

12  
Tej



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ACATLAN"

METODO PARA CALCULAR EXPANSIONES  
A LARGO PLAZO EN CIMENTACIONES  
SOBRECOMPENSADAS EN SUELOS  
CON HUNDIMIENTO REGIONAL.



**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
**P R E S E N T A :**  
**DAVID TEPER BRAVERMAN**

ASESOR DE TESIS: ING. ALEJANDRO LOPEZ MANJARREZ.



ACATLAN, EDO. DE MEXICO

NOVIEMBRE 1999

272716

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

## **DEDICATORIA**

**A MI PADRE Y A SU ESPOSA:**

AL SEÑOR LUIS TEPER Y LA SEÑORA JEANNETTE RAIFER, QUIENES ME APOYARON EN TODO MOMENTO Y ME ALENTARON CONSTANTEMENTE A CONTINUAR CON MIS ESTUDIOS, ME HAN GUIADO Y ACOMPAÑADO A LO LARGO DE MI CARRERA.

GRACIAS POR EL APOYO, SIN EL NO ME HUBIESE SIDO POSIBLE CONCLUIR MIS ESTUDIOS.

## DEDICATORIA

**A MI MADRE:**

A LA SEÑORA RAQUEL BRAVERMAN QUIEN SIEMPRE HA ESTADO AL PENDIENTE DE MIS ESTUDIOS Y DISPUESTA A ESCUCHARME.

GRACIAS POR EL APOYO QUE ME BRINDASTE DURANTE ESTA ETAPA DE MI VIDA Y POR RECIBIRME EN TU CASA HASTA ALTAS HORAS DE LA NOCHE.

## **DEDICATORIA**

**A MIS HERMANAS:**

MICHELLE Y LEA, POR SU COMPRESIÓN Y AYUDA QUE EN MUCHAS OCASIONES ME PROPORCIONARON, POR SU PACIENCIA A LAS MOLESTIAS QUE LES OCACIONÉ.

## **DEDICATORIA**

**A TODOS LOS PROFESORES DE INGENIERIA CIVIL DE LA ENEP ACATLAN:**

GRACIAS POR SU TIEMPO Y DEDICACIÓN, ESPECIALMENTE A LOS PROFESORES ALEJANDRO LOPEZ MANJARREZ, JOSE MARÍA CHÁVEZ AGUIRRE, CELSO BARRERA CHÁVEZ, RUBEN FELIPE MONTES TREJO, MANUEL GOMEZ SIN USTEDES NO HUBIERA SIDO POSIBLE ALCANZAR ESTA META, HAN SIDO Y SERÁN SIEMPRE UN EJEMPLO A SEGUIR.

GRACIAS POR SU PACIENCIA.

## **ÍNDICE**

Introducción	1
--------------	---

### **CAPITULO I : ANTECEDENTES**

1.1 Cimentaciones	3
1.2 Cimentaciones profundas	5
1.3 Cimentaciones superficiales	7
1.4 Cimentaciones compensadas	11
1.4.1 Cimentaciones parcialmente compensadas	13
1.4.2 Cimentaciones sobrecompensadas	14
1.4.3 Cimentaciones totalmente compensadas	14
1.5 Problemas que se tienen en una compensación	15

### **CAPITULO II : HUNDIMIENTO REGIONAL**

Introducción	21
2.1 Consolidación unidimensional en los suelos	22
2.1.1 Consolidación unidimensional	23
2.1.2 La ecuación de la consolidación unidimensional	30
2.1.3 Fases de la consolidación	34
2.1.4 La prueba de consolidación unidimensional	40
2.1.5 La carga de preconsolidación	44
2.2 Abatimiento del nivel de aguas freáticas y sus efectos en la consolidación	45
2.2.1 Razones del hundimiento regional	53
2.2.2 Efectos de la extracción de agua del suelo	57
2.2.3 Efectos del hundimiento regional	61

### **CAPÍTULO III : MÉTODO PARA CALCULAR EXPANSIONES**

3.1 Introducción	71
3.2 Bases del método	78
3.2.1 Expansión reducida por efecto del abatimiento piezométrico	78
3.2.2 Movimiento relativo entre puntos dentro y fuera del área de influencia por efecto del abatimiento regional	79
3.2.3 Expansión relativa total	80
3.3 Explicación del método	87

### **CAPÍTULO IV : APLICACIONES DEL MÉTODO**

4.1 Planteamiento del problema	95
4.1.1 Antecedentes	95
4.1.2 Exploración y muestreo del suelo	95
4.1.3 Pruebas de laboratorio	96
4.1.4 Características estratigráficas y físicas del suelo	97
4.1.5 Análisis de la cimentación	113
4.1.5.1 Determinación de la magnitud de descarga por excavación	113
4.1.5.2 Estado límite de falla	114
4.1.5.3 Estado límite de servicio	115
4.2 Aplicación del método (memoria de cálculo)	121
CONCLUSIONES	134
BIBLIOGRAFÍA	137



## INTRODUCCIÓN

A lo largo de los años, en la Ciudad de México nos hemos enfrentado a diferentes adversidades durante la construcción, una de ellas es el hundimiento del suelo sobre el cual se encuentra la Ciudad.

Las características del suelo del Valle de México son muy peculiares ya que, como todos sabemos, estamos sobre lo que anteriormente fue un lago, por lo tanto, el subsuelo cuenta con una importante cantidad de agua dentro de él, la cual ayuda al suelo a resistir los esfuerzos a los que será sometido por parte de las estructuras que soporta, esto basándonos en que los líquidos son incompresibles; el problema se presenta cuando el agua que contiene el suelo es drenada y no hay nada que la sustituya dentro de la estructura que conforma al mismo, por lo tanto, los espacios que en un momento dado ocupaba el agua, se encuentran llenos de aire; es por ello, que los esfuerzos que antes soportaba la parte líquida del suelo, pasan a la parte sólida, dando como resultado que los espacios que anteriormente se encontraban llenos de agua, se contraigan a causa de los esfuerzos transmitidos, provocando que la superficie del terreno baje, o sea, que se presenten hundimientos.

Si dichos hundimientos se presentan en áreas grandes debido a la extracción del agua del subsuelo, podemos decir que se trata de un fenómeno regional.

Existen diferentes formas de llevar a cabo la cimentación de una estructura, una de ellas es por medio de la excavación del sitio donde se va a construir; el suelo de los estratos inferiores se encuentra confinado por el peso propio de los estratos que lo cubren, por lo tanto, si estos estratos superiores son retirados, el suelo que se encuentre debajo, tenderá a recuperarse, lo que conocemos como expansión, estas expansiones, serán directamente proporcionales a la cantidad en peso retiradas del suelo.

En caso de no ser sustituido este peso ya sea con una estructura ó con otro tipo de suelo, tendremos lo que llamamos una sobrecompensación, que dará como resultado una expansión a largo plazo en ese terreno; que derivará en una "emersión" de la estructura.

Si se combinan los dos fenómenos descritos anteriormente, tendremos como resultado una "expansión relativa total", la cual es posible calcular por medio de un método desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. por el M. en I. José Luis Diaz Cobo quien, basándose en la teoría de la consolidación de Terzaghi, en las investigaciones realizadas por Marsall y Mazari sobre el comportamiento del suelo del Valle de México y tomando en cuenta los estudios llevados a cabo por Leonardo Zeevart, logró desarrollar un método para calcular en una cimentación sobrecompensada las expansiones del suelo en presencia del hundimiento regional, y dar así solución a posibles problemas que se presentacen posteriormente en este tipo de edificaciones.

Con este trabajo, se pretende difundir el método del M. en I. Diaz Cobo para su aplicación en aquellos casos que sea necesario.

Para comprender la mecánica del método en cuestión, primero se presentan algunos conceptos básicos tales como cimentación, sobrecompensación en un suelo, etc. Haciendo una mención general del comportamiento de los suelos en base a la teoría de consolidación presentada por Terzaghi.

Por último, se presenta un caso práctico donde se aplicó este método; en este caso estamos hablando del edificio que se encuentra en la esquina de las calles de 16 de Septiembre y Bolivar en el Centro Histórico de La Ciudad de México, que corresponde al domicilio del Club de Banqueros; este proyecto contempló la construcción de un edificio de cuatro niveles superiores y dos sótanos y medio.

# CAPITULO I

## ANTECEDENTES

### 1.1 CIMENTACIONES

Todas las estructuras están formadas por dos partes muy importantes, las cuales se conocen como la superestructura y la subestructura.

Como definición de superestructura, podemos decir que este término se refiere a la parte de la estructura que está formada por losas, trabes, columnas y muros, las cuales tienen la función de soportar y transmitir las cargas de la estructura y darle forma y resistencia a la misma.

Por otra parte al referirnos a la subestructura, estamos hablando de la parte de la estructura que se encarga de transmitir en una forma adecuada y segura los esfuerzos generados en la superestructura al suelo donde se apoya; estos elementos subestructurales son mejor conocidos como cimentaciones.

Algunos autores han propuesto las siguientes definiciones sobre el tema:

**Cimiento.-** Es un elemento estructural que forma parte de la subestructura de una estructura y que tiene como finalidad transmitir las cargas de ésta al suelo en niveles adecuados para que la estructura sea estable y cumpla con los fines para los que fue diseñada.

**Cimentación.-** Es el conjunto del elemento estructural llamado cimiento y el suelo donde se apoya éste.

Las cimentaciones en general deben de cumplir con ciertos requisitos para que sean realmente funcionales:

a) Proporcionar un apoyo adecuado a la superestructura en todo momento, aún cuando las condiciones externas sean adversas.

b) Distribuir adecuadamente las fuerzas que se generen por acciones externas como pueden ser un sismo, viento y cargas de servicio; por lo que se recomienda utilizar un adecuado factor de seguridad al llevar a cabo su diseño.

c) Evitar al máximo los hundimientos diferenciales y totales en la cimentación , esto con el fin de no ocasionar daños tanto a nuestra estructura como a las colindantes.

El comportamiento de una cimentación dependerá principalmente de las propiedades mecánicas del terreno de apoyo, el cual por ser un material natural, no homogéneo presentará diferentes características que son fundamentales para determinar con cierta precisión el tipo de la cimentación que se debe de aplicar en cada caso.

Por otro lado, las cimentaciones se pueden clasificar dependiendo de la profundidad de desplante de las mismas, por lo que llamaremos cimentaciones superficiales a todas aquellas en las que su nivel de desplante no sea mayor a dos veces el ancho de su base; mientras que las cimentaciones profundas serán todas aquellas que se desplanten después del límite antes mencionado.

Es común encontrar en diversas bibliografías el término de cimentaciones someras o directas, las cuales se refieren a las superficiales, les dan estos nombres debido a que los elementos verticales (columnas y muros) que forman parte de la superestructura se prolongan hasta el terreno de apoyo, por lo que prácticamente descansan directamente sobre el, presentando al final un aumento en su sección transversal, lo que les permite disminuir ampliamente los esfuerzos transmitidos en un solo punto.

También es posible encontrar términos tales como cimentaciones indirectas, los cuales se refieren a las cimentaciones profundas, se les llama de esta forma debido a que se utilizan elementos intermedios entre el terreno de apoyo y la superestructura, los cuales generalmente se encuentran a grandes profundidades.

## 1.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS

Cuando las condiciones del suelo superficial no son apropiadas para apoyar la estructura, será preciso buscar terrenos que si lo sean a profundidades mayores, para lo cual se utilizan generalmente cimentaciones profundas

Cimentaciones profundas.- Como ya se mencionó anteriormente, son todas aquellas en las que su nivel de desplante es mayor a dos veces el tamaño de la base, dentro de esta clasificación podemos mencionar:

a) Pilas.- Son elementos estructurales; generalmente de sección circular variable entre 0.6 y 2.0 m de diámetro, los cuales son colados en el sitio dentro de una excavación previa, se pueden hacer de sección constante o cuando sea requerida una mayor capacidad de carga es posible hacer una ampliación de su base.

b) Pilotes.- Los pilotes son elementos estructurales de secciones transversales muy diversas, ya que pueden ser circulares, cuadrados, triangulares, octagonales, etc, con dimensiones menores a 0.5 m de diámetro o lado.

Los pilotes pueden trabajar de dos formas principalmente: por fricción, donde la resistencia principal se genera por el contacto de su área lateral con el suelo, siendo su resistencia por punta muy reducida, lo que permite que en zonas con hundimiento regional, la estructura siga el movimiento del suelo y se mantenga a nivel de la superficie.

El fenómeno del hundimiento regional consiste básicamente en asentamientos del terreno en una zona o región de tamaño importante, generalmente se presenta en suelos arcillosos de los que se extrae agua, posteriormente trataremos más detalladamente este fenómeno.

El otro tipo de pilote utilizado es el de punta, el cual debe de ser hincado hasta llegar al estrato resistente previamente determinado; una vez que se alcanzó la profundidad de éste, el pilote deberá de ser empotrado dentro del

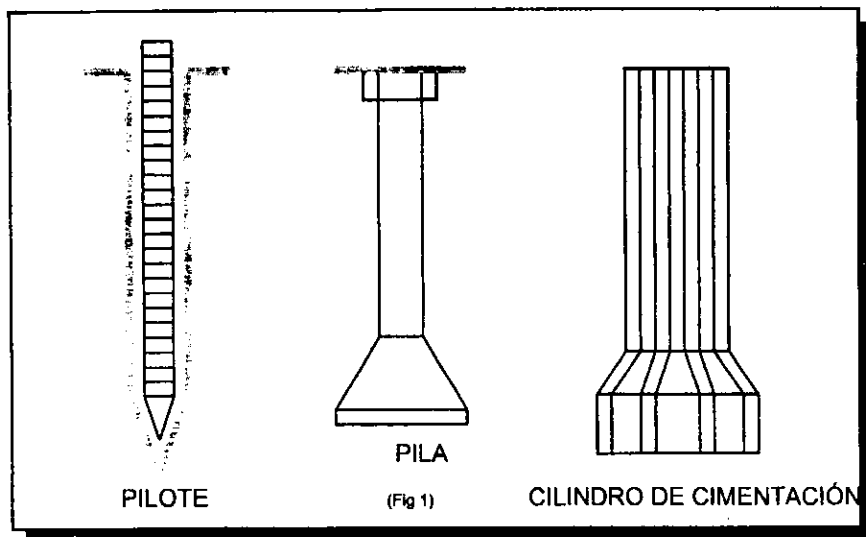
estrato resistente, lo que aumentará la capacidad de carga del elemento haciendo trabajar principalmente la punta del mismo, es importante mencionar que existe una distancia óptima de empotramiento del pilote, lo que quiere decir que después de ésta por más que se aumente el empotramiento la capacidad de carga no se incrementará; la profundidad de dicho empotramiento puede ser fácilmente determinada por la fórmula de Meyerhoff.

Este tipo de pilotes no es muy recomendable que se apliquen en zonas donde exista el fenómeno del hundimiento regional, debido a que las estructuras se mantienen a un mismo nivel, mientras que el suelo baja, dando un efecto visual de emersión de las estructuras.

c) Cilindros.- Estos elementos estructurales son de sección circular, de concreto reforzado y huecos en el centro, debido a su diámetro que generalmente es como mínimo de tres metros. Su colocación consiste en ir excavando en el interior del elemento hasta llegar al estrato de apoyo; se puede colocar un cuchilla de acero en su parte inferior con lo que se facilita su penetración en el terreno.

Una vez colocado el cilindro, se cuelan una tapa y un tapón quedando hueco el interior. Su uso es poco frecuente en edificaciones debido a que resultan muy costosos.

En la figura 1 se ilustran estos tres tipos de cimentación profunda.



### 1.3 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Como ya se mencionó anteriormente, se caracterizan por estar desplantadas a una relativa corta distancia de la superficie del terreno y existen varios tipos:

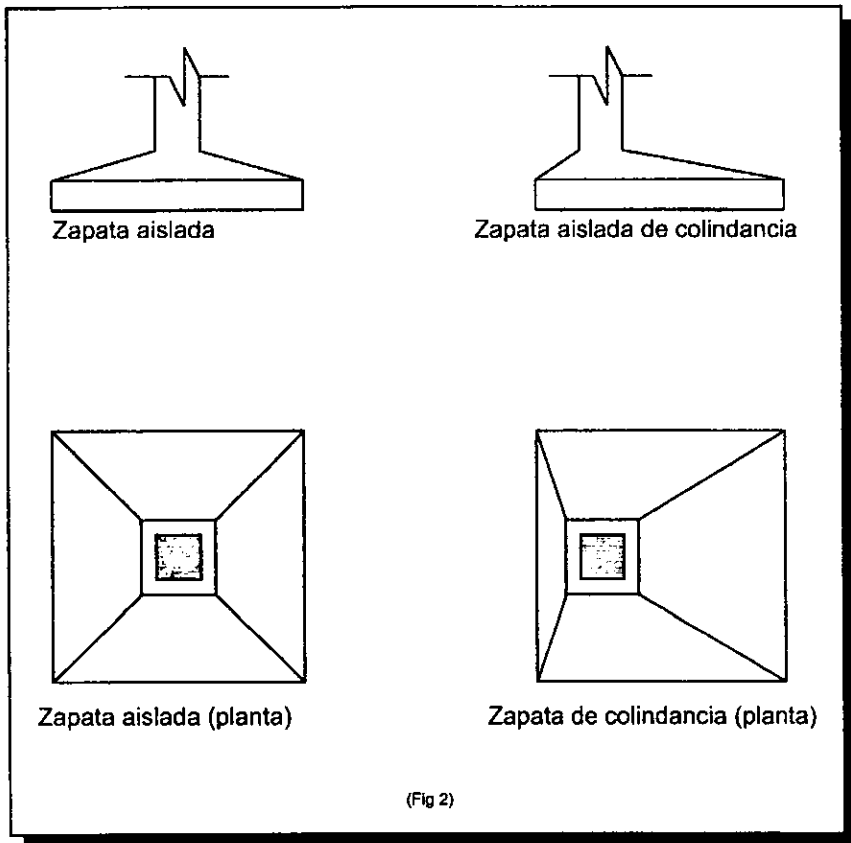
a) Zapatas: este tipo de cimentación se utiliza cuando se cuenta con un estrato de suelo poco deformable y una alta capacidad de carga; las zapatas se pueden dividir en :

- Zapatas aisladas.- Consisten en una losa cuadrada (ver figura 2), rectangular y a veces circular, que se coloca por debajo de una columna individual con la finalidad de ejercer una presión uniforme en el suelo; en cuanto a los materiales, éstos pueden ser de mampostería de roca natural o de concreto reforzado.

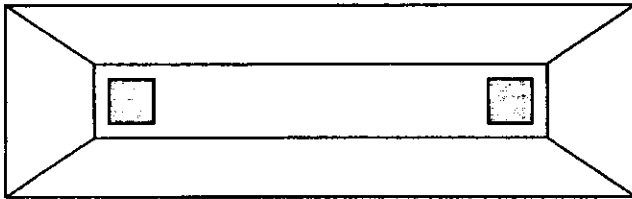
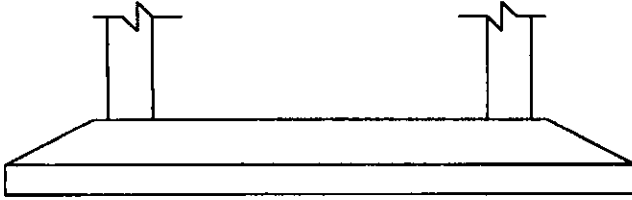
- Zapatas combinadas.- Son el resultado de dos zapatas aisladas que por encontrarse muy cerca, deberán unirse para aumentar la rigidez del elemento. Otra razón de su existencia puede ser cuando el riesgo sísmico de la zona es

alto, por lo que se pueden utilizar zapatas unidas entre sí por medio de traves de liga, lo que permite que la cimentación actúe en conjunto.

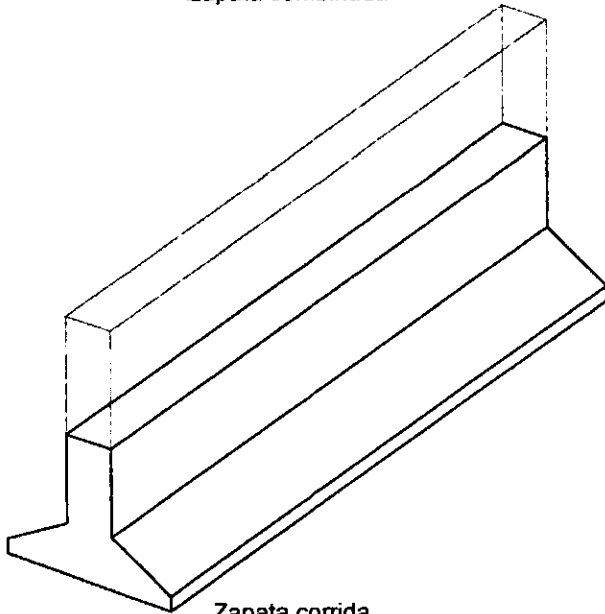
• Zapatas corridas.- Este tipo de cimentación se utiliza generalmente bajo muros, traves de cimentación ó para unir dos ó más columnas. (ver figura 3)







Zapata combinada

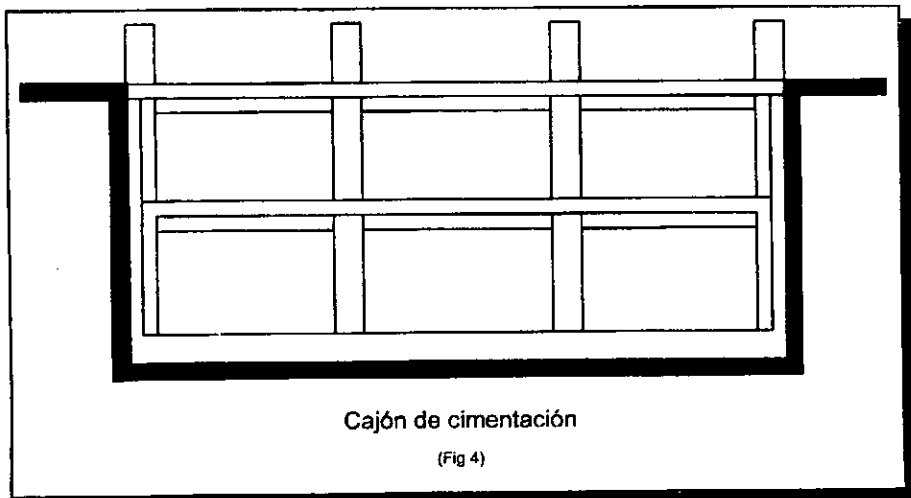


Zapata corrida

(Fig 3)

b) Losas de cimentación.- Estas estructuras son utilizadas cuando la capacidad de carga del terreno es muy baja, lo que puede exigir que la cimentación tenga más del 50% de área de la construcción para transmitir los esfuerzos generados por la superestructura sobre la superficie del estrato de apoyo. En estos casos, resulta más económico construir un cimiento de losa corrida formada por un elemento grueso que se extiende debajo de toda el área de la superestructura.

c) Cajón de cimentación.- Los cajones de cimentación se construyen cuando los claros entre columnas son cortos y las cargas son excesivas, por lo que al diseñarse, es conveniente que los elementos trabajen uniformemente y la forma más conveniente es que la losa de cimentación, la losa de la planta baja, las contratrabes y los muros de lindero formen cajones; lo que permitirá que se cree un efecto de "flotación" de la superestructura sobre la superficie de apoyo, dando como resultado una disminución considerable de los asentamientos diferenciales. En la figura 4 se muestra este tipo de cimentación.



#### 1.4 CIMENTACIONES COMPENSADAS.

El principio en que se basa este tipo de cimentaciones es muy sencillo, consiste en desplantar un cajón a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que al nivel de desplante, el suelo no sienta el efecto de la construcción efectuada por no recibir ninguna presión además de la que originalmente existió.

Este tipo de cimentación exige, por supuesto, que las excavaciones efectuadas no se rellenen posteriormente, lo que se logra construyendo cajones huecos en toda el área de cimentación o en el lugar de cada zapata.

Hay ocasiones en las que el peso del material excavado puede ser menor o mayor que el de la estructura por construir, recibiendo las cimentaciones los nombres de parcialmente compensada ó sobrecompensada.

Este tipo de cimentaciones se utiliza comunmente en suelos que presentan poca resistencia a los esfuerzos que se les aplican y que generalmente son altamente compresibles, como las arcillas del valle de México.

El grado de dificultad para utilizar estas cimentaciones, radica principalmente en el proceso de excavación, ya que debe de seguirse al pie de la letra el plan trazado, de lo contrario, se corre el riesgo de que se presenten expansiones en el fondo y en las paredes de la excavación. Lo anterior es muy problemático, ya que posteriormente se convertirán en asentamientos al cargar el suelo con el peso de la estructura.

Después de realizada la excavación y para evitar asentamientos posteriores de la estructura, se deberá de impermeabilizar el cajón de cimentación, lo que impedirá filtraciones de agua dentro del mismo.

Si se trata de una estructura muy alta y esbelta, es prudente evitar el uso de este tipo de cimentaciones, especialmente si existe excentricidad en las cargas que se transmiten, ya que se sometería a la estructura a grandes

momentos de volteo, los cuales se incrementarían con la presencia de movimientos horizontales producidos por los sismos.

Cuando se va a llevar a cabo el diseño de una cimentación compensada se deben contemplar los siguientes puntos:

1.- Explorar el subsuelo, lo que nos proporcionará información estratigráfica y las propiedades del subsuelo donde pensamos construir; éstas se conocerán a través de pruebas de laboratorio se realizarán a las muestras (alteradas e inalteradas) obtenidas de los sondeos previos, ejemplo de estas características serían la densidad de sólidos, límites de consistencia, pesos volumétricos que son esenciales para determinar en el caso de utilizar un cimiento de tipo compensado, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad de los suelos atravesados, etc.

