites de consistencia (líquido y plástico).
- c) Resistencia a la compresión simple con ciclo carga-descarga.
- d) Compresión triaxial rápida (UU).
- e) Pruebas de consolidación unidimensional

VALORES DE COHESION  $C_u$  (kg/cm<sup>2</sup>)

Muestra	Prof (m)	UU	UU cíclica	C. simple cíclica	Comp. simple	Promedio (kg/cm <sup>2</sup> )
7	4.25	0.15	-	0.18	0.18	0.17
13	8.15	0.38	-	0.14	0.20	0.24
21	13.25	0.57	-	0.50	0.46	0.51
26	16.55	0.40	-	0.50	0.48	0.46
32	20.45	0.66	0.50	0.35	0.49	0.50
43	27.35	0.59	0.53	0.57	0.46	0.54

Table 2.b Resultados en pruebas de laboratorio,  $c_u$ .

VALORES DEL PESO VOLUMETRICO  $\gamma_m$ . (ton/m<sup>3</sup>)

Muestra	Consolid. unidim.	UU	UU cíclica	C. simple cíclica	Comp. simple	Promedio (ton/m <sup>3</sup> )
7	-	1.37	-	1.26	1.26	1.29
13	1.12	1.18	-	1.09	1.09	1.13
21	1.18	1.20	-	1.15	1.15	1.17
26	1.37	1.39	-	1.34	1.34	1.36
32	1.16	1.14	1.13	1.12	1.15	1.14
43	1.33	1.33	1.32	1.36	1.28	1.32

Tabla 2.c Valores del peso volumétrico del material.

## 2.4 Investigación del hundimiento regional.

A menos de que existan datos publicados suficientes, respecto al fenómeno de hundimiento regional del área de interés, esta investigación deberá hacerse por observación directa, mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra.

Ubicamos al predio en la zona I, según lo propone la fig. 1.6, la velocidad del hundimiento es de 6.5 cm/año.

### **3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO**

Los registros de las exploraciones del subsuelo y de las operaciones de muestreo, deben ser claros y precisos. Las notas de campo deben contener la fecha en que se hizo el trabajo, la localización con respecto a un sistema permanente de coordenadas, la elevación de la superficie del terreno con respecto a un banco de nivel permanente, la elevación del nivel de agua freática, la elevación de la frontera superior de cada estrato sucesivo de suelo, una clasificación de campo de los estratos encontrados, los valores de la resistencia a la penetración, la consistencia y compacidad de los depósitos y cualquier otro dato que pueda ser útil al proyectista.

Los registros de campo deben incluir los tipos de equipo y herramientas usadas en la perforación, incluyendo los cambios hechos, debe anotarse

también la profundidad a la que se hizo el cambio y las razones del mismo. Además deben registrarse los métodos usados para estabilizar las paredes del barreno o para ademar el pozo a cielo abierto. Toda esta información debe condensarse y presentarse en cada sondeo de exploración.

En los estratos seleccionados se obtienen muestras representativas que son por lo general del tipo inalterado, aunque es preciso aclarar que en realidad ninguna muestra se extrae sin cambiar las condiciones a las que estaba sometida cuando formaba parte del subsuelo. Después de examinar las muestras y de someterlas a pruebas de laboratorio, los materiales deben clasificarse de acuerdo con el método más adecuado, y las notas de campo, combinadas con los resultados de laboratorio, deben unirse de tal forma que se marquen las fronteras de los diferentes materiales con sus elevaciones correctas, a una escala vertical adecuada, esto es lo que llamamos comúnmente "perfil estratigráfico".

### **3.1 Secuencia estratigráfica.**

De acuerdo con los resultados obtenidos en el sondeo mixto, a continuación se presenta una descripción de la secuencia estratigráfica encontrada, mencionando los valores promedio de los contenidos de agua y el número de golpes registrado durante la penetración estándar.

" En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones del contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable. " (RCDF).

<b>PROFUNDIDAD</b> <b>(m)</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
0.00-1.40	Material de relleno, el contenido natural de agua promedio de 53%. El número de golpes (N) en prueba de penetración estándar de 14.
1.40-2.60	Arcilla plástica color gris oscuro de consistencia blanda, su contenido de agua natural varía entre 60 y 120 %, y el número de golpes es de 2.
2.60-3.40	Arcilla arenosa color gris claro de consistencia blanda, contenido de agua promedio es de 75 %, número de golpes 3.
3.40-3.70	Arena arcillosa de color gris claro de compacidad suelta, el contenido de agua promedio es de 89%, la penetración se presentó con el solo peso de la herramienta.
3.70-11.30	Arcilla plástica de consistencia blanda en colores verde olivo, café claro, café oscuro y gris claro, contenido natural de agua varía entre 100 y 360%. Para penetrar este estrato fue suficiente con el peso propio de la herramienta.
11.30-11.80	Arena fina color negro de compacidad suelta, el contenido de agua promedio es de 30% y el número de golpes de 5.
11.80-15.80	Arcilla plástica color verde olivo, el contenido de agua es de 230% y el número de golpes de 1.
15.80-17.50	Arcilla plástica color café rojizo de consistencia blanda con vetas de arena fina, el contenido de agua promedio es de 180 %, el número de golpes de 2.

<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
(m)	
17.50-19.50	Arena fina color gris oscuro de compacidad suelta, el contenido de agua promedio es de 40 % y el número de golpes de 7.
19.50-20.00	Arcilla arenosa de consistencia blanda color oscuro, el contenido de agua de 185 %, para atravesar el estrato fue suficiente con el peso propio de la herramienta.
20.00-21.50	Arcilla plástica de consistencia blanda a media color café claro, el contenido de agua promedio de 220 %, el número de golpes de 5.
21.50-22.00	Arcilla plástica de consistencia blanda con arena limosa, el contenido de agua promedio de 100 %, número de golpes de 2.
22.00-22.60	Limo arenoso color gris blanquizo, el contenido de agua promedio de 55 %, el número de golpes de 35.
22.60-23.10	Arena arcillosa fina de compacidad densa color gris oscuro, el contenido de agua promedio de 40 %, número de golpes de 38.
23.10-24.00	Arcilla arenosa de consistencia media color gris oscuro, contenido de agua promedio de 65 %, el número de golpes de 5.
24.00-27.00	Arcilla plástica de consistencia blanda a dura de color gris oscuro, gris verdoso y verde olivo, el contenido de agua promedio de 180%, el número de golpes varía de 1 a 31.
27.00-31.00	Arcilla plástica de consistencia media a dura color café oscuro, el contenido de agua promedio de 90%, el número de golpes varía de 3 a 42.

---

**ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO**

<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
(m)	
31.00-31.40	Arcilla arenosa de consistencia dura de color café oscuro, el contenido de agua promedio de 57 %, número de golpes de 46
31.40-32.50	Arcilla plástica de consistencia blanda color verde olivo, el contenido de agua varía entre 100 y 150 %.
32.50-33.50	Arena fina de compactidad densa color blanco, el contenido de agua promedio de 38 %, el número de golpes superior a 50.
33.50-34.40	Limo arcillosos color gris verdosos con arena, el contenido de agua promedio de 110 %, el número de golpes superior a 50
34.40-34.80	Limo arcilloso color gris verdoso con arena, el contenido de agua promedio de 34 %, el número de golpes superior a 50.
34.80-35.60	Arena fina de compactidad densa color gris oscuro, w% promedio de 35 %, el número de golpes superior a 50.
35.60-37.00	Limo arenoso color gris verdoso, el contenido de agua promedio de 36 %, el número de golpes superior a 50.
37.00-38.00	Limo arcilloso color gris claro con arena, el contenido de agua promedio de 40 %, el número de golpes de 38
38.00-39.80	Arcilla limosa de consistencia dura color gris claro con poca arena, el contenido de agua promedio de 34 %, el número de golpes de 35.
39.80-42.20	<b>PRIMERA CAPA DURA.</b>

**En lo referente a las condiciones hidráulicas del sitio, el nivel de aguas freáticas (NAF), se detectó en promedio a 3.50 m de profundidad.**

**ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO**

Los resultados de los reportes de laboratorio se indican en las TABLAS 3.1 a 3.5.

SONDEO	MUESTRA	PROF (m)	W (%)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$c_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
SM - 1	7	4.25	117	1.26	0.36	0.18
	13	8.15	382	1.09	0.40	0.20
	21	13.25	261	1.15	0.92	0.46
	26	16.55	113	1.34	0.97	0.48
	32	20.45	276	1.15	0.99	0.49
	43	27.35	118	1.28	0.97	0.46

Tabla 3.1 Prueba de compresión simple.

SONDEO	MUESTRA	PROF (m)	W (%)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$c_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
SM - 1	7	4.25	111	1.26	0.36	0.18
	13	8.15	216	1.09	0.28	0.14
	21	13.25	257	1.15	1.01	0.50
	26	16.55	110	1.34	1.00	0.50
	32	20.45	318	1.12	0.71	0.35
	43	27.35	112	1.36	1.14	0.57

Tabla 3.2 Prueba de compresión simple cíclica.

**ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO**

MUESTRA	PROF (m)	W (%)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$C_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
M - 7	4.25	115	1.37	0.4	0.39	0.15	0
		118	1.37	0.8	0.41		
		114	1.42	1.5	0.52		
M - 13	8.15	191	1.22	0.5	0.39	0.38	0
		208	1.21	1.0	0.43		
		182	1.22	1.5	0.41		
M - 21	13.25	290	1.18	0.70	0.64	0.57	0
		287	1.18	1.50	0.71		
		318	1.12	2.00	0.70		
M - 26	16.55	117	1.38	0.9	0.88	0.40	0
		105	1.39	1.8	0.99		
		104	1.39	2.5	0.97		
M - 32	20.45	275	1.14	1.2	0.91	0.66	0
		283	1.13	2.0	0.90		
		315	1.12	3.0	1.07		
M - 43	27.35	104	1.34	1.8	1.20	0.59	0
		112	1.33	2.5	1.17		
		104	1.33	3.5	1.18		

$\sigma_1$  : Esfuerzo principal mayor     $\sigma_3$  : Esfuerzo principal menor.

**Tabla 3.3 Prueba de compresión triaxial UU.**

MUESTRA	Prof (m)	W (%)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$C_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
M - 32	20.45	283	1.13	1.2	1.00	0.50
M - 43	27.35	115	1.32	1.80	1.06	0.53

$\sigma_1$  : Esfuerzo principal mayor     $\sigma_3$  : Esfuerzo principal menor.

**Tabla 3.4 Compresión triaxial UU, en prueba cíclica.**

**ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO**

MUESTRA	Prof (m)	W (%)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\sigma_o$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )
13	8.15	363	1.12	0.72	1.06
21	13.25	266	1.18	1.30	1.70
26	16.55	109	1.37	1.60	2.1
32	20.45	256	1.16	1.70	2.6
43	27.35	109	1.33	1.70	3.32

$\sigma_o$  : Esfuerzo efectivo de preconsolidación.

$\sigma_p$  : Esfuerzo efectivo del material para la consolidación de carga actual.

**Tabla 3.5 Resultados de pruebas de consolidación unidimensional.**

**3.2 Comentarios acerca del perfil estratigráfico.**

Solo se tienen resultados de seis muestras inalteradas obtenidas en campo a las profundidades especificadas en la tabla 2.a, es evidente que las propiedades mecánicas obtenidas en laboratorio se refieren únicamente a estas muestras inalteradas, por lo que será necesario correlacionar los parámetros mecánicos conocidos con las propiedades índice de los diferentes estratos.

En una muestra obtenida en tubo Shelby, el contenido de agua puede variar significativamente de un extremo a otro de la muestra, los resultados de laboratorio de las porciones escogidas para su análisis dependen directamente del cuidado y representatividad con que se hagan esas pruebas. Al asociar parámetros mecánicos a otros estratos en función del contenido de agua de

ciertas muestras, puede ser que los contenidos de agua sean similares a los reales, sin embargo hay que tomar en cuenta que no son parámetros determinados de manera directa y por lo tanto solo constituyen una aproximación gruesa.

Al asociar resultados de laboratorio a estratos en los que no se obtuvieron muestras inalteradas, se está asociando también, condiciones de preconsolidación diferentes, ya que en realidad, el estrato está sometido a diferente estado de esfuerzos.

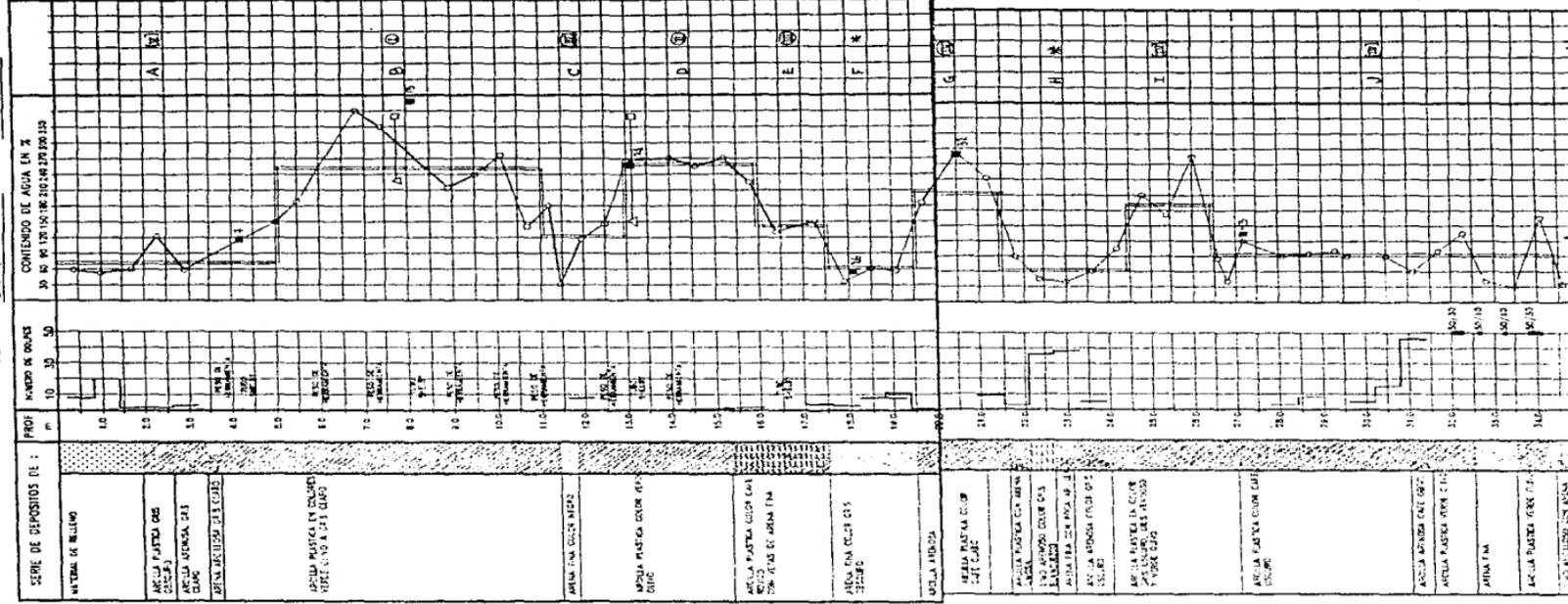
El ingeniero debe seleccionar con mucho cuidado los estratos representativos y los parámetros mecánicos correspondientes, teniendo presente que el comportamiento mecánico de una probeta de suelo no corresponde necesariamente al de un estrato de espesor considerable.