Con la información recabada en el campo y en el laboratorio, se procede al análisis e interpretación estratigráfica del subsuelo, lo que nos dará como resultado los datos necesarios para determinar el tipo de cimentación que debe utilizarse, su profundidad de desplante, capacidad de carga y el procedimiento constructivo que se debe seguir, todo lo anterior nos dará la pauta para calcular los asentamientos probables y el tiempo en el cual se presentarán.

Después de analizar los resultados con diferentes tipos de cimentaciones, se procede a determinar cual de ellas presenta las mejores condiciones de seguridad, funcionalidad y economía.

2.- Para el diseño de la cimentación deberán proyectarse preferentemente secciones regulares, simétricas, en las cuales la resultante de las cargas que transmitirá la estructura deberá coincidir con el centroide del área del cajón de cimentación, esto con el fin de hacer más uniforme la distribución de los esfuerzos en el suelo.

Deben de ser identificados los diferentes tipos de cargas que serán transmitidos a la cimentación como por ejemplo, peso propio de la estructura y de la cimentación, cargas vivas a las que se someterá y cargas accidentales.

4.- Verificar la seguridad, estado límite de servicio y estado límite de falla.

Se recomienda utilizar el procedimiento que señala el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (11) así como sus normas complementarias.

Las cimentaciones compensadas se pueden dividir en tres tipos, los cuales dependerán siempre de la relación entre el peso del suelo excavado y el peso total de la estructura:

- 1.- Cimentaciones parcialmente compensadas.
- 2.- Cimentaciones. sobrecompensadas
- 3.- Cimentaciones totalmente compensadas.

#### 1.4.1 CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS.

Son aquellas en las cuales se realiza una excavación de tal modo que el peso del suelo que se extrae es menor al peso de la estructura que lo sustituirá. Las presiones que ejerce el peso de la estructura que queda sin compensar, deben de ser analizadas por medio de un cálculo cuidadoso de distribución de esfuerzos así como de asentamientos.

Este tipo de cimentación se recomienda utilizar cuando se desea desplantar una estructura sobre arcillas preconsolidadas, siempre y cuando las cargas no compensadas no afecten la rama virgen de la curva de compresibilidad o la afecten con una presión muy reducida.

Existe un método para evitar los asentamientos excesivos que se pudieran presentar debido al incremento de presión, producto de la carga del suelo no compensado, este procedimiento fue propuesto por L. Zeevaert (8), que dice:

$$\Delta P < 1/2 (P_c - P_0)$$

Donde:

$\Delta P$  = Incremento de presión en la cimentación sobre la presión previamente existente.

$P_c$  = Carga de preconsolidación.

$P_0$  = Presión efectiva en el suelo por peso propio.

En suelos muy blandos, donde la compensación no sea suficiente para soportar las cargas inducidas al subsuelo, puede recurrirse al hincado de pilotes de fricción, los cuales trabajan como complemento de un sistema, a base de cajones de cimentación. Esta combinación generalmente es muy económica, evita también problemas de volteo, fricción negativa y emersiones.

#### 1.4.2 CIMENTACIONES SOBRECAMPENSADAS.

Son aquellas en las cuales se realiza una excavación de tal modo que el peso del suelo que se extrae en la excavación, será mayor al peso de la estructura que debiera de sustituir el peso del suelo extraído.

En este caso se realizan cálculos muy estrictos y precisos para conocer la magnitud y el tiempo en que pudieran presentarse expansiones del suelo en la zona excavada, esto con la intención de tomar las medidas pertinentes para el diseño y proceso constructivo de la obra que se va a realizar. Esto se hace con el único fin de evitar deformaciones posteriores que fueran capaces de dañar la estructura o las instalaciones.

#### 1.4.3 CIMENTACIONES TOTALMENTE COMPENSADAS.

Son aquellas en las cuales se realiza una excavación de tal modo que el peso del suelo que se extrajo del terreno sea igual al peso de la estructura, la cual substituirá el peso del suelo extraído.

Este tipo de cimentaciones se utiliza cuando no es posible transmitir incremento alguno de presión, pues éstos provocan asentamientos excesivos.

Este método de cimentación es el que presenta mejores condiciones de trabajo, en cuanto a distribución de esfuerzos se refiere, además de que difícilmente se llega a ver afectado en algún momento por los asentamientos regionales, ya que se hacen trabajar como uno solo al suelo y a la estructura.

### 1.5 PROBLEMAS QUE SE TIENEN EN UNA COMPENSACIÓN.

Cuando llevamos a cabo el proyecto de una cimentación compensada, buscamos desplantarnos en un estrato que tenga la capacidad de carga adecuada para soportar el peso que le será transmitido por la estructura en las condiciones más desfavorables, ya sean estáticas ó dinámicas.

Al llevar a cabo una excavación sobre todo en un suelo arcilloso, vamos a retirar material, por consiguiente, un peso; si el peso de la estructura iguala al del material excavado, teóricamente no se presentarán movimientos en la cimentación al no existir incremento en los esfuerzos efectivos del suelo.

Si la cimentación es parcialmente compensada, el peso excavado es menor que el de la estructura por construir, por lo que se incrementarán los esfuerzos efectivos y se producirán asentamientos, los cuales suelen ser el punto fundamental de los cálculos a efectuar para lograr su estabilidad; esto se logra aplicando generalmente la teoría de consolidación de Terzaghi.

En base a lo anterior, y aplicando la teoría ya mencionada a un suelo arcilloso, sabemos que en suelos altamente compresibles y normalmente consolidados no puede darse ninguna presión en añadidura de la previamente existente, ya que cualquier incremento actuaría sobre la rama virgen de la curva de compresibilidad de la arcilla, lo que traería como resultado fuertes asentamientos. En cambio, si la arcilla es preconsolidada podrá darse al suelo algo de presión mayor a la que existía, siempre y cuando con tal de que dicho efecto no llegue a afectar la curva de compresibilidad y quede dentro de la rama de recompresión, con lo que los asentamientos resultantes serán de baja magnitud.

En una cimentación sobrecompensada el peso del suelo excavado es mayor que el de la estructura y los esfuerzos efectivos del suelo tendrán un decremento, lo cual provocará expansiones en el suelo que podrán ser evaluadas también aplicando la teoría de consolidación de Terzaghi. Si además este tipo de cimentación se construye en una zona afectada por hundimiento

regional, la evaluación de las deformaciones se complica; en este trabajo, se pretende dar a conocer un método desarrollado por un investigador del Instituto de Ingeniería de la UNAM para determinar la magnitud de estos movimientos.

Otros problemas que hay que resolver en este tipo de cimentaciones son los derivados del procedimiento constructivo para la excavación que alojará al cajón.

Las excavaciones se pueden dividir en dos tipos: superficiales, cuando la profundidad es menor de 5 m y profundas cuando su profundidad es mayor, de las cuales la que representa mayor problema es la excavación profunda.

Las excavaciones pueden realizarse en ocasiones sin ningún tipo de contención en las paredes del suelo dependiendo de las características de éste, si existe espacio para construir taludes que eviten los derrumbes.

Para el diseño de una excavación, se requiere de estudios y cálculos del comportamiento del suelo; de acuerdo a los resultados que nos arrojen estos estudios, se determina en caso necesario el tipo de abatimiento y apuntalamiento que deberá realizarse durante el período de excavación.

Para llevar a cabo una excavación, donde se desplantará una cimentación compensada, que resulte satisfactoria en cuanto a seguridad y economía, es necesario tener planeado lo siguiente:

- Las etapas de ejecución según el área de trabajo.
- El abatimiento del nivel freático y bombeo de las infiltraciones.
- La estabilidad de las paredes de fondo.
- La expansión en suelos blandos y posibilidades de tubificación.
- La extracción del material, circulación de acceso y salida.
- La ubicación de las obras inducidas.
- La transportación del material sobrante, calculando previamente el volumen de la excavación, agregando el porcentaje de abundamiento.

Cuando se realice una excavación cercana a una edificación deberán tomarse todas las precauciones necesarias, para evitar fallas estructurales que

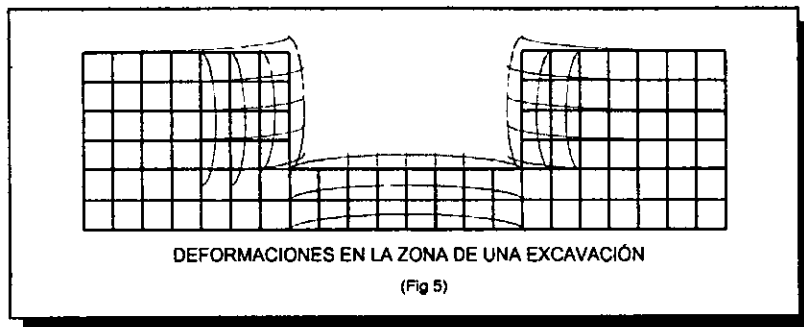


se pudieran presentar debido a la ejecución de estos trabajos, tanto en la cimentación como en la superestructura que la conforman.

Existen diferentes tipos de protección para la estabilidad de las paredes de la excavación, estos tipos varían de acuerdo a la magnitud de la obra, al tipo de material que compone el suelo, a las condiciones climáticas, a la profundidad a la cual se llevará la excavación, a la localización del nivel de aguas freáticas, así como a la magnitud de los empujes activos y pasivos. Entre ellos se pueden mencionar ademas, muros de retención, apuntalamientos, ataguías y troqueles entre otros.

Cuando las excavaciones son mayores de 2.5 m de profundidad, se aplican métodos de tal modo que no afecten la vialidades, edificaciones vecinas y servicios públicos. Según el reglamento de construcción vigente en el Distrito Federal(11), cuando a esta profundidad de excavación los cálculos de expansión del fondo resulten mayores de 0.12m es necesario separar la zona excavada 2.5 m de los linderos del predio donde se va a construir, por lo que también es prudente tomar las precauciones necesarias para la estabilidad de los taludes.

En la figura 5 se muestra la forma en que por lo general se deforma el suelo de una excavación después de un cierto tiempo de haberse extraído el material:



Los diferentes tipos de protección se mencionan a continuación:

**Ataguías.-** Son elementos estructurales formados por cualquier tipo de material estructural incluyendo tierra, madera, acero, concreto o la combinación de los mismos.

Estos materiales se colocan alrededor de la excavación con el propósito de sostener los empujes que son perpetrados por las construcciones aledañas y evitar que penetre a la excavación tierra y/o agua .

**Tablaestacas.-** Son estructuras que permiten la estabilidad de las paredes de una excavación, a diferencia de las ataguías, que su construcción es temporal y son utilizadas en terrenos donde se desea trabajar en seco, las tablaestacas se construyen para que trabajen de forma estructural y permanentemente, pero no necesariamente deben ser impermeables.

Como se puede ver en el dibujo anterior, existen también expansiones de fondo en la excavación, éstas pueden evitarse construyendo y ocupando de forma inmediata el fondo con el cimiento, lo que evitará deformaciones debido al peso propio del elemento construido, además es necesario mantener el nivel freático a una profundidad mayor a la de la excavación.

Con el fin de evitar expansiones excesivas, es conveniente hacer la excavación por secciones, al mismo tiempo que se deberán colar las paredes laterales del cajón de cimentación, las cuales pueden funcionar como ataguías. De esta manera, se tendrá lista una primera etapa. La segunda etapa será la excavación de los núcleos del cajón, al mismo tiempo que se colarán las trabes y losas, de esta forma quedará prácticamente terminada la parte estructural de la cimentación. Durante la excavación se recomienda que se mantenga un bombeo constante para cumplir con las necesidades constructivas; este bombeo generalmente trae consigo movimientos de las construcciones vecinas, debido a la creación de un nuevo flujo de agua en el suelo, lo que quiere decir que será necesario que el bombeo se lleve a cabo durante el menor tiempo posible. Debido a lo anterior y para evitar el efecto de la expansión en el fondo de la excavación, se recomienda que se inunde el cajón de cimentación una vez que

se ha terminado, ya que de cierta forma el peso del agua más el peso del cajón impedirán una rápida reacción del suelo; posteriormente se continúa con la construcción de la superestructura, lo que deberá, en un cierto momento de alcanzar el peso necesario para drenar de nuevo el cajón sin sufrir deformación alguna.

Cuando se construyen excavaciones para fines de cimentación, se plantean una gran cantidad de problemas prácticos, pero uno de los más importantes y que constituye una de las fallas más frecuentes y peligrosas en excavaciones abiertas en arcillas es la falla de fondo de la excavación.

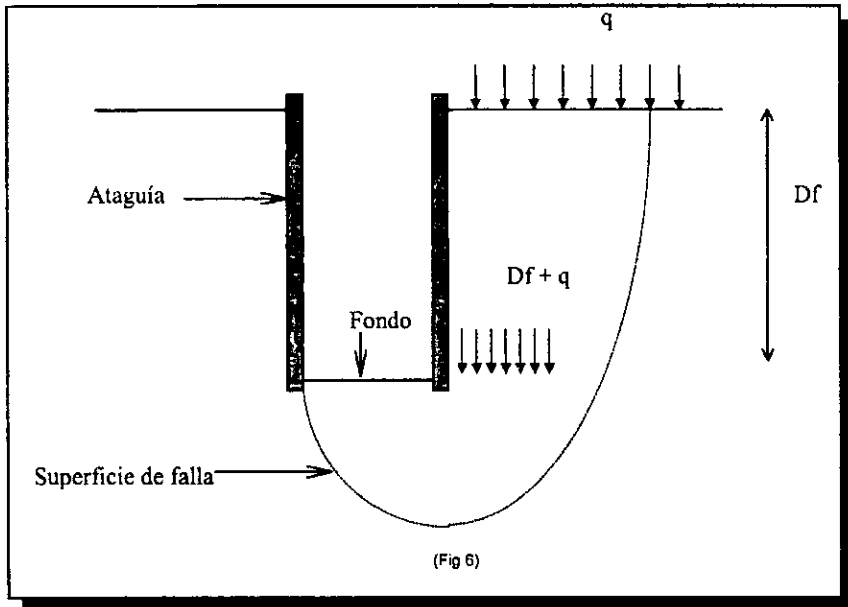
Para que este tipo de falla aparezca, es necesario que por medio de algún tipo de fuerza sobre el material, que puede ser por el peso propio del mismo, se logre vencer la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Cuando esto sucede, por lo general la falla se presenta en una superficie del suelo en forma de "u", este patrón de comportamiento del suelo se puede observar más adelante en la fig. 6.

En este tipo de falla ocurre un asentamiento del terreno vecino, acompañado por el levantamiento generalmente rápido del fondo de la excavación, lo que sucede es que el material vecino fluye hacia el centro de la excavación, que se levanta correspondientemente.

Las excavaciones para fines de cimentación se realizan lo suficientemente rápido como para que sean despreciables los cambios en presión dentro de la arcilla, por lo que todos los análisis de estabilidad pueden hacerse con datos provenientes de pruebas triaxiales rápidas realizadas previamente en el laboratorio.

Una observación interesante es que la falla de fondo es independiente de la falla del talud como tal y no es causada por un mal adernado. De hecho en una excavación no adernada la falla de talud siempre ocurre antes que la de fondo; por lo que la falla de fondo sólo puede ocurrir en excavaciones adernadas, en las que las fallas de los taludes esta restringida.

A continuación, se presenta un dibujo donde se muestra la falla de fondo en una excavación (fig. 6), la cual depende generalmente de la carga uniformemente repartida de la construcción contigua, la cual se representa en este caso por "q" más la profundidad a la que se está llevando a cabo la excavación, esta profundidad la representamos con las literales "Df".



## CAPITULO II

### HUNDIMIENTO REGIONAL

#### INTRODUCCION

El fenómeno del hundimiento regional, como su nombre lo dice, no se presenta únicamente en un solo sitio, sino que se va dando paulatinamente en una zona o región, la cual se determina básicamente por el tipo de suelo que la conforma.

Cuando hablamos de hundimiento ya sea regional ó local, nos estamos refiriendo básicamente a un conjunto de circunstancias que afectan a un suelo con ciertas características, lo que nos dará como resultado una deformación en el terreno, que será fácilmente detectada al observar a simple vista que existen diferencias de niveles en la estructura con respecto al banco de nivel inicial; como ejemplo de éste fenómeno podemos plantear la existencia de cierta estructura, la cual se encuentra en una zona conformada básicamente por arcillas, éstas tienen un alto contenido de agua y no han sufrido anteriormente una preconsolidación.

Para la construcción de la estructura antes supuesta, puede ser necesario hacer una excavación mayor a 5 m para su cimentación, como ya mencionamos, el terreno estará compuesto por arcillas, de las cuales se extrae parte del agua que en ellas se aloja con el fin de poder construir en la zona, pero no se les inyecta de nuevo el agua extraída.

Las arcillas que no han sufrido con anterioridad una preconsolidación y que han perdido parte del agua que las conformaban, al ser sometidas a cargas mayores a las que anteriormente estaban expuestas, se "comprimirán", lo que dará como resultado la diferencia de niveles con respecto al banco de nivel inicial antes mencionado.

Si este caso se presenta en una zona grande, entonces podremos observar que el suelo se hunde, una forma de detectar estos desniveles, por ejemplo, es cuando una estructura se encuentra cimentada sobre pilotes de punta, lo que le permitirá siempre mantenerse a un solo nivel, mientras que el suelo que le rodea bajará de nivel, dándonos así un efecto visual de emersión de la estructura.

La comprensión de los conceptos antes mencionados se debe básicamente a la teoría de la consolidación de los suelos, la cual es la parte esencial que se debe conocer para comprender el porqué y el cómo del hundimiento regional y así prevenir problemas posteriores que puedan dañar severamente a una o varias estructuras

## 2.1 CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL EN LOS SUELOS

El subsuelo de la Ciudad de México está formado principalmente por una capa de arcilla, la cual se caracteriza por su extraordinaria compresibilidad, esta propiedad del suelo se observó desde la época de los aztecas, quienes lograron superar el problema del hundimiento en sus construcciones. Desde entonces, la construcción de nuestra ciudad ha presentado grandes dificultades relacionadas con el fenómeno de la consolidación del suelo, por lo que ha sido necesario llevar a cabo estudios precisos para determinar las propiedades del mismo, con el fin de predecir los hundimientos de una construcción y su evolución con respecto al tiempo, hoy en día, esto es posible gracias al Dr. Terzaghi, quien publicó su libro sobre la teoría de la consolidación de los suelos en 1925.

A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso de tiempo y que sea provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo se le llama proceso de consolidación.

Durante el proceso de consolidación la posición de las partículas sólidas de un suelo sobre un mismo plano permanecen sin desplazamiento alguno, por lo que tienen solamente la posibilidad de moverse en dirección vertical, por ello es que a este fenómeno se le da el nombre de consolidación unidimensional;

por lo tanto y como su nombre lo dice, en la consolidación unidimensional el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos. Las características de la consolidación pueden investigarse cuantitativamente realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo extraídos en forma tan inalterada como sea posible.

### 2.1.1 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

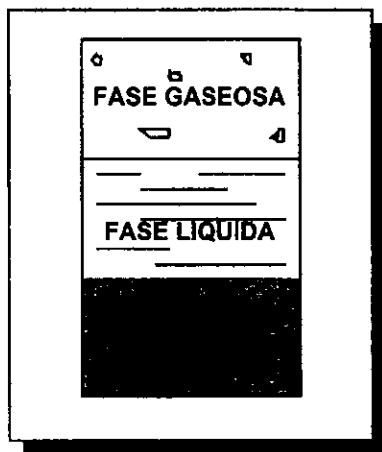
Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo.

La deformación de la mayoría de los suelos, aun bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además esa deformación no se produce, usualmente, de forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo. Así, cuando un estrato de arcilla soporta un edificio, pueden ser necesarios muchos años para que la deformación del suelo se complete.

La deformación de las arcillas tiene lugar en un largo lapso de tiempo posterior a la aplicación de la carga propiamente dicha, lo que puede traer como resultado el agrietamiento de la estructura, pero muchos años después de haber sido construida. Esto puede ser previsto siempre y cuando el proyectista tenga conocimientos correctos sobre el comportamiento de los suelos.

Para comprender mejor el comportamiento de los suelos, primero debemos mencionar que estos están formados por partículas sólidas, entre las cuales hay espacios o vacíos, estos espacios pueden estar ocupados por un fluido, que generalmente es gas o agua, presentándose en algunos casos la combinación de los dos. Sin embargo, podemos encontrar también la presencia de otros tipos de gases ó líquidos dentro de la configuración del suelo; a cada una de las partes del suelo antes mencionadas, se les conoce como fases. Cuando tenemos un suelo que se le llame saturado, quiere decir que los vacíos están totalmente ocupados por agua, por lo tanto solamente se tienen dos

fases. En particular, los depósitos de arcillas sedimentarias del Valle de México se consideran completamente saturados. En la siguiente figura podemos observar las tres fases que presenta un suelo.



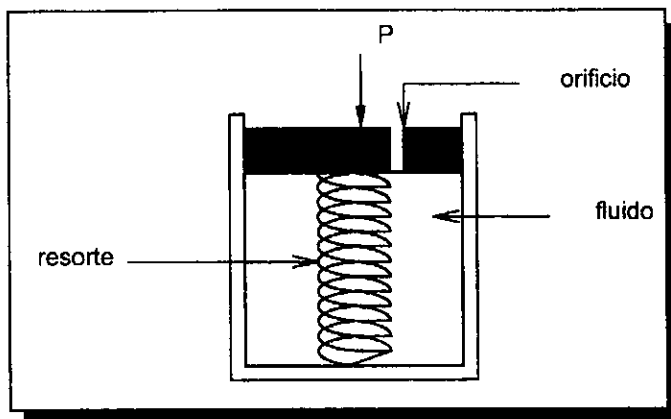
Cuando un suelo está sujeto a esfuerzos de compresión, su volumen tiende a disminuir; esto se debe a un cambio en los vacíos de la estructura, lo que provoca un desplazamiento relativo entre los granos del suelo y los fuerza a ocupar posiciones más estables, haciendo ésto que el material sea más compacto. Es por ello que la deformabilidad del suelo está sujeta a la facilidad con la que los granos cambian de posición.

Como ya se mencionó anteriormente, las deformaciones y especialmente en las arcillas, tienen lugar en un periodo largo de tiempo posterior a la aplicación de la carga, este concepto es más fácil de asimilar si analizamos el siguiente modelo:

Se considera un cilindro de área de sección recta  $A$ , provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en él. El pistón soportado por un resorte unido al fondo del cilindro, que se encuentra totalmente lleno de un fluido incompresible.



Si se coloca una carga  $P$  sobre el pistón y se mantiene el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse y toda la carga  $P$  estará soportada por el fluido, que aumentará de presión en proporción directa a la magnitud de la carga. Al permitir que el fluido salga por el orificio, hay una transferencia gradual de carga del fluido al resorte. Esto es, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, hay en un principio una diferencia de presión  $P/A$ , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga. Si se permite la deformación del resorte, la velocidad de transferencia dependerá del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Si el resorte soporta totalmente la carga  $P$  se deformará y el fluido volverá a sus condiciones iniciales:



(Fig 8)

Siguiendo la analogía del modelo presentado anteriormente, las partículas sólidas del suelo están representadas por el resorte, el agua intersticial por el fluido incompresible y los canales capilares del suelo por el orificio del émbolo.

Considerando una masa de arcilla saturada bajo carga en la cual no se permite el drenaje, al aplicar un incremento de presión, toda la carga se traduce en un exceso de presión en el agua de poro. Si se permite entonces el drenaje, el gradiente hidráulico resultante provoca un flujo de agua hacia afuera de la

masa de arcilla, y ésta comienza a comprimirse. Esto se debe al aumento del esfuerzo efectivo,  $p'$

$$\Delta p' = \Delta p - \Delta u$$

Al proceso de compresión gradual con flujo de agua y transferencia del exceso de la presión en el agua de poro a la parte sólida del suelo, se le llama consolidación primaria.

El razonamiento anterior representa las bases para la teoría de la consolidación propuesta por Terzaghi en 1925, quién partió de las siguientes hipótesis:

- 1.- La compresión del suelo y la trayectoria del drenaje del agua son unidimensionales.
- 2.- El agua y las partículas sólidas son incompresibles.
- 3.- El cambio en el esfuerzo efectivo provoca cambios en los vacíos.
- 4.- La masa de suelo está saturada, es homogénea e isotrópica.
- 5.- El agua expulsada es aquella que sale de los poros de la estructura del suelo.
- 6.- El incremento de carga se aplica instantáneamente.
- 7.- Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo permanecen constantes para un incremento de presión determinado.
- 8.- La presión aplicada es uniforme a lo largo de un plano horizontal. Al inicio el exceso de la presión hidrostática es uniforme en toda la arcilla.
- 9.- No se toma en cuenta el peso del suelo.
- 10.- La capa de suelo sujeta a consolidación es de espesor uniforme y está confinada lateralmente.
- 11.- Los estratos adyacentes a la capa en estudio tienen mayor permeabilidad.

Con el fin de continuar con la teoría de consolidación, consideramos necesario comentar un par de conceptos, los cuales serán de gran utilidad para la mejor comprensión de esa teoría.

Como ya hemos mencionado antes, al aplicar un esfuerzo externo a una masa de suelos cuyos poros están saturados de agua, el efecto inmediato será un aumento de la presión de poro ( o sea del agua que contiene el suelo). Lo cual hace que el agua en los poros fluya hacia afuera de éstos a través de los espacios vacíos, con el resultado de que la presión de poro disminuye y el esfuerzo aplicado se transfiere a la estructura granular del suelo. Poco tiempo después de la aplicación, el esfuerzo total aplicado quedará equilibrado por los componentes del esfuerzo interno.

**Esfuerzo total.-** Se calcula haciendo la multiplicación del peso volumétrico del suelo por la profundidad a la que queremos conocer estos esfuerzos, la gráfica de este esfuerzo será de forma triangular para un solo estrato.

**Presión de poro.-** Se representa con la letra "u", esta es la presión inducida en el fluido que llena los poros del suelo. El fluido en los poros es capaz de transmitir esfuerzos normales, pero nunca esfuerzos cortantes , por lo que no presentará nunca resistencia al corte, es por ello que a la presión de poro se le conoce también como presión neutra.

**Esfuerzo efectivo.-** Se representa con la letra " $\sigma'$  ", este es el esfuerzo transmitido a través de la parte sólida del suelo. Se trata del componente del esfuerzo que es efectivo para controlar tanto la deformación, que es debida a los cambios de volumen, como la resistencia al corte del suelo, puesto que el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante se transmiten a través de los contactos grano a grano. Para un suelo saturado, el esfuerzo efectivo puede ser definido en forma cuantitativa como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poro:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Cabe mencionar que el esfuerzo efectivo no es el esfuerzo real de contacto de grano a grano, sino el esfuerzo promedio intergranular en un área plana dentro de la masa de suelo. No obstante, se ha confirmado por vía experimental que, cuando los propios granos son relativamente poco

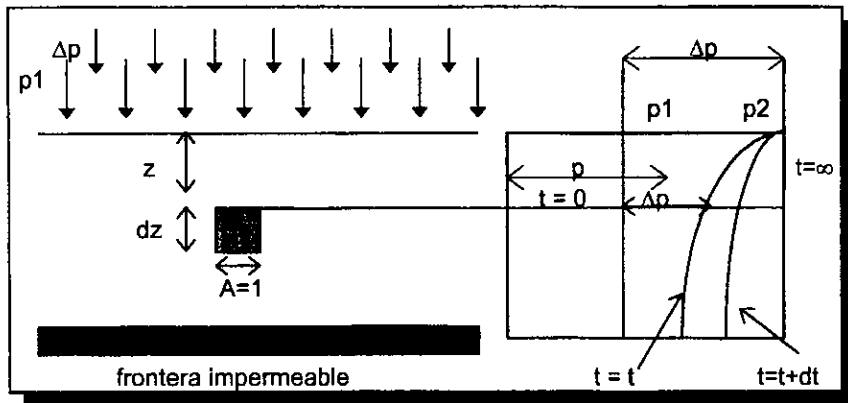
compresibles y el área de contacto entre ellos es pequeña, la expresión anterior proporciona un alto grado de confiabilidad.

Regresando a la teoría de la consolidación, consideraremos ahora un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal y de un espesor  $H$ , de esta forma, podemos desprestigiar el peso propio del suelo y del agua que este contiene con respecto a las presiones producidas por las cargas aplicadas.

En este ejemplo debemos suponer que el agua solamente puede drenarse por la parte superior del estrato, mientras que en su parte baja se encuentra confinado por un estrato impermeable. El estrato en cuestión ha estado sujeto anteriormente a una presión  $p_1$  durante un tiempo suficiente como para consolidarse totalmente bajo esta presión. Posteriormente las condiciones del estrato cambian, ya que se le aplica un incremento de presión  $\Delta p$ , por lo tanto, la presión total sobre el estrato será  $p_2 = \Delta p + p_1$ .

En base a los conceptos anteriormente mencionados, en un inicio, el incremento de presión sobre el suelo será soportado por el agua intersticial que contiene, por lo que habrá un aumento en la presión hidrostática, y su valor será igual a  $\Delta p$ . Después de transcurrido un cierto tiempo, por la parte superior del estrato deberá de haber escapado parte del agua intersticial debido al aumento de presión, por lo tanto disminuirá la presión hidrostática y la parte correspondiente a la carga  $\Delta p$  será transferida a la parte sólida del suelo.

La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial puede ser observada en la curva  $t = t$  de la siguiente figura.



(Fig 9)

Donde:

$u$  = exceso de presión de poro en un tiempo  $t$ , en un punto dado.

$t$  = tiempo

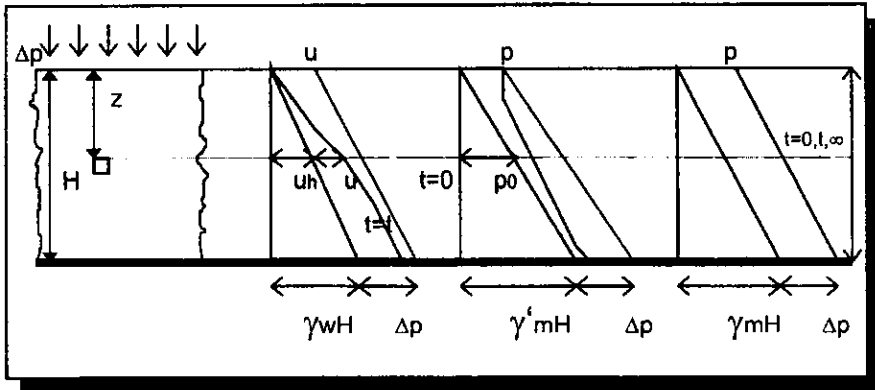
$z$  = profundidad

Observando la figura anterior podemos concluir que  $\Delta p = \Delta p + u$ , lo que será válido en cualquier instante  $t$  y a cualquier profundidad  $z$ . Por otro lado, en un instante posterior  $t + dt$  se presentará una nueva distribución de presiones.

En base a los conceptos antes definidos como son esfuerzo efectivo, presión de poro y el comportamiento de la masa de suelo cuando es sometido a un aumento de presión, podemos entonces hacer un nuevo análisis más detallado de la repartición de presiones en un estrato que presenta el nivel freático en su parte superior, es importante mencionar que a dicho estrato previamente consolidado bajo su peso propio, se le ha aplicado una sobrecarga  $\Delta p$ .

Para este caso, en todo el tiempo la presión total permanece constante, mientras que la neutral y la efectiva cambian, siendo su suma igual a la presión total.

Cuando nos encontramos haciendo un trabajo de campo, la presión neutra o de poro puede obtenerse por medio de piezómetros, lo que nos permitirá utilizar la ecuación:  $\sigma = \sigma' + u$ , calculándose así la presión efectiva.



(Fig 10)

Donde:  $\gamma' mH = (\gamma_m - \gamma_w)H$

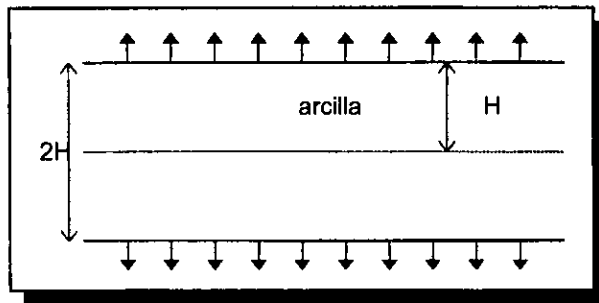
Como podemos observar, el problema de la consolidación es esencialmente un problema de agua no establecido a través de una masa porosa. Una hipótesis que podemos plantearnos también es que tanto las partículas de agua como las de suelo son totalmente incompresibles. Debemos de aceptar también que el agua llena totalmente los vacíos del suelo, es decir que el suelo está totalmente saturado.

### 2.1.2. LA ECUACIÓN DE LA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

Para resolver la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional con flujo vertical es necesario, ante todo, determinar las condiciones de frontera adecuadas. Para ello, se considera un estrato arcilloso de espesor  $2H$  en el cual el agua puede drenarse por sus caras superior e inferior.

A través del plano de simetría que se encuentra a la profundidad  $H$  no ocurre ningún flujo de agua, esto se debe a que el agua que se encuentra a una menor profundidad se drena por la cara superior y la que se encuentra a una

profundidad mayor se drena por la cara inferior, lo que nos permite considerar a este plano de simetría como una superficie impermeable.



(Fig 11)

La teoría de consolidación se basa en una ecuación diferencial, en la cual intervienen diversos parámetros, los cuales son útiles para el análisis del suelo; estos parámetros son:

- Coeficiente de compresibilidad ( $a_v$ ):

Está definido por el cociente de  $\Delta e$  y  $\Delta p'$ , respectivos, por lo que representa la pendiente de la curva de compresibilidad en un punto dado. El valor de  $a_v$  depende de la presión actuante sobre el suelo y no es una constante del material.

Físicamente este coeficiente mide la razón con que varía la relación de vacíos con la presión, un  $a_v$  alto caracteriza a un suelo muy compresible.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p'}$$

- Coeficiente de variación volumétrica  $m_v$ :

Es un parámetro que relaciona la compresibilidad del suelo con su volumen inicial. Se define por medio de la siguiente expresión:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$$

Donde  $e_0$  es la relación de vacíos al inicio del intervalo de esfuerzos considerado.

- Coeficiente de consolidación  $C_v$ :

El cálculo de  $C_v$  se basa en la comparación de la curva deformación contra tiempo, experimental, contra la teórica. Este cálculo depende del grado de consolidación:

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \cdot \gamma_m} = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_m}$$

Sin embargo, de los ensayos de consolidación, no se tiene el valor del coeficiente de permeabilidad ( $k$ ) del material, por lo que la determinación de  $C_v$  se logra despejando de la ecuación el factor tiempo, lo cual se presenta a continuación.

- Factor tiempo:

Es una cantidad abstracta en función de las constantes del complejo suelo - agua que determinan el proceso de consolidación, y se calcula con la siguiente ecuación:

$$T = C_v \cdot t / h^2$$

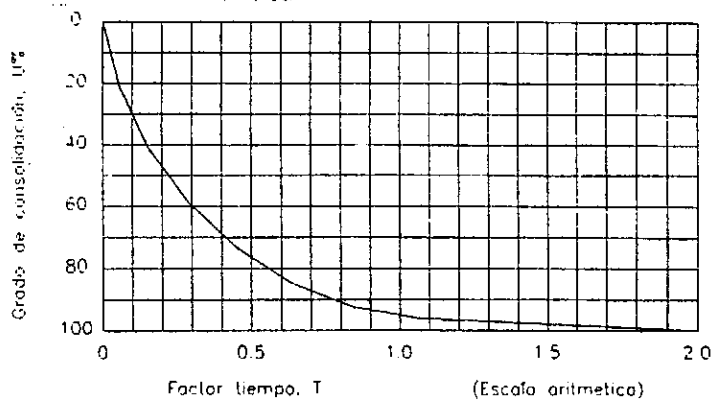
- Grado de consolidación  $U$ :

También se le conoce como porcentaje de consolidación del suelo, a una profundidad  $z$  y en un instante  $t$ , es la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto. El valor de  $U$  se encuentra en función del coeficiente de consolidación  $C_v$ , de la longitud de drenaje,  $h$ , y del tiempo  $t$ , es decir:

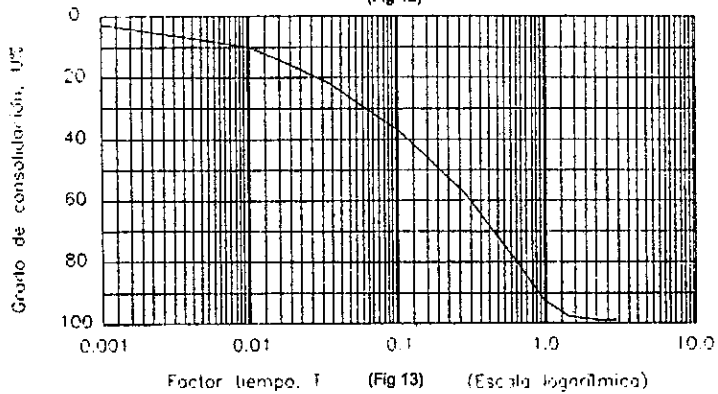
$$\frac{U}{100} = \left[ f \frac{C_v \cdot t}{h^2} \right] = f T$$

La relación entre  $U$  y  $T$  se puede graficar de tres formas: en escala aritmética, en escala semilogarítmica y  $U$  vs raíz de  $T$ . Estas gráficas se conocen con el nombre de curvas teóricas de consolidación.

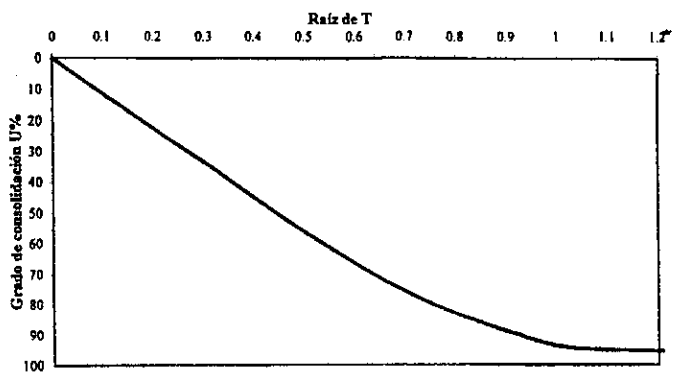




(Fig 12)



(Fig 13)



(Fig 14)

En las tres gráficas se observa que la curva es asintótica para  $U = 100\%$  cuando  $t$  tiende a infinito, es decir, la consolidación total de un suelo sucederá, en teoría, después de un tiempo muy grande.

En la siguiente tabla se presentan los valores calculados de  $U$ ,  $T$  y raíz de  $T$

Grado de consolidación $U\%$	$T$	raíz de $T$
0	0	0
10	0.0077	0.0877
20	0.031	0.176
30	0.071	0.266
40	0.126	0.355
50	0.196	0.433
60	0.286	0.535
70	0.403	0.635
80	0.567	0.753
90	0.848	0.921
95	1.129	1.063
100		

(Tabla 1)

De lo anterior se puede decir que el grado de consolidación de un suelo, en un cierto tiempo, es inversamente proporcional al cuadrado de la longitud máxima de la trayectoria de drenaje. En términos prácticos, cuanto mayor sea el espesor del estrato de suelo comprimido se necesitará más tiempo para que el agua sea expulsada ya que las trayectorias de filtración serán mayores. Por ejemplo, el tiempo necesario para alcanzar el 90% de consolidación en un estrato de 6m, será 9 veces mayor que para una capa de 2m de la misma arcilla.

### 2.1.3 FASES DE LA CONSOLIDACIÓN.

Al llevar a cabo pruebas de laboratorio y recopilar los datos obtenidos, se deben de dibujar las curvas de consolidación para cada uno de los incrementos de carga aplicados durante la prueba, estas gráficas muestran la deformación

del material con respecto al tiempo (cuando se presenta en forma logarítmica), o bien, contra la raíz del tiempo (cuando la gráfica se muestra en escala aritmética). Por lo general las formas de estas curvas de consolidación, en tiempo real, son semejantes a las curvas teóricas respectivas.

En base a lo anterior, podemos concluir que estas curvas sirven para representar el porcentaje de consolidación con la cantidad de deformación acumulada en el espécimen, en un cierto tiempo, a partir del inicio de la prueba.

Para fines analíticos, la consolidación de las arcillas se divide en tres fases:

1) Deformación inicial.- Se considera que esta deformación se presenta simultáneamente a la aplicación del incremento de carga en una prueba de laboratorio y antes de iniciar el drenaje. Por ser un fenómeno de naturaleza elástica, a bajos niveles de carga, una parte (o toda) de esta deformación es recuperable una vez que se le retira la carga a la muestra que se encuentra sometida a dicha prueba.

2) Consolidación primaria .- Durante el proceso de consolidación, debe transcurrir cierto tiempo mientras el agua se infiltra en el suelo y se disipa el exceso de presión en los poros. Por lo tanto, el ritmo de consolidación está directamente ligado a la permeabilidad del suelo. También depende, aunque en menor medida, del flujo plástico de deformación del esqueleto de las partículas del suelo y de la compresibilidad de los constituyentes del mismo, tales como aire, vapor de agua, materia orgánica y la misma materia sólida. Por lo general, los suelos que presentan la mayor parte de los problemas de asentamientos son arcillas y limos totalmente saturados, frecuentemente de origen aluvial.

La consolidación primaria como concepto, fue tratada por primera vez por Terzaghi, presentando su teoría sobre la consolidación, sobre la cual ya se habló anteriormente en este capítulo.

Es importante recordar que para llegar a esta teoría, Terzaghi hizo las siguientes suposiciones:

a) El suelo está totalmente saturado y es homogéneo.

- b) Tanto el agua como las partículas de suelo son incompresibles.
- c) Se puede aplicar la ley de Darcy para el flujo de agua.
- d) La variación de volumen es unidimensional en la dirección del esfuerzo aplicado.

e) El coeficiente de permeabilidad en esta dirección permanece constante.

f) La variación de volumen corresponde al cambio en la relación de vacíos.

En otras palabras, la consolidación primaria, es la etapa de la consolidación unidimensional debida a la disipación del exceso de la presión de poro, bajo una carga. Durante ella, y debido al aumento en la carga, se establece un flujo de agua hacia afuera de la masa de suelo, lo que permitirá en cierto momento que la carga sea transferida hacia la parte sólida del suelo en estudio; este proceso, es la base de la teoría de consolidación que se representa con la ecuación del mismo nombre y que ya fue presentada anteriormente.

La consolidación primaria puede ser representada gráficamente con dos métodos de análisis diferentes, que son:

⇒ Método logarítmico.

⇒ Método de la raíz cuadrada.

Método logarítmico.- Este método fue desarrollado por Casagrande y es necesario que se dibuje una gráfica de deformaciones contra el logaritmo del tiempo, lo que permite definir la deformación secundaria, la cual se representa en la gráfica con un tramo recto muy preciso. De esta forma es posible apreciar a simple vista la zona donde la consolidación primaria se completa; a este punto le llamaremos (A), y es posible localizarlo empíricamente mediante la intersección del tramo recto de compresión secundaria con la tangente a la parte curva en su punto de inflexión.

Como la deformación inicial corresponde a un tiempo cero no puede ser representado en escala logarítmica, es por ello que Casagrande propuso el siguiente procedimiento para determinar el 0% de consolidación, el cual se basa

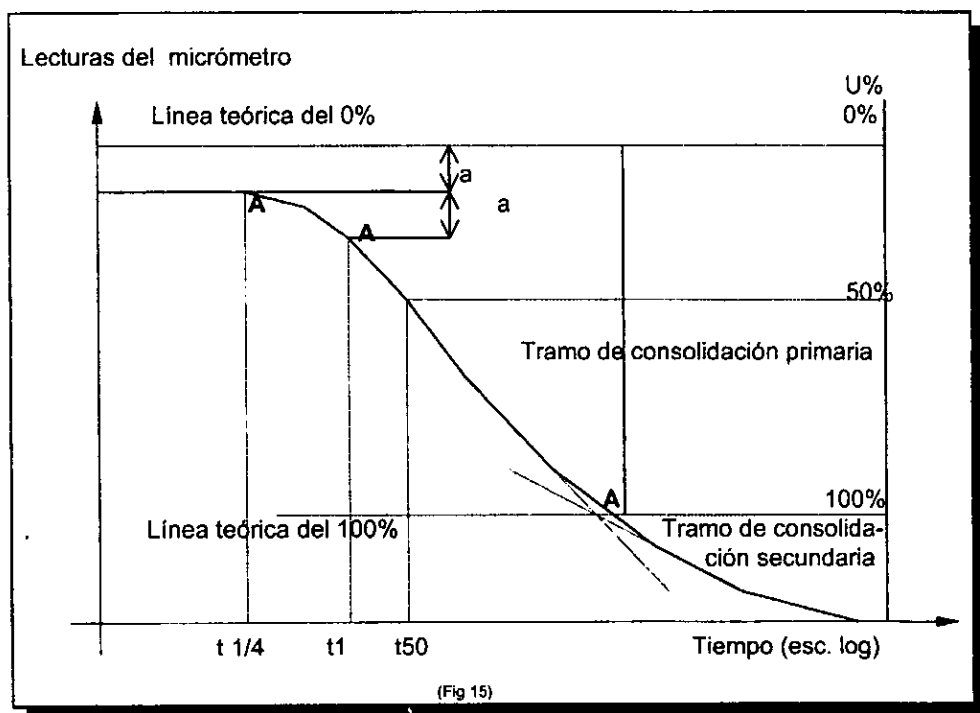
en el hecho de que la ley de tiempo - deformación es aproximadamente parabólica cuando el grado de consolidación es inferior del 53.4%; a continuación describiremos dicho procedimiento (fig 15):

→ Se escoge un tiempo arbitrario,  $t_1$ , tal que el punto correspondiente, B, esté notoriamente situado antes del 50% de consolidación.

→ Obtenemos el punto C, que corresponde a un tiempo  $t_1 / 4$ .

→ Determinamos la diferencia de ordenadas,  $a$ , de los dos puntos.

Como la relación considerada entre éstas ordenadas es raíz de 4 = 2, quiere decir que el origen de la parábola estará a una distancia  $a$ , arriba del punto C.



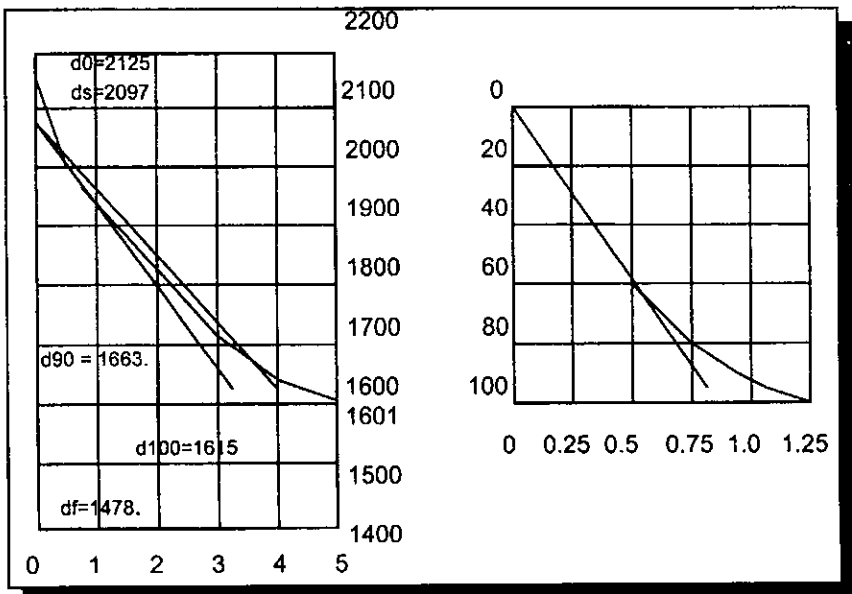
Método de la raíz cuadrada.- Taylor desarrolló este método alternativo que requiere del trazo de una curva deformación contra raíz del tiempo, la cual

resulta recta hasta un punto cercano al 60% de consolidación, intervalo en el cual la gráfica es aproximadamente parabólica, como ya se mencionó.

De la tabla de valores  $U$  (%) -  $T$  se determina que la abscisa de la curva es 1.15 veces la correspondiente a la prolongación del tramo recto, para una ordenada de 90% de consolidación. Esta característica se usa en la curva de consolidación obtenida en el laboratorio, para encontrar el 90% de consolidación.

A partir de la gráfica que a continuación presentamos, se prolonga el tramo recto para tener una línea trazada con suficiente precisión. Posteriormente, debemos de trazar otra recta con sus abscisas 1.15 veces corridas hacia la derecha, respecto a la anterior. Esta segunda línea corta a la curva de consolidación en un punto al que corresponde el 90% de consolidación primaria.

Debe notarse que la prolongación del tramo recto de la curva de laboratorio, corta el origen de ordenadas en un punto que debe considerarse como 0% de consolidación primaria y de este punto debe partir la segunda recta (fig 16).



(Fig 16)

3) Consolidación secundaria.- Si la teoría de la consolidación de Terzaghi fuera un modelo matemático perfecto, entonces no se presentaría el efecto de la consolidación secundaria, lo que podemos observar en las curvas de consolidación, las cuales presentan al final un tramo que parece ser recto, con una pendiente que representa la intensidad de la consolidación secundaria.

En sí, la consolidación secundaria (también conocida como efecto secundario) es un fenómeno de flujo viscoso, actualmente se atribuye este comportamiento de los suelos al deslizamiento progresivo, diferido en el tiempo, entre las partículas del suelo que se reacomodan, las cuales presentan una tendencia a adquirir un estado más compacto, lo que le permitirá al suelo adaptarse a la nueva condición de carga a la cual está sometido. Por ello la relación entre la relación de vacíos y el esfuerzo aplicado al espécimen de suelo depende del tiempo, o sea, mientras más tiempo permanezca la arcilla bajo un esfuerzo efectivo constante, alcanzará una mayor compacidad.

Cuando se trata de un suelo inalterado, la intensidad del efecto secundario será grande, ya que estarán actuando sobre el material presiones que nunca antes había soportado, esto se puede apreciar a lo largo del tramo virgen de la curva de compresibilidad. Durante el proceso de descarga, por el contrario, el efecto secundario es generalmente despreciable.

Como ya se mencionó, la consolidación secundaria se debe al reacomodo de las partículas sólidas del suelo después de que la mayor parte de la carga les ha sido transferida, por ello, existe la expulsión del agua de la estructura del suelo, por lo tanto debemos esperar que las velocidades de la consolidación secundaria dependan del esfuerzo efectivo, lo que nos permite concluir que este efecto será siempre independiente de la magnitud del incremento de carga aplicado para alcanzar ese esfuerzo efectivo y del espesor del estrato del suelo. Para tener resultados correctos durante una prueba de consolidación, son recomendables aumentos de carga grandes, ya que con ellos podremos encontrar el punto donde empieza la consolidación secundaria, en cambio, si los

incrementos de carga durante la prueba de consolidación se realizan con una diferencia muy pequeña entre ellos, será más difícil diferenciar la consolidación primaria de la secundaria. Para no caer en errores durante la prueba, y después de muchos ensayos en el laboratorio, es recomendable que los incrementos de carga durante la prueba dupliquen la carga total precedente.

Cuando se investigan los asentamientos de estructuras que descansan sobre mantos profundos de arcillas inorgánicas, la compresión secundaria es de escasa significación práctica ya que la primaria puede necesitar varias décadas para desarrollarse. La velocidad y asentamiento tras un período de tal magnitud se reduce a un valor tan pequeño, que puede carecer de importancia desde el punto de vista de la ingeniería.