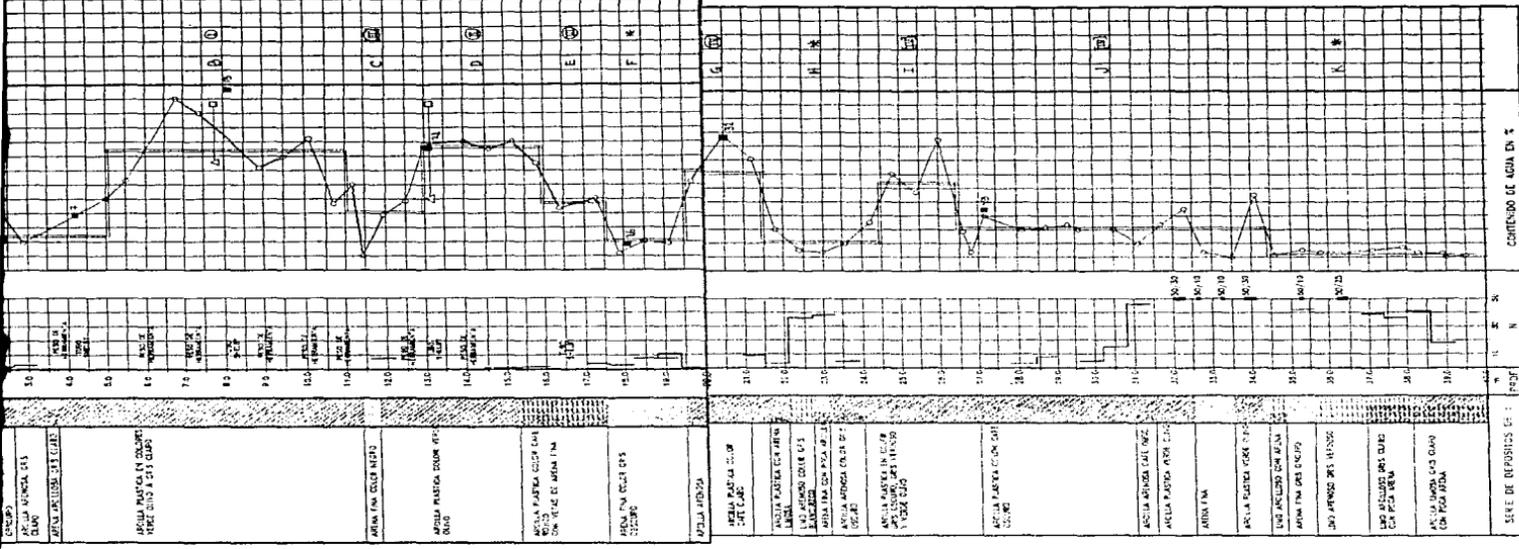
# PERFIL ESTRATIGRAFICO

OBRA: IESIS PROFESIONAL JJHG

LOC.: FACULTAD DE INGENIERIA, CU UNAM

SONDEO: SM-1 N.A.F.: 3.50 m





SEDE DE REPOSICION ES:

**SIMBOLOGIA:**

- 1. LUNO
- 2. LUNO
- 3. LUNO
- 4. LUNO
- 5. LUNO
- 6. LUNO
- 7. LUNO
- 8. LUNO
- 9. LUNO
- 10. LUNO
- 11. LUNO
- 12. LUNO
- 13. LUNO
- 14. LUNO
- 15. LUNO
- 16. LUNO
- 17. LUNO
- 18. LUNO
- 19. LUNO
- 20. LUNO
- 21. LUNO
- 22. LUNO
- 23. LUNO
- 24. LUNO
- 25. LUNO
- 26. LUNO
- 27. LUNO
- 28. LUNO
- 29. LUNO
- 30. LUNO

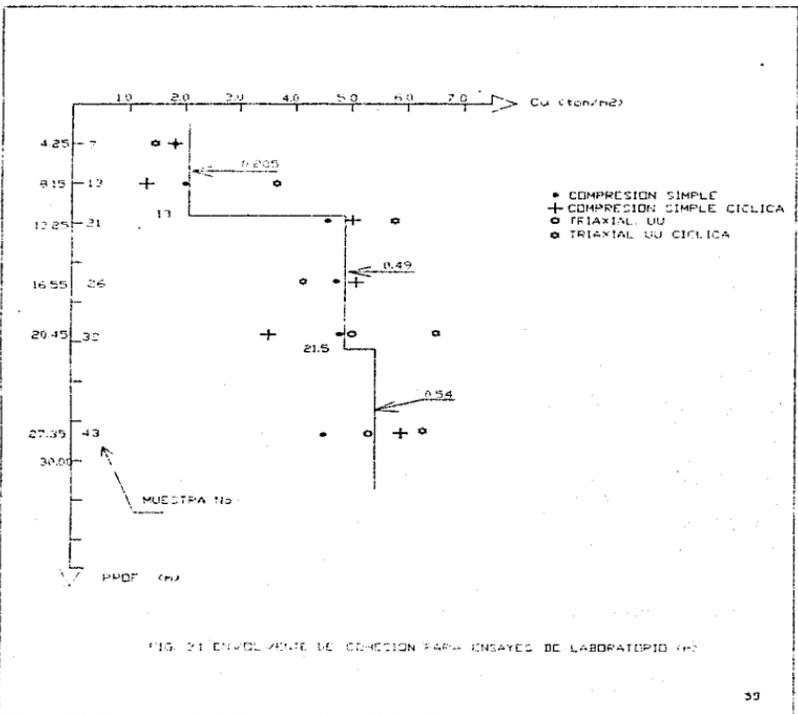
**MATERIA ORGANICA:**

- 1. LUNO
- 2. LUNO
- 3. LUNO
- 4. LUNO
- 5. LUNO
- 6. LUNO
- 7. LUNO
- 8. LUNO
- 9. LUNO
- 10. LUNO
- 11. LUNO
- 12. LUNO
- 13. LUNO
- 14. LUNO
- 15. LUNO
- 16. LUNO
- 17. LUNO
- 18. LUNO
- 19. LUNO
- 20. LUNO
- 21. LUNO
- 22. LUNO
- 23. LUNO
- 24. LUNO
- 25. LUNO
- 26. LUNO
- 27. LUNO
- 28. LUNO
- 29. LUNO
- 30. LUNO

**ARCILLA:**

- 1. LUNO
- 2. LUNO
- 3. LUNO
- 4. LUNO
- 5. LUNO
- 6. LUNO
- 7. LUNO
- 8. LUNO
- 9. LUNO
- 10. LUNO
- 11. LUNO
- 12. LUNO
- 13. LUNO
- 14. LUNO
- 15. LUNO
- 16. LUNO
- 17. LUNO
- 18. LUNO
- 19. LUNO
- 20. LUNO
- 21. LUNO
- 22. LUNO
- 23. LUNO
- 24. LUNO
- 25. LUNO
- 26. LUNO
- 27. LUNO
- 28. LUNO
- 29. LUNO
- 30. LUNO

FIG.:



## **4. SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION**

**El tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada, depende de varios factores, como son: su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo, etc.**

**Cuando se comienza a estudiar una obra nueva, la experiencia permite desechar los tipos de cimentación que a primera vista parecen inadecuados. Cuando la elección se ha reducido a unas cuantas opciones que se adaptan bien a las condiciones del subsuelo y a la función de la estructura, se estudia la economía relativa de estas opciones.**

**Una vez seleccionado el tipo de cimentación más económico es necesario analizar la cimentación con respecto a dos tipos de problemas. Por una parte, toda la cimentación o cualquiera de sus elementos puede fallar si el suelo de apoyo es incapaz de soportar la carga y por otra parte el suelo de apoyo puede**

no fallar, pero el asentamiento total o diferencial de la estructura puede ser tan grande, que provoque agrietamientos o daños a colindancias.

#### 4.1 Datos generales de la estructura.

El edificio estará formado por dos cuerpos denominados ATRIUM y OFICINAS; ocupan un área en planta en forma de "L", de aproximadamente 560 m<sup>2</sup>. Por necesidades propias del proyecto, deberán construirse cuatro sótanos que servirán de estacionamiento vehicular, estando el nivel de piso terminado del último sótano a -11.30, lo cual conduce a realizar una excavación profunda aproximadamente hasta el nivel -13.00, (ver fig. 1.1 y 1.2).

#### CARGAS CONSIDERADAS EN LA ESTRUCTURA

		Carga			
		permanente	C.V. máx (ton)	C.V. inst. (ton)	C.V. media (ton)
OFICINAS (417.4 m <sup>2</sup> )	superestruct.	1327	988	699	380
	cajón	3785	470	338	75
ATRIUM (143.0 m <sup>2</sup> )	superestruct.	527	277	199	114
	cajón	1353	126	91	20

\*\*\*Espesor de losa de fondo considerado en el cajón: 1.0 m.

Tabla 4.a Desglose de cargas

Las cargas de la estructura se transmitirán a la losa de cimentación mediante columnas metálicas dispuestas perimetralmente y el muro de contención.

La estructura colinda al norte con una avenida, al noreste con un edificio de 13 niveles cimentado sobre pilotes de control, al sur con casas de dos y tres niveles cimentadas superficialmente, al este con edificios de comercio y oficinas de 5 y 7 niveles cimentados superficialmente y al oeste con una calle.

En la fig. 1.5 se muestran los valores de los desplomes de las colindancias y se comparan con los valores límite que establece el RCDF. En esta misma figura se observa la ubicación relativa de las colindancias respecto a la zona de excavación; las estructuras colindantes más importantes tienen desplomes que rebasan los valores límite que fija el RCDF, siendo el más crítico el edificio de 7 niveles.

#### 4.2 Análisis de compensación.

Para alojar los cuatro sótanos de estacionamiento será necesario llevar a cabo una excavación de aprox. 13.00 m provocándose con esto un alivio de esfuerzos verticales totales ( $p_v$ ) de 15.95 ton/m<sup>2</sup>. (fig.4.1).

Se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo, mediante una excavación para alojar un cajón desplantado a cierta profundidad. Según si el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón (es decir al nivel de desplante de la cimentación), resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, totalmente compensada o sobrecompensada respectivamente.

## SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

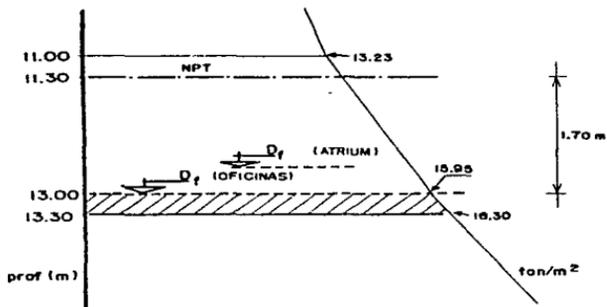


fig. 4.1 Diagrama de esfuerzos y profundidad de desplante.

El análisis de compensación de la cimentación, supone un cajón con diferentes espesores de losas de fondo para cada cuerpo del edificio, (ATRIUM y OFICINAS), buscando evitar una sobrecompensación diferencial entre los dos cuerpos (ver fig. 4.1).

Tomando en cuenta que la superestructura es muy ligera y que el alivio de esfuerzos verticales totales es elevado, fue necesario incrementar de manera notable el peso de la cimentación para intentar una cimentación totalmente compensada o bien sobrecompensada, sin rebasar el límite de 1.5 ton/m<sup>2</sup> que fija el reglamento para la zona geotécnica III y en presencia de consolidación regional. La tabla 4.a muestra el desglose y análisis de cargas del edificio.

## SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

ZONA	Del diagrama
Losa ATRIUM 1.35 m	sobrecomp 0.7 ton/m <sup>2</sup>
	alivio de esfuerzos 15.9 ton/m <sup>2</sup>
Losa OFICINAS 1.68 m	sobrecomp 1.1 ton/m <sup>2</sup>
	alivio de esfuerzos 15.7 ton/m <sup>2</sup>

Tabla 4.b Resumen del análisis de compensación.

De acuerdo a las cargas consignadas en la tabla 4.a, tenemos diferentes presiones de contacto: en el ATRIUM (14.08 ton/m<sup>2</sup>) y en las OFICINAS (13.34 ton/m<sup>2</sup>). Cabe señalar que el valor de la carga permanente en el cajón de cimentación corresponde a un espesor de losa de fondo de 1.00 m. Para igualar la presión de contacto en ambos cuerpos, es necesario aumentar el espesor de losa en 0.35 m en la zona de OFICINAS.

## ANALISIS DE COMPENSACION.

	Pres de contacto (ton/m <sup>2</sup> )	Peso extra (ton)	Espesor extra (m)	D <sub>1</sub> (m)	Alivio de esfuerzos (ton/m <sup>2</sup> )	Espesor de losas (m)	Sobrec mp. (ton/m <sup>2</sup> )
O	13.34	-	-	12.30	15.00	1.00	1.66
A	14.08	-	-	12.30	15.00	1.00	0.92
O	14.08	310	0.35	12.65	15.47	1.35	1.39
A	14.08	-	-	12.30	15.00	1.00	0.92
O	14.80	611	0.68	12.98	15.95	1.68	1.13
A	14.80	103	0.35	12.65	15.47	1.35	0.67
O	15.52	911	1.01	13.30	16.29	2.01	0.77
A	15.52	206	0.70	13.00	15.95	1.70	0.43
O	16.24	1212	1.35	13.65	16.70	2.35	0.46
A	16.24	309	1.05	13.35	16.35	2.05	0.11
O	15.96	1512	1.68	13.98	17.08	2.68	0.12
A	16.96	412	1.41	13.71	16.77	2.41	-0.19

O: OFICINAS  
A: ATRIUM

Tabla 4.c. Análisis de compensación.

Haciendo variar los espesores de las losas de fondo en los dos cuerpos del edificio, se busca que la sobrecompensación no rebase el valor límite de 1.5 ton/m<sup>2</sup>, que fija el RCDF.

## SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

Los resultados del análisis de compensación son los siguientes:

<b>Presión de contacto promedio en toda el área de desplante:</b>		<b>14.80 ton/m<sup>2</sup></b>
<b>Peso extra necesario:</b>	OFICINAS:	611 ton
	ATRIUM:	103 ton
<b>Espesor extra en losa de fondo:</b>	OFICINAS:	0.68 m
	ATRIUM:	0.35 m
<b>Profundidad de desplante ( D<sub>r</sub> ):</b>	OFICINAS:	12.98 m
	ATRIUM:	12.65 m
<b>Alivio de esfuerzos totales</b>	OFICINAS:	15.95 ton/m <sup>2</sup>
	ATRIUM:	15.47 ton/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecompensación:</b>	OFICINAS:	1.15 ton/m <sup>2</sup>
	ATRIUM:	0.67 ton/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecompensación diferencial</b>		0.48 ton/m <sup>2</sup>

### 4.3 Cimentación totalmente compensada con pilas de fricción.

La elección del tipo de cimentación se basa en el análisis de compensación y en el cumplimiento de los objetivos planteados en proyecto.

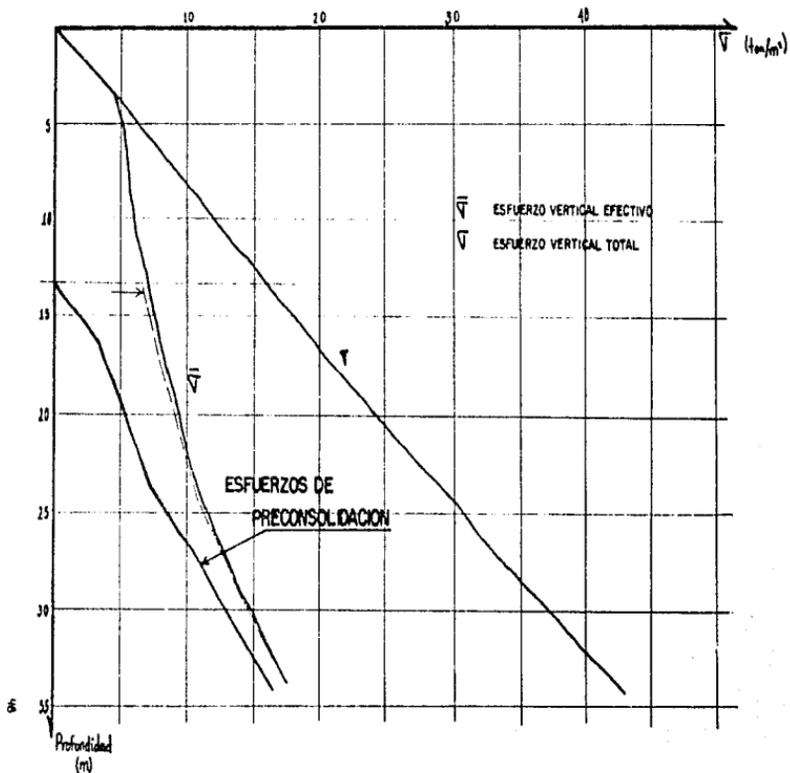
El método constructivo de la cimentación de "arriba hacia abajo" obedece a las necesidades de espacio en las maniobras de construcción. El predio es muy reducido y en las calles no permiten que la maquinaria esté trabajando porque obstaculizan la circulación.

El muro perimetral de contención (16.0 m. de prof.) es necesario para evitar que las construcciones vecinas tengan problemas de estabilidad al realizar los trabajos de excavación y además formará parte del cajón, que junto con siete pilas de fricción será el sistema definitivo de cimentación. Un estudio de interacción suelo-estructura que tome en cuenta todos estos elementos, será necesario para conocer el comportamiento conjunto de la cimentación.

El suelo del predio servirá como cimbra para colar la losa superior de la cimentación (losa de planta baja), para iniciar después la excavación por medio de dos aberturas dejadas en la losa. Se retira el material del primer nivel de sótanos y se repite el procedimiento para colar la segunda losa de cimentación, el suelo es nuevamente la cimbra de la losa; la etapa crítica del proceso constructivo se presenta cuando se ha llegado al cuarto nivel de sótanos, pues la capacidad de carga del muro en condición sísmica es reducida. Por esta razón se colocaron 7 pilas de sección rectangular trabajando por punta y fricción, cuya función es la de tomar parte del peso de las losas.

Se procede a excavar el último nivel de sótanos, se clausuran los pozos de bombeo y se cuela la losa de fondo del ATRIUM y de OFICINAS.

# ESFUERZOS EFECTIVOS Y TOTALES



## **5. ESTADOS LIMITE DE FALLA Y DE SERVICIO**

Un cimentación tiene dos tipos de revisiones, una es relativa a su estabilidad y funcionalidad y la otra incluye el factor económico.