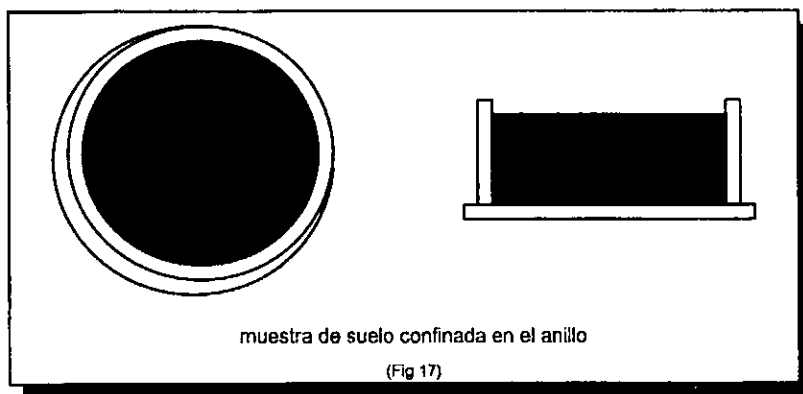
El efecto de la consolidación secundaria aumenta con el contenido de materia orgánica de un suelo; para suelos altamente orgánicos y a la vez muy porosos, la consolidación inicial ocurre normalmente en forma simultánea con la aplicación de la carga, por lo tanto, si se construye sobre este tipo de materiales y nos interesa conocer el progreso del asentamiento ocurrido una vez terminada la estructura, debemos prestar atención a la consolidación secundaria, ya que el asentamiento se deberá a ella casi en su totalidad.

#### 2.1.4. LA PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

La consolidación unidimensional, como ya mencionamos al inicio de este capítulo, ocurre cuando el volumen del suelo disminuye y los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas que lo conforman son nulos.

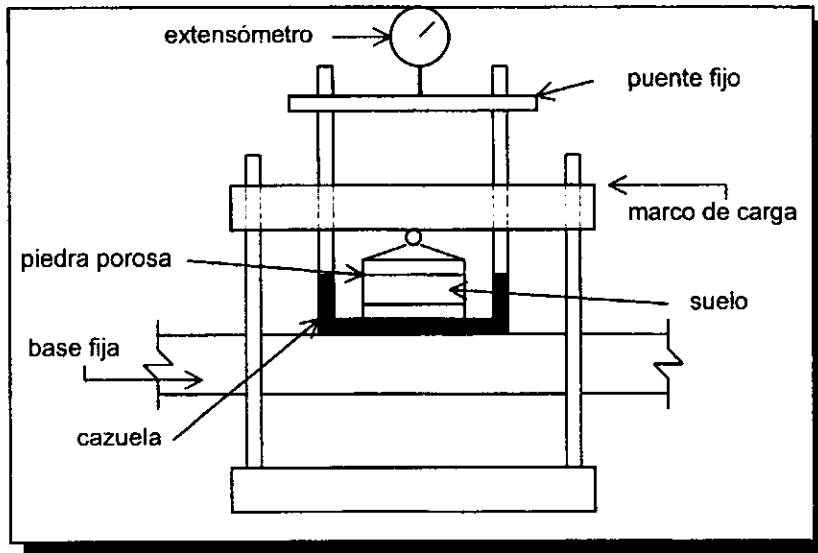
Para poder medir y analizar en el laboratorio este fenómeno, Terzaghi diseñó un dispositivo llamado consolidómetro, en el cual es necesario utilizar una muestra de suelo inalterada con un diámetro de 8 cm y un espesor de 2cm, la cual será confinada lateralmente por un anillo. (fig. 17)





El drenaje de la muestra lo permiten dos piedras porosas de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el del interior del anillo, estas piedras se ponen en la parte superior e inferior de la muestra para que el agua solamente pueda ser drenada en la dirección vertical, lo que permite también que las deformaciones se presenten únicamente en esa dirección, el conjunto es colocado en un cilindro de lucita.

Por medio de un marco de carga, se aplican fuerzas a la muestra, las cuales son repartidas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por un balón de acero y una placa de latón, la cual se coloca sobre la piedra porosa de la parte superior. Un micrómetro apoyado en el marco de carga móvil permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Con el objeto de evitar la deshidratación del espécimen, éste se debe mantener sumergido en agua (fig 18).



(Fig 18)

Es indispensable incrementar la carga durante la prueba, mientras esto se hace, se toman las lecturas en el extensómetro, lo que nos permitirá conocer las deformaciones correspondientes a diferentes tiempos, los datos obtenidos de estas mediciones se dibujan en las gráficas de consolidación que se mostraron anteriormente.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor que el inicial y se puede determinar partiendo de los datos iniciales de la muestra y las lecturas obtenidas del extensómetro. Por lo tanto, para cada incremento de carga aplicado se tendrá un valor de la relación de vacíos.

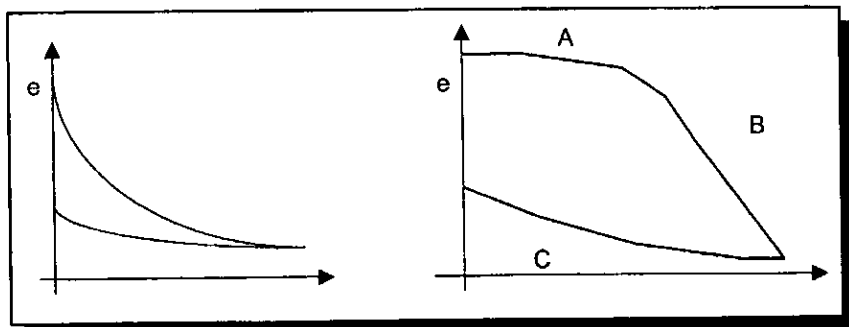
Con los datos anteriores, se tienen los valores para construir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante. Se puede hacer en escala logarítmica o natural, mientras que en las ordenadas se deben poner

los valores de las relaciones de vacíos en escala natural. A este tipo de curvas se les llama de compresibilidad y están formadas por tres tramos diferentes:

Tramo A .- Es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la parte más próxima de su unión con el tramo B, al tramo A se le llama "tramo de recompresión"; sus deformaciones en este tramo son principalmente elásticas aunque no necesariamente lineales, en esta parte de la gráfica se ubicarán las presiones que el suelo ya soportó antes.

Tramo B .- Es generalmente un tramo recto y con él se llega al final de la etapa de la carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A este tramo de la gráfica se le llama "tramo virgen" . Cuando la muestra se somete a estas cargas, el suelo experimenta deformaciones plásticas que no se recuperan al retirar las mismas. Se sabe que en esta parte de la gráfica se encontrarán las presiones que nunca antes ha soportado el suelo.

Tramo C.- Es el llamado "tramo de descarga", que corresponde a la segunda etapa de la prueba y lleva el mismo nombre. La disminución de la carga se debe de hacer paulatinamente en un lapso de 24 horas. En esta etapa de recuperación la relación de vacíos nunca llega a su valor inicial en virtud de que el suelo ya se deformó plásticamente en el tramo virgen.



(Fig 18)

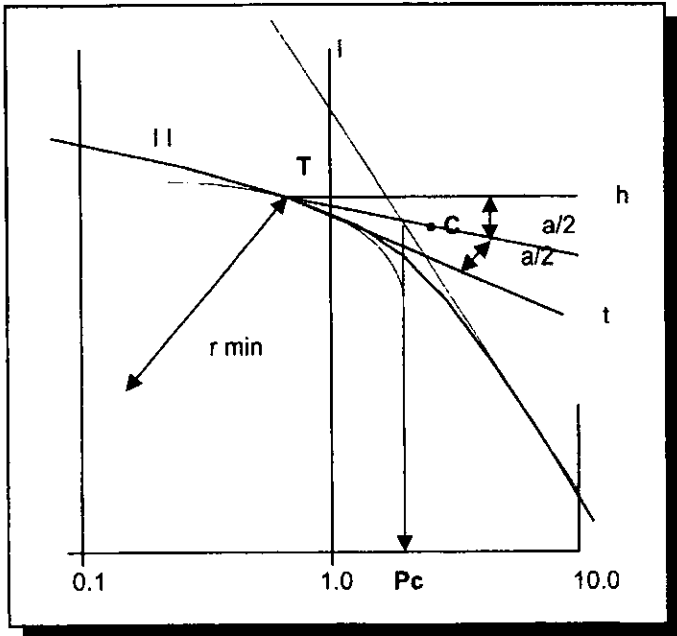
### 2.1.5. LA CARGA DE PRECONSOLIDACIÓN

Generalmente, en los suelos finos el tramo virgen de una curva de compresibilidad (en escala semilogarítmica) es recto. Cualquier desviación importante en dicho tramo se atribuye a variaciones en la condición de carga del suelo a lo largo de su historia geológica y al inevitable remoldeo de las muestras de suelo extraídas para efectuar las pruebas. La razón de esto se comprende al estudiar la forma de las curvas de descarga y recompresión, las cuales se obtienen al cargar la muestra con incrementos que le den presiones bastante mayores que la que consolidó al suelo, y después, haciendo disminuir la carga hasta cero y aumentándola gradualmente de nuevo a una aún mayor.

Regresando a la gráfica de compresibilidad, debemos mencionar que en una zona cercana a la transición de la curva de recompresión a la virgen, debe de encontrarse la máxima presión que el suelo ha soportado antes del desarrollo de ese ciclo de carga; estamos hablando de la carga máxima que el suelo ha soportado a lo largo de su historia geológica antes de ser sometido a la prueba de consolidación, a esta carga, se le denomina como "de preconsolidación" y es muy importante en las aplicaciones de mecánica de suelos. Este punto no es fácil de localizar a simple vista, ya que la transición que existe entre la rama virgen y de recompresión es gradual.

En vista de que esta información es de una enorme importancia, el doctor A. Casagrande desarrolló un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación ( $p_c$ ):

Una vez que se cuenta con la curva de compresibilidad, se determinan en primer lugar el punto de máxima curvatura (T) en la zona de transición entre el tramo de recompresión (II) y el virgen (I). Por el punto T se traza una horizontal (h) y una tangente a la curva (t). Posteriormente se determina la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas h y t. Prolongamos el tramo virgen hacia arriba, hasta intersecar a la bisectriz. Ese punto de intersección (C) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación ( $p_c$ ) del suelo.



(Fig 20)

## 2.2 ABATIMIENTO DEL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS Y SUS EFECTOS EN LA CONSOLIDACIÓN.

Menos del 1% del agua de nuestro planeta existe como agua dulce líquida asociada con las masas terrestres. El agua terrestre se origina en la lluvia y fluye bajo la influencia de la gravedad. El proceso consiste en que en la superficie se forman ríos, corrientes y también lagos; pero una gran parte de esta agua pasa por efecto de la percolación hacia rocas y suelos que forman la corteza de la Tierra. La profundidad de percolación del agua depende de la naturaleza porosa de las rocas, pero según los geólogos, es poco posible que exista agua a profundidades mayores a los 8 km.

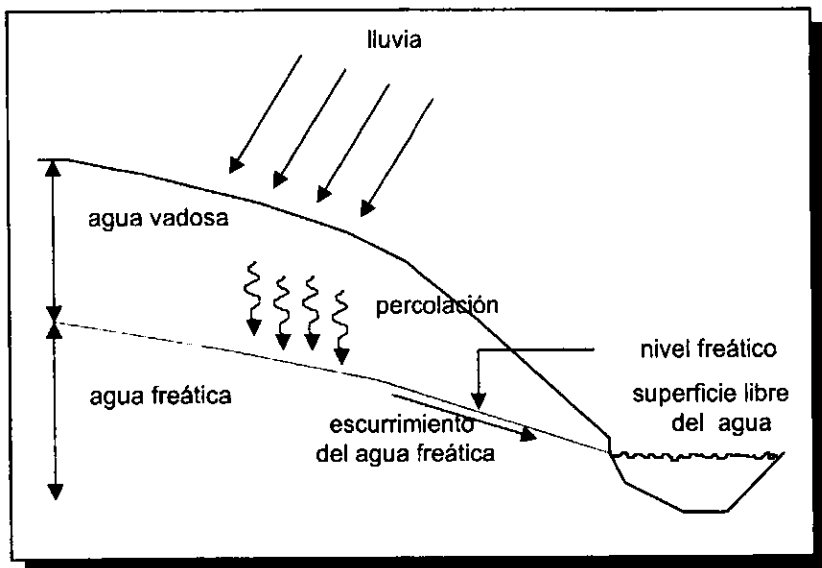
En mecánica de suelos, el agua subterránea puede ser de dos tipos, que se presentan en dos zonas distintas separadas por el nivel freático o superficie freática:

a) Agua freática o gravitacional, que:

- Está sometida a las fuerzas gravitacionales.
- Satura los espacios de los poros en el suelo por debajo del nivel freático.
- Tiene una presión interna en los poros mayor que la presión atmosférica.
- Tiende a fluir lateralmente.

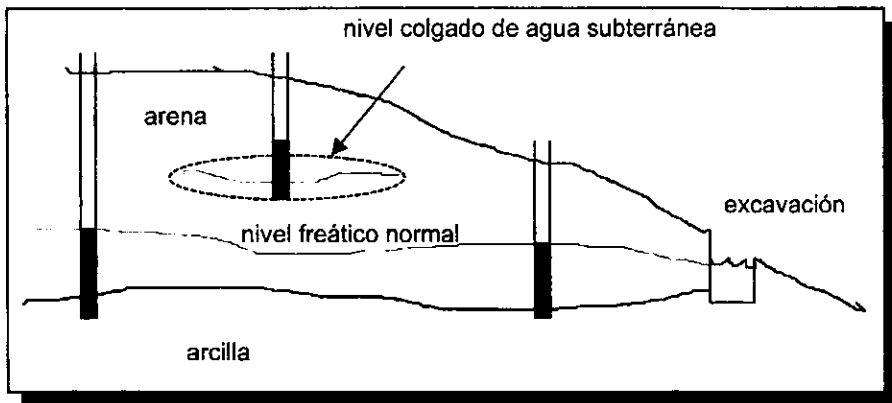
b) Agua vadosa, que puede ser:

- Agua de percolación transitoria, que se desplaza hacia abajo para incorporarse al agua freática que está por debajo del nivel freático.
- Agua capilar retenida por encima del nivel freático por las fuerzas de tensión superficial, que presenta una presión interna en los poros inferior a la atmosférica.



(Fig 21)

Debido a que los suelos están constituidos por partículas muy pequeñas, los espacios en sus poros están interconectados, por lo tanto el agua puede pasar de las zonas de alta presión a las de baja presión. Al nivel donde el agua alcanza la presión igual a la de la atmósfera se le conoce como superficie freática o nivel freático de agua. En el caso de cuerpos de aguas subterráneas no confinados, el nivel freático corresponde al agua superficial libre, tales como las aguas de un río, un lago o en una excavación (fig. 21). Cuando el agua está por encima de cuerpos de suelos aislados, como la arcilla, que tiene una baja permeabilidad, se presenta un nivel colgado de agua subterránea (fig. 22)



(Fig 22)

Cuando tenemos un estrato de permeabilidad relativamente alta, le llamamos acuífero; si éste se encuentra confinado por encima y por debajo por estratos de una permeabilidad baja, entonces el nivel freático no existirá como tal. Sin embargo, el nivel de agua en los piezómetros o pozos sumergidos en el acuífero indicarán el nivel de la superficie freática.

Las excavaciones que requieren las obras de ingeniería alcanzan frecuentemente profundidades mayores a la del nivel freático. En caso de que el material excavado sea arena, la presencia del agua dificulta mucho el progreso de la excavación bajo el nivel freático; según se va removiendo el material, el

agua de las zona vecinas fluye hacia la excavación, lo que produce fuerzas de filtración , las cuales arrastran consigo arena, por lo tanto el fondo de la excavación se va rellorando en forma continua; debido a lo anterior, al tratar de hacer más profunda la excavación, en realidad se ensancha cada vez más, lo que no permite que exista un avance real en el plano vertical.

En base a lo antes descrito, por lo general se trata de dejar a la excavación en un estado seco para profundizarla o trabajar en ella en forma cómoda y eficiente; esto se logra bajando el nivel freático en toda el área de la excavación a una profundidad mayor que la de la excavación misma.

Si el material en que se ha de excavar es una arcilla compresible e impermeable, el problema será un poco diferente. En una arcilla si se pudiese hacer la excavación y construcción posterior de la estructura rápidamente, no existiría problema alguno, pero, el material se extrae con su contenido natural de agua y su impermeabilidad hará que, si el tiempo de exposición es suficientemente corto, el material no sufra expansiones volumétricas ni cambie su resistencia . Realmente los tiempos de excavación casi nunca cumplen estas condiciones ideales, por lo que la excavación produce cambios en las propiedades de la arcilla a su alrededor, disminuyendo su resistencia, con las previsible consecuencias sobre sus taludes y propiciando expansiones.

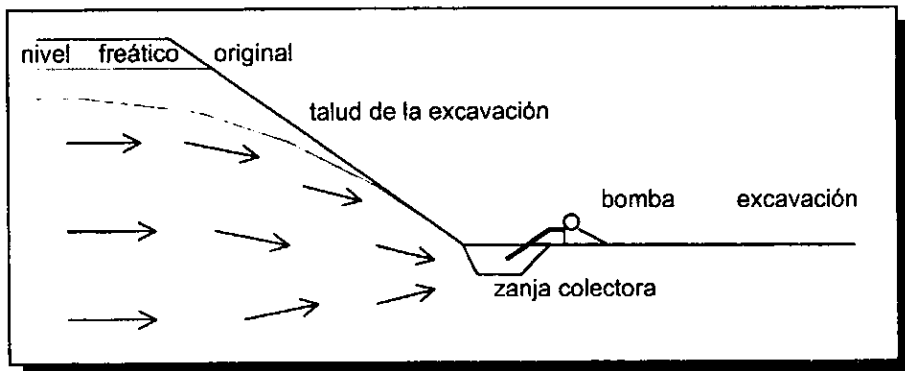
Entonces el problema no será abatir el nivel freático, que baja por si solo simultáneamente con el fondo de la excavación, sino el controlar el flujo del agua hacia la excavación, que producirá todos los efectos negativos que ya hemos mencionado.

En las excavaciones sobre arcilla sucede frecuentemente que el fondo queda próximo a un manto acuífero arenoso. Como el agua en la arena se encuentra a presión hidrostática, pudiera ser que ésta sea igual o superior a la presión debida al peso de la capa de arcilla sobre el manto de arena, en cuyo caso, se rompería el fondo de la excavación; este tipo de problemas los podemos evitar si controlamos la presión del agua en el manto de arena.



En suelos estratificados, con estratos permeables y arcillosos alternados, pueden lograrse muy buenos resultados abatiendo las presiones del agua en las capas permeables, en tal forma que el nivel freático quede por debajo del fondo de la excavación.

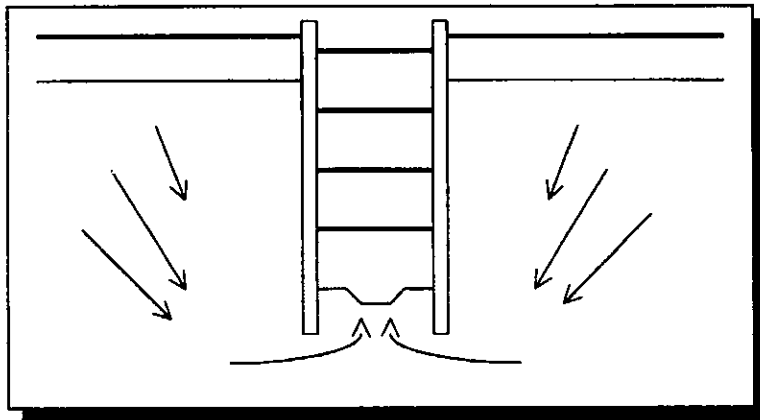
Existen varios métodos para controlar los efectos del agua en excavaciones poco profundas, uno de ellos consiste en colocar en lugares apropiados zanjas a las que el agua llegue por sí sola y de las que sea eliminada por bombeo (fig. 23), este procedimiento es bien aceptado en materiales impermeables siempre y cuando estos tengan una ligera cementación, mientras que si se trata de suelos arcillosos, que estos tengan la suficiente resistencia y una baja expansibilidad.



(Fig 23)

Otro método también recomendado consiste en hincar previamente un tablaestacado de madera ó metálico alrededor de la zona donde se piensa excavar. El agua que fluye hacia el fondo de la excavación debe ser bombeada hacia la parte exterior. Se recomienda tener una zanja longitudinal de material más permeable que el suelo para drenar a ella fácilmente el agua. A veces es también conveniente cubrir todo el fondo de la excavación con capas de material de filtro con el objeto de facilitar el drenaje y disminuir el riesgo de tubificación (fig.24)

Cuando se utiliza este procedimiento, se recomienda hacer un análisis cuidadoso de la estabilidad del tablaestacado, donde se considera el efecto del flujo del agua hacia el fondo de la excavación.



(Fig 24)

Existen métodos un poco más modernos que los anteriormente descritos, los más comunes consisten en esencia en pozos de bombeo, de diversos tipos y diseños, el abatimiento del nivel freático dependerá directamente del número, el arreglo y la profundidad de los mismos. Uno de los métodos más populares es el que se conoce como de pozos punta de captación; estos consisten esencialmente de un tubo perforado o de malla de acero inoxidable o de latón, de 5 a 7.5 cm de diámetro y de 0.30 a 1 m de longitud. Estos tubos se conectan a la parte inferior de otro vertical no perforado a la profundidad que se desea.

La instalación de los pozos punta consiste en colocarlos alrededor de la excavación proyectada a una profundidad que garantice el abatimiento deseado del nivel freático. Las separaciones de estos pozos varían generalmente entre 1 y 4 m y sus extremos superiores están conectados a una tubería de descarga de 15 a 30 cm de diámetro. La tubería de descarga va conectada a una bomba que extrae y envía a otro tubo conectado a ella el agua extraída.

Por lo general este sistema es apropiado cuando se quiere abatir a una profundidad mayor de 5 m. En aquellos casos en que la profundidad sea mayor

se pueden instalar varias hileras de estos pozos de captación a distintos niveles. Se recomienda que se coloquen en bermas dejadas en el talud de la excavación a cada 5 m de desnivel; con este método se han logrado abatimientos del nivel freático hasta de 30 m; para estos casos puede resultar más eficiente el uso de pozos profundos con bombas de turbina instaladas en su parte inferior.

Los pozos profundos son de mayor diámetro que los pozos punta de captación y son también ampliamente usados para abatir el nivel freático. Son muy adecuados cuando la excavación es profunda, los suelos son muy permeables y siempre que exista una profundidad suficiente bajo el nivel a que se desea bajar el nivel freático, en la cual se mantenga la presencia del material permeable, para poder alojar en ella la parte perforada o de captación del pozo.

El sistema tiene la ventaja de poderse instalar fuera de la excavación, de modo que no interfiere con las operaciones de la excavación.

En base a los conceptos anteriores, y después de haber hablado un poco de los métodos de abatimiento del nivel de aguas freáticas, podemos hacer un análisis de sus efectos en la consolidación del suelo, lo que a largo plazo nos va a provocar el fenómeno del hundimiento regional.

Como ha sido anteriormente tratado, los esfuerzos en el suelo son tres, los esfuerzos neutrales (aquellos que le corresponden al agua), los esfuerzos efectivos (aquellos que son soportados por la parte sólida del suelo) y los esfuerzos totales ( la suma de los dos anteriores).

Al extraer agua del suelo, lo que estamos haciendo es disminuir la presión en el agua que contiene el suelo, en otras palabras, los esfuerzos neutrales disminuyen, esto lo podemos verificar en campo si se instalan piezómetros, los cuales presentarán diferentes lecturas antes y durante el abatimiento del nivel de aguas freáticas.

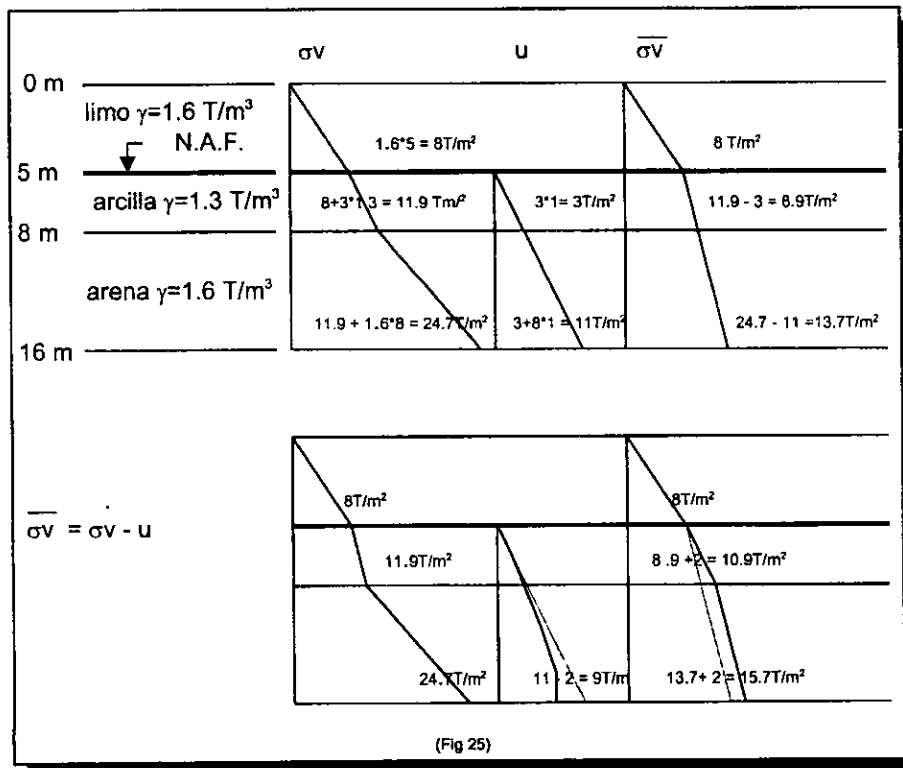
Aún cuando los esfuerzos neutrales del suelo son alterados, los esfuerzos totales permanecen iguales, lo que indica que al disminuir los primeros, se alteran proporcionalmente los segundos; en otras palabras, parte de los

esfuerzos que la fase líquida del suelo soportaba serán ahora soportados por la parte sólida del mismo.