La seguridad en una estructura significa que debe ser estable por resistencia y por deformaciones. Un Estado Limite de Falla, lo constituye la máxima resistencia que puede tener un suelo mientras que un Estado Limite de Servicio, es una revisión por deformaciones del conjunto suelo-cimentación.

La memoria de diseño incluirá, una justificación del tipo de cimentación proyectado y de los procedimientos de edificación especificados, así como una descripción explícita de los métodos de análisis usados y del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite señalados por el RCDF. Se anexarán los resultados de exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y otras determinaciones y análisis, así como las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, la interacción considerada con las cimentaciones de

los inmuebles colindantes y la separación, que se deje entre éstas cimentaciones y la que se proyecta.

### **ACCIONES DE DISEÑO.**

En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones señaladas en los capítulos IV a VII del Título sexto del RCDF, ( Cargas muertas, Cargas vivas, Diseño por sismo y Diseño por viento ), así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura (cimentación) y sus instalaciones, la aceleración de la masa del suelo deslizante cuando se incluya sismo, y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura, será el resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de todas las acciones pertinentes será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación.

Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo-estructura, necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán fijarse tomando en cuenta las propiedades de la estructura y de los suelos de apoyo. Con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras, se determinara la distribución de esfuerzos compatibles con la deformabilidad y resistencia del suelo y de la subestructura para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y a largo plazo, o mediante un estudio explícito de interacción suelo-estructura.

De acuerdo con el artículo 188 del RCDF, las combinaciones de acciones a considerar, para verificar la seguridad de una estructura, y en nuestro caso para el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

**PRIMER TIPO DE COMBINACIÓN :**

Acciones permanentes más acciones variables, (ver artículo 186 del RCDF).

Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de falla como los de servicio. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculo de asentamientos u otros movimientos a largo plazo .

**SEGUNDO TIPO DE COMBINACIÓN :**

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo), (ver artículo 186 del RCDF).

Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

**ART.186** Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

**I** Las acciones permanentes: son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.

Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: La carga muerta, el empuje estático de tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzos o a movimientos diferenciales permanentes en los apoyos.

**II** Las acciones variables: son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.

Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

**III** Las acciones accidentales: son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves.

Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas, los efectos del viento, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

Congruentemente con lo especificado en el inciso 6.8 de las NTCDS

respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación, bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 % del sismo en una dirección y 30 % en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables y se repetirá este procedimiento para la otra dirección.

Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente desilzante que subyace al cimiento de la construcción (en la forma especificada en el inciso 8.9 de las NTCDS). Dicho volumen de suelo esta sujeto a una aceleración horizontal de  $c/4$  veces la aceleración de la gravedad.

En el caso de cimentaciones profundas en zona II y III, se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considerará que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto pilote suelo, es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial UU bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño: el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a sollicitaciones horizontales.

## **FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA.**

### **Factores de carga.**

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los siguientes: Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones, para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica.

### **Los factores de resistencia.**

Se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones. Dependen directamente del tipo de análisis que se está llevando a cabo y que define el valor del  $F_n$ , los valores utilizados en el diseño y revisión de la cimentación, están especificados en cada una de las revisiones hechas.

## **ANALISIS DE ESTADOS LIMITE DE FALLA.**

La seguridad de las cimentaciones contra los estados límite de falla, se evaluará en términos de capacidad de carga neta, es decir del máximo incremento de esfuerzo que pueda soportar el suelo a nivel de desplante.

Durante la etapa de excavación, se revisó la capacidad de carga del muro perimetral, encontrándose que ésta era únicamente suficiente para soportar el peso propio del muro.

De acuerdo con el RCDF y sus NTCDDC, la revisión de los estados límite de falla de una cimentación consiste en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño por sus respectivos factores de carga.

### 5.1 Falla por capacidad de carga.

Primera combinación de acciones (cargas estáticas):

**\*Carga muerta más carga viva máxima: 17.1 ton/m<sup>2</sup>.**

En cimentaciones desplazadas en suelos cohesivos sensiblemente homogéneos, deberá verificarse el cumplimiento de la desigualdad 1, para las diferentes combinaciones de acciones verticales.

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v \quad (1)$$

Donde:

- $\sum Q/A$  = Suma de acciones verticales; 17.1 ton/m<sup>2</sup>.
- $F_c$  = Factor de carga; 1.4
- $A$  = Area del cimientio; 560.4 m<sup>2</sup>.
- $p_v$  = Presión vertical total a la profundidad de desplante de la losa de fondo (D, = 13.00 m); 15.95 ton/m<sup>2</sup>
- $c_u$  = Cohesión aparente del suelo de apoyo; 5.2 ton/m<sup>2</sup>
- $N_c$  = Coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (2)$$

Siendo:

$D_f$  = Profundidad de desplante del cimiento; 13.00 m

$B$  = Ancho del cimiento; 21.52 m

$L$  = Longitud del cimiento; 31.28 m

$F_R$  = Factor de resistencia; 0.7

Sustituyendo valores en la ecuación anterior, se obtiene un coeficiente de capacidad de carga  $N_c = 6.8$

El primer miembro de la ecuación 1, conduce a un valor de 23.9 ton/m<sup>2</sup>, mientras que el segundo resulta de 40.7 ton/m<sup>2</sup>.

Dado que cumple con la desigualdad citada, no existe riesgo de falla de la cimentación por capacidad de carga.

## 5.2 Falla por subpresión en estratos permeables.

Cuando se realiza una excavación en un estrato impermeable de espesor  $h$ , apoyado en una capa de suelo permeable, la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, independientemente de si existe o no bombeo superficial.

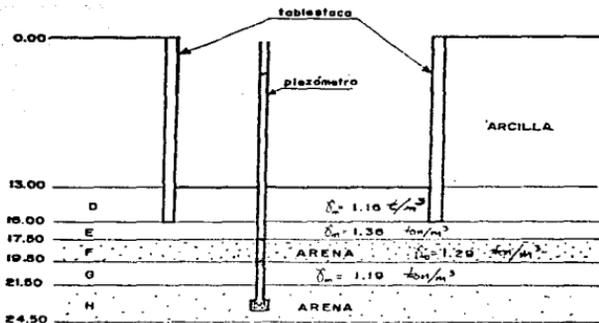


Fig 5.1 Falla por supresión.

El espesor del suelo impermeable requerido para evitar este tipo de falla, debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$h > \frac{\gamma_w \cdot h_w}{\gamma_m} \quad \dots \quad (3)$$

Donde:

$h$  = Espesor de la capa impermeable; 4.5 m

$h_w$  = Altura piezométrica; 14.7 m

$\gamma_w$  = Peso volumétrico del agua; 1.0 ton/m<sup>3</sup>

$\gamma_m$  = Peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable; 1.23 ton/m<sup>3</sup>

En este caso no se cumple la desigualdad anterior por lo cual será necesario abatir la carga hidráulica en el estrato permeable ( primer término 4.5 m, segundo término 15.80 m). El sistema de bombeo propuesto se describe en el capítulo de procedimiento constructivo.

### 5.3 Falla por pateo de la tablestaca.

Para determinar el Factor de Seguridad (FS) contra "pateo" de la tablestaca, se supone que en el punto de apoyo del último nivel de puntales, es decir, la losa superior del último nivel de sótanos, se forma una articulación plástica, con lo cual el muro gira hacia la excavación a causa de los empujes a que se encuentra sometido.

Evaluando las fuerzas resistentes y las motoras que intervienen en el mecanismo de falla supuesto, se calcula el factor de seguridad con la expresión :

$$FS = \frac{c_u L r + Wl + M_b}{P \frac{D^2}{2}} \quad \dots \quad (4)$$

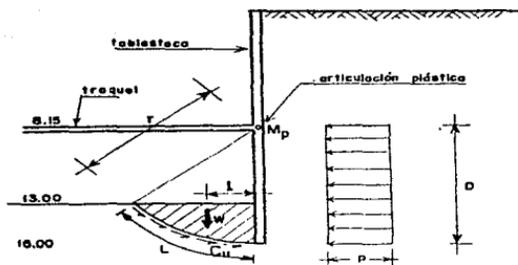


fig 5.2 Esquema, falla por poto de tablestaca.

Donde:

- $c_u$ : Cohesión del suelo por debajo del fondo (en prueba triaxial rápida UU) de la excavación; 5.7 ton/m<sup>2</sup>.
- $W$ : Peso de la cuña de suelo; 14.3 ton.
- $M_p$ : Momento plástico de la sección estructural de la tablestaca; 48.0 ton m.
- $p$ : Empuje horizontal del suelo (a corto plazo), en la tablestaca; 3.7 ton/m<sup>2</sup>

En la aplicación de la ecuación 4, hay que considerar el empuje debido a la sobrecarga en las colindancias ( $0.25 W$ , según COVITUR), adicional al empuje horizontal del suelo, y posteriormente revisar el factor de seguridad. El valor a tomar de la sobrecarga según recomendaciones de COVITUR y del RCDF es diferente.

$$a) q = 3 \text{ ton/m}^2; p = 4.45 \text{ ton/m}^2; FS = 2.8.$$

$$b) q = 7 \text{ ton/m}^2; p = 5.45 \text{ ton/m}^2; FS = 2.3$$

Los resultados que se presentan según el criterio del Manual de Diseño Geotécnico, (COVITUR 1983), hacen ver que no existe riesgo por pateo de la tablestaca ya que el valor del factor de seguridad FS, ésta es superior al valor de 2 que recomienda la práctica en éste tipo de análisis.

Sin embargo los empujes a considerar según el RCDF y sus NTCDCC, serán:

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse del tipo activo, solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo, más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

$$a) q = 3 \text{ ton/m}^2; p = 5.65 \text{ ton/m}^2; FS = 2.2.$$

$$b) q = 7 \text{ ton/m}^2; p = 7.60 \text{ ton/m}^2; FS = 1.7. \quad \text{--- No cumple.}$$

El análisis anterior hace ver que existe riesgo por pateo de la tablestaca, según el criterio del RCDF y sus NTCDCC, esto se explica porque la revisión hecha está del lado de la seguridad considerando empujes en estado de reposo.

Este riesgo presente en la excavación al llegar al nivel de losa de fondo, se elimina incluyendo en el procedimiento constructivo de un nivel de troqueles

profundo ( por debajo de la losa de fondo ), cuya función será la de aumentar las fuerzas resistentes en el análisis y por consecuencia el factor de seguridad. Los troqueles quedarán ahogados por debajo de la losa de fondo, para no estorbar en las maniobras de excavación.

El análisis por pateo de la tablestaca supone un mecanismo de falla mostrado en la fig 5.2, como podemos ver los resultados dependen directamente de la magnitud de presión que se presenta como empuje (p), en la parte inferior de la tablestaca y del tipo de mecanismo de falla que se presenta.

#### 5.4 Falla de fondo.

Cuando se realiza una excavación profunda en suelos blandos, existe un alivio de esfuerzos al nivel de desplante de la cimentación, conforme se profundiza la excavación, el peso de los bloques de suelo adyacentes a la excavación. Es evidente que existirá una profundidad crítica, tal que al rebasarla, el fondo de ésta se levantará, provocando lo que se conoce como falla de fondo.

Para evitar este tipo de falla en arcillas blandas a firmes, deberá cumplirse la siguiente desigualdad (RCDF).

$$P_V + \sum qF_c < C_u N_c F_R \quad . . . . . (5)$$

Donde:

$c_u$  : Cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en prueba triaxial UU; 5.7 ton/m<sup>2</sup>.

$N_c$  : Coeficiente de capacidad de carga definido con anterioridad; 6.8

$p_v$  : Presión total vertical al nivel del fondo de la excavación; 15.95 ton/m<sup>2</sup>

$\Sigma QFc$ : Sobrecarga superficial en las colindancias del predio, para dos condiciones:  $q_1 = 3 \text{ ton/m}^2$  ;  $q_2 = 7 \text{ ton/m}^2$  .

$F_R$  : Factor de resistencia; 0.6 (Inciso 5.1 de las NTCDCO).

En la primera condición de carga ( $q_1 = 3 \text{ ton/m}^2$ ), el valor del primer miembro de la desigualdad es de 19.3 ton/m<sup>2</sup>, contra 23.2 ton/m<sup>2</sup> para el segundo, por lo que no existe riesgo de falla de fondo.

Para la segunda condición de carga ( $q_2 = 7 \text{ ton/m}^2$ ), el primer término de la desigualdad tiene un valor de 23.7 ton/m<sup>2</sup>, mientras que el segundo es de 23.2 ton/m<sup>2</sup>; este resultado conduce a una condición incipiente de falla, por lo que será necesario modificar parcialmente el procedimiento de excavación. Si la excavación se realiza por partes cambiando su geometría, se puede lograr que se cumpla la desigualdad 5. La revisión y las partes propuestas para la excavación se muestran en la figura 5.3.

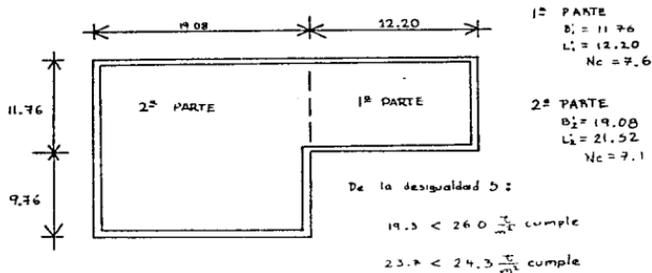


Fig 5.3 Retirada de materiales por partes en el fondo de la excavación.

Se sugiere que la excavación se lleva a cabo primero en la parte correspondiente al ATRIUM, colar la losa de fondo y continuar después con la parte correspondiente a OFICINAS, retirando también por partes el material y colando después la losa de fondo.

### 5.5 Empujes sobre elementos de contención.

Es necesario definir el criterio de cálculo de los empujes horizontales que actúan a corto y largo plazo, en el muro de contención de la estructura en estudio.

En el cálculo de los empujes horizontales sobre los muros deben considerarse dos condiciones de trabajo diferentes (Zona de lago):

- a) A corto plazo el empuje del suelo es del tipo activo; prevalece la resistencia no drenada del suelo.
- b) A largo plazo. Durante la vida útil del cajón. Los empujes actuantes corresponden a las condiciones de empuje en reposo; prevalece la resistencia drenada del suelo.

Según el Manual de Diseño Geotécnico, (COVITUR):

Suponemos una costra superficial hasta un nivel  $z_1$ , y un estrato potente de arcilla que llega hasta la parte inferior del muro; el empuje horizontal sobre el muro de contención se determina con la siguiente expresión:

En la costra superficial:

$$p_1 = 0.65 (k_a \gamma_1 z_1 - 2c_1) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

En el estrato de arcilla:

$$p_2 = \gamma_1 z_1 + 0.5 \gamma_2 z_2 - 2c_2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (7)$$

De acuerdo con el RCDF en el diseño de muros de retención perimetral (cajones rígidos), se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a las cargas en la superficie del terreno, cimientos vecinos y sismo. La presión horizontal transmitida por el suelo en estado de reposo se considerará por lo menos igual al 60% de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, incluyendo las presiones debidas a las sobrecargas en las colindancias.

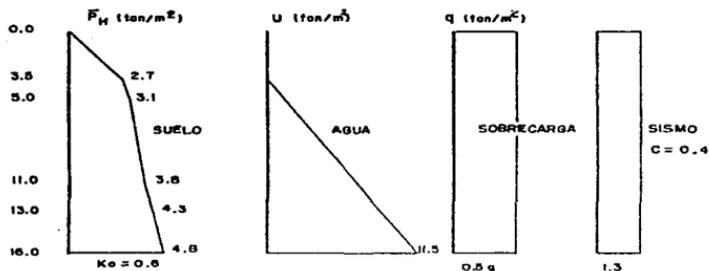


fig 5.4 Empujes según el RCDF sobre elementos de contención.

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de retención debidos a la acción de los sismos se valorarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a la carga vertical y a una aceleración horizontal igual a  $c/3$  veces la gravedad.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se consideran por unidad de longitud, las acciones a tomar en cuenta serán

- El empuje de tierras
- El empuje hidrostático
- Las sobrecargas en la superficie del relleno
- Las fuerzas sísmicas (según inciso 10.2 de las NTCDS)

**Para cumplir con lo que establece el RCDF en el diseño de los muros de retención se consideraran los efectos que provocan la suma de las distribuciones de presiones horizontales que se muestran en la fig 5.4**

## **ANALISIS DE ESTADOS LIMITE DE SERVICIO**

Los estados límite de servicio son condiciones en las que la edificación deja de funcionar adecuadamente, bajo acciones de servicio, sea porque se produzcan daños menores o deterioro de los elementos que la componen, porque ocasionen incomodidad en las personas que ocupan el edificio o porque dificulten el buen funcionamiento de algún equipo.

Aunque la falta de cumplimiento de algún estado límite de servicio no ocasiona, en general daños repentinos, sí puede reducir seriamente la utilidad de la construcción y dar lugar a reparaciones que suelen ser costosas

Los estados límite de servicio, se refieren a las diferentes condiciones en que trabajará la estructura y su cimentación durante su vida útil, en la que estará sujeta a cargas permanentes tales como: carga muerta, carga viva, etc. y a cargas transitorias debidas a viento o sismo.

La aplicación de las diferentes condiciones de carga a la cimentación y de ésta al subsuelo , provocará cambios en el estado de esfuerzos del suelo y por consecuencia deformaciones. Un diseño adecuado de la cimentación, será aquel que limite los movimientos de la estructura a valores compatibles con el tipo de estructura o con su entorno.

El objetivo será el diseñar, para mantener los hundimientos totales y diferenciales de la estructura y sus cimentación, por abajo de los permisibles, establecidos por las autoridades, por el cliente o por necesidades propias de la obra.

En una cimentación totalmente compensada se presentan expansiones elásticas durante el proceso de excavación y recompresiones diferidas al restituir al suelo los esfuerzos aliviados. Dado que estos dos fenómenos están ligados, su estudio se puede realizar mediante un modelo de comportamiento que los integre. En ésta etapa del análisis no se tomará en cuenta la presencia de las pilas auxiliares que se utilizarán durante el proceso constructivo de la cimentación. Su influencia se toma en cuenta en el modelo desarrollado para el análisis de la cimentación y su interacción con el suelo, por elemento finito; además de tomar en cuenta las influencias horizontales sobre el muro perimetral en la etapa crítica de la cimentación.

El RCDF permite que los hundimientos diferidos en suelos finos saturados se calculen considerando rigidez nula de la cimentación lo cual significa que la reacción del suelo contra la cimentación será uniforme, siempre y cuando no exista excentricidad en las descargas. Sin embargo, cuando la cimentación es muy rígida, los asentamientos podrán ser uniformes para excentricidad nula en las descargas y por lo tanto las reacciones del suelo contra la cimentación ya no serán uniformes. La valoración correcta de este problema (ya que ninguna de las dos propuestas es totalmente cierta), debe tomar en cuenta la rigidez real de la cimentación, para lo cual es necesario realizar un estudio de interacción suelo-cimentación.

Tomando en cuenta los aspectos anteriores se realizó un análisis de interacción suelo-cimentación:

$$\delta = [ \delta_{ij} ]^T q_i \quad \dots \quad (8)$$

Donde:

- $\delta_i$  : Vector de desplazamientos considerando "i" dovelas.  
 $q_i$  : Vector de cargas, uniforme en cada dovela.  
 $[\delta_{ij}]$ : Matriz de desplazamientos relativos a carga unitaria sobre las dovelas, donde cada renglón de las misma puede evaluarse como:

$$\delta_{ij} = [1 \ / \ \dots \ / \ N] \alpha_N \quad (9)$$

Siendo:

- $[1 \ \dots \ N]$ : Matriz de esfuerzos (influencias). Cada influencia se calcula bajo el centroide de la dovela "i", a la profundidad media del estrato "N", debido a una carga unitaria aplicada en la dovela "j". (La "T" indica que la matriz es transpuesta).  
 $\alpha^N$ : Vector de deformación volumétrica. Cada elemento del vector es la deformación volumétrica "α", del estrato "N".

La deformación volumétrica de los estratos designada por "α" se puede presentar en dos formas:

- $\alpha_e$  : Expansión volumétrica de los estratos, implica para este caso, una respuesta elástica del suelo, cuando se trata de reducción de esfuerzos en el subsuelo.
- $\alpha_c$  : Compresión volumétrica de los estratos por recompresión, si se trata de un incremento de esfuerzos.

## 5.6 Cálculo de expansiones

Las expansiones se evalúan con la siguiente expresión:

$$\delta_{ei} = M_{ei} d_i \Delta p_i \quad \dots \quad (10)$$

Donde:

$\delta_{ei}$  = Valor de la expansión del estrato "i".

$M_{ei}$  = Módulo secante de respuesta elástica parcial.

$d_i$  = Espesor del estrato "i".

$\Delta p_i$  = Decremento de esfuerzo efectivo por excavación al centro del estrato "i".

Los resultados de pruebas de laboratorio de compresión simple con un ciclo de carga-descarga, se utilizan para la evaluación del módulo ( $M_{ei}$ ) de expansión, y están referidos a descarga total del suelo. Sin embargo, en el campo las descargas son parciales por lo que los módulos de respuesta elástica para esta condición se determinan como:

$$M_{eoi} = \rho_{oi} M_{eei} \quad \dots \quad (11)$$

Donde:

$$\rho_{oi} = \left( \frac{\Delta p_{xi}}{\rho_{oi}} \right)^{c-1} \quad \dots \quad (12)$$

- $\rho_{ei}$  : Factor de expansión del estrato "i".
- $p_{ei}$  : Presión vertical efectiva al centro del estrato "i".
- c : Parámetro función de las características del suelo y que se obtiene de una curva de descarga en escala logarítmica.

### 5.7 Cálculo de recompresiones.

Para poder estudiar el comportamiento de la cimentación se requiere conocer las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo de los diferentes estratos que constituyen el subsuelo y que se vean afectados por las cargas que la cimentación les transmite, sean éstas permanentes o transitorias. Para la valorización de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo, únicamente consideraremos los parámetros de compresibilidad del suelo para condiciones estáticas de carga

Cuando se requiere determinar la compresibilidad de un suelo, es necesario simular las condiciones en las que se encuentra en campo, tales como nivel medio de esfuerzos, compacidad, grado de saturación, etc.

Las características mecánicas de compresibilidad pueden obtenerse mediante pruebas de compresión en la cámara triaxial o en el odómetro.

Se utiliza la cámara triaxial en aquellos materiales tales como arenas limo arcillosas, limos arcillosos o arcillas limo arenosas, en las que el efecto del tiempo no es muy significativo. Para estos materiales se obtienen curvas de comportamiento que permiten calcular los módulos de deformación correspondientes.

Para suelos finos, sean éstos saturados o no, la determinación de las

propiedades mecánicas de compresibilidad se lleva a cabo mediante pruebas en el odómetro o consolidómetro.

Cuando se somete un espécimen de suelo fino saturado como las arcillas, arcillas limosas y limos arcillosos, a un esfuerzo de compresión en donde la deformación lateral está restringida, el cambio de volumen no ocurre inmediatamente, ya que primero debe ser expulsada el agua de poro, por lo tanto debe transcurrir un cierto tiempo, para que se verifique la deformación. A este fenómeno se le conoce como proceso de consolidación.

Durante el proceso de consolidación se generan cambios volumétricos debidos a dos fenómenos que ocurren al mismo tiempo:

- 1.- Retardamiento hidrodinámico o consolidación primaria, provocado por la expulsión del agua libre o gravitacional contenida en los poros del material, (Teoría de consolidación, K. Terzaghi).
- 2.- Consolidación secundaria que se debe a la deformación viscosa intergranular producida por el movimiento relativo entre los granos del material, (Teoría de viscosidad intergranular, L. Zeevaert).

El cálculo del cambio volumétrico de un suelo a través del tiempo, sometido a un incremento de presión es realizado por medio de la teoría de Zeevaert, que toma en cuenta el fenómeno de consolidación secundaria en arcillas con orígenes lacustres.

Para el caso de recompresión, las deformaciones volumétricas  $\alpha_e$  se determinan de la siguiente manera:

$$\alpha_{ei} = \rho_c \frac{\alpha_{col}}{v_c} \quad \dots \quad (13)$$

Donde:

$$\alpha_{col} = m_w d_i \{ F(T_{vi}) + \beta_i \log ( 1 + \xi_i T_{vi} ) \} \quad (14)$$

$m_w$ : Módulo de compresibilidad volumétrica unitaria del estrato "i",  
obtenido de una prueba de consolidación de laboratorio.

$d_i$ : Espesor del estrato "i".

$F(T_v)$ : Función de Terzaghi para el estrato "i".

$$T_{vi} = \frac{c_{vi} t}{H_{vi}^2} \quad \dots \quad (15)$$

Siendo:

$H_{vi}$ : Espesor efectivo del estrato "i".

$t$ : Tiempo considerado para la estimación de los asentamientos.

$c_{vi}$ : Coeficiente de consolidación para el estrato "i".

$$\beta_i = \frac{m_{\epsilon_i}}{m_{vi}} \quad \dots \quad (16)$$

$m_w$ : Módulo de compresibilidad volumétrica que mide la deformación  
viscoplástica o consolidación secundaria.

$\xi_1$ : Factor adimensional que toma en cuenta el fenómeno viscoso intergranular.

$\rho_{oi}$ : Factor de recompresión dado por:

$$\rho_{oi} = \rho_{oi} \frac{1 + K_{vpoi} \frac{\Delta p_{oi}}{\sigma_{oi}}}{1 + K_{vpoi}} \quad \dots \quad (17)$$

Donde:

$$K_{vpoi} = \beta_i \log ( 1 + \xi_i T_{vi} ) \quad \dots \quad (18)$$

es un parámetro que representa el efecto de viscosidad intergranular.

$\nu_c$ : Factor de confinamiento, que modifica el valor de  $\nu$ , dado por:

$$\nu_c = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad \dots \quad (19)$$

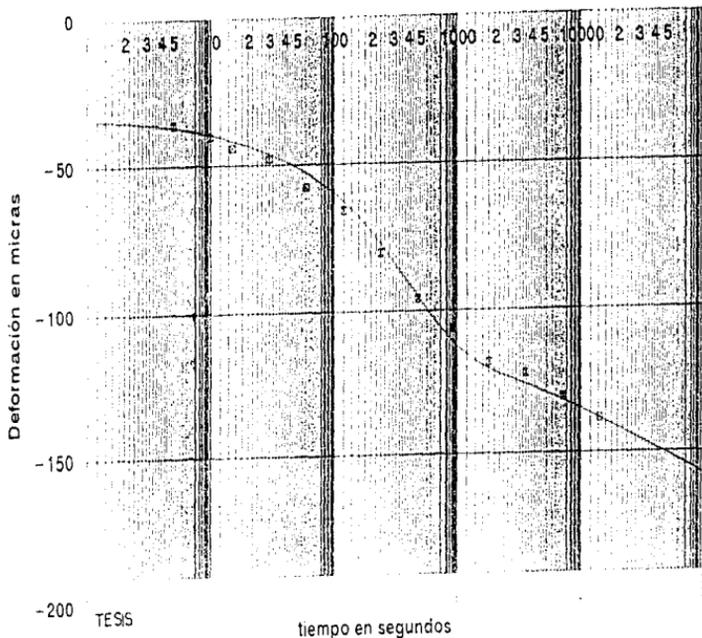
Donde:

$\nu$ : Relación de Poisson.

La obtención de los parámetros en el modelo de Zeevaert se llevó a cabo con el programa PARAMZEE (ref. 9). Un ejemplo del ajuste de la curva de consolidación teórica con la real, se muestra en las figuras 5.5 y 5.6, los valores obtenidos son los que se utilizan en el cálculo de recompresiones.



CONSOLIDACION SECUNDARIA (PARAMZEE, ref II)



MUESTRA 27

PROF. 17.0 m

ESF. MEDIO  $0.15 \text{ kg/cm}^2$

$\rho$  0.17630094

$\xi$  0.65073788

m 0.0599042  $\text{cm}^2/\text{kg}$

m1 0.0122548

cr 0.0010404

La ecuación 8, involucra una estimación del cambio de esfuerzos verticales en la masa de suelo debidos a las cargas impuestas por la construcción de la obra. Para este fin se utilizó la teoría de Fröhlich, considerando que para el caso en estudio, el suelo está estratificado en capas con características de deformabilidad diferentes; se utilizó un factor de distribución de esfuerzos  $\chi = 2$ . El cambio de esfuerzos verticales se evaluó al centro de cada estrato.

El algoritmo empleado (ec 8), involucra un proceso iterativo para la determinación de las presiones de contacto que actuarán sobre la cimentación y los correspondientes asentamientos. El procedimiento es el siguiente:

Se suponen asentamientos uniformes de la cimentación para obtener la distribución de presiones correspondiente. Dicha distribución debe estar en equilibrio con las fuerzas actuantes (peso de la superestructura, cimentación, etc.).

Si el equilibrio no se cumple, se realiza el número de iteraciones necesarias hasta que el equilibrio se cumpla, para lo cual se corrige el asentamiento supuesto mediante la expresión:

Donde:

$$\delta_{i+1} = \delta_i \frac{W_e}{R} \quad \dots \quad (20)$$

$W_e$  : Peso efectivo de la superestructura más la cimentación.

$R$  : Resultante de las fuerzas de reacción.

Posteriormente y una vez calculada la excentricidad de las cargas con respecto al centro geométrico de la cimentación y el momento de volteo que dicha condición produce, se estima el giro de la cimentación alrededor de los ejes horizontales ( X , Y ), cuyo origen pasa por el centro geométrico mencionado.

Se puede suponer por ejemplo que el asentamiento o emersión de las dovelas extremas es unitario y mediante la expresión 6, se calculan las presiones de contacto respectivas.

Dichas presiones generan un momento de volteo  $M_v$ , que deberá estar en equilibrio con el momento real  $M_r$ . Si no se cumple el equilibrio los asentamientos y emersiones supuestos se corrigen cuantas veces sea necesario, de la manera siguiente:

$$\delta_{0, i+1} = \delta_{0, i} \frac{M_r}{M_v} \quad \dots \quad (21)$$

Las presiones de contacto finales se obtienen aplicando el principio de superposición de causas y efectos.

Haciendo un análisis de interacción suelo-cimentación usando el método de elemento finito es posible conocer de manera más realista el comportamiento del conjunto. El método es también iterativo y se realizó para la condición crítica de la cimentación, es decir, en el momento en que la excavación llega a su nivel de máxima profundidad (Nivel -13,00), que corresponde al nivel de desplante de la losa de fondo en la parte de oficinas.

La cimentación en su conjunto se estudia por medio de un programa de análisis estructural que toma en cuenta las propiedades de cada uno de los elementos finitos en que se ha dividido la estructura. La matriz de influencias horizontales considera los estratos en dirección vertical, desde el nivel de desplante hasta una profundidad en donde las influencias son mínimas.

#### **Cálculo de matriz de hundimientos horizontales**

Todo el cajón está dividido en elementos finitos (ver fig. 5.7 y 5.8), incluyendo el muro perimetral de contención y las losas en los niveles de sótanos; es de esperar que cada uno de estos elementos, tenga influencia en el comportamiento de toda la cimentación de acuerdo con las propiedades del suelo correspondientes. Un análisis detallado de todos los factores que intervienen en el análisis de cajón de cimentación requiere obtener matrices de influencias horizontales sobre las paredes del cajón y sobre la losa de fondo.

El problema se complica al ver que en toda la altura del muro el suelo esta compuesto por cinco estratos que tienen propiedades de deformabilidad diferentes.

En el caso de la losa de fondo, las propiedades del suelo en toda el área son las mismas y se podría aceptar que también la presión sobre el suelo es uniforme; para el caso de un muro perimetral (suponiendo que ahora el muro es una losa de cimentación), las propiedades del suelo no son las mismas en toda el área de desplante y tampoco las presiones que actúan sobre él, pues varían de acuerdo a la estratigrafía presentada desde el nivel  $\pm 0.00$  hasta el nivel  $-16.00$  que corresponde al desplante del muro.

ESTRUCTURA ESPACIAL

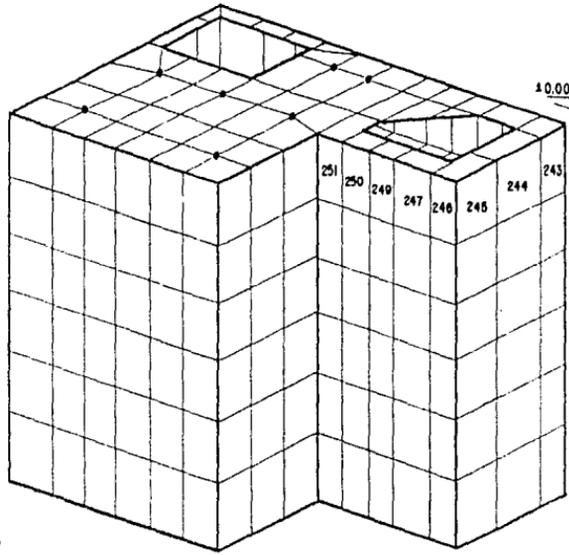
(may 98)

TESIS: J. Juan Hernández G.

NJ = 406  
NM = 56  
NE = 416

X max = 30.7  
Y max = 20.9  
Z max = 16.0

\* Columnas  
médicas



UNIT MET MTO

MN/ELEM

ESTADOS LIMITE

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

fig. 5.7 ELEMENTO FINITO.



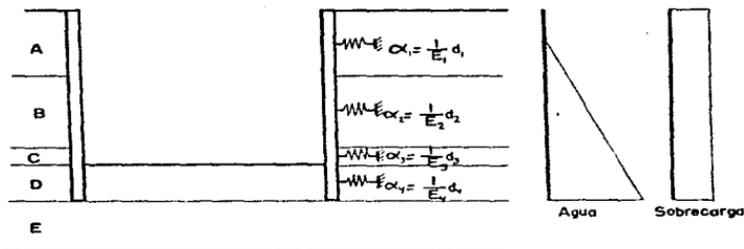


fig 5.9 Esquema de matrices horizontales.