Como concepto básico es importante mencionar que para que exista un cambio en las condiciones del suelo, debe de haber una alteración en sus esfuerzos efectivos, lo que quiere decir que si éstos aumentan tendremos entonces el fenómeno de la consolidación, en cambio si disminuyen el resultado será la expansión del suelo; por lo tanto podemos decir que cuando no existe cambio en los esfuerzos efectivos no tendremos ninguna deformación.

A continuación, para una mejor comprensión de estos conceptos, presentamos un ejemplo numérico:

En primera instancia se presentan 3 estratos de suelo y sus características iniciales:



En la gráfica anterior, podemos observar como en caso de extraer agua del suelo, los esfuerzos neutrales tendrán un cambio, por lo tanto existirá una alteración en los esfuerzos efectivos, en este caso tendremos como resultado la consolidación del suelo.

### 2.2.1 RAZONES DEL HUNDIMIENTO REGIONAL.

El fenómeno del hundimiento regional no se presenta solamente en la Ciudad de México, es un fenómeno que se puede observar en diferentes partes del mundo, siendo el resultado de la conjunción de diversos factores.

El hundimiento regional y los asentamientos de la superficie del suelo son muy similares, los dos pueden ser observados en lugares donde existe extracción por bombeo del agua que contiene el suelo; que particularmente es el caso que se da en la Ciudad de México, por ello, nos enfocaremos principalmente al estudio de éste.

Para comprender mejor las causas por las que se presenta el hundimiento regional en la Ciudad de México, debemos conocer primero en dónde se encuentra situada y las características del suelo que en ella se pueden observar.

El Distrito Federal se encuentra situado dentro del Valle de México, el cual incluye a la Ciudad de México y ocupan un total de 1480 km<sup>2</sup>. La Ciudad de México se construyó sobre el fondo del ex lago de Texcoco y es por ello que existen problemas de cimentación en esta zona.

Todo el Valle de México se caracteriza por la intensa actividad volcánica que tuvo lugar en el pasado.

Desde 1791 se conoce el desarrollo del hundimiento de la Ciudad; Alejandro von Humboldt, en 1803, al describir el Valle da a conocer el dato del nivel de aguas medias en el Lago de Texcoco aproximadamente a 1.20 m, abajo de la esquina sur del Palacio.

En la catedral, se había instalado un indicador de los niveles del agua en el lago , según esta referencia, en 1862 el fondo del lago estaba a 2.80 m debajo del Zócalo.

Los ingenieros Velázquez y Aldasoro, en 1876, establecen el plano general de referencia para la Ciudad, de acuerdo a las mediciones de los citados ingenieros, la cota de aguas máximas del Lago Texcoco era +7.10 y la del fondo +5.57.

En 1891, Roberto Gayol nivela la Ciudad refiriendo ese levantamiento al banco marcado por Velázquez y Aldasoro. Además se apoya en dos puntos supuestamente fijos: el banco de Atzacocalco con una cota de +12.35 y el de Niños Heroes, monumento antiguo de Chapultepec, con acotación +16.08.

En 1913 se llevó a cabo una nivelación de Veracruz a México, que permitió referir los bancos antes mencionados al nivel medio del mar y conocer las elevaciones de los diferentes puntos de apoyo como la Alameda, Atzacocalco y Catedral.

Por otra parte, la Dirección de Geografía realiza de 1937 a 1950 nivelaciones en la Ciudad y, a partir de 1953, la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México toma a su cargo la observación periódica, instalando un gran número de bancos que cubren el área urbana.

Fecha	Referencia	Cota Catedral en m	Msnm elevación en m
1803	Humboldt. El nivel medio de las aguas en el Lago de Texcoco, 1.20 m abajo de la esquina sur del Palacio.		2237.6
1862	Monumento a Enrico Martínez. El fondo del Lago, 2.80 m debajo del piso del Zócalo.		2236.0
1876	Velázquez y Aldasoro. Plano de referencia de la Ciudad	+10.00	2240.4
	Nivel de aguas máximas en el lago	+7.10	2237.5
	Nivel del fondo del lago	+5.57	2235.9
1891	Ing Roberto Gayol. Banqueta junto a la torre Oeste Catedral	+8.35	2238.8
	Alameda	+8.60	2239.0
	Atzacocalco	+12.35	2242.75
1966	Cruz del Lago		2235.3
	Torre Oeste de Catedral		2233.0
	Alameda		2233.3

(Tabla 2)

Haciendo una hipótesis de que el banco determinado por Velázquez y Aldasoro no se asentó apreciablemente durante el período 1803 - 1891, podemos concluir que :

1.- El nivel medio del agua en Texcoco tenía en 1803 la elevación 2237.6 y el tirante era de 1.60 m.

2.- El fondo del lago estaba a la cota 2236.0 en 1876 y el mismo punto presentaba un hundimiento de 70 cm según la nivelación de 1966.

3.- El banco de nivel de Catedral había sufrido un asentamiento de 6,0 m desde 1891 a 1966, mientras que la Alameda registraba un hundimiento de 7.0 m en el mismo período de tiempo.

Gran parte de la Ciudad, como ya se mencionó antes, está asentada sobre el fondo del Lago de Texcoco, particularmente hacia el oriente y al norte. Para catalogar los problemas que pueden plantearse desde el punto de vista de la mecánica de suelos, el área urbana se ha subdividido en tres grandes zonas: lago, transición y lomas.

Las características del subsuelo en la zona de lomas y del lago están relativamente bien definidas, aún cuando en la primera pueden encontrarse formaciones tan diversas como derrames de lava y abanicos aluviales. La zona de transición por otra parte, se distingue por su erraticidad estratigráfica, donde se pueden hallar series de capas arenosas o limosas de origen aluvial que se intercalan con depósitos de arcilla lacustre, de espesor muy variable. Esta zona y la del lago son las que han presentado hundimientos importantes en el presente siglo, pero también se han presentado con menor frecuencia en la zona de lomas.

En este siglo, el primero en hacer serias advertencias sobre el hundimiento general del Valle de México fue Roberto Gayol alrededor del año de 1925, quien lo notó principalmente en la Catedral Metropolitana mientras trabajaba sobre el sistema de drenaje de la Ciudad.

Después de realizar ciertos estudios, Gayol concluyó que el fenómeno se debía a "perturbaciones que en el fondo del Valle de México ha producido el drenaje de las aguas del subsuelo."

José A. Cuevas fue quién continuó con las investigaciones de Gayol; él y su discípulo N. Carrillo analizaron la influencia del bombeo en los pozos de aprovisionamiento de agua de la Ciudad, mientras tanto se difundía la teoría de la consolidación de Terzaghi; lo que permitió que se compararan los resultados obtenidos con las mediciones locales de la Ciudad de México, fue entonces que se demostró definitivamente que el abatimiento de los niveles piezométricos profundos causados por el bombeo de los estratos acuíferos era la causa primordial del hundimiento.

Como es bien sabido, los acuíferos existentes en el subsuelo están sujetos a presiones artesianas, en el caso de la Ciudad de México, el bombeo producido con fines de abastecimiento de agua para la zona urbana ha producido abatimientos de los niveles piezométricos, en algunos casos superiores a los 20m. Este abatimiento de presión en los acuíferos provoca flujo de agua de los mantos arcillosos hacia ellos, con la correspondiente pérdida de volumen.

Si tomamos como configuración inicial de la Ciudad de México la que presentó Gayol, el hundimiento general ha sido del orden de 5 m en la Catedral, de 6 m en la calle de Tacubaya y en la Alameda Central, mientras que en la esquina de Av. Juárez y Reforma se han registrado lecturas de 7 m.

El hundimiento ocurre como una función lineal del tiempo, pero tiene la característica de ser muy variable de un punto a otro en la ciudad, lo que hace muy difícil tener una cifra representativa del hundimiento regional anual, después de diversas observaciones se ha determinado que el fenómeno puede oscilar entre 5 y 20 cm / año. Según las investigaciones realizadas con varios años de anterioridad, se concluye que los estratos arcillosos que se encuentran a profundidades menores de 50 m, son los principales responsables del fenómeno, siendo los más afectados los que se encuentran entre los 20 y 50 m de profundidad.



### 2.2.2 EFECTO DE LA EXTRACCIÓN DE AGUA DEL SUELO.

La proporción del bombeo de agua del subsuelo en los últimos años ha disminuido considerablemente, por lo que los hundimientos de la superficie del suelo han sido menores con respecto a esta misma relación .

Desde mediados del siglo pasado hasta 1955, un gran número de pozos fueron perforados con profundidades de 50 hasta 500m y se utilizaron para la extracción de agua del subsuelo en el centro de la Ciudad de México. En el área de la Ciudad, el constante bombeo de agua creó una fuerte reducción de los niveles piezométricos en los estratos más profundos, particularmente en aquellos que se encuentran a profundidades mayores a los 28 m. El nivel de aguas de cualquier forma se mantuvo sin alteración, esto se debe a la baja permeabilidad de los depósitos de arcilla .

Los registros del comportamiento del subsuelo a causa del bombeo de agua que se encuentra en las profundidades han sido de vital importancia en la Ciudad de México, los piezómetros instalados a profundidades de 3 , 34 y 49 m en la zona del centro han permitido la mejor comprensión del fenómeno del hundimiento en esta región. En los años 50 una caída constante en los niveles piezométricos se presentó entre los 34 y 49 m de profundidad, siendo esta en promedio de 1.9 m / año, mientras que también se observaron hundimientos de la superficie del suelo en esos momentos, lo que llevó a la correlación antes mencionada entre la extracción de agua del suelo y el hundimiento de la superficie del mismo; en el momento que se disminuyó el bombeo de agua y los niveles piezométricos se mantuvieron, entonces los asentamientos decrecieron.

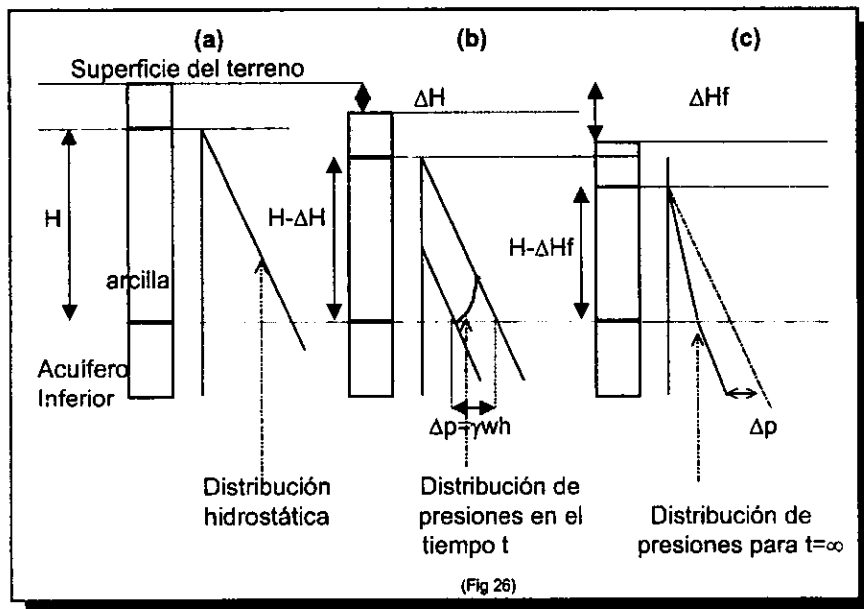
Cuando se terminó el acueducto que traía agua del Valle de Toluca a la Ciudad de México, se cerraron muchos pozos. El efecto fue instantáneo, pues disminuyó la caída de los niveles piezométricos. De hecho entre 1957 y 1967 las lecturas piezométricas se mantuvieron prácticamente iguales, lo que se reflejó inmediatamente en la disminución de los asentamientos del suelo. Sin embargo, estos asentamientos continuaron, ya que están en función también del tiempo. La

presión hidrostática obtenida de las lecturas piezométricas mostró que la parte superior de una capa de arcilla fina que se encuentra a una profundidad de 28 m no había sufrido una reducción apreciable a causa del bombeo de agua de los estratos más profundos.

Los efectos más importantes de la extracción del agua se han observado en el primer estrato duro a 33 m de profundidad y en los estratos de arena que se encuentran a profundidades mayores. Por lo tanto, si el agua que se encuentra en los estratos superiores de arena, se conecta con el agua que esta alojada en los estratos de arena inferiores, la parte superior de los depósitos altamente compresibles tendrá una disminución de la presión piezométrica que traerá como consecuencia un fuerte incremento en los asentamientos de la superficie del terreno.

A continuación, se exponen algunos conceptos teóricos del fenómeno del hundimiento, realizados utilizando la Teoría de la Consolidación de Terzaghi.

Este caso trata de un solo manto de arcilla, drenado por sus caras superior e inferior, el cual es sometido a un abatimiento rápido de la presión del agua y se supondrá que el nivel freático se mantiene a la misma profundidad durante el proceso de consolidación subsecuente. El estrato de arcilla es homogéneo, de espesor  $H$  y la pérdida de presión  $\Delta p$  ocurre en el acuífero permeable inferior (fig. 26)



Antes de que se produzca el abatimiento  $\Delta p$  en el acuífero, las presiones estaban como se ve en la parte a) de la figura anterior, lo que corresponde a la configuración hidrostática de equilibrio. Al producirse el abatimiento el proceso de consolidación comienza y en la parte b) se ve la distribución de presiones en el agua en un instante intermedio  $t$ . Al final del proceso, parte de la figura c) la distribución vuelve a ser lineal. Se debe de hacer notar que el flujo de agua no ocurre hacia la frontera superior de la arcilla, por lo que el espesor efectivo de ésta es igual al total.

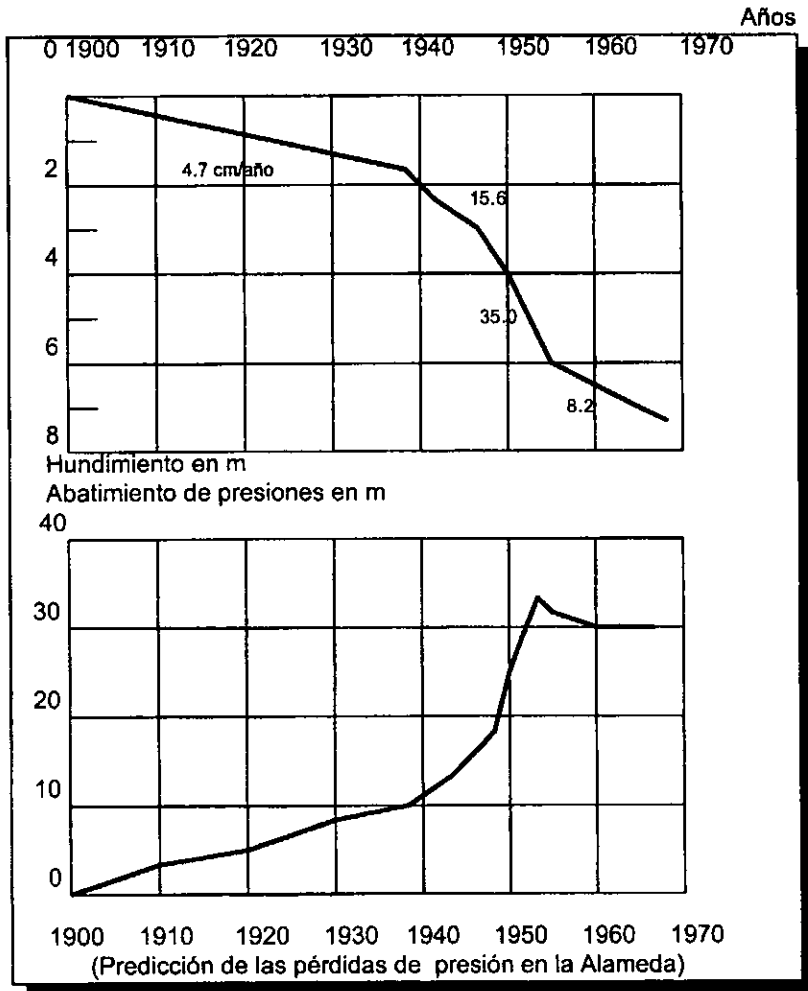
Después del análisis de los conceptos anteriores, podemos llegar a algunas conclusiones con respecto a las causas del hundimiento regional; como por ejemplo, el primero en mencionar que existía alguna relación entre la extracción de agua del subsuelo y el hundimiento fue Gayol, quién al relacionar estas perturbaciones con las condiciones hidráulicas del suelo, se refería al nivel freático, el cual se encontraba en esa época a 1.5 m debajo de la superficie

mientras que en 1992 el nivel se encuentra a 2.50 m de profundidad; al parecer este descenso se produjo después de instalada la red evacuadora de aguas negras y pluviales. Esto implica un incremento en los esfuerzos efectivos del subsuelo que se aproxima a 1 ton/m<sup>2</sup>. Cálculos basados en la distribución y propiedades mecánicas de los materiales indican que el hundimiento por este concepto debió ser de 1 m, aproximadamente, y que ocurrió en el lapso de 1900 a 1920.

Otra de las causas que provocan el hundimiento, es la sobrecarga de la superficie debido a construcciones y rellenos. Es importante mencionar que los edificios y la nivelación de las calles en la zona del Centro de la Ciudad, datan de la época de la colonia.

Debido a las condiciones del subsuelo, la expansión de la Ciudad a sus actuales fronteras se ha realizado mediante construcciones ligeras o bien sustentadas por cimentaciones que reducen los asentamientos, tales como pilotes, compensaciones de cargas, etc. lo que ha reducido un poco el hundimiento de la Ciudad.

Por otro lado, la explotación de los acuíferos dentro del área urbana y las mediciones piezométricas, constituyen hechos que no pueden ser ignorados al estudiar el hundimiento. Basándonos en la teoría de consolidación y haciendo uso de las propiedades medias de las formaciones arcillosas y su distribución estratigráfica en el subsuelo de la Ciudad, se puede predecir la ocurrencia del fenómeno (fig. 27).



(Fig 27)

### 2.2.3 EFECTOS DEL HUNDIMIENTO REGIONAL

Los problemas ocasionados por el bombeo constante y excesivo del agua que se encuentra en el subsuelo, deben ser considerados por los ingenieros para las diferentes propuestas de cimentación en zonas como la Ciudad de México. En sitios donde el nivel de aguas ha sido abatido, pueden presentarse fracturas en la

superficie del terreno, que llegan hasta la parte más profunda de los estratos compresibles subsecuentes.

Los hundimientos diferenciales de la superficie del suelo también producen daños a servicios públicos tales como calles, banquetas, autopistas, drenajes, alcantarillado, etc. Es por ello que en lugares donde se presenta el hundimiento regional, el mantenimiento para estos servicios es muy importante.

Para el diseño apropiado de cimentaciones en este tipo de zonas, el ingeniero en cimentaciones debe tomar en cuenta el promedio de los asentamientos que se presentan en el sitio, investigar las características locales que causan el hundimiento y determinar si éste es uniforme o diferencial. Una posible solución para este tipo de problemas es la utilización de pilotes de fricción, ya que si se utilizan pilotes de punta que se encuentren apoyados en estratos muy profundos presentarán problemas de "emersión" al existir asentamientos del suelo.

Los asentamientos del suelo son muy variables a lo largo de la Ciudad de México, estos dependerán como ya se ha mencionado de la reducción de las presiones piezométricas del agua del subsuelo y también, del espesor y de la compresibilidad de los estratos de arcilla. Existen diferentes tipos de problemas que se pueden presentar, por ejemplo, en suelos formados por arcillas de alta compresibilidad, donde el nivel de aguas se ha bajado notablemente se presentará una fuerte consolidación del terreno, acompañado de la presencia de fisuras y fracturas que pueden llegar desde la superficie hasta los depósitos más profundos de arcilla.

Por otra parte, en el diseño de las cimentaciones para edificios en la Ciudad de México, se debe prestar especial atención en mantener los esfuerzos que se aplican al suelo lejos del límite crítico de las arcillas. En sitios donde la sobrecarga ha sido elevada a causa de la construcción de edificios muy pesados, en pocos años los asentamientos pueden ser por lo menos 5 veces mayores que los asentamientos más grandes registrados antes de la construcción de estas estructuras.

Las condiciones hidráulicas en el subsuelo de la Ciudad son variables a lo largo de ella, la caída más grande en los niveles de agua ocurre entre el primer y segundo estrato resistente. Los depósitos más profundos de arcilla (conocidos como Formación Tarango I ) y la parte más baja de los depósitos superiores de arcilla (conocidos como Formación Tacubaya V) se han consolidado satisfactoriamente debido al cambio constante en las presiones piezométricas de los mismos. No obstante que la extracción de agua de los pozos ha sido prohibida en el centro de la Ciudad, se tienen registros de la disminución del contenido de agua en el subsuelo. La compresión de los depósitos superiores de la Formación Tacubaya, aumentó prácticamente dos veces su proporción de consolidación si es comparada con las lecturas realizadas entre los años 1965 - 1967. Esto se debe en gran parte a la extracción desmedida de agua del subsuelo, lo que ha provocado una disminución piezométrica principalmente en los primeros 28 m de profundidad.

Es obvio que las características de los depósitos sedimentarios no consolidados en el Valle de México, especialmente aquellos que se encuentran bajo el área de la Ciudad y que en conjunto con las condiciones hidrostáticas causadas por la extracción de agua de los acuíferos, han producido problemas importantes que deben ser considerados por los ingenieros para llevar a cabo los trabajos de construcción en la Ciudad, los problemas más importantes que se presentan son los siguientes:

- 1.- Hundimiento local debido al bombeo de agua con pozos profundos.
- 2.- Contracción del suelo debido al abatimiento del nivel de aguas freáticas.
- 3.- Fuertes asentamientos causados por estructuras pesadas cimentadas sobre la superficie.
- 4.- Daños causados por la construcción de edificios sobre pilotes de punta.

### 1.- Hundimiento local debido al bombeo de agua con pozos profundos:

Los pozos que se encontraban hace muchos años en el centro de la Ciudad de México extraían una gran cantidad de agua del subsuelo. Cuando no se encontraban bien cementados, colectaban el agua de los estratos superiores, lo que originaba una fuerte disminución en los niveles hidrostáticos alrededor de ellos, esto incrementó las presiones efectivas, consolidando fuertemente al suelo siendo éste muy compresible. El resultado fueron grandes deformaciones en forma de "cráteres" alrededor de los pozos, produciendo daños e inclinaciones de las construcciones cercanas, llegando a presentarse casos en los que fue necesario deshabitarlas y posteriormente demolerlas. Los grandes hundimientos diferenciales que se presentaron a causa de los pozos, también causaron daños a los servicios públicos, particularmente a las líneas de conducción de agua potable y de drenaje. Las grandes distorsiones de la superficie del suelo en las colonias donde existía la necesidad de extraer el agua del suelo por medio de pozos, demostraron que debía terminarse con esta práctica, por lo que sería necesario obtener agua por otros medios y no por la extracción desmedida de agua a través de estos pozos que además estaban concentrados en la Ciudad.

### 2.- Contracción del suelo debido al abatimiento del nivel de aguas freáticas.

La Ciudad de México ha crecido hasta llegar a ser una de las más pobladas y extensas del mundo, mientras más nos alejamos del centro de ella, los problemas de cimentaciones son diferentes; afectándose también en la medida que los estratos de arcilla disminuyen en su espesor. En las afueras de la Ciudad se acostumbra abatir el nivel de aguas freáticas debido a que los estratos superiores del suelo no se vuelven a llenar de agua tan rápidamente como en el caso del centro. La disminución del nivel de aguas freáticas en los suburbios de la Ciudad se debe también a la disminución de la presión piezométrica en los acuíferos profundos causado básicamente por la extracción de agua para uso industrial y de la población a través de pozos. La extracción de agua afecta directamente a los estratos altamente compresibles de arcillas bentoníticas, lo que



trae como resultado una gran contracción en las arcillas debido a la disecación; el efecto final de esta contracción es la aparición de grandes fracturas en la superficie del suelo; algunas de estas fracturas o grietas son muy extensas y si no son tratadas apropiadamente y protegidas contra la evaporación de agua que el suelo aún contiene, pueden abrir la superficie del suelo hasta 1 m y alcanzar profundidades hasta de 15 m. Si estas grietas aparecen en campos abiertos, entonces no producirán aparentemente ningún daño grave, de cualquier forma, en zonas urbanizadas los daños a los intereses privados y públicos pueden ser de grandes proporciones.

El comportamiento del suelo bajo estas condiciones es muy complejo, cuando los trabajos de ingeniería contemplan zonas que se encuentran expuestas a estos fenómenos, será necesario investigar cuidadosamente las condiciones prevalecientes en estos sitios, con el objeto de prever el problema.

Para evitar que se siga abriendo este tipo de grietas, la superficie de arcilla debe mantenerse bien irrigada y haciendo que el agua que contiene recircule, de cualquier manera, antes de hacer esto, es necesario que las grietas sean selladas perfectamente usando la misma arcilla ó en su defecto bentonita mezclada con cemento, esto para darle al material la misma consistencia natural que se tenía. La mezcla debe de ser bien revuelta, mientras que se le agrega el agua, dándole así la fluidez necesaria para ser inyectada.