El esquema mostrado presenta la estratigrafía que se tiene en las colindancias y las matrices de influencias que se utilizan en el análisis. Para establecer la matriz de influencias definitiva a utilizar, es necesario considerar las características de cada una de las matrices de influencias correspondientes al estrato en cuestión y armar una matriz total que tome en cuenta los cambios de las propiedades en cada uno de los estratos.

El análisis es a corto plazo, por lo que solo se utilizarán los parámetros no drenados del suelo. Para cada uno de los elementos en el muro perimetral y en la losa de fondo existen fuerzas actuantes y desplazamientos. La fuerza de reacción del suelo  $R_s$  sobre un elemento, se supone como la fuerza provocada por un resorte del cual hemos obtenido los desplazamientos  $\delta_s$  (por medio de la matriz de hundimientos), la fuerza actuante necesaria para

provocar ese desplazamiento es igual al promedio de esfuerzos actuantes en el elemento multiplicado por el área del mismo. (  $R_i = q_i A_i$  )

$$K_i = \frac{R_i}{\delta_i} \quad \dots \quad (22)$$

El suelo tiene una constante "K<sub>i</sub>" de acuerdo con la deformación experimentada cuando se aplica la fuerza "R<sub>i</sub>" que corresponde al nivel promedio de esfuerzos presentado. Para la primera iteración, se utiliza el valor calculado de "K<sub>i</sub>", para obtener nuevos valores de R<sub>i+1</sub> y de q<sub>i+1</sub>, así el nuevo valor del hundimiento será.

$$\delta_{i+1} = \left\{ \delta_{ji} \right\} \left\{ q_{i+1} \right\} \quad \dots \quad (23)$$

La iteración se repite cuantas veces sea necesario hasta que los valores de K ya no cambien de manera importante entre dos iteraciones sucesivas.

### Análisis por elemento finito

Con el primer estudio hecho de interacción suelo-estructura, se ha llevado a cabo la justificación del procedimiento constructivo, en la etapa crítica de la construcción, al momento de realizar la excavación al nivel de desplante de la losa de fondo al nivel -13.00. El modelo utilizado contempla los empujes laterales en el muro perimetral, las cargas actuantes como lo son el peso propio del cajón de cimentación y la carga viva en las losas ya coladas, además considera la estratigrafía del suelo y la sobrecarga de las colindancias. Los resultados obtenidos corresponden a las deformaciones en la base del muro y fuerzas de reacción en la estructura considerada, incluyendo fuerzas

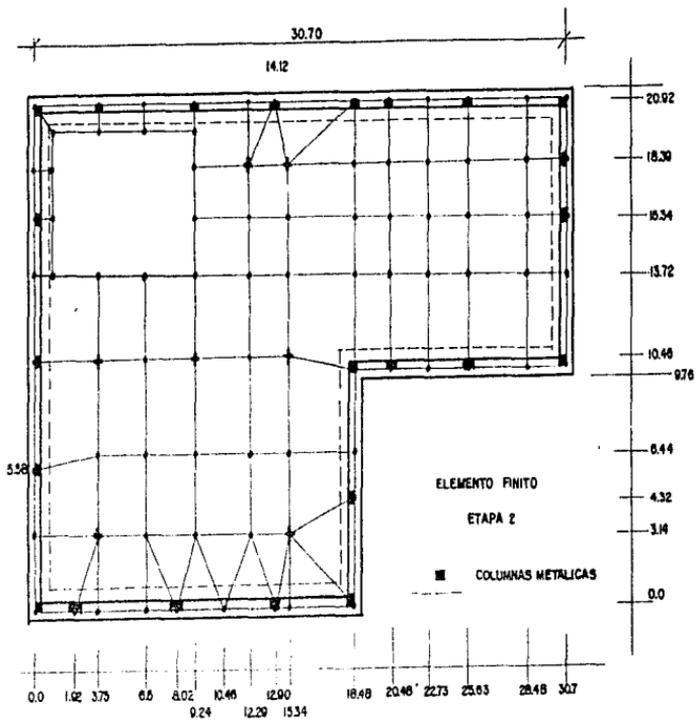
de reacción en las pilas, así como el análisis posterior de la posible falla por pateo de la tablestaca cuando modelamos la estructura para la primera corrida en el programa Staad III nos apoyamos en MAHUSESB para obtener las constantes de los resortes en cada uno de los elementos que forman el cajón de cimentación. Una vez corrido el programa estructural y analizados los resultados obtenidos se llega a que no es necesaria una segunda corrida por ser las deformaciones muy pequeñas. Estos resultados no representan condiciones críticas que hagan necesario modificar los procedimientos constructivos propuestos en este trabajo.

En el estudio de interacción suelo-estructura para la losa de fondo, se tomó en cuenta una estructura totalmente construida, fuerzas actuantes sobre la viga perimetral como son el peso de la superestructura y la carga viva media, que como se mencionó con anterioridad es una estructura espacial que transmite las cargas perimetralmente y no existen columnas en entrepisos.

En esta parte del estudio la losa de fondo existe, es decir, el cajón de cimentación está completo, todas las losas de la cimentación están construidas y las zonas por donde se extrajo el material de excavación han sido tapadas, excepto la que corresponde a los elevadores.

Las cargas de la superestructura son recibidas por una viga perimetral situada en el cabezal del muro, la que a su vez las transmite a la losa de fondo por medio de columnas metálicas verticales distribuidas en todo el perímetro tal y como se muestra en la fig. 5.10, conectadas en la parte superior a la viga perimetral y en la parte inferior a la losa de fondo.

5.10 ANALISIS INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA



El el primer modelo de análisis estructural que considera el efecto de las sobrecargas en las colindancias, no contemplaba la colocación de dichas columnas porque aun no existe la losa de fondo. Cuando la distribución y colocación de estas vigas fue conocida, resultó que su inclusión en el modelo no se podía llevar a cabo, pues los nudos y su posición, quedaban, en muchos casos, fuera del área de influencia de cada elemento, por lo que fue necesario construir un nuevo modelo que tomara en cuenta la colocación de estas vigas verticales perimetrales y de las trabes de liga entre el muro y cada una de las losas en los niveles de sótano, además se agregará al modelo la losa de fondo. Las características del suelo de apoyo (que en este caso se consideraron suponiendo que la estructura descansa sobre un conjunto de resortes) y las cargas actuantes en la estructura, como son las cargas muertas de la superestructura y la carga viva de la misma, así como una combinación de ellas actuando a la vez, fueron consideradas en el nuevo modelo.

Este último modelo plantea una nueva distribución de elementos placa en la losa de fondo, además de que la forma cambia considerablemente, es decir, los elementos que aproximadamente eran rectangulares para el primer modelo, ahora en muchos casos son de forma triangular. Estos cambios fueron necesarios para poder adaptar a la estructura las columnas metálicas perimetrales por donde las cargas de la superestructura se transmiten a la losa de fondo, los apoyos considerados para todos los nudos de la losa de fondo, se suponen como resortes con una constante " K " que interviene directamente en el análisis. Para obtener este valor fue necesario trabajar con el programa ISCIM, los resultados obtenidos con éste, incluyen el cálculo de las áreas de cada dovela, los centroides de cada una de ellas, las reacciones, presentadas como una carga uniformemente distribuida en toda su área, o bien como una fuerza puntual en el centroide de la misma.

Al emplear el programa ISCIM la losa de fondo se consideró como infinitamente rígida, la opción elegida fue con un hundimiento uniforme en toda la losa, esto como primer paso para el análisis de interacción. Para poder trabajar con el programa, es necesario preparar un archivo de datos, mediante un sistema de ejes coordenados, en el que se ubican todos y cada uno de los nudos de la planta que vamos a analizar, se indican los nudos que forman cada uno de los elementos placa, es decir, cada una de las dovelas en la losa de fondo, se proporcionan los datos de la estratigrafía del suelo y los parámetros "alfa" de cada estrato, además se indica que tipo de análisis se realizará y los grupos de dovelas con diferentes características de deformabilidad para una misma profundidad, es decir la posibilidad de que la estratigrafía no sea completamente horizontal.

La losa de fondo se supone como una superficie plana (hipótesis no totalmente cierta porque tenemos diferentes espesores de losa en ambos cuerpos de la cimentación). Cuando no estamos completamente seguros de que el archivo de coordenadas en planta sea correcto, podemos auxiliarnos con el programa CHECAM. Este programa corre el archivo de datos y verifica que las coordenadas de la malla sean las correctas, cuando este archivo ha sido revisado, procedemos a realizar la primera corrida del ISCIM.

Los resultados obtenidos son los valores de las reacciones al centro de cada dovela, la reacción como una carga uniforme en toda la dovela o bien como una carga puntual en el centroide de la misma. Cabe mencionar en esta parte del análisis que las reacciones obtenidas con el programa ISCIM son al centro de cada dovela, y las fuerzas de reacción en los resortes (que son los apoyos en el programa estructural) son en los nudos, por lo que es necesario obtener áreas tributarias en las dovelas que participan en cada uno de los

nudos, sumar las reacciones de todas esas áreas tributarias y obtener la reacción en el nudo correspondiente. Esta fuerza en el nudo de la malla ahora como valor puntual y el desplazamiento inicial supuesto de la estructura son necesarios para obtener las constantes de los resortes.

El cociente de la fuerza en el nudo "i" entre el desplazamiento para el mismo nudo (que en este caso es uniforme en todos los nudos para la primera iteración), será el valor que se utilizará como la constante "K" del resorte en cuestión y que se asignó a los resortes en la losa de fondo para el programa estructural STAAD III.

Al alimentar el programa estructural, ya con el valor de las constantes en los apoyos, se realiza la primera corrida con todos los valores que influyen en el modelo, considerando que la estructura está completamente terminada.

Existen algunas consideraciones adoptadas en el modelo estructural que es necesario mencionar:

- La losa de fondo se considera en un solo plano y con igual espesor en ambos cuerpos del edificio.
- Los empujes laterales no son considerados como acciones o cargas para ningún muro perimetral.
- Las restricciones del cajón son apoyos libres en las esquinas de la estructura, es decir ésta se desplaza libremente en el sentido horizontal, siendo su única restricción el apoyo de toda la estructura sobre una malla de resortes. Esta suposición parte de la anterior, por lo que no consideramos algún tipo de restricción por cohesión o fricción lateral en los muros de contención de los sótanos.

- La diferencia de niveles entre la base del muro y la losa está considerada en el modelo estructural, pero no así en el análisis de la malla con el programa ISCIM.

El programa STAAD III puede trabajar con estructuras tridimensionales, el valor de los elementos mecánicos se obtiene para cualquier combinación de cargas alimentada en los comandos de resultados.

De los resultados la parte que más nos interesa son las deformaciones, tanto de la estructura en general como en cada uno de los nudos; para los fines de este estudio serán los valores de deformaciones verticales diferenciales en los nudos correspondientes a la losa de fondo. (ver fig 5.11)

La deformación total de la estructura fue de aproximadamente 30 cm, la configuración de la elástica que presenta la losa de fondo, (ver fig 5.12). La diferencia máxima entre un punto y otro de la losa de fondo no es mayor al medio centímetro, es decir que la losa de fondo con un espesor de 1.70 m es una estructura rígida.

En una segunda iteración, siendo no necesaria, los resultados corresponden a las fuerzas de reacción en los nudos de la losa de cimentación; se hace una segunda corrida con el programa ISCIM, se obtienen nuevos valores de la constante "K" de cada uno de los resortes, para hacer una segunda corrida en el programa estructural.

Al tener una estructura tan rígida, las deformaciones no cambian de manera drástica por lo que los resultados serán similares a los que se obtuvieron la primera vez; se puede aceptar que una diferencia no mayor al 5 % entre dos iteraciones sucesivas es correcta y que el análisis de interacción queda entre terminado.

ESTRUCTURA  
ESPACIAL

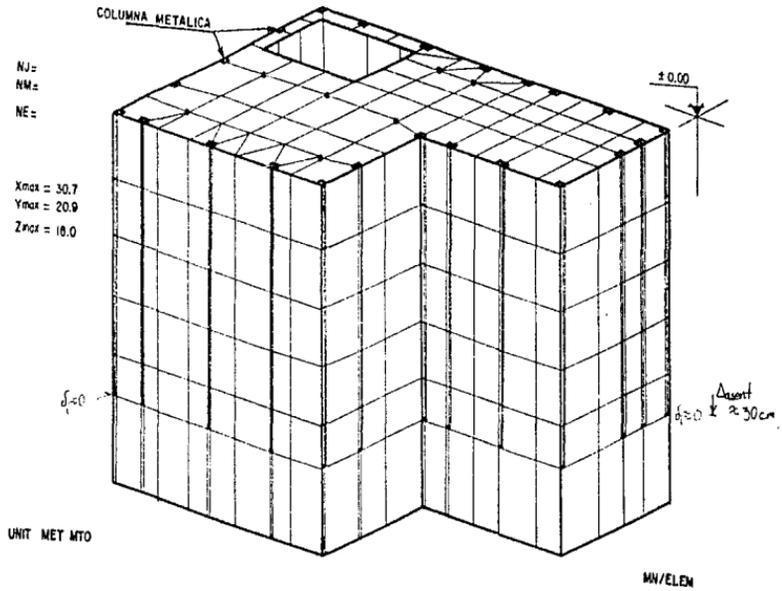
STAAD POST-PLOT

(REV 20.0)

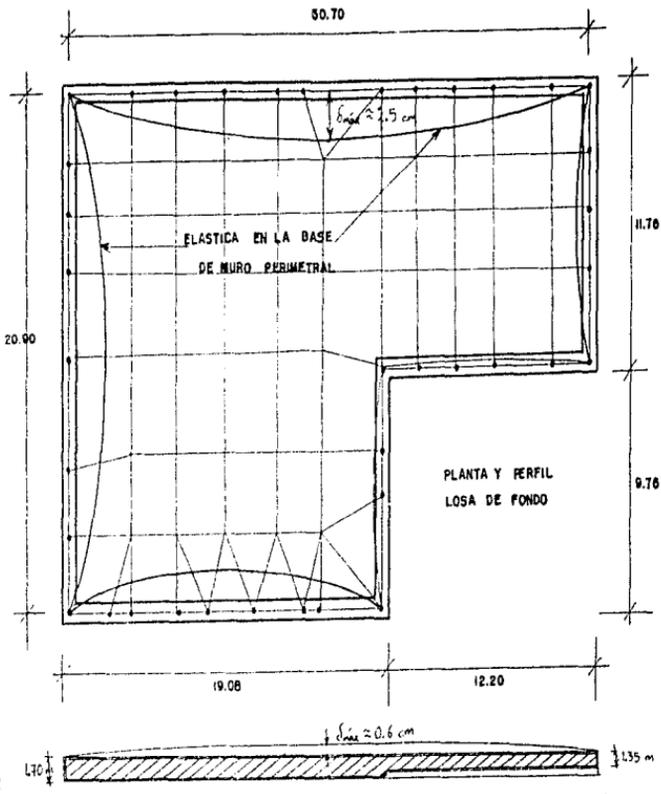
JUL 98

TESIS *J. JUAN HDEZ. G.*

FIG 5.11 MODELO ESTRUCTURAL COMPLETO



5.12 CONFIGURACION DE LA ELASTICA EN LOSA DE FONDO



ESTADOS LIMITE

El cálculo de expansiones y recompresiones nos lleva a los siguientes resultados:

<b>Expansión (cm)</b>	OFICINAS	10.34 cm	
	ATRIUM	8.54 cm	
<b>Recompresión (cm)</b>		1 año	15 años
	OFICINAS	25.43 cm	33.62 cm
	ATRIUM	21.99 cm	28.59 cm

Como conclusión podemos decir que habrá un fenómeno de expansión a corto plazo de aproximadamente 10 cm en el fondo de la excavación y para el proceso de consolidación el valor de la recompresión a largo plazo será de aproximadamente de **20 cm**.

## **6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

Este capítulo corresponde al procedimiento constructivo, en el que se detallan las características de los elementos principales que componen la cimentación, así como las actividades a seguir durante su construcción.

El procedimiento de construcción de la cimentación, excavaciones y muros de contención deberá:

- a) Ajustarse a las hipótesis de diseño.
- b) Garantizar la integridad de los elementos de cimentación y su seguridad durante la construcción.
- c) Evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

### **6.1 Estructura de contención perimetral.**

Se propone que la estructura perimetral que a su vez es un elemento de la cimentación, participe desde el inicio de la construcción en la retención y apuntalamiento de la excavación.

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

La construcción de la cimentación iniciará con la estructura de contención perimetral que será un muro de 0.60 m de espesor, hecho con tableros de concreto hasta la profundidad de proyecto. Se pre-excavará en los rellenos y suelos superficiales para construir brocales de concreto armado con el fin de evitar problemas de estabilidad en las colindancias.

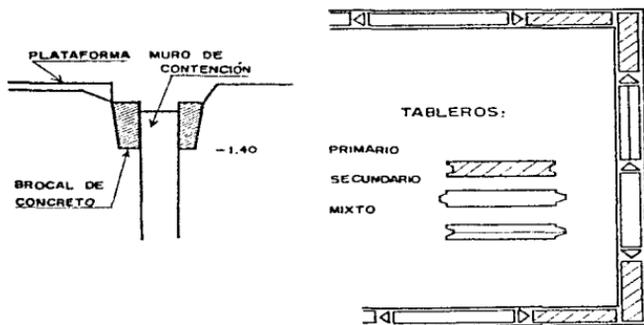


fig 6.1 Brocales y disposición de tableros.

Con equipo de almeja se extrae el material de la zanja para posteriormente estabilizarla con lodo bentonítico y evitar caídos, a continuación se introduce el armado de cada uno de los tableros, se cimbra la junta tipo articulación longitudinal que hace las funciones de unión con el siguiente

tablero, las juntas se sellan con una tira longitudinal de PVC para impedir filtrados y posteriormente se cuela el tablero correspondiente. La profundidad de la excavación corresponderá con la de proyecto:  $16.0 \pm 0.20$  m.

Para estabilizar la zanja de perforación se utilizará un lodo bentonítico preparado en obra compuesto por una mezcla de cemento-bentonita-agua, la dosificación será de 30 a 50 kg de bentonita por  $m^3$  de lodo, cuya viscosidad estará comprendida entre 32 y 35 segundos Marsh. Su resistencia a la compresión simple a los 28 días, deberá ser  $3.0 \text{ Kg/cm}^2$ .

La fabricación del lodo será como sigue: con agitadores mecánicos se prepara la mezcla bentonita-agua, que deberá dejarse reposando un mínimo de 18 hrs, permitiéndose así la hidratación de la bentonita. Antes de iniciar la excavación se le agregará el cemento a la mezcla; para obtener un producto uniforme, será necesario realizar un agitador mecánico.

El lodo se trata en un desarenador tipo Caviem para tener las características requeridas para un colado.

- a) Viscosidad de 32 a 35 segundos Marsh.
- b) Densidad menor que  $1.15 \text{ ton/m}^3$ .
- c) Cake medido a  $7' 30''$   $\{ 1.50 \text{ mm}$ .
- d) Agua libre medida a  $7'30''$   $\{ 22 \text{ cc}$
- e) PH  $\{ 11$
- f) Contenido de arena  $\{ 3 \%$

La viscosidad del lodo se verificará periódicamente, utilizando el cono Marsh. Para controlar su resistencia, se tomarán muestras representativas a diferentes edades para someterlas a pruebas de compresión simple.

La dosificación deberá ser tal que se cumplan las pruebas de laboratorio en cuanto a viscosidad y a una resistencia mínima a la compresión simple de  $3.0 \text{ Kg/cm}^2$ .

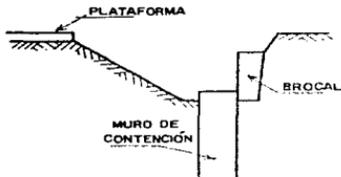
Los tableros prefabricados deberán verificarse en sus niveles superior e inferior, con objeto de garantizar los niveles de proyecto.

6.1.a Viga perimetral.

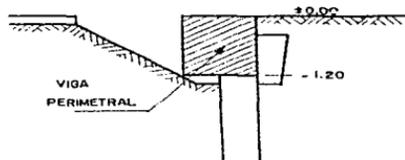
En la parte superior del muro (cabezal), se colará una viga perimetral de concreto armado de dimensiones  $1.20 \times 1.15 \text{ m}$ .

La construcción de la viga perimetral tiene las siguientes actividades: Excavación de trinchera a lo largo del muro de contención hasta el nivel inferior del brocal que sirvió para la construcción del muro de contención.

Demolición y acarreo del brocal interior.



Excavación en trinchera  
Demolición brocal interior  
Descabeze del muro



Cimbrao y armado de la viga  
Colado de concreto  
Relleno de la trinchera

fig 6.2 Viga perimetral.

"Descabece" del muro de contención, hasta el nivel -1.20 o bien hasta el nivel de concreto sano.

Colocación del acero en la viga perimetral, incluyendo los traslapes con el acero del muro de contención.

Cimbra y colado de la viga perimetral

Para evitar el hundimiento del conjunto "muro de contención-losas", se instalarán columnas provisionales para sostener una parte de su peso, estas columnas (7 en total) están empotradas en pilas que llegan a una profundidad de 21.0 m excepto la central que se desplanta a una profundidad de 24.00 m.

#### **6.2. Preparación de columnas y colado de pilas.**

La colocación de las pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento entre estos correspondan a lo señalado en planos. Los procedimientos para su instalación deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Como ya se mencionó, son siete columnas metálicas (perfil IR-18), embebidas en pilas oblongas coladas "in situ". Seis de ellas son provisionales y una definitiva (B381), la distribución y ubicación se muestran en la fig. 1.4.

**6.2.a Pila oblonga colada "in situ".**

Las dimensiones de las pilas son de 2.60 x 0.60 m. Llegarán a una profundidad de 21.0 m a partir del nivel  $\pm 0.00$  de proyecto. Las pilas serán colocadas y coladas hasta la cota -13.60. Antes del colado del concreto, la viga metálica se colocará y unirá al armado de la pila, quedando embebida en el concreto una longitud de 3.00 m. (ver fig. 6.3). El armado de la pila se unirá estructuralmente a la losa de fondo por lo que, en las longitudes de acero correspondientes están incluidos los traslapes.

Para realizar en óptimas condiciones la perforación de las pilas, se instalarán brocales cuya función principal será:

- a) Sostener el terreno superficial.
- b) Servir como guía de la almeja para excavar.
- c) Son una reserva de bentonita.
- d) Servir de referencia y soporte de las vigas metálicas.

Los brocales están hechos con lámina de acero de 0.5 cm de espesor y sus medidas son de 2.72 x 0.65 m.

Una guía de acero soldada en el brocal asegura la verticalidad de la viga. La guía se compone de un bastidor hecho de perfiles H 6", cuya separación interior es ligeramente superior al ancho del patín y al peralte de la viga metálica IR 18".

Las vigas metálicas se bajan en la perforación inmediatamente después del colado para quedar embebidas 3.00 m en el concreto.

Después de la instalación de las vigas, la bentonita que se queda en la perforación se sustituye por una lechada de cemento-bentonita, para asegurar

el confinamiento del perfil, hasta el fraguado del concreto.

**6.2.b Perforación de las pilas.**

La perforación se realizara con equipo almeja pesada de cable, equipada con cucharones de 2.70 x 0.60 m. El peso de 12 ton del equipo suspendido a un cable asegura la verticalidad de la perforación, este equipo esta montado sobre una grúa de 50 ton.

En el transcurso de la perforación el lodo bentonítico se mantiene por lo menos 0.50 m por debajo del nivel superior del brocal y así evitar al máximo los caídos, la profundidad de la excavación se checa con un plomo, el producto de la excavación se carga directamente en camiones para enviarse al tiro.

**6.2.c Colado del concreto.**

El concreto se suministrará a partir de una planta que deberá cumplir con las normas de la construcción, suministrando aproximadamente 40 m<sup>3</sup>/hora. La colocación se efectuará con tubo tremie, que baja hasta el fondo de la perforación . El concreto para cimentaciones coladas con tubo tremie no es un concreto convencional y rige con las siguientes especificaciones:

- a) Cemento tipo II dosificado a 400 kg/m<sup>3</sup>.
- b) Agregados de 3/4 ".
- c) Aditivo rheoplástico (retardamiento de fraguado a 4 hrs.)
- d) Revenimiento mínimo de 10 cm.

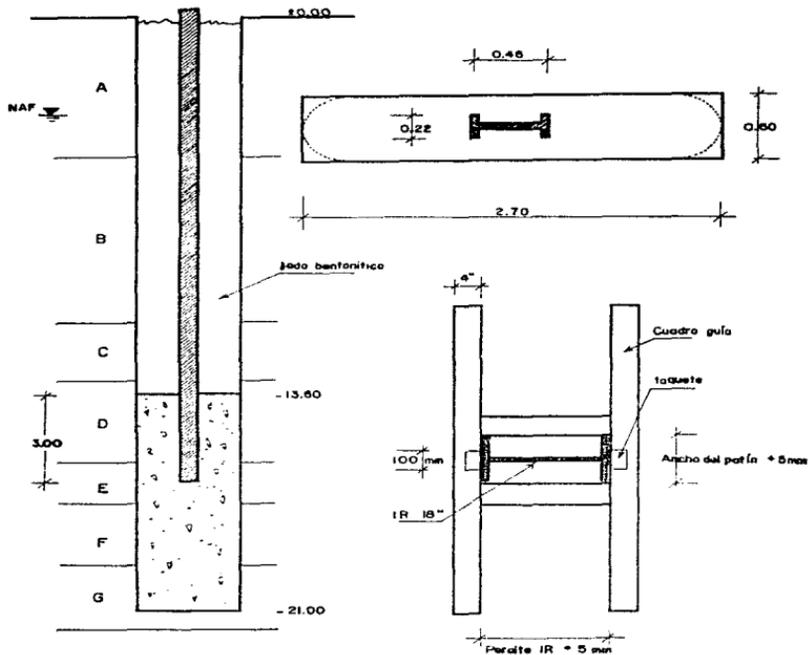


fig. 6.3 Pila oblonga y viga metálica, bastidor para colocación.

El colado de la pila es inmediatamente después de haber introducido el armado por medio de una grúa, el lodo bentonítico es expulsado por el menor peso específico respecto del concreto.

### 6.3 Excavación y colado de losas.

Cuando las pilas están coladas, empiezan los trabajos de preparación del suelo para servir de cimbra a la primera losa de sótanos. La preparación del suelo es según el esquema mostrado, en donde la superficie debe tener un acabado perfectamente liso. Se cimbran los espacios por donde se extraerá el material de excavación, espacios que no serán colados, se fijan muy bien los traslapes de acero en el cabezal del muro perimetral y uniones de las columnas de acero al armado de la losa y se procede a colar la primera losa superior de sótanos, es decir la losa de la planta baja.

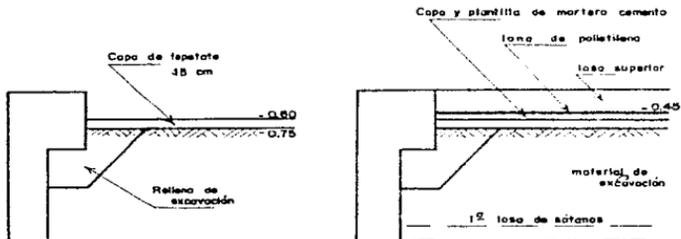


fig. 6.4 Preparación del suelo para el colado de losas.

La losa superior de 0.45 m de espesor se cuela al nivel  $\pm 0.00$ , para su realización se consideran las siguientes etapas:

- Excavación en la totalidad del terreno 30 cm, por debajo del nivel inferior de la losa, (nivel -0.75) y acarreo de los materiales.
- Colocación de una capa de 15 cm de espesor de tepetate fino.
- Colocación en el tepetate de bastones que sirven como reglas al ejecutar la plantilla.
- Colado de la plantilla con un mortero cemento-arena de 15 cm de espesor. Para que esta plantilla pueda servir de cimbra a la losa, se requiere un acabado con allanadora. Para evitar la adherencia con la losa, se colocará encima de la plantilla una lona de polietileno engrapada sobre los bastones.
- Armado y colado de la losa según especificaciones de plano. La dosificación del concreto permitirá obtener 75 % de su resistencia a la compresión simple a las 24 hrs.

Después de haber realizado la losa superior, se colocará una grúa draga en el centro de la obra. Inicia la excavación "topo" y se repite el procedimiento para colar la segunda, tercera y cuarta losas. Esta es la parte crítica de la excavación, las losas en su proceso de construcción se unen estructuralmente al muro milán, formando un conjunto homogéneo. La excavación empezará por las aberturas, en la zona de elevador y del atrium. Posteriormente se bajará un trascavo tipo Bobcat, y se continuará con la excavación y el acarreo de materiales.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

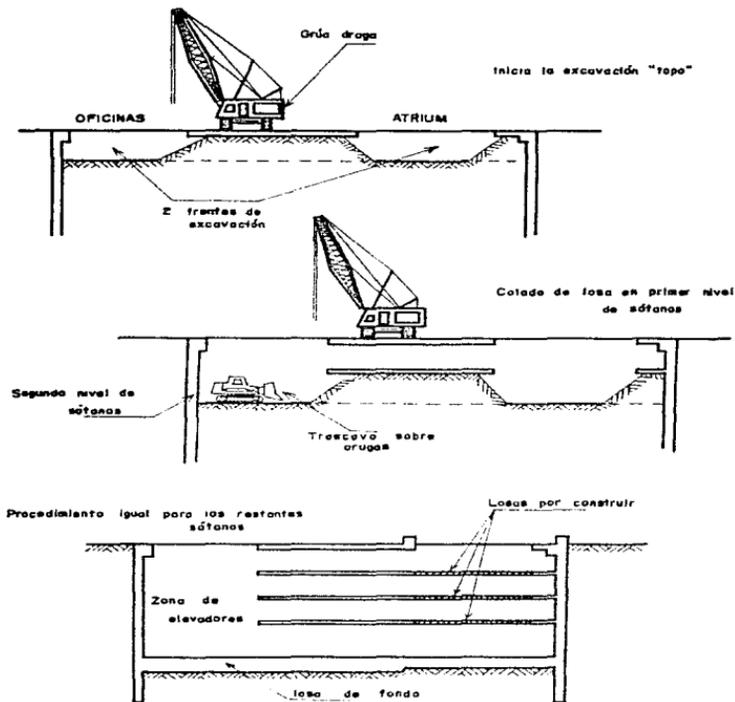


fig. Procedimiento de excavación "TOPO."

El procedimiento de realización de las losas es el mismo que el descrito para la losa superior. El armado y colado de las losas se realizará según las especificaciones de los planos de construcción.

En la losa de fondo, el procedimiento de construcción es el mismo, dejando el paso de las bombas de los pozos. La losa de fondo se colocará sobre una plantilla de acabado normal, después del colado se cortarán las vigas metálicas al nivel de la losa de fondo, dejando únicamente la viga de la columna central.

#### **6.4 Sistema de bombeo y su control.**

Los cálculos hechos en la revisión de los estados límite de falla así como el mismo procedimiento constructivo, nos indican que es necesario el abatimiento del Nivel de Aguas Freáticas (NAF). El control del NAF se realiza mediante un sistema de bombeo, que debe aplicarse de manera cuidadosa para limitar los efectos indeseables en el propio predio y en colindancias.

Siempre que se hace descender el NAF, el esfuerzo efectivo aumenta, produciendo deformaciones, de acuerdo con la relación esfuerzo-deformación-tiempo, para el material en cuestión.

Se deberá abatir el nivel freático para descargar la presión del estrato arenoso localizado a 21.00 m de profundidad.

Mientras se desarrollan los trabajos de construcción de la viga perimetral, se procede a realizar el sistema de pozos de abatimiento del nivel

freático tipo inyección-eyección, con el cual se aliviará la presión del agua en los estratos permeables, evitando fallas por subpresión.

El número total de pozos por construir será de 6, cuya localización se fijará antes del inicio de los trabajos, considerando un área de influencia de 50 m<sup>2</sup> por pozo. La instalación y operación del sistema de bombeo se efectuará con la secuencia indicada a continuación:

- Perforación de los pozos durante la construcción de la viga perimetral.
- Después de la realización de la losa superior:
  - Instalación de la línea principal y de la bomba centrífuga.
  - Instalación de las bombas.
  - Operación del sistema.
- Clausura de pozos durante la fase de construcción de la losa de fondo.
- La operación no se puede suspender hasta tener una presión de contacto de 10 ton/m<sup>2</sup>. (Este valor podría cambiar, en función de las lecturas piezométricas que se obtengan de las estaciones instaladas para tal propósito).

#### **Construcción del sistema de bombeo.**

##### **Profundidad de instalación.**

La perforación para alojar los pozos se llevará hasta 21.00 m de profundidad bajo el nivel del terreno natural; el ademe se introducirá hasta 50 cm sobre el fondo del pozo (apoyándolo sobre gravilla), y dentro del ademe se instalarán bombas de eyector hasta 2.0 m sobre el fondo del pozo.

**Perforación.**

Los pozos se deberán perforar con broca tipo aleta de 304 mm (12") de diámetro , inyectando agua como fluido de perforación, se debe reducir el remoldeo al mínimo en las paredes de pozo.

**Colocación del ademe ranurado.**

Previamente a la instalación del ademe se deberá lavar el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia, es decir libre de lodo y/o arena.