Otro problema importante causado por la deformidad de la superficie del suelo es la fracturación de las líneas de distribución de agua, lo que ha llevado a dar solución a este problema en zonas donde se presentan grandes hundimientos, por medio de la ubicación de estaciones de bombeo, las cuales permiten enviar el agua de las tuberías dañadas a niveles mayores donde no existan fisuras en las mismas.

El sistema de abastecimiento de agua también pueden ser dañado y algunas veces las tuberías se destruyen, lo que provoca una considerable pérdida de agua; si las tuberías se rompen dentro de la tierra, es muy difícil de detectar el daño y se pierde mucha agua potable.

A causa de la pérdida de agua antes mencionada, el mantenimiento de banquetas, vías del metro, conductos de agua y drenaje debe ser constante, lo que ha dado como resultado que en la Ciudad de México se convierta esto en un problema de todos los días, elevándose notoriamente los costos para llevar a cabo las obras de mantenimiento correspondientes, que en algunos casos es muy difícil de sufragar; además, esto ha causado que ningún edificio se encuentre realmente vertical, por lo tanto el reglamento de construcción ha permitido que se presenten estructuras hasta con una rotación de 0.0025 m, dependiendo del tipo de cimentación implementada.

3.- Fuertes asentamientos causados por estructuras pesadas cimentadas sobre la superficie.

Cuando una estructura está cimentada sobre la superficie del terreno, y no es tomada en consideración la resistencia y compresibilidad de los primeros estratos, (en el caso de la Ciudad de México nos referimos a la formación arcillosa conocida como Tacubaya) la estructura sufrirá fuertes asentamientos tanto diferenciales como totales. Esto sucede usualmente cuando las fuerzas críticas de compresión son mayores a la capacidad de carga del suelo. Como consecuencia, las estructuras más ligeras que se encuentran a un lado de aquellas muy pesadas sufrirán asentamientos, es entonces que aparecen los daños, que algunas veces son tan graves que es necesaria la demolición de la estructura afectada; también los servicios públicos son severamente dañados en este proceso, lo que complica aún más la situación.

En cambio, si se utiliza un factor de seguridad adecuado, las estructuras no sufrirán asentamientos mayores a unos cuantos centímetros . Los grandes asentamientos pueden ser evitados si se reduce la transmisión de los esfuerzos sobre la parte superior de los estratos de arcillas de origen volcánico. Esto se soluciona llevando a cabo excavaciones lo suficientemente profundas como para retirar la cantidad de suelo adecuada que sea capaz de compensar parte ó

totalmente el peso de la estructura; a este tipo de cimentaciones se les conoce como compensadas y ya fueron analizadas al inicio de este trabajo.

Cuando es correctamente aplicado este procedimiento, da como resultado pequeños asentamientos que generalmente están dentro de tolerancia; además de que puede ser mucho más económica que otras propuestas de cimentación.

Cuando las cargas que transmite la estructura son muy grandes y no permiten que el uso de una cimentación compensada sea realmente económica, se sugiere la combinación de esta con la utilización de pilotes.

La única forma en que los grandes asentamientos pueden ser evitados, es investigar cuidadosamente las propiedades de compresibilidad de los materiales del subsuelo que se tienen en el sitio en cuestión, seleccionando así la profundidad de la cimentación, lo que anulará la posibilidad de que el peso de la estructura exceda las capacidades de carga del suelo y que sean rebasados sus límites de compresibilidad. Por lo tanto, la cimentación será compensada de tal forma que se reducirán los asentamientos a proporciones muy pequeñas, protegiéndose así a las estructuras aledañas y a las instalaciones de servicios públicos de posibles daños. De cualquier manera, se debe permitir el incremento de los esfuerzos efectivos en estratos profundos, ya que existe aún la reducción de los niveles de agua.

Los problemas en las cimentaciones superficiales se presentan cuando las estructuras están cimentadas de forma aislada, ya que al presentarse asentamientos, éstos serán diferenciales, causando entonces daños a la superestructura. En estos casos se recomienda unir los cimientos con traveses los cuales minimizarán los desplazamientos diferenciales en el sentido vertical.

Aunque esta técnica sea utilizada, existen casos en que las columnas y las cimentaciones llegan a ceder ante las cargas aplicadas, por lo que la mejor y la más económica de las soluciones es diseñar articulaciones que eviten la deformación de la superestructura.

#### 4.- Daños causados por la construcción de edificios sobre pilotes de punta.

Los pilotes utilizados en el centro de la Ciudad de México, por lo general se apoyan o descansan en el primer estrato duro, que se encuentra a una profundidad de 33 m. A causa del confinamiento y la conjunción de fuerzas, la arcilla que envuelve al pilote por lo general causará una fuerza de fricción negativa ( hacia arriba) en los costados del cuerpo del pilote, en cambio, cuando los pilotes son de fricción y se encuentran hincados en la formación de arcillas llamada Tacubaya I, serán jalados hacia abajo debido al hundimiento.

La fricción negativa que actúa sobre los pilotes, llega a ser tan grande, que la reducción de las fuerzas de confinamiento en los estratos de apoyo reduce la capacidad de carga del pilote, llegando a veces al extremo de clavar al pilote en el estrato resistente.

Estos problemas aumentan cuando el estrato de apoyo y de confinamiento que tenemos en el sitio tiene una cohesión muy baja, lo que dará como resultado la penetración del pilote en el estrato de apoyo. Este fenómeno puede causar una penetración no uniforme de los pilotes por lo tanto, se presentarán asentamientos diferenciales, inclinando ó dañando la estructura.

Los resultados de los asentamientos diferenciales pueden ser de tal magnitud, que sea necesario inyectar cemento dentro de los estratos arenosos, lo que aumentará la capacidad de carga de los mismos, si se visualiza desde un principio este problema, se puede proponer la utilización de un mayor número de pilotes, lo que va a reducir la magnitud de las fuerzas que deberán soportar cada uno de ellos, dándole así un mejor apoyo a la estructura.

En caso de que los pilotes de punta no se hincuen más en el estrato de apoyo, entonces la estructura emergerá del suelo gradualmente en una proporción igual al hundimiento que presente el suelo en esa zona. Si estos problemas no son previstos desde un inicio, entonces los daños se presentarán en las estructuras aladañas y sobre el nivel de la calle.

Cuando en una zona que presenta hundimiento regional, se levanta una estructura que se encuentra sustentada sobre una cimentación superficial y que

es adyacente a una mayor que esta cimentada sobre pilotes, por lo general sufrirá de una inclinación.

Por otra parte, cuando es posible que se presente el fenómeno de la emersión de la superficie del piso sobre el nivel del suelo, es conveniente tomar medidas para evitarlo, por lo tanto y como ya se mencionó anteriormente, se recomienda una cimentación donde combinemos la técnica de la compensación con la utilización de pilotes de fricción, de cualquier manera, la estructura será atraída hacia abajo por el mismo suelo, pero se hundirán en conjunto, como unidad. Realmente el hundimiento de la estructura será ligeramente más lento que el del suelo, por lo que en cierto momento se puede llegar a observar una ligera emersión de la misma, pero con el paso del tiempo se corrige sola, lo anterior se debe básicamente a las diferentes fuerzas que actúan sobre los pilotes de fricción, ya que la parte superior de los mismos estará afectada por la llamada fricción negativa, mientras que la parte inferior del elemento estará sometida a la fricción positiva.

Los pilotes de fricción para estos casos pueden ser utilizados de dos formas diferentes:

1.- Pueden asentarse hasta una profundidad intermedia, lo que reducirá considerablemente los desplazamientos verticales con respecto al suelo, en comparación con los que se pueden registrar si se utilizan pilotes de punta.

2.- Pueden ser diseñados de tal forma que sea eliminada la fricción negativa y por lo tanto los asentamientos diferenciales con respecto a la superficie del suelo, permitiendo así que los pilotes se hincen en los estratos arcillosos en la misma proporción en que la superficie del suelo se desplazará hacia abajo, se recomienda, como ya se mencionó antes, utilizarlos en conjunto con una cimentación compensada.

En ambos casos, la cimentación debe ser construida a una profundidad adecuada, a prueba de agua y lo suficientemente rígida como para controlar las posibles inclinaciones de la estructura.

Los pilotes de fricción, en conjunto con una cimentación compensada, pueden ser utilizados en proyectos compuestos por diferentes estructuras y de pesos muy variados. Cuando dos estructuras ( una pesada y la otra ligera ) son diseñadas con una cimentación compensada, la más pesada sufrirá daños mayores que la más ligera, lo que causará problemas de interconexión entre ellas. Para evitar esta situación, se propone que la estructura más pesada tenga una cimentación compensada con pilotes de fricción, lo que le permitirá hundirse a la par que la superficie del suelo. Por lo tanto, la distancia entre los pilotes de fricción debe diseñarse para que la escala de los asentamientos sea aproximadamente igual a los que presentará la estructura más ligera.

En conclusión, podemos decir que para diseñar una cimentación en el Valle de México ó en cualquier otro sitio con semejantes condiciones en el suelo, es necesario conocer las propiedades del mismo, así como las características desde el punto de vista de mecánica de suelos de los estratos más profundos.

## CAPÍTULO III

### MÉTODO PARA CALCULAR EXPANSIONES

#### 3.1 INTRODUCCIÓN

A lo largo de este trabajo, hemos tratado conceptos como el fenómeno de la consolidación, el hundimiento regional, la presencia de agua en el suelo, los efectos causados por la explotación de los mantos acuíferos, así como los diferentes tipos de cimentaciones que existen, haciendo un mayor énfasis en aquellas del tipo superficial, de las cuales para nuestro caso hemos profundizado un poco más en las cimentaciones compensadas.

Como ya se ha mencionado en capítulos anteriores, las cimentaciones compensadas pueden estar sujetas durante su realización y después de ella a fenómenos como fallas de fondo, inestabilidad de los taludes que la conforman, presencia de grietas o fisuras, pero en este caso el fenómeno que vamos a tratar será el de las expansiones, aunado a los efectos causados por el hundimiento regional.

A lo largo del capítulo anterior hablamos del cómo y del por qué de la consolidación de un suelo, que es la base para entender el funcionamiento mecánico del hundimiento regional, sobre el cual hemos mencionado también algunas de las acciones que lo pueden provocar, así como los efectos que se pueden presentar tanto en nuestra estructura como en aquellas que la rodean.

En este capítulo pretendemos dar a conocer un método desarrollado por el M. en I. José Luis Díaz Cobo para calcular en una cimentación sobrecompensada las expansiones del suelo en presencia del hundimiento regional.

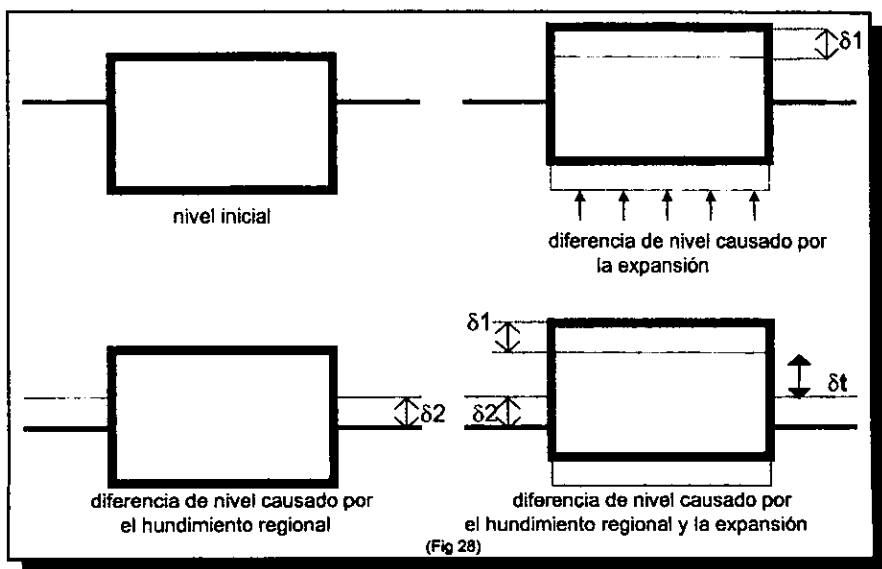
Para explicar el método en cuestión, primero debemos comprender el fenómeno que se puede presentar en una cimentación sobrecompensada en un suelo con hundimiento regional.

Como primer punto, debemos pensar que el hundimiento regional y las expansiones en la cimentación son independientes uno del otro, pero sus efectos en una estructura pueden presentarse en conjunto.

Si suponemos que estamos tratando con una cimentación sobrecompensada, sabemos que el peso de la estructura será menor con respecto al peso del suelo extraído para su cimentación, por lo tanto a un largo plazo, será posible la presencia de expansiones en el suelo; lo que de cierta forma hará que la estructura "emerja" y por lo tanto tengamos una diferencia de elevaciones de la misma con respecto a su nivel inicial.

Si en el sitio donde se construye dicha estructura, se presenta el fenómeno del hundimiento regional, entonces con el tiempo la diferencia entre el nivel inicial de la estructura y el nivel del suelo será mayor, ya que se habrán juntado los efectos tanto del hundimiento regional ( $\delta_2$ ) como el de la expansión ( $\delta_1$ ).

En la siguiente gráfica (fig. 28) se muestra una secuencia de los efectos antes mencionados, es importante mencionar que en estos dibujos primero se presenta el efecto causado por cada fenómeno por separado y posteriormente el resultado de los dos en conjunto.

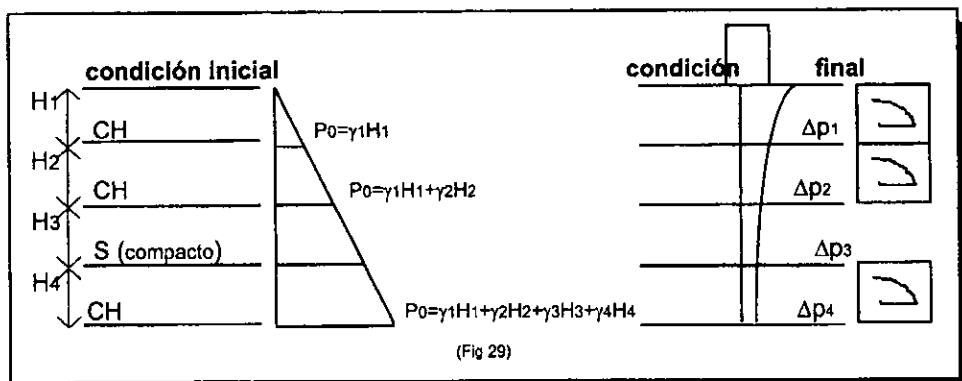




Como hemos mencionado, los suelos, generalmente los finos y particularmente los arcillosos, se caracterizan por su alto potencial de compresión.

Para conocer los posibles asentamientos o expansiones en el sitio donde vamos a construir, se lleva a cabo una exploración del mismo, ubicando así los espesores de los estratos que conforman al subsuelo (fig. 29).

Se extraen muestras inalteradas que corresponden a la mitad aproximadamente de cada estrato compresible, esto con el objeto de efectuar la prueba de consolidación con cada una de ellas; es necesario determinar la presión efectiva inicial a la que se obtuvo cada una de las muestras.



Al llevar a cabo una prueba de consolidación, se dibuja una gráfica que conocemos como la curva de compresibilidad, que no es más que la relación entre la relación de vacíos comparados con la carga aplicada durante la prueba, esta curva se divide en tres partes importantes, el tramo de recompresión, el tramo virgen y el tramo de descarga, estos conceptos ya los tratamos más profundamente en el capítulo anterior.

En base a esta curva, podemos calcular deformaciones en cada estrato utilizando la fórmula:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times H$$

Donde:

$\Delta H$  = Asentamiento.

$\Delta e$  = Diferencia de la relación de vacíos inicial menos la final ( $e_0 - e_f$ ).

$e_0$  = Relación de vacíos inicial.

$H$  = Profundidad del estrato en estudio.

Finalmente la deformación total en el terreno será la sumatoria de la deformación de cada uno de los estratos:

$$\Delta H_T = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \dots + \Delta H_n$$

Para la obtención de los asentamientos es necesario calcular el incremento de esfuerzos, el cual se obtiene aplicando la teoría de Boussinesq, que nos permitirá conocer el valor de los mismos en cualquier punto del terreno.

Donde el incremento de esfuerzos  $\Delta p$  se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$\Delta p = w \times w_0$$

Donde:

$\Delta p$  = Diferencia de presiones sobre el suelo.

$w$  = Carga uniformemente repartida sobre la superficie del suelo.

$w_0$  = Valor obtenido de la gráfica de Boussinesq en base a los datos de  $m$  y  $n$ .

Para calcular el valor de  $m = x / z$ , será necesario conocer la coordenada en el eje de las  $x$  del punto donde queremos obtener el esfuerzo, para posteriormente dividirlo entre  $z$  que corresponde a la profundidad desde la superficie del terreno donde la fuerza será aplicada, a la mitad del estrato en estudio.

El valor de  $n$  se obtiene de forma similar,  $n = y / z$  que corresponde al valor de la coordenada en el eje  $y$  del punto donde queremos obtener el esfuerzo, que posteriormente será dividido entre la profundidad a partir de la superficie donde se aplica la fuerza hasta la mitad del estrato en estudio.

Con los valores de  $n$  y  $m$ , podemos conocer el valor de  $w_0$ , haciendo uso de la gráfica de Fadum, que da solución a la ecuación de Boussinesq.

Existen diferentes formas de determinar los asentamientos que pueden presentarse en el terreno donde vamos a construir, otro método utilizado es el siguiente:

Si conocemos el coeficiente de compresibilidad del suelo ( $a_v$ ) y podemos determinar los esfuerzos, entonces apoyándonos en la teoría de la consolidación será posible conocer los asentamientos aplicando la siguiente fórmula:

$$mv = a_v / 1 + e_0$$

Dónde:

$mv$  = Coeficiente de relación volumétrica.

$a_v$  = Coeficiente de compresibilidad del suelo, (se obtiene de la curva de compresibilidad ó de la relación  $\Delta e / \Delta p$ ).

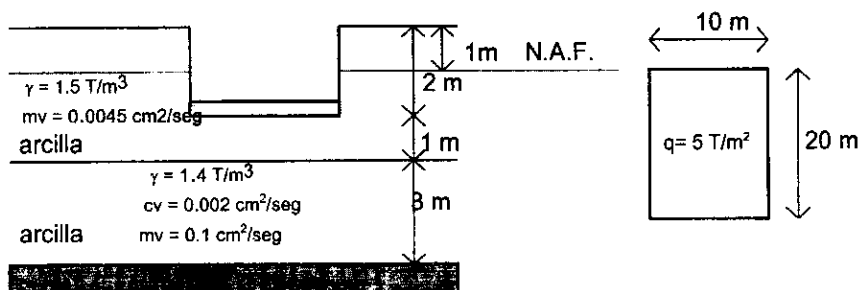
$e_0$  = Relación de vacíos inicial.

La fórmula para el cálculo de los asentamientos será:

$$\Delta HT = mv \times \Delta p \times H$$

**Ejemplo:**

Calcular el asentamiento al centro de la cimentación que se muestra suponiendo que la carga  $w$  se aplica en forma instantánea.

**SOLUCIÓN:****1er estrato:**

$$\Delta HT = mv \times \Delta p \times H$$

calculamos  $\Delta p$  para el centro

$$\Delta p = 4 \times w \times w_0$$

$w$  neta =  $w$  estr -  $w$  exc.

$$w \text{ neta} = 5 \text{ T/m}^2 - (1.5 \text{ T/m}^3)(2 \text{ m}) = 2 \text{ T/m}^2$$

$$m = x/z = 5/0.5 = 10 \quad n = y/z = 10/0.5 = 20$$

De la gráfica de Boussinesq:  $w_0 = 0.25$

$$\Delta p = 4 \times 2 \text{ T/m}^2 \times 0.25 = 2 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta Ht_1 = 0.0045 \text{ cm}^2/\text{seg} \times 0.2 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm} = 0.09 \text{ cm}$$

**2do estrato:**

El valor de  $w$  neta es permanente, sólo varía en el siguiente paso la profundidad.

$$m = x/z = 5/2.5 = 2 \quad n = y/z = 10/2.5 = 4$$

De la gráfica de Boussinesq:  $w_0 = 0.24$

$$\Delta p = 4 \times 2 \text{ T/m}^2 \times 0.24 = 1.92 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta Ht_1 = 0.01 \text{ cm}^2/\text{seg} \times 0.192 \text{ kg/cm}^2 \times 300 \text{ cm} = 0.576 \text{ cm}$$

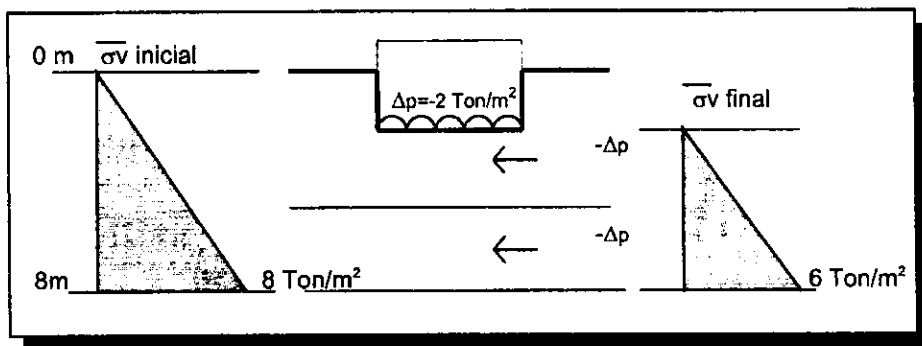
$$\Delta HT = 0.09 \text{ cm} + 0.576 \text{ cm} = 0.666 \text{ cm}$$

(Fig 30)

El método antes mostrado, se basa en el cálculo de los esfuerzos finales efectivos en el suelo, los cuales están en función de los cambios o diferencias de

cargas que se aplican sobre el terreno. Esto quiere decir que es necesario primero conocer los esfuerzos totales y los neutrales que existen en el sitio de interés antes de que éste sea modificado en cualquiera de sus fases y formas, por lo tanto, si se lleva a cabo una excavación en el terreno, que posteriormente será parte de una cimentación sobrecompensada, habrá un cambio en los esfuerzos efectivos finales del suelo, lo que hace que la diferencia de presión en los estratos que conforman al terreno se comporten de forma inversa a como se planteó en el ejemplo anterior, esto va a provocar que en lugar de que existan asentamientos por exceso de carga en el terreno, se presenten expansiones por la falta de compensación de los esfuerzos efectivos finales.

Por ejemplo, si tenemos un suelo que inicialmente presenta un esfuerzo efectivo inicial de  $8 \text{ Ton/m}^2$  y posteriormente se lleva a cabo una excavación para construir una estructura en base a una cimentación sobrecompensada, que al término de la obra nos muestra que los esfuerzos efectivos finales son de  $6 \text{ Ton/m}^2$ , entonces podemos decir que tendremos un  $\Delta p = 2 \text{ Ton/m}^2$ , pero que estará actuando de forma negativa.



(Fig 31)

En este caso podemos ver que la sobrecompensación es de  $2 \text{ Ton/m}^2$ , la cual como ya mencionamos está actuando de forma inversa ó negativa, lo que indica la presencia de expansiones.

Para estos casos, el método utilizado por Bussinesq, es válido, ya que el problema se resuelve de igual forma, existiendo la única variante en el  $\Delta p$  que debe de tomarse como negativo, si este método es utilizado bajo los mismos criterios, podremos conocer las expansiones totales sumando los  $\Delta H$  para obtener un  $\Delta HT$  total.

### 3.2 BASES DEL MÉTODO

En una cimentación sobrecompensada sin hundimiento regional, la emersión es producto de un aumento en la relación de vacíos debido a una disminución de esfuerzos efectivos en la masa del suelo.

Cuando esta misma cimentación se construye en un suelo con hundimiento regional, a la componente de expansión se le agrega una emersión adicional, debida al abatimiento piezométrico regional. Ésta se manifiesta como un movimiento relativo producto de la diferencia en asentamientos entre puntos fuera y dentro del área de influencia de la cimentación.

#### 3.2.1 EXPANSIÓN REDUCIDA POR EFECTO DEL ABATIMIENTO PIEZOMÉTRICO

Por sencillez en el análisis, vamos a suponer que la expansión por descarga y el abatimiento piezométrico ocurren secuencialmente, o sea, que el abatimiento piezométrico se presenta una vez que las expansiones por descarga se han desarrollado totalmente.

Este hecho hace que las expansiones se vean disminuidas en una cierta magnitud; a cada profundidad hay una disminución de los esfuerzos por descarga y un aumento de éstos por abatimiento piezométrico. Este aumento se inicia en el nivel del abatimiento y se va haciendo importante a mayor profundidad. A cierta profundidad los esfuerzos debidos a la descarga igualan a los que se deben al abatimiento. De esta profundidad hacia abajo, los esfuerzos causados por el abatimiento son mayores.

# ESTA TESIS NO SALE DE LA BIBLIOTECA

79

En base a los conceptos antes expuestos, la componente de expansión reducida por el efecto del hundimiento regional será:

$$\Delta\delta_e = \delta_e - \delta_{ae}$$

Donde:

$\delta_e$  = expansión sin considerar hundimiento regional.

$\delta_{ae}$  = reducción de las expansiones al considerar el abatimiento piezométrico.

### 3.2.2 MOVIMIENTO RELATIVO ENTRE PUNTOS DENTRO Y FUERA DEL ÁREA DE INFLUENCIA POR EFECTO DEL ABATIMIENTO REGIONAL.

La misma distribución de presiones de poro por abatimiento piezométrico actúa en cada instante en elementos de suelo bajo la cimentación y alrededor de ésta. Sin embargo, el asentamiento debido al abatimiento piezométrico es mayor alrededor de la cimentación que debajo de ella, ya que la descarga sufrida precisamente por estos últimos los ha hecho menos compresibles, bajo incrementos de esfuerzos. Esto produce una aparente emersión adicional de la cimentación.

En el caso de los asentamientos dentro del área de influencia de la cimentación, se requiere también una reducción. Ésta se debe a que una parte del incremento de esfuerzos por abatimiento piezométrico de hecho no produce asentamientos, sino que, sólo sirve para recuperar el nivel de esfuerzos original del suelo, que había disminuido por la excavación.

Tomando en consideración lo que precede, el movimiento relativo por diferencia en asentamientos entre puntos dentro y fuera del área de influencia de la cimentación, se expresa como sigue:

$$\Delta\delta_a = \{ \delta_{af} - (\delta'_{ad} - \delta_{ae}) \}$$

Donde:

$\delta_{af}$  = asentamiento por abatimiento en puntos fuera del área de influencia de la cimentación.

$\delta'_{ad}$  = asentamiento por abatimiento sin corregir, en puntos dentro del área de influencia.

$\delta_{ae}$  = asentamiento desarrollado al variar los esfuerzos efectivos del máximo por descarga al correspondiente por peso propio.

Sabemos que el asentamiento por abatimiento en puntos dentro del área de influencia es:

$$\delta_{ad} = \delta'_{ad} - \delta_{ae}$$

Sustituyendo esta igualdad en la expresión de arriba, se puede expresar el movimiento relativo de una forma más general:

$$\Delta\delta_a = \delta_{af} - \delta_{ad}$$

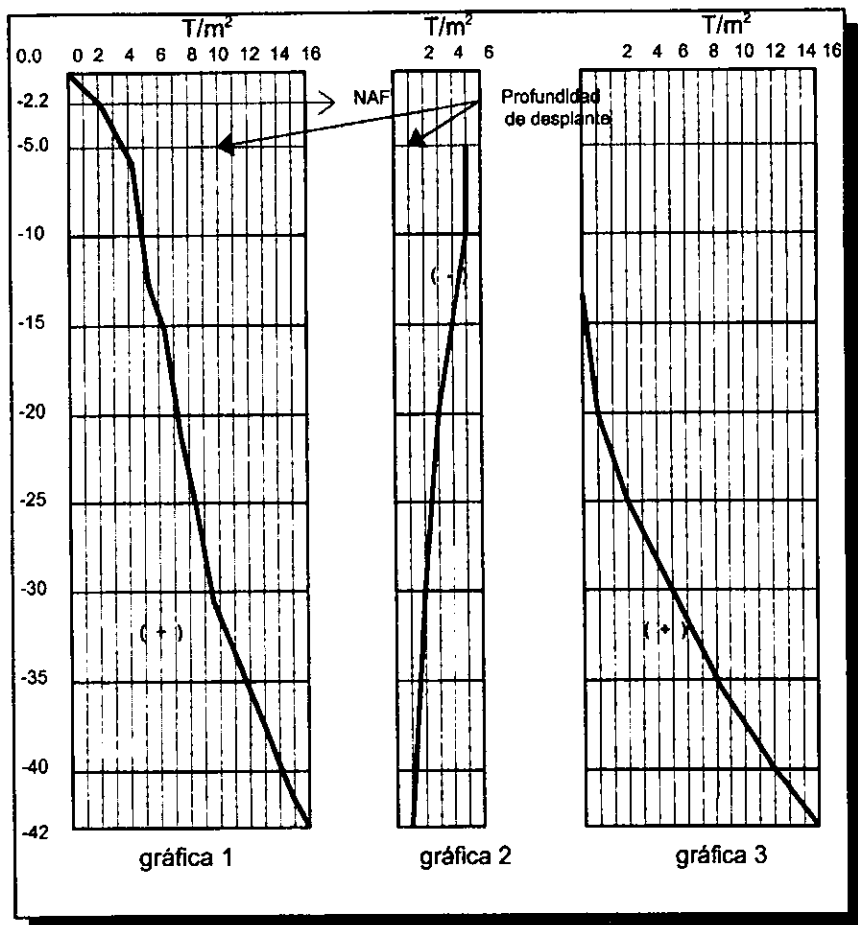
### 3.2.3 EXPANSION RELATIVA TOTAL.

Si hacemos la suma de la expansión más el asentamiento, obtendremos la expansión relativa total:

$$\delta_{ert} = \Delta\delta_e + \Delta\delta_a = (\delta_e - \delta_{ae}) + (\delta_{af} - \delta_{ad})$$

Para comprender mejor los términos definidos anteriormente, es necesario hacerlo en base a un ejemplo numérico, por lo que a continuación presentaremos las lecturas realizadas en un paso a desnivel en la Ciudad de México en las calles de Xola (fig. 32), estas lecturas se representan en forma gráfica, las cuales se dividen en 3 principales: la distribución con respecto a la profundidad de los esfuerzos efectivos por peso propio ó esfuerzo inicial del suelo antes de la construcción (1); los esfuerzos debidos a la excavación ó esfuerzos efectivos por descarga (2) y por último esfuerzos debidos al abatimiento piezométrico (3).





(Fig 32)

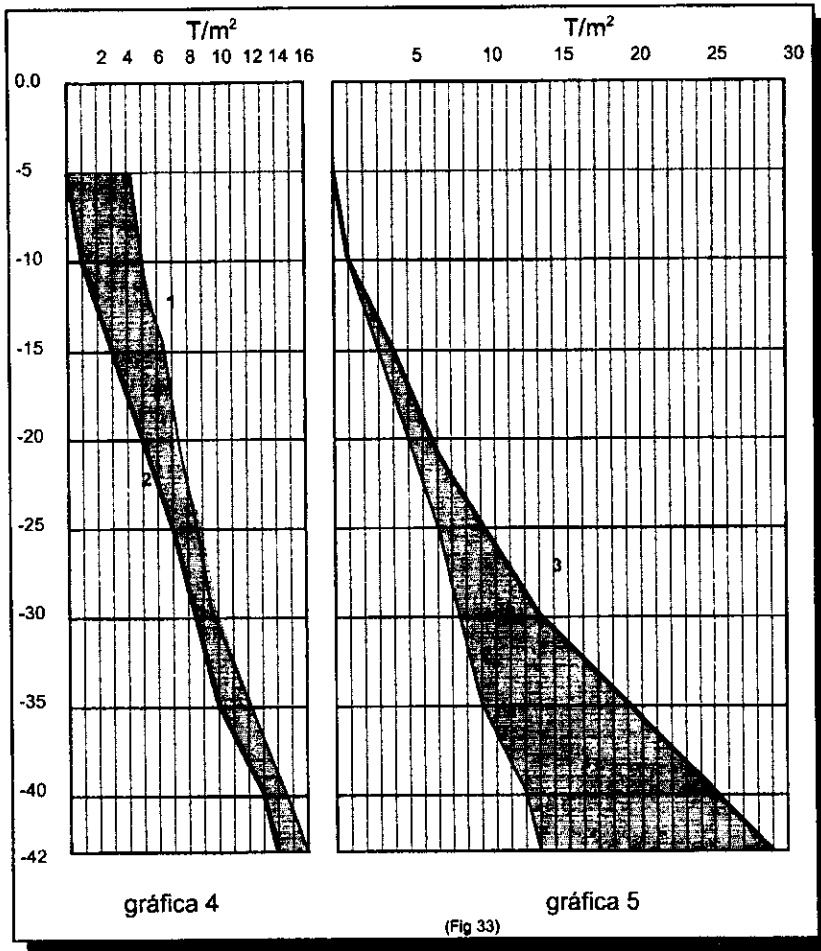
Las gráficas antes presentadas, nos darán la pauta para realizar los cálculos necesarios para el análisis en cuestión.

La primer gráfica representa los esfuerzos efectivos del suelo por peso propio antes de llevar a cabo cualquier alteración en el mismo, que en este caso será afectado por una excavación aproximadamente de 5 m de profundidad, la cual debe dar como resultado una superficie de desplante firme y segura para la cimentación. Al realizar la excavación antes mencionada, cambian los esfuerzos

efectivos debido al retiro del material, lo que se traduce en un decremento de presión en el suelo conocido como  $-\Delta p$ , la cual se puede observar en la gráfica 2 (Fig 32) que representa precisamente la descarga por la sobrecompensación.

Con los datos obtenidos de las gráficas anteriores es posible conocer la expansión sin considerar el hundimiento regional  $\delta_e$ , para conocer esta expansión, es necesario primero calcular los esfuerzos finales del suelo después de la sobrecompensación, esto se obtiene restando los valores correspondientes a los esfuerzos efectivos iniciales (gráfica 1, Fig 32) menos los esfuerzos efectivos por descarga (gráfica 2, Fig 32), si hacemos estas restas matemáticamente podremos construir la curva de la gráfica 4 (Fig 33).

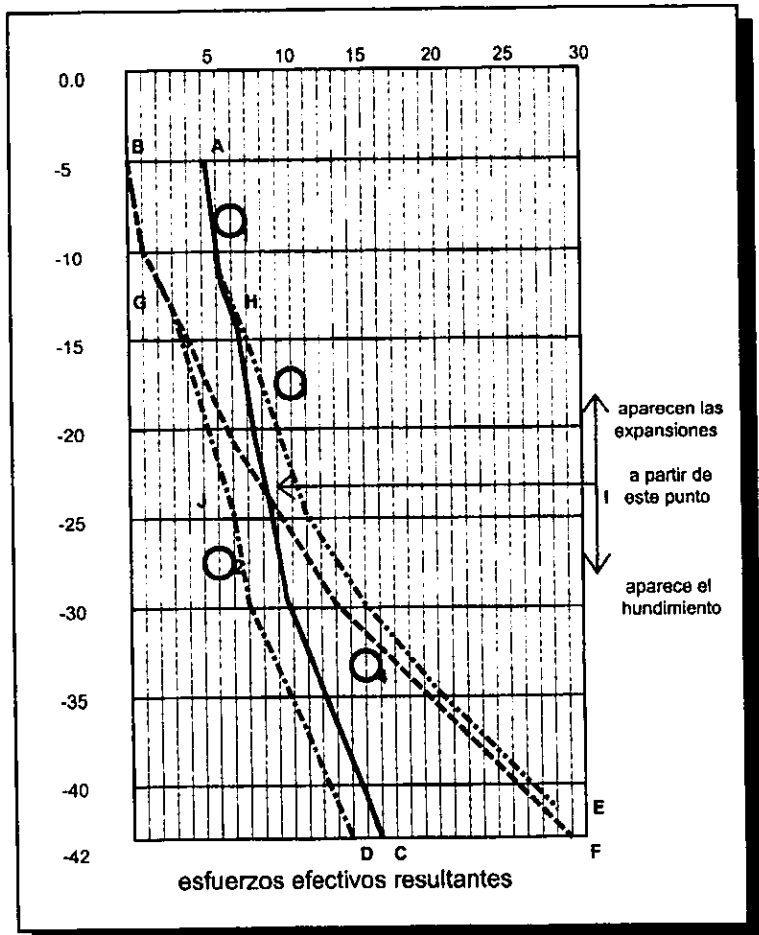
Por otro lado, es posible conocer también los esfuerzos resultantes después de la sobrecompensación y causados por la pérdida de la presión hidrostática por abatimiento, los cuales se obtienen sumando los valores de la pérdida de presión hidrostática a la curva obtenida en la gráfica anterior, para así construir la gráfica 5 (Fig 33).



Si observamos las gráficas anteriores, podemos concluir que la curva 2 (Fig 32) representa al estado de esfuerzos cuando la expansión por descarga se ha completado; mientras que la curva 1 (Fig 32) corresponde a las condiciones iniciales del suelo, que quiere decir que se trata de los esfuerzos por peso propio, por otro lado, los datos representados por la curva 3 nos indican la condición final

del suelo, siendo ésta el resultado del peso propio menos la descarga más el abatimiento.

Comprendido lo anterior, procederemos a construir una sola gráfica con todas las curvas anteriores y sacaremos conclusiones.



(Fig 34)

Las expansiones afectadas debido a los asentamientos causados por el abatimiento piezométrico deben ser corregidas, las cuales denominamos  $\delta a_e$ ; estos asentamientos se deben al aumento en los esfuerzos efectivos, los cuales se pueden observar en la curva 1 (Fig 34).

La corrección de las expansiones debido al hundimiento se lleva a cabo conforme se alcanzan diferentes grados de consolidación.

Los asentamientos por abatimiento piezométrico en puntos fuera del área de influencia de la cimentación ( $\delta a_f$ ) están generados en la gráfica anterior por el aumento de los esfuerzos efectivos correspondientes al peso propio de la curva 1 (Fig 34) (contorno H - I - C), incluyendo a los esfuerzos de peso propio más el abatimiento (contorno H - E) de la curva 3 (Fig 34). Es importante mencionar que estas curvas representan las condiciones anteriores al abatimiento y una vez que se ha llevado a cabo el 100% de la consolidación.

Por otro lado, el asentamiento en puntos dentro del área de influencia ( $\delta a_d$ ) se debe al incremento de los esfuerzos efectivos desde la curva 1 (Fig 34) correspondiente al peso propio (contorno I - C), hasta la curva 4 que representa a la resultante del peso propio, descarga y abatimiento (contorno I - F). Para encontrar éste, se procede a obtener primero el generado al incrementarse los esfuerzos efectivos desde la distribución 2 ( estado de esfuerzos en el suelo, después de haberse llevado a cabo la totalidad de las expansiones por descarga, contorno G - J - D ); hasta la distribución 4 (contorno G - I - F ). Enseguida se resta el asentamiento generado al incrementarse los esfuerzos de la distribución 2 (contorno G - J - D ), a la distribución 1 - 4 (contorno G - I - C) (Fig 34).

Otro aspecto que debemos cuidar, es el cálculo de la expansión relativa total, la cual reconocemos con el símbolo  $\delta e_t$ , esta se basa en las correcciones tanto en las expansiones como en los asentamientos, bajo la condición de 100% de consolidación, lo que nos ha permitido llegar a la siguiente fórmula:

$$\delta e_t = (\delta e - \delta a_e) + (\delta a_f - (\delta a'_d - \delta a_e))$$

Como ya se ha mencionado , las deformaciones de un determinado estrato son proporcionales a los grados de consolidación del mismo; por lo tanto, si ( $\Delta h$ )

representa el asentamiento ocurrido en un tiempo  $t$ , se puede afirmar que el grado de consolidación será :

$$U (\%) = \frac{(\Delta h)_t}{\Delta h} \times 100$$

$\Delta h$  = asentamiento total primario.

Una de las formas de obtener el grado de consolidación en el suelo que soporta a una estructura es conocer el hundimiento regional en estos puntos, tomando lecturas lo más antiguas posibles. Por otro lado, podemos utilizar los datos que conforman a la curva 3 que corresponde al máximo hundimiento ( $\delta_{ar}$ ) para la distribución y magnitud de abatimientos (fuera del área de influencia de la cimentación). Por lo tanto concluimos que el grado de consolidación alcanzado se puede obtener de la siguiente forma:

$$U\% = \frac{\text{Hundimiento regional desde la primer lectura registrada a la fecha}}{\text{Asentamiento total } (\delta_{ar}) \text{ por abatimiento, en puntos fuera del área de influencia}}$$

El siguiente paso consiste en corregir la expansión obtenida para un grado de consolidación de 100% a los correspondientes grados alcanzados hasta la fecha de las últimas lecturas realizadas, por lo que utilizaremos la siguiente expresión:

$$(\delta_{e,t}) = ((\delta_e - \delta_{ae}) + U\% (\delta_{ar} - \delta_{ad}))$$

substituyendo:  $\delta_{ad} = \delta'_{ad} - \delta_{ae}$  y  $\delta_{ae} = C_1 + C_2$

simplificando, se obtiene:

$$(\delta_{e,t}) U\% = (\delta_e - (C_1 + C_2)) + (U\% (\delta_{ar} - \delta'_{ad} + C_1 + C_2))$$

Donde:

$U\%$  = Grado de consolidación alcanzado.

$\delta_e$  = Expansión sin considerar hundimiento regional.

$C_1, C_2$  = Correcciones a las expansiones y a los asentamientos.

$\delta_{ar}$  = asentamiento fuera del área de influencia.

$\delta'_{ad}$  = asentamiento sin corregir en puntos dentro del área de influencia.

Esta última expresión supone que las correcciones son independientes del grado de consolidación, esto se maneja así debido a que son pequeñas.

### 3.3 EXPLICACIÓN DEL MÉTODO.

Para determinar las expansiones que se dan en una cimentación sobrecompensada con hundimiento regional, es necesario que analicemos estos fenómenos por separado, para lo cual necesitamos contar con la siguiente información:

- a) Determinación del contenido de agua en los estratos de los cuales se extraigan muestras.
- b) Elaboración gráfica de la estratificación del suelo.
- c) Elaboración de pruebas de consolidación.
- d) Elaboración de curvas de compresibilidad.
- e) Localización del N.A.F. y distribución de presiones en el agua del suelo.

Una vez que contamos con toda la información correspondiente a las pruebas de laboratorio, las cuales nos deben indicar el tipo de suelo que tenemos en el terreno y también a que profundidad encontramos el nivel de aguas freáticas, podemos continuar con la recopilación de información con respecto a los abatimientos del mismo, llevando una estadística de la caída de presión hidrostática en el suelo de años anteriores hasta la fecha en que pensamos construir, con lo cual podemos proponer ó prever cuales pueden ser los abatimientos del nivel de aguas freáticas a futuro, pensando a un largo plazo, lo que nos permitirá posteriormente calcular los esfuerzos efectivos en el suelo si estas condiciones se dieran.

Para llegar al cálculo de los datos que necesitamos, debemos seguir los siguientes pasos:

- 1.- Cálculo de esfuerzos con la profundidad debidos al peso propio:

Dividimos en estratos al subsuelo según el peso volumétrico del material que se encuentra en el sitio, estos pesos volumétricos los podemos obtener de las muestras inalteradas que se extraigan del tubo Shellby, en caso de no contar con

una muestra de estas exploraciones, podemos conocer el peso volumétrico con la fórmula para suelos 100% saturados, basada en la densidad de sólidos del material:

$$\gamma = \frac{(w + 1)}{(1/Ss) + w}$$

Donde:

Ss = densidad de sólidos.

w = contenido de agua.

Posteriormente construimos una tabla donde:

- Calculamos  $\sigma_v$  parcial, multiplicando el espesor del estrato por el peso volumétrico .
- Calculamos el  $\sigma_v$  total haciendo la suma acumulativa del  $\sigma_v$  parcial.
- La presión del agua la obtendremos de la gráfica donde aparecen los abatimientos medidos en ese momento.
- $\sigma_v$  es el resultado de la resta de:  $\sigma_v$  total - la presión del agua.
- Hacemos la gráfica de la curva que llamamos 1, correspondiente a los esfuerzos efectivos iniciales.

## 2.- Disminución de esfuerzos efectivos debidos a la descarga:

- El cálculo de la disminución de esfuerzos efectivos, se debe hacer al centro del sitio donde vamos a construir, por ser el más desfavorable. En caso de contar con un terreno de forma irregular, será necesario calcular su centroide.
- Para el cálculo de los esfuerzos efectivos debidos a la descarga, nos basaremos en la teoría de Boussinesq:

$$\sigma = W \times W_0$$

Donde:

$\sigma$  = Esfuerzo efectivo debido a la descarga.

W = Presión negativa o peso extraído por metro cuadrado de la excavación.

W<sub>0</sub> = Valor de influencia obtenido de la gráfica de Fadum.



- Para la obtención de estos esfuerzos de descarga, será necesario hacer un análisis hasta la profundidad deseada, por lo que podemos dividir arbitrariamente al subsuelo, según creamos conveniente en profundidades que mientras más cercanas estén, más preciso será el cálculo final.

- Una vez determinadas las profundidades de análisis, procedemos a obtener los valores de  $m$ ,  $n$  y  $W_o$  de la gráfica de Fadum, donde:

$$m = x/z \quad y \quad n = y/z \quad (x, y \text{ son las dimensiones del área en estudio}).$$

- Una vez obtenidas las dimensiones de los esfuerzos efectivos de cada profundidad de las áreas estudiadas, debemos hacer una suma algebraica para obtener finalmente un valor para cada profundidad estudiada.

- Finalmente construimos una gráfica con los datos obtenidos en la cual podemos calcular los efectos de estos esfuerzos de descarga según la profundidad. Debemos recordar que los valores serán con signo negativo ( - ).

3.- A partir de la profundidad de la excavación debemos calcular los efectos combinados de las expansiones con el hundimiento regional, por lo que será necesario dividir la columna estratigráfica de nuevo según los contenidos de humedad, tratando de que las profundidades de estudio varíen cuando tengamos cambios bruscos en el contenido de humedad.

4.- Cálculo de  $\delta e$  ( expansión sin considerar el hundimiento regional):

Una vez determinadas las profundidades de estudio, será necesario construir la gráfica de la curva 2, la cual debe ser el resultado de la resta de la curva 1 menos los resultados obtenidos en el cálculo de los esfuerzos efectivos debidos a la descarga.

- Para el cálculo siempre utilizaremos el valor de la profundidad media de los estratos determinados anteriormente.

- Se deberá construir un tabla con los siguientes datos:

⇒ Estrato.

⇒ Profundidad.

⇒ Espesor del estrato en estudio (m).

⇒ Profundidad media (m).

⇒  $P_o$  = presión inicial.

⇒  $e_o$  = Relación de vacíos inicial (se obtiene de las gráficas de compresibilidad).

⇒  $\Delta p$  = diferencia de presiones (este valor corresponde al espacio que tenemos entre las dos curvas en estudio).

⇒  $P_f$  = presión final ( $P_o - \Delta p = P_f$ ).

⇒  $e_f$  = Relación de vacíos final ( se obtiene de las gráficas de compresibilidad).

⇒  $\Delta H = \delta e$ .

- Como primer paso, debemos determinar  $P_o$  a la profundidad media del estrato en estudio, en este caso, los valores se obtendrán de la curva 1(Fig 34).

- Obtenemos  $e_o$  consultando la gráfica de consolidación correspondiente al estrato.

-  $\Delta p$  será el valor entre los puntos que forman a la curva 1 y 2(Fig 34).

- Calculamos  $P_f = P_o - \Delta p$ .

- Obtenemos el valor de  $e_f$  en función de  $P_f$  calculado anteriormente, utilizando nuevamente la gráfica de compresibilidad correspondiente al estrato en estudio.

- Calculamos el valor de  $\Delta H = (\Delta e / (1 + e_o)) H$ ; tomando H en cm.

- Finalmente, procedemos a sumar los valores obtenidos en  $\Delta H$  para conocer el valor total que corresponderá en este caso a  $\delta e$  (expansión sin considerar el hundimiento regional).

5.- Cálculo de  $\delta e_a$  ( reducción de las expansiones al considerar el abatimiento piezométrico):

- Para este cálculo será necesario construir la gráfica de la curva 4, la cual representa a los esfuerzos efectivos iniciales menos el alivio de esfuerzos por descarga , más el incremento de esfuerzos por abatimiento piezométrico.

- Para el cálculo siempre utilizaremos el valor de la profundidad media de los estratos determinados anteriormente.

- Se deberá construir un tabla con los siguientes datos:

⇒ Estrato.

⇒ Profundidad.

⇒ Espesor del estrato en estudio (m).

⇒ Profundidad media (m).

⇒  $P_o$  = presión inicial, que corresponderá a los valores de la curva 2 (Fig 34).

⇒  $e_o$  = Relación de vacíos inicial (se obtiene de las gráficas de compresibilidad).

⇒  $\Delta p$  = diferencia de presiones (este valor corresponde al espacio que tenemos entre las curvas en estudio), que en un inicio serán 2 y 4, pero al pasar un punto donde estas  $\Delta p$  son cero, se utilizan los valores entre las curvas 2 y 1.

⇒  $P_f$  = presión final ( $P_o - \Delta p = P_f$ ) que se pueden obtener de la gráfica de la parte superior de la curva 4 y de la parte inferior de la curva 1.

⇒  $e_f$  = Relación de vacíos final ( se obtiene de las gráficas de compresibilidad).

⇒  $\Delta H = \delta a e$ .

- Como primer paso, debemos determinar  $P_o$  a la profundidad media del estrato en estudio, en este caso, los valores se obtendrán de la curva 2 (Fig 34).

- Obtenemos  $e_o$  consultando la gráfica de compresibilidad correspondiente al estrato y en función a los valores de  $P_o$ .

-  $\Delta p$  será el valor entre los puntos que forman a la curva 4 y 2 hasta el punto llamado 1, posteriormente, los valores serán los que se encuentran entre las curvas 1 y 2.

- Calculamos  $P_f = P_o - \Delta p$ .

- Obtenemos el valor de  $e_f$  en función de  $P_f$  encontrado anteriormente. utilizando nuevamente la gráfica de compresibilidad correspondiente al estrato en estudio.

- Calculamos el valor de  $\Delta H = (\Delta e / (1 + e_0)) H$ ; tomando H en cm.
- Por último, procedemos a sumar los valores obtenidos en  $\Delta H$  para conocer el valor total que corresponderá en este caso a  $\delta_{ae}$ .

6.- Cálculo de  $\delta_{af}$  ( asentamientos por abatimiento en puntos fuera del área de influencia de la cimentación):

- Para este cálculo será necesario construir la gráfica de la curva 3,(Fig 34); la cual representa a los esfuerzos efectivos iniciales más el incremento de esfuerzos por abatimiento piezométrico.

- Para el cálculo siempre utilizaremos el valor de la profundidad media de los estratos determinados anteriormente.

- Se deberá construir un tabla con los siguientes datos:

- ⇒ Estrato.

- ⇒ Profundidad.

- ⇒ Espesor del estrato en estudio (m).

- ⇒ Profundidad media (m).

- ⇒  $P_o$  = presión inicial, que corresponderá a los valores de la curva 1(Fig 34).

- ⇒  $e_o$  = Relación de vacíos inicial (se obtiene de las gráficas de compresibilidad).