El ademe está constituido por tubería de PVC de 10 cm de diámetro interior, con anillos centradores para fijar la posición del ademe dentro del pozo, esta tubería puede estar ranurada únicamente en los 5.0 m inferiores. El espacio anular comprendido entre el ademe y la pared del pozo se rellena con gravilla de tamaño entre 5 y 10 mm, en toda la longitud del pozo.

**Instalación de la línea principal y de la bomba centrífuga.**

A lo largo de las colindancias poniente y sur del predio se colocará la red de tubería principal de 4" de diámetro, consistente en una línea doble de tubo galvanizado. A lo largo de la línea se colocarán tomas de coples y válvulas de paso de 1 y 1 1/2" de diámetro, cuyo número estará regido al número de pozos de bombeo. Esta línea de tubería principal se conectará al cárcamo y bomba centrífuga, mediante conectores del mismo diámetro, colocando válvulas de control de presión y alivio, a la entrada y salida del sistema de bombeo.

Un cárcamo es una fosa a nivel más bajo que el de las ranjas que llegan a él. Debe tenerse mucho cuidado para evitar que la arena y el limo de los lados y del fondo del cárcamo se deslaven y se vayan en el agua que se bombea. Para reducir la pérdida de arena por bombeo y evitar la consecuente

inestabilidad, con frecuencia es conveniente revestir las paredes del cárcamo, y cubrir el fondo con un material de grano grueso que funcione como filtro.

**Instalación de bombas.**

En el interior del ademe perforado se instalarán las bombas a una profundidad tal que garantice un nivel piezométrico abatido, de por lo menos 1.0 m por debajo del fondo de la excavación. Las bombas eyectoras tendrán un diámetro de inyección de 25 mm y en la descarga de 32 mm.

**Operación del sistema de bombeo.**

La operación de los pozos se iniciará durante la excavación por debajo de la losa superior. La posición del nivel freático deberá verificarse mediante los pozos de observación, y la presión media en los estratos permeables mediante piezómetros.

El bombeo deberá mantenerse operando continuamente las 24 horas del día. El nivel de operación de los pozos se mantendrá de un metro en promedio por arriba de la profundidad máxima del pozo.

La mínima diferencia de presión entre la entrada y el retorno del eyector más alejado de la línea de alimentación, será de 4 kg/cm<sup>2</sup>.

**CONTROL DEL ABATIMIENTO.**

Para controlar el funcionamiento del sistema de bombeo, se deberá llevar un registro de los siguientes aspectos:

***Presión de operación de las bombas.*** Se tomarán lecturas de las bombas en cada serie de pozos, al menos dos veces por día.

***Gastos extraídos.*** Se tomarán lecturas de gasto extraído del sistema, con una frecuencia de una vez al día y se elaborará una gráfica gasto contra tiempo.

***Nivel dinámico.*** Se tomarán lecturas del nivel dinámico de los pozos (profundidad del espejo de agua abatido) con una frecuencia de al menos 2 veces al día, cambiando frecuentemente las horas de lectura, y se elaborarán gráficas de nivel dinámico contra tiempo para cada pozo.

***Instrumentos piezométricos.*** Para el control del abatimiento del nivel freático durante la construcción de la cimentación, será necesario instalar instrumentos que permitan medir la magnitud y la evolución de dicho abatimiento en las diferentes etapas de la excavación.

***Tubos de observación.*** Las mediciones de los niveles de abatimiento se efectuarán mediante tubos de observación instalados en perforaciones localizadas preferentemente en la parte central de grupos de pozos y en las colindancias, con el fin de medir el abatimiento mínimo en el área de trabajo, es decir el logrado en la parte alta de los conos de abatimiento (traslapados) que se provocan por el bombeo.

***Piezómetros abiertos.*** El abatimiento piezométrico que se generará en las capas permeables del subsuelo (arenas y limos arenosos) por el bombeo efectuado, se medirá por medio de piezómetros abiertos, con celdas colocadas

precisamente en esas capas e instaladas de tal forma que registren exclusivamente la presión hidrodinámica del agua existente en éstas, para medir su variación con el tiempo.

*Toma de lecturas.* Se recomienda tomar lecturas de niveles en los tubos de observación y piezómetros abiertos, con una frecuencia de al menos 2 veces por semana.

Las mediciones deberán interpretarse inmediatamente y preparar gráficas nivel contra tiempo, las cuales deberán mantenerse al día con el fin de poder ser consultadas en cualquier momento.

## 7. INSTRUMENTACION

La instrumentación es recomendable desde el punto de vista del control y supervisión de los trabajos, pero hace que los procedimientos constructivos se entorpezcan por el cuidado que se debe tener para no dañar los instrumentos colocados con movimientos bruscos y paso de maquinaria y/o equipo.

Con la finalidad de controlar el abatimiento del nivel freático y evaluar las deformaciones provocadas al predio durante la etapa de construcción de la cimentación, se instaló un sistema para la medición y monitoreo de los niveles hidráulicos y topográficos del predio.

A continuación se describen algunos tipos de instrumentos colocados en obra y ciertos aspectos importantes en su manejo. La ubicación de los elementos que componen la instrumentación, se muestra en la fig 1.4. Los

puntos superficiales de control altimétrico se colocarán sobre las losas, traveses y columnas de la construcción, fachadas de construcciones colindantes, banquetas y guarniciones para monitorear las variaciones de nivel que se puedan presentar.

### 7.1 Piezómetro abierto.

El control hidráulico se realizará por medio de dos estaciones piezométricas, que constan de dos elementos cada una.

Los piezómetros abiertos se utilizarán para medir el abatimiento del nivel piezométrico que se producirá por el bombeo en las capas permeables donde se encuentran alojados los bulbos. (23 y 36 m).

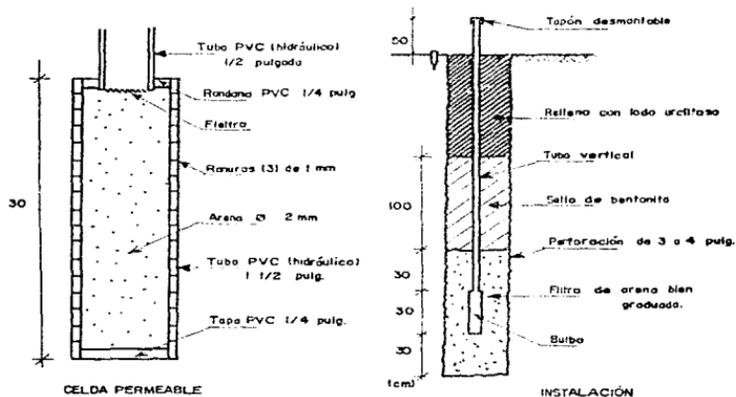


fig 7.1 Esquema de piezómetro abierto.

Los piezómetros abiertos con perforación previa, frecuentemente se identifican como tipo Casagrande, por ser ese investigador el primero que promovió su uso intensivo. Pueden fabricarse con tubería metálica y de PVC, en cuanto al bulbo de medición, los hay de plásticos permeables y de filtros geotextiles. En general todos ellos tienen un comportamiento muy similar. En su colocación se utiliza lodo bentonítico a manera de sellador que impide que los estratos de suelo permeables localizados por arriba del bulbo, tengan comunicación con éste, lo que provocaría errores en las lecturas.

Existen también los piezómetros abiertos hincados a presión, no ocupan lodo bentonítico en su instalación, pudiendo efectuarse ésta manualmente, lo que los hace particularmente útiles para colocarlos en sitios de acceso difícil.

Estos dispositivos permiten determinar la presión de poro de un lugar a una cierta profundidad, al medir el nivel de agua que se establece, en un tubo vertical, que tiene su extremo inferior permeable. Esta información es necesaria para algunos de los siguientes propósitos:

- a) Determinar el estado inicial de esfuerzos del sitio en estudio.
- b) Definir las condiciones de flujo de agua.
- c) Conocer la influencia del proceso constructivo en la presión de poro.

**a) *Instalación.***

Estos piezómetros se instalan en perforaciones verticales cuidando que la celda permeable se mantenga libre de lodo y quede rodeada de un filtro de arena limpia. Las celdas permeables de los piezómetros deben colocarse

coincidiendo con los estratos permeables que aseguren su buen funcionamiento, para lo cual se puede aprovechar un perfil estratigráfico obtenido con el cono eléctrico, ya que este método detecta con precisión los estratos duros de secado solar, de pómez o de arenas volcánicas, que tienen mayor permeabilidad que las arcillas intermedias.

Por lo anterior una estación piezométrica siempre está constituida por varias celdas de medición, usualmente dos o cuatro, en igual número de perforaciones.

La parte superficial de los piezómetros (la salida de los tubos verticales), deberá quedar alojada en un registro de protección. Los tubos deben tener una etiqueta que identifique la profundidad de cada celda; el registro tendrá también un nivel de referencia de las elevaciones.

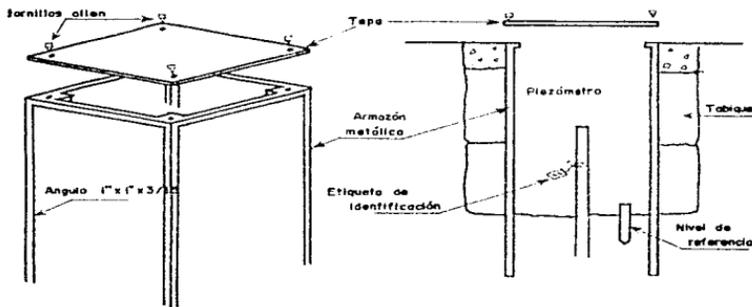


fig. 7.2 Registro protector de piezómetros abiertos.

La celda permeable permite que se defina la altura piezométrica del agua de la lente en que fue instalada; por su parte, el sello de bentonita debe impedir la intercomunicación con los otros lentes que queden por arriba. El tiempo de respuesta de este piezómetro es lento, probablemente de varios días, porque tiene que acumularse el agua dentro del tubo vertical, hasta alcanzar la altura de equilibrio.

El nivel del agua dentro del tubo vertical se determina con una sonda eléctrica integrada por un cable eléctrico duplex flexible y un medidor de resistencia (óhmetro); la punta del cable lleva una boquilla de plástico que impide que los dos alambres conductores puedan hacer contacto con la pared interior del tubo, tiene también un lastre metálico para tensar el cable y asegurarse de la precisión de la medición. Una vez que los conductores tocan la superficie del agua cierran el circuito y el óhmetro lo registra.

La precisión de la medición es  $\pm 1.0$  cm de columna de agua. La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia instalado junto al piezómetro.

**b) Interpretación de datos obtenidos.**

Una vez estabilizados los niveles de agua de la celdas que constituyen una estación piezométrica y la posición de los niveles de agua, se deduce la variación con la profundidad de los esfuerzos totales y la correspondiente de los esfuerzos efectivos. Restando de los esfuerzos totales la magnitud de las elevaciones piezométricas, se obtienen los valores de los esfuerzos efectivos a las elevaciones en que se han instalado las celdas de medición, estos puntos se unen linealmente, considerando que en los estratos arcillosos intermedios, la presión de poro varía linealmente.

Tomando en cuenta que los niveles piezométricos pueden cambiar a consecuencia de:

- a) Bombeo profundo para el abatimiento de agua.
- b) Recarga de los acuíferos durante el período de lluvias.
- c) Bombeos superficiales por excavaciones superficiales.
- d) Por la aplicación de sobrecargas superficiales.

se requiere determinar la evolución de los niveles piezométricos con el tiempo, para lo cual se realizan observaciones frecuentes. Debe considerarse el tiempo de demora que requieren los piezómetros abiertos para registrar estos cambios y por lo tanto el tiempo de espera para tener datos reales, esto podría justificar el uso de piezómetros neumáticos a pesar de su elevado costo y delicada operación si el proyecto así lo amerita.

## 7.2 Pozo de observación del nivel freático.

Cuatro pozos de observación a 15.0 m de profundidad son parte del sistema del control hidráulico. Por medio de los pozos se verificará y controlará el abatimiento del nivel de agua freática del área de trabajo que deberá ser de un mínimo de 2.00 m por debajo del nivel actual de excavación en todo momento.

Los pozos de observación son utilizados para determinar la posición del nivel freático así como su variación en los períodos de lluvias, detectan su abatimiento a largo plazo, medición indispensable para definir el estado de esfuerzos de la masa de suelo.

Un pozo de observación es un ducto vertical instalado en una

perforación, que profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel freático, su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua freática y la superior sellada con bentonita, para evitar que el agua superficial penetre al tubo, este dispositivo puede ser de plástico PVC (1"), con ranuras horizontales de 1 mm de espesor, en una longitud de 1.5 m; para evitar que el suelo penetre al interior del tubo usualmente se usa un filtro geotextil.

*a) Instalación y protección de los tubos.*

Para la instalación de este dispositivo se requiere de una perforación de 5 a 10 cm de diámetro, sin la utilización de lodo bentonítico, una vez terminada la perforación se introduce el tubo de observación protegido con una funda de polietileno o un tubo metálico, cuya función es evitar que el filtro se contamine por la maniobra, cuando el tubo está apoyado en el fondo de la perforación simplemente se levanta la funda de protección. A continuación se rellena la perforación en su parte inferior con arena media y el último metro con bentonita.

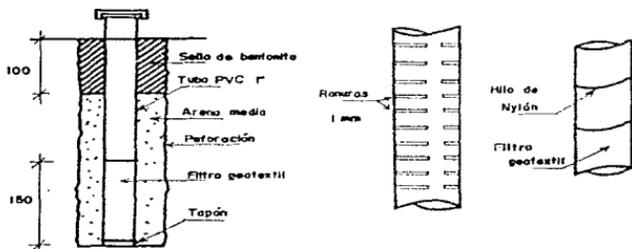


fig. 7.3 Pozos de observación.

El tubo debe sobresalir de la superficie y protegerse por lo menos con un tapón que cubra al pozo de posibles contaminaciones por los trabajos realizados en la superficie, aunque es mucho mejor alojarlo en un registro como es el caso de una estación piezométrica.

Las mediciones deben hacerse como se ha descrito en los piezómetros abiertos, es decir por medio de una sonda eléctrica, estas mediciones de la posición del nivel freático deben interpretarse junto con la información piezométrica.

*\*\*\* Los niveles hidráulicos en los piezómetros abiertos y pozos de observación, deberán estar referidas a un banco de nivel de la obra y la medición se deberá realizar dos veces por semana como mínimo registrándose de manera tabular los valores obtenidos*

### **7.3 Referencias superficiales.**

El objetivo de las referencias superficiales es el de medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno que circunda el predio donde realizamos determinada obra, así como de las construcciones próximas que pudieran sufrir daños a consecuencia de una excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien de deformaciones inadmisibles.

Los testigos superficiales, son puntos fijos en la superficie del terreno y los testigos pintados son puntos fijos colocados en las estructuras vecinas, los primeros se instalan definiendo líneas de colimación paralelas al eje del cajón o como puntos aislados para referencias de nivel; observando las líneas

de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales. Los testigos pintados en muros permiten determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por las excavaciones en las construcciones cercanas.

**a) Instalación y procedimiento de medición.**

Testigos superficiales: definen líneas de colimación apoyadas en dos puntos de referencia fijos alejados de los extremos de la excavación. Las líneas de colimación serán paralelas al eje del tramo de la excavación estudiada, señalando una a cada lado; como mínimo la distancia de las líneas de colimación al hombro de la excavación estará comprendida entre  $0.5B$  y  $B$ , siendo  $B$  el ancho del cajón. En zona de lago se estudiará la conveniencia de dos líneas adicionales de colimación que se localizarán a medio metro de la excavación.

Separación recomendada entre testigos superficiales:

Zona de Lago	10 m
Zona de Transición	20 m
Zona de Lomas	50 m

En tramos curvos se trazarán líneas de colimación tangentes, es factible que se requieran testigos fuera de las líneas de colimación para medir desplazamientos en sitios característicos, en esta caso el ingeniero responsable deberá indicar su localización.

Testigos pintados en muros: se instalarán en todas aquellas estructuras que se identifiquen como propensas a sufrir daños, así como en aquellas que por su importancia deban vigilarse cuidadosamente. Los testigos se colocarán en muros paralelos y perpendiculares a la excavación. El número mínimo será de tres en cada muro y su separación máxima será de 10 m.

Las mediciones deberán ser hechas con ayuda de un tránsito con plomada óptica de centrado y precisión de 15 seg., el estadal con nivel de burbuja y graduado en milímetros; el cadenero medirá el desplazamiento horizontal con una aproximación de  $\pm 0.5$  mm. Los desplazamientos verticales se determinarán mediante nivelaciones diferenciales entre testigos tanto superficiales como de muros, la precisión deberá ser de 2 mm en 100 m de distancia.

**b) Información obtenida.**

Deberán tomarse las lecturas de nivelaciones y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales y que son las que definen el origen de las mediciones desplazamientos-tiempo.

Desde el inicio de la excavación se tomarán lecturas periódicas de nivelación y alineación de las referencias, anotando los datos en hojas de registro que incluyan el cálculo de desplazamientos (es necesario que los cálculos de desplazamientos se realicen el mismo día en que se tomen las lecturas), para contar oportunamente con la información de control de la obra.

**El ingeniero supervisor deberá vigilar los siguientes aspectos:**

- a) **Cuidado en la instalación de las referencias superficiales.**
- b) **Capacidad técnica del personal encargado de las mediciones.**
- c) **Estado físico y ajuste de los instrumentos de medición.**

**\*\*\* Para la ejecución del control topográfico se instalaron tres bancos de nivel semi-profundo (15 m), con los que se medirán las deformaciones del subsuelo durante el abatimiento del nivel de agua freática en la etapa constructiva de la cimentación.**

#### **7.4 Otros elementos de instrumentación.**

Existen otros elementos que también pertenecen a la instrumentación de campo y que su colocación depende de que tan precisas se requieran las mediciones para un proyecto determinado.

##### **a) Banco de nivel profundo.**

Un banco de nivel profundo es un punto fijo que no sufre los asentamientos regionales que pudieran estar ocurriendo en la superficie del terreno; sirve de referencia confiable para la medición de los desplazamientos verticales, que tienen lugar durante la construcción de cajones.

**\*\*\* Todos los puntos de control altimétrico deberán estar referidos a un banco de nivel profundo que permitirá conocer los movimientos diferenciales que se presenten en los sitios de control.**

Descripción: Es una columna metálica delgada, firmemente apoyada en un estrato de suelo que no se asienta; se instala dentro de una perforación de 4.5" de diámetro hasta la profundidad de un estrato firme que no sufra asentamientos. La columna metálica es un tubo galvanizado de 1.25 " con coples a los que se les han limado las aristas. En su extremo inferior, la columna se ancla en un muerto de concreto de 10 cm de diámetro y 30 cm de altura. La columna metálica (tubo central) se protege con ademe vertical para absorber las deformaciones verticales de los estratos de suelo y permitir que el tubo mantenga constante su posición.

Instalación: El banco de nivel profundo deberá localizarse lejos de cimentaciones profundas que se apoyen en el mismo estrato donde se instale el banco, su profundidad se determinará a partir de la estratigrafía del sitio.

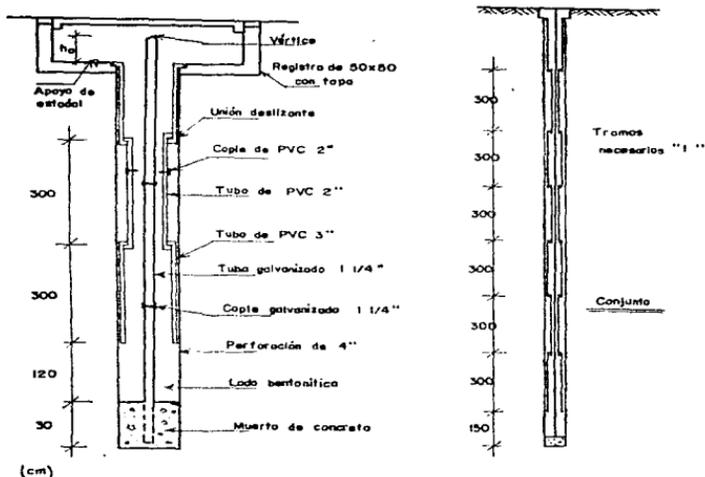


fig 7.4 Banco de nivel profundo.

Una vez que se ha seleccionado el sitio y la profundidad para la instalación del banco de nivel, se procede de la siguiente manera:

- a) Perforación con un barreno de 4.5" hasta penetrar el estrato firme 0.3 m, estabilizando con lodo bentonítico la perforación.
- b) Se introduce simultáneamente el tubo central (con su cilindro de apoyo) y el ademe protector, evitando que penetre material sólido dentro del ademe.
- c) Al llegar al fondo, se levanta el ademe 1.2 m por arriba del fondo.
- d) Se coloca el registro de protección y se fija la tubería al registro.

Antes de que se inicien las obras de excavación en un tramo, deberá estar instalada la red de bancos de nivel correspondiente y se realizará una nivelación inicial entre los bancos. Con esta nivelación se obtendrán las cotas con las que deberán relacionarse las referencias superficiales.

**b) Celda hidráulica de carga.**

Este dispositivo permite controlar racionalmente la instalación de los troqueles con que se apuntalan temporalmente los muros milán en cajón, al hacer factible definir con precisión la magnitud de la carga aplicada y lograr la congruencia con la carga definida en diseño.

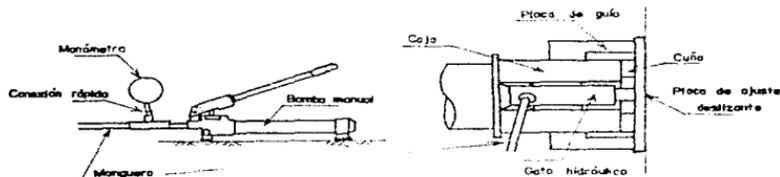


fig 7.5 Celda hidráulica de carga.

Una celda hidráulica de carga no es más que un cilindro o gato de presión hidráulica de doble acción, operado con una bomba manual o eléctrica. El conjunto gato-bomba-manómetro, debe calibrarse por lo menos cada dos meses de uso.

Instalación: Durante la instalación del puntal, el gato hidráulico se coloca en el extremo del troquel que tiene una caja para soporte y apoyo del gato hidráulico, se aplica presión hasta alcanzar la carga de diseño, se ajustan las cuñas de apoyo que determinan la longitud fija del troquel y se descarga el gato hidráulico para montarlo en otro troquel.

Se deberá llevar un control de la magnitud de las cargas aplicadas inicialmente, es decir al momento de realizar su colocación; se podrán hacer mediciones durante el periodo de operación del puntal y al momento de desmontarlo.

**c) *Inclinómetro.***

Permite conocer la distribución con la profundidad de los desplazamientos horizontales que se presentan en la masa de suelo cercana a las excavaciones. Se compone de: Ademe, sonda eléctrica y de una unidad de control y lectura.

Instalación: Se recomienda en sitios donde los factores de estabilidad de la excavación sean críticos y donde existan estructuras susceptibles de sufrir daños por asentamientos.

Se perfora un barreno de 4.5" estabilizando con lodo bentonítico, excepto en suelos compactos donde se perfora en seco, se realizan labores de limpieza de la perforación y se baja el ademe cuidando que un par de las ranuras sea perpendicular al eje de la excavación, se fija el extremo superior de la tubería con un soporte y se construye un "muerto" de concreto que servirá como registro de protección.

Toma de lecturas: La confiabilidad de las mediciones depende en gran medida del procedimiento de instalación; debe vigilarse la verticalidad y limpieza del pozo, así como las características del material de confinamiento de la tubería.

En suelos blandos debe evaluarse cuidadosamente el efecto de la rigidez de la tubería, la cual influye significativamente en las mediciones.

El equipo de medición es delicado; por ello, el personal encargado de su manejo y de las mediciones debe ser muy cuidadoso y capaz de detectar cualquier error durante la toma de lecturas para corregir inmediatamente.

Hay que tener mucho cuidado en el caso de que un inclinómetro se instale atravesando un estrato blando limitado por suelos duros, puede ocurrir pandeo lateral de la tubería por efecto de cargas axiales inducidas durante el proceso de deformación de la masa de suelo, en estas condiciones se generará una lectura de inclinación falsa en forma sistemática.

**d) Banco de nivel flotante.**

Determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto. Las mediciones de este instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo si el instrumento se encuentra en la zona de lago o a una mojonera de concreto si se encuentra cerca de la zona de lomas.

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante debe ser de 1.2 m abajo del nivel máximo de excavación. La perforación de 6" de diámetro debe ser hecha con una máquina que cuente con equipo para el lavado del pozo.

**Instalación:** Se baja el cilindro de concreto a la parte inferior del pozo, acoplando tramos de un metro de tubo galvanizado. Debe asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo del pozo por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación, después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de 3/4 " .

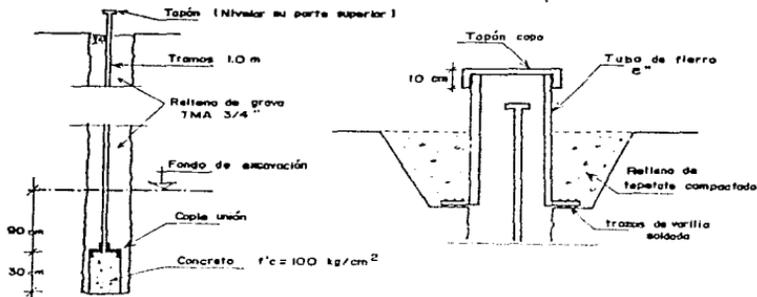


fig 7.6 Banco de nivel flotante.

**Mediciones:** Dependiendo de los requerimientos y avances de la obra puede ser desde una lectura cada 15 días para verificación de hundimientos regionales, hasta una lectura por día para el control de las expansiones o hundimientos durante la excavación y construcción respectivamente.

Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de un metro, modificando el nivel de referencia original. Por su facilidad de instalación, el tapón protector deberá instalarse al fondo de la excavación cada vez que se desacople la tubería.

Las mediciones del banco de nivel flotante forman parte del control topográfico de las excavaciones.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El alcance de un estudio geotécnico depende principalmente de:

- a) Tipo e importancia de la obra.
- b) Condiciones estratigráficas o hidráulicas del sitio.
- c) Factores ambientales; sismo, viento, etc.

El perfil estratigráfico es de suma importancia para el buen diseño geotécnico de una estructura. El cuidado con el que se realizó la exploración, así como la realización de pruebas en laboratorio son dos condiciones clave, para que los resultados sean los óptimos.

En este trabajo como se puede apreciar en el análisis de compensación de la cimentación, las características del subsuelo y su estratigrafía, especialmente el peso específico de las muestras y los contenidos de agua determinaron las

especificaciones constructivas en la losa de fondo (ver tabla 4.c). Según los valores de estas características, el espesor de la losa de fondo cambia considerablemente y por lo tanto, el procedimiento constructivo y los costos de la cimentación se ven afectados, pudiendo cambiar por completo las decisiones en cuanto al tipo de cimentación por realizar.

<b>Losa ATRIUM</b>	sobrecomp.	0.7 ton/m <sup>2</sup> .
1.35 m	alivio de esfuerzos.	15.9 ton/m <sup>2</sup>
<b>Losa OFICINAS</b>	sobrecomp.	1.1 ton/m <sup>2</sup>
1.68 m	alivio de esfuerzos.	15.7 ton/m <sup>2</sup>

Los diferentes criterios con los que analizamos una estructura, influyen directamente en los resultados. En el análisis de empujes a considerar sobre el muro de contención se tienen valores de los coeficientes de empuje establecidos por el RCDF ( Una vez hecho el análisis  $FS = 1.7$  ) sensiblemente diferentes a los recomendados por la práctica (Manual de Diseño Geotécnico, COVITUR,  $FS = 2.3$  ). El análisis esta hecho para las condiciones más críticas, es decir para los valores mayores de sobrecarga que actúan sobre los muros de contención. El Manual de COVITUR fue hecho con el propósito de tener un procedimiento constructivo de fácil empleo y sobre todo muy práctico en la forma de manejar los resultados, basados principalmente en la experiencia que se tiene en este tipo de construcciones (cajones de cimentación), en la Ciudad de México.

Si las condiciones en el procedimiento constructivo se modifican, por ejemplo en la excavación en el último nivel de sótanos, las condiciones de seguridad mejoran, dentro de estas recomendaciones tenemos: la colocación de

un nivel de troqueles que quedarán ahogados por debajo de la losa de fondo y que impiden el riesgo de falla por pateo en la tablestaca o el retiro de material de excavación por partes, primero la parte correspondiente al ATRIUM y después la de OFICINAS, modificando el valor del factor  $N_c$ .

El valor de la expansión calculado, en los dos puntos centrales de cada una de las partes de la estructura (ATRIUM y OFICINAS), es el límite máximo esperado, la hipótesis considerada en la teoría es que todo el material se retira de la excavación, es decir, existe una liberación total de los esfuerzos en el fondo de la excavación. Las condiciones reales de excavación, no corresponden a la hipótesis planteada.

Expansión (cm)	OFICINAS	10.3 cm
	ATRIUM	8.5 cm

- 1.- Existen siete pilas construidas en estratos por debajo del fondo de la excavación (-13.00 m), que impiden parcialmente el fenómeno de expansión del suelo, trabajando a tensión.
- 2.- No se realiza un retiro total del material de la excavación; el material se retira parcialmente según el nivel de sótanos que se esté construyendo.
- 3.- El alivio de esfuerzos provocado por la excavación será compensado en parte por el peso de las losas que se van colando, de la planta baja hacia abajo.

Para los valores calculados en la recompresión, para los mismos puntos, se

supone que el peso de la construcción se coloca de forma instantánea. La recuperación del alivio de esfuerzos se hace conforme se va construyendo la estructura; las pilas trabajan también en la recompresión por fricción en el fuste pero ahora en sentido contrario al presentado en la expansión. Por lo que podemos decir que son valores límite máximos esperados, aún así, estos valores son aceptados dentro de los máximos permisibles.

		1 año	15 años
<b>Recompresión (cm)</b>	<b>OFICINAS</b>	25.4 cm	33.6 cm
	<b>ATRIUM</b>	22.0 cm	28.6 cm

El procedimiento constructivo muchas veces se tiene que ajustar para tomar en cuenta las posibilidades reales de ejecución en obra.

El modelo de la cimentación por elemento finito, se planteó para las condiciones más críticas de la etapa constructiva, es decir en el nivel máximo de la excavación, y sin la presencia de la losa de fondo. Las matrices horizontales de hundimientos consideran los empujes del suelo como las acciones sobre las paredes de los muros, estando representadas las reacciones en cada uno de los elementos por un resorte que simula el suelo. Se toma en cuenta la estratigrafía con sus diferentes módulos de deformación volumétrica. Un nuevo modelo es necesario para considerar las condiciones a largo plazo; las cargas de la superestructura y de la cimentación, bajan perimetralmente por medio de columnas hasta la losa de fondo. Para determinar las presiones de contacto en la losa de cimentación es necesario un nuevo análisis de interacción suelo-cimentación.

**Las deformaciones máximas en el muro de contención:**

**2.5 cm      (en la parte inferior del muro y en la colindancia  
con mayor sobrecarga)**

El procedimiento propuesto para ejecutar la excavación es diferente al que se realiza de manera tradicional. La construcción de los niveles de sótanos, "de arriba hacia abajo", aprovechando la rigidez de las losas para trabajar como troqueles y que es un procedimiento relativamente nuevo en México. La elección del tipo de cimentación obedeció principalmente a lo reducido del área necesaria para ejecutar las maniobras de construcción.

Es muy frecuente que muchos elementos de la instrumentación colocada al comienzo de la obra queden dañados al terminar la misma, por la dificultad que representa para el personal de obra, maniobrar en condiciones limitadas de espacio. Siempre será necesaria una evaluación de los "pros" y de los "contras" de la instrumentación de una obra, de acuerdo a los objetivos planteados en proyecto.

La instrumentación permite conocer el comportamiento de la obra durante y después de la construcción. Es la comparación entre los cálculos realizados y las hipótesis adoptadas, con lo que realmente está pasando en campo. Una instrumentación adecuada ayuda en mucho a desarrollar nuevos modelos teóricos de comportamiento o bien para cambiar criterios de cálculo que quizá estén sobrados y que mejor manera de comparar resultados teóricos que con un modelo real a escala natural.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1.- **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**  
Gaceta Oficial de la Federación, 1987  
Departamento del Distrito Federal
- 2.- **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones**  
Gaceta Oficial de la Federación, 1987  
Departamento del Distrito Federal
- 3.- **Manual de Diseño Geotécnico**  
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR  
Departamento del Distrito Federal
- 4.- **Zeevaert, L.** Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados  
División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM  
1ª edición cat 84, D-59
- 5.- **Rincón, G.** Cursos abiertos Laboratorio de Mecánica de Suelos  
Tema III Deformabilidad de los suelos  
Facultad de Ingeniería
- 6.- **Zeevaert, L.** (1983) Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions  
Van Nostrand Reinhold N.Y.
- 7.- **Zeevaert, L.** (1980) Interacción Suelo-Estructura de Cimentación  
Limusa.
- 8.- **Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.2**  
Diseño Estructural de Cimentaciones, 1980
- 9.- **Rivera R., Zea C.** Programa ISCR, Método de Zeevaert  
Revista de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 10.- **Botas, G.** Asentamientos Regionales en la Ciudad de México Informe Técnico.
- 11.- **Zea, C.** Programa PARAMZEE. Consolidación Secundaria ajuste de curva División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica
- 12.- **Rincón, G.** Programa MAHUSES8 Cálculo de Matriz de Hundimientos Suelo Estructura, División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica
- 13.- **Juárez, E. Rico, A.** Mecánica de Suelos Tomos I y II Limusa
- 14.- **STAAD III** Programa de Análisis Estructural Revisión 18.