- ⇒  $\Delta p$  = diferencia de presiones (este valor corresponde al espacio que tenemos entre las curvas en estudio), que en este caso serán 1 y 3.

- ⇒  $P_f$  = presión final (  $P_o - \Delta p = P_f$  ) que se pueden obtener de la gráfica, siendo el espacio que divide a la curva 1 de la 3.

- ⇒  $e_f$  = Relación de vacíos final ( se obtiene de las gráficas de compresibilidad).

- ⇒  $\Delta H = \delta_{af}$ .

- Como primer paso, debemos determinar  $P_o$  a la profundidad media del estrato en estudio, en este caso, los valores se obtendrán de la curva 1 (Fig 34).

- Obtenemos  $e_o$  consultando la gráfica de consolidación correspondiente al estrato y en función a los valores de  $P_o$ .

- $\Delta p$  será el valor entre los puntos que forman a la curva 1 y 3.

- Calculamos  $P_f = P_o - \Delta p$ .

- Obtenemos el valor de  $e_f$  en función de  $P_f$  calculado anteriormente, utilizando nuevamente la gráfica de compresibilidad correspondiente al estrato en estudio.

- Calculamos el valor de  $\Delta H = (\Delta e / (1 + e_o)) H$ ; tomando  $H$  en cm.

- Por último, procedemos a sumar los valores obtenidos en  $\Delta H$  para conocer el valor total que corresponderá en este caso a  $\delta_{af}$ .

7.- Cálculo de  $\delta'_{ad}$  ( asentamiento por abatimiento sin corregir, en puntos dentro del área de influencia):

- Para este cálculo será necesario utilizar las gráficas 2 y 4, con las cuales construiremos una nueva gráfica.

- Para el cálculo siempre utilizaremos el valor de la profundidad media de los estratos determinados anteriormente.

- Se deberá construir un tabla con los siguientes datos:

- ⇒ Estrato.

- ⇒ Profundidad.

- ⇒ Espesor del estrato en estudio (m).

- ⇒ Profundidad media (m).

- ⇒  $P_o$  = presión inicial, que corresponderá a los valores de la curva 2 (Fig 34).

- ⇒  $e_o$  = Relación de vacíos inicial (se obtiene de las gráficas de compresibilidad).

- ⇒  $\Delta p$  = diferencia de presiones (este valor corresponde al espacio que tenemos entre las curvas en estudio), que serán 2 y 4 (Fig 34).

$\Rightarrow P_f =$  presión final ( $P_o - \Delta p = P_f$ ) que se pueden obtener de la gráfica ya que son los valores correspondientes a la curva 4 (Fig 34).

$\Rightarrow e_f =$  Relación de vacíos final ( se obtiene de las gráficas de compresibilidad).

$$\Rightarrow \Delta H = \delta'ad.$$

- Como primer paso, debemos determinar  $P_o$  a la profundidad media del estrato en estudio, en este caso, los valores se obtendrán de la curva 2 (Fig 34).

- Obtenemos  $e_o$  consultando la gráfica de compresibilidad correspondiente al estrato y en función a los valores de  $P_o$ .

-  $\Delta p$  será el valor entre los puntos que forman a la curva 4 y 2 (Fig 34).

- Calculamos  $P_f = P_o - \Delta p$ .

- Obtenemos el valor de  $e_f$  en función de  $P_f$  encontrado anteriormente. utilizando nuevamente la gráfica de compresibilidad correspondiente al estrato en estudio.

- Calculamos el valor de  $\Delta H = (\Delta e / (1 + e_o)) H$ ; tomando H en cm.

- Procedemos a sumar los valores obtenidos en  $\Delta H$  para conocer el valor total que corresponderá en este caso a  $\delta'ad$ .

#### 8.- Cálculo de la expansión relativa total.

Una vez que hemos obtenido todos los valores antes calculados, procedemos a calcular la expansión relativa total:

$$\delta_{et} = (\delta e - \delta ae) + (\delta af - (\delta'ad - \delta ae))$$

## CAPITULO IV

### APLICACIONES DEL METODO

#### 4.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

##### 4.1.1 ANTECEDENTES.

Se proyectó la construcción del Club de Banqueros en un predio ubicado en la calle de 16 de Septiembre, casi esquina con la calle de Bolívar, en la colonia Centro, perteneciente a la delegación Cuauhtémoc en el Distrito Federal.

El proyecto arquitectónico contempló la construcción de un edificio constituido por dos y medio sótanos y cuatro niveles superiores, con nivel de piso terminado del sótano inferior variable entre -6 y -7.5 m con respecto al nivel de banqueta.

El predio de interés colinda al Este con una construcción que data de la colonia que en su momento alojaba a un colegio de niñas y mientras se llevaba a cabo la construcción del club de Banqueros se encontraba en remodelación, al Sur y al Oeste se tienen edificios antiguas de 4 y 5 niveles respectivamente, mientras que al Norte se localiza la vía pública.

Con el fin de determinar el tipo de cimentación más apropiado para el edificio proyectado, se llevó a cabo un estudio de mecánica de suelos consistente en muestreo y exploración del subsuelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

En este trabajo, se describen los trabajos realizados, se presentan los resultados obtenidos y se mencionan las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se determinó más conveniente.

##### 4.1.2 EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUELO.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuó un sondeo mixto a 35.5 m de profundidad, el cual se denominó SM-1, se excavaron 3 pozos a cielo abierto a 2.6 m de profundidad, los cuales fueron denominados como PCA-1, PCA-2 y PCA-3.

El sondeo mixto se efectuó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

El muestreador Shelby es un tubo de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1m de longitud, con el extremo inferior afilado, unido por su parte superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; el muestreador se hinca a presión hasta unos 80 cm de profundidad, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

Por otro lado, la prueba de penetración estándar consiste en hincar 60 cm el penetrómetro estándar de 3.5 cm de diámetro interior, por medio de golpes que le son proporcionados por un martinete de 63.5 kg, el cual cae desde una altura de 76 cm; el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados, se mide contando el número de golpes necesarios para avanzar los 30 cm intermedios.

En cuanto a los resultados obtenidos de los pozos a cielo abierto, es importante mencionar que se inspeccionaron las paredes de los mismos con el objeto de determinar su estratigrafía, esto se logró mediante la clasificación de los materiales encontrados aplicándoles diversas técnicas de campo.

#### 4.1.3 PRUEBAS DE LABORATORIO.

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua.

En los estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría por mallas, dependiendo si se trataba de un suelo cohesivo ó friccionante; en ambos casos se obtuvieron la densidad de sólidos ( $S_s$ ).

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas, ensayos de compresión axial no confinada y compresión



triaxial no consolidada no drenada; se determinó el peso volumétrico del material en estado natural.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar.

En las figura 35 y 36 (columna estratigráfica) se presentan los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de los sondeos de tipo mixto, que incluyen los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

Las curvas de compresibilidad obtenidas en las pruebas de consolidación unidimensional se muestran en las figuras 37 a la 45 .

#### 4.1.4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.

El predio de interés se localiza en la zona del lago, según la regionalización hecha por Marsal y Mazari, en la subzona Lago Centro II la cual corresponde con la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable, lo que ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas:

a) Arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales.

b) Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo.

c) Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

Así mismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida. De acuerdo a los trabajos de exploración realizados, en algunas zonas del sitio de estudio, se detectaron superficialmente restos de cimentaciones antiguas hasta una profundidad del orden de los 3.5 m; en otras áreas entre la superficie y 6.4 m se encontró un relleno artificial de tipo heterogéneo, en ocasiones mezclado con fragmentos de tabique y pedacería de construcción. Subyaciendo a lo anterior en las zonas donde aparecen los restos

de cimentación, se detectó la formación conocida como costra superficial, constituida por limos y arcillas arenosas, con contenido de agua medio de 70%, con un espesor del orden de 4 m. A continuación y hasta la máxima profundidad explorada (35.5 m) aparece la formación arcillosa superior, constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones, con contenido de agua variable entre 100% y 400%, de consistencia entre blanda y muy firme. La secuencia estratigráfica detallada definida en el sondeo mixto realizado es la siguiente:

**Profundidad 0.0 m - 6.40 m:**

Material de relleno constituido por fragmentos de tabique y pedacería de construcción, con arena limosa, café, con gravas; el contenido de agua varía entre 14 y 52%, con índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 5 y más de 50 golpes.

**Profundidad 6.40 m - 7.60 m:**

Arcilla limosa, gris, poco arenosa, con contenido de agua medio de 65%, IRPE variable entre 2 y 3 golpes, de consistencia blanda, del grupo CL según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

**Profundidad 7.60 - 8.20 m:**

Arena limosa café, con contenido de agua de 37% IRPE de 25 golpes, de compacidad media.

**Profundidad 8.20 - 9.60 m:**

Arcilla limosa, gris verdosa, con contenido de agua medio de 85%, IRPE de 16 golpes, de consistencia firme, del grupo CH de acuerdo al SUCS, con cohesión de  $7.3 \text{ Ton/m}^2$  y ángulo de fricción interna de  $8.5^\circ$ , determinados en compresión triaxial no consolidada no drenada (TR - UU), con peso volumétrico natural de  $1.43 \text{ Ton/m}^3$ .

**Profundidad 9.6 - 11.00 m:**

Arcilla gris verdosa, con contenido de agua medio de 155%, IRPE de 18 golpes, de consistencia firme, del grupo CH según el SUCS. Con una cohesión de  $4.8 \text{ Ton/m}^2$  y ángulo de fricción interna de  $6^\circ$ , determinados en compresión TR - UU, con peso volumétrico natural de  $1.38 \text{ Ton/m}^3$ .

**Profundidad 11.00 -15.00 m:**

Arcilla gris y café, varios tonos, con contenido de agua variable entre 225 y 330% IRPE descendiendo con la profundidad de 22 a 8 golpes, de consistencia entre muy firme y firme, del grupo CH de acuerdo al SUCS. Presentando una resistencia al esfuerzo cortante variable entre 2.9 y 3.7 Ton/m<sup>2</sup> obtenida en compresión axial no confinada ( $q_u$ ), con peso volumétrico variable entre 1.20 y 1.23 Ton/m<sup>3</sup>.

**Profundidad 15.00 - 20.00 m:**

Arcilla café y gris, varios tonos, con contenido de agua variable entre 170 y 275%, IRPE variable entre 3 y menos de 1 golpe, de consistencia blanda, del grupo CH según el SUCS. Con resistencia al esfuerzo cortante de 2.4 Ton/m<sup>2</sup> obtenida en compresión  $q_u$ , con peso volumétrico natural de 1.26 Ton/m<sup>3</sup>.

**Profundidad 20.00 - 23.20 m:**

Arcilla verdosa, con contenido de agua medio de 240%, IRPE descendiendo con la profundidad de 11 a 3 golpes, de consistencia entre firme y media, del grupo CH de acuerdo al SUCS. Con resistencia al esfuerzo cortante de 2.8 Ton/m<sup>2</sup> obtenida en compresión  $q_u$ , con peso volumétrico natural de 1.30 ton/m<sup>3</sup>.

**Profundidad 23.20 - 24.40 m:**

Arcilla gris verdosa, con pequeñas vetas de arena fina, con contenido de agua medio de 200%, IRPE variable entre 7 y 8 golpes, de consistencia media.

**Profundidad 24.40 - 26.40 m:**

Arcilla gris verdosa, con contenido de agua medio de 290%, IRPE de 3 golpes, de consistencia blanda, del grupo CH según SUCS; con resistencia al esfuerzo cortante de 2.6 Ton/m<sup>2</sup>, obtenida en compresión  $q_u$ , con peso volumétrico natural de 1.18 Ton/m<sup>3</sup>.

**Profundidad 26.40 - 30.20 m:**

Arcilla gris verdosa, con contenido de agua medio de 140%, IRPE variable de 2 y 4 golpes, de consistencia blanda, del grupo CH de acuerdo al SUCS; con resistencia al esfuerzo cortante de 3.6 Ton/m<sup>2</sup> obtenida en compresión  $q_u$ , con peso volumétrico natural de 1.39 Ton/m<sup>3</sup>.

**Profundidad 30.20 - 35.40 m:**

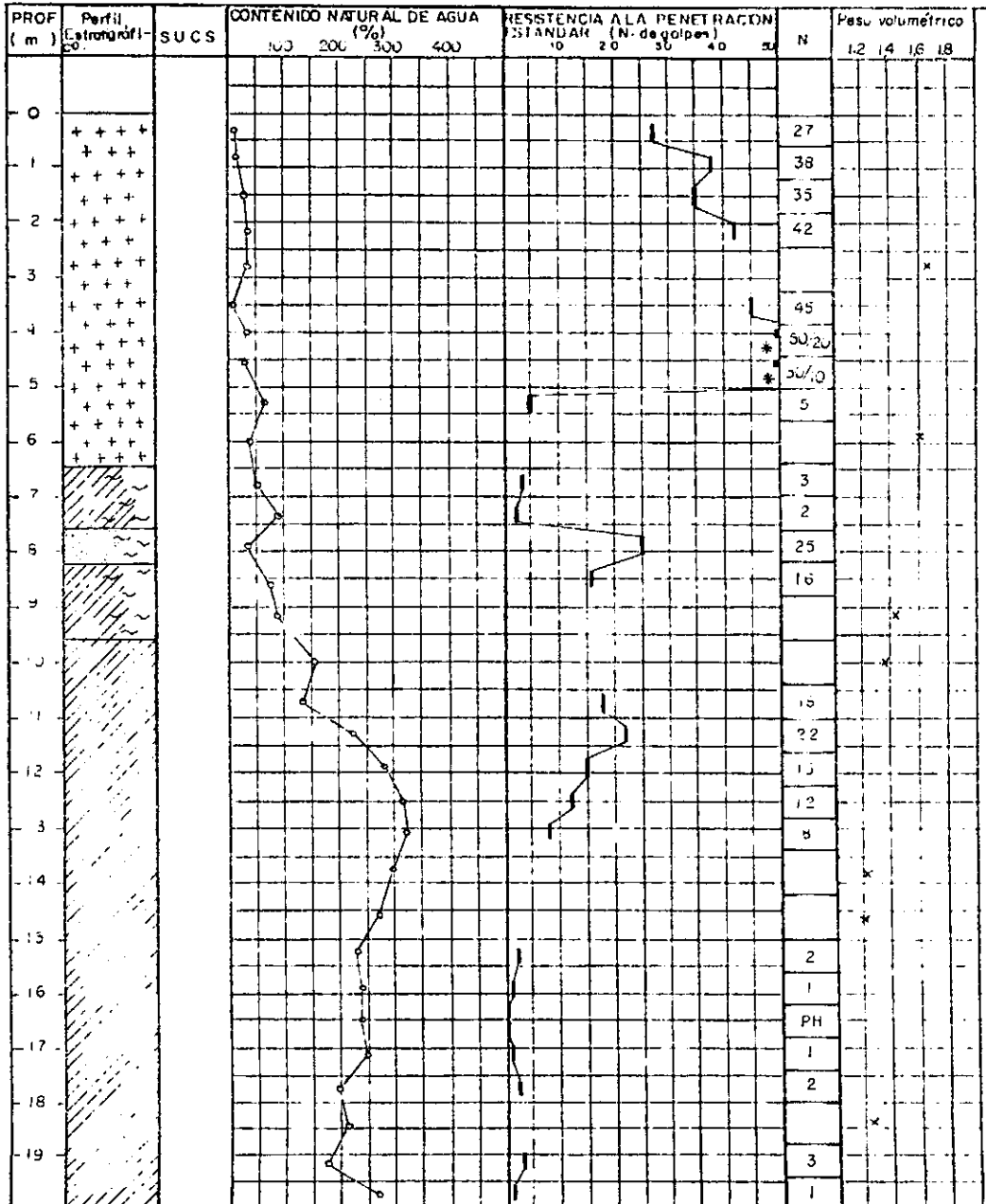
Arcilla gris y café verdosa, con contenido de agua variable entre 170 y 250%, IRPE entre 1 y 6 golpes, de consistencia entre blanda y media; del grupo CH según el SUCS. Con resistencia al esfuerzo cortante variable entre 2.2 y 4.3  $\text{Ton/m}^2$ , obtenido en compresión qu, con peso volumétrico natural entre 1.24 y 1.30  $\text{Ton/m}^3$ .

El nivel freático se detectó a 2.6 m de profundidad, con respecto al nivel del terreno en la fecha en la que se realizó la exploración. De acuerdo a las lecturas realizadas en una estación piezométrica cercana al sitio de interés, existían en ese momento, abatimientos en la presión del agua de 1.9  $\text{Ton/m}^2$  a 14.4 m de profundidad, de 4.4  $\text{Ton/m}^2$  a 21.1 m de profundidad, de 6.8  $\text{Ton/m}^2$  a 25.5 m de profundidad y de 21.6  $\text{Ton/m}^2$  a 34.7 m de profundidad.

El estado de esfuerzos en el agua del subsuelo de ese momento, se presenta en la figura 46; debido a que se disponía de información acerca de las condiciones hidráulicas del suelo en el año de 1975, suponiendo que la política de extracción de agua sea similar a la ocurrida entre 1975 y 1991, se dibujó en la misma figura la probable distribución piezométrica futura, misma que fue utilizada para evaluar la expansión relativa total. Explicación en la figura 46.

OBRA No. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION 16 DE SEPTIEMBRE

TIPO DE SONDEO: MIXTO S.A.-1  
 COTA: \_\_\_\_\_ N.A.F. 2.60 m



SIMBOLOGIA:

- \* Avance con broca tr
- > de 50 golpes
- LP
- LL
- N = Numero de golpes para 30 cm
- No. de golpes/penetracion en cm.
- S<sub>s</sub> = Densidad de sólidos
- G = Grava
- A = Arena
- F = Finos

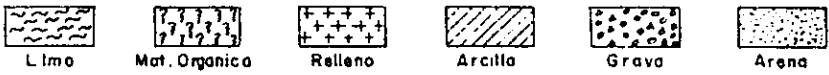
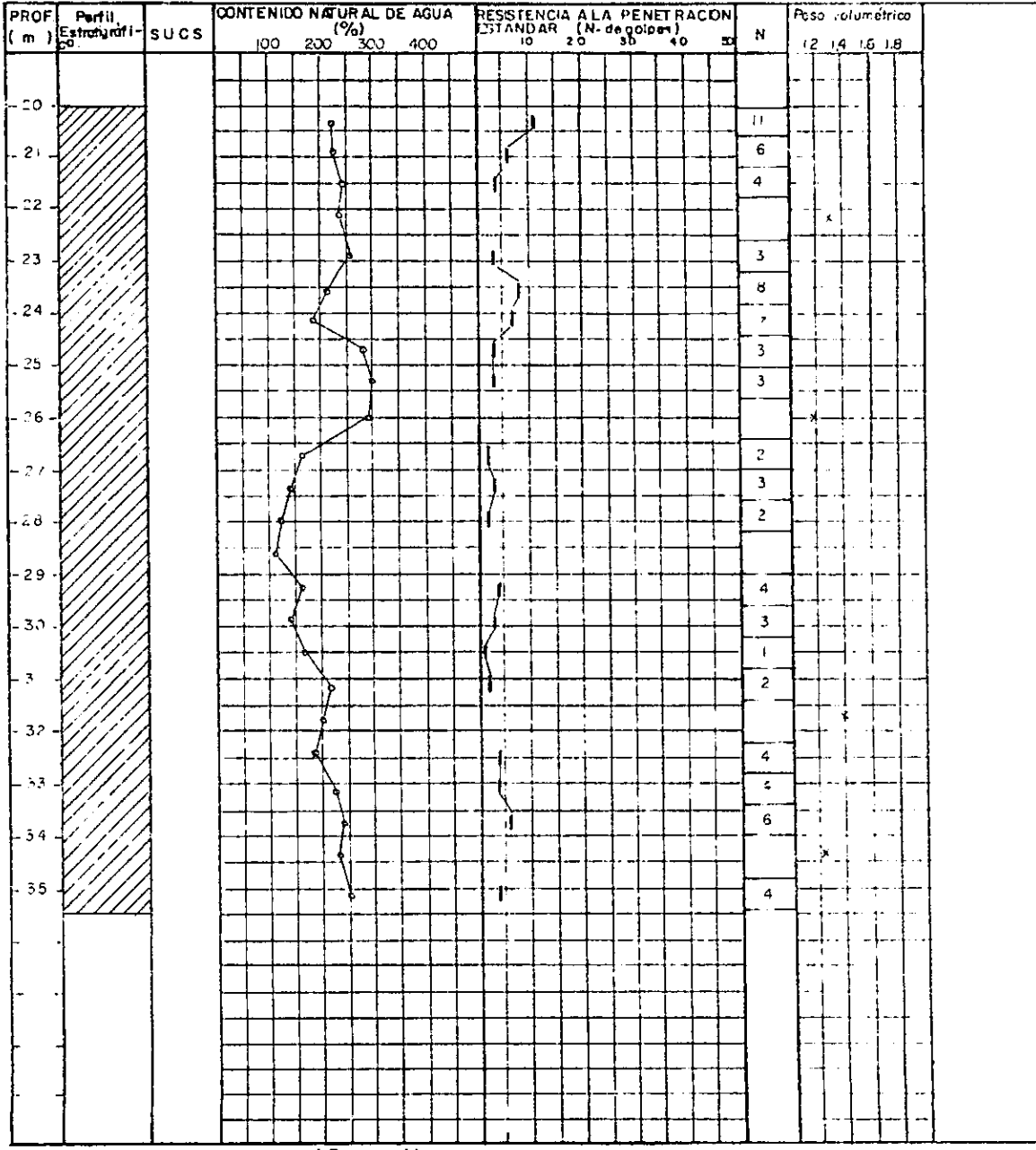


FIGURA No 35



**SIMBOLOGIA:**

- \* Avance con roca tr
- LP
- LL
- N = Numero de golpes para 30 cm
- S = Densidad de sólidos
- de 50 golpes
- No. de golpes/penetracion en cm.

Limo

Mat. Organica

Relleno

Arcilla

Grava

Arena

FIGURA No 3

Laboratorio de Mecanica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo SM - 1 Localización 16 DE SEPTIEMBRE

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD  $\omega$  (%)  $e_0$  Sr (%)  $p$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\bar{p}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
 (m)  
 8.8 - 9.6 83

$p_0$  = PRESION APLICADA       $P$  = PRESION TOTAL       $\bar{p}$  = PRESION EFECTIVA       $p_c$  = CARGA DE PRECONSOLIDACION

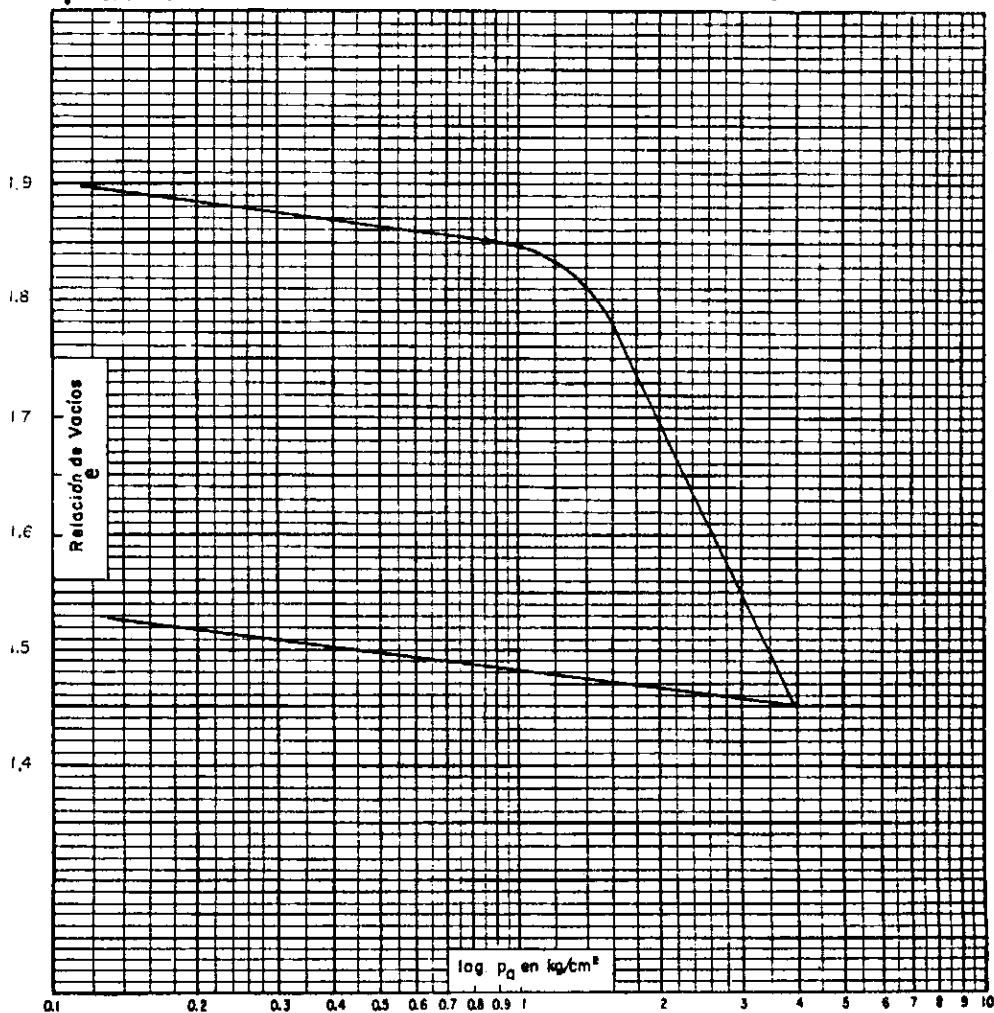


FIGURA N° 37

Laboratorio de Mecanica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo SM-1 Localización 16 DE SEPTIEMBRE

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD  $\omega$  (%)  $e_0$   $S_r$  (%)  $p$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\bar{p}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
(m)  
9.6 - 10.4 170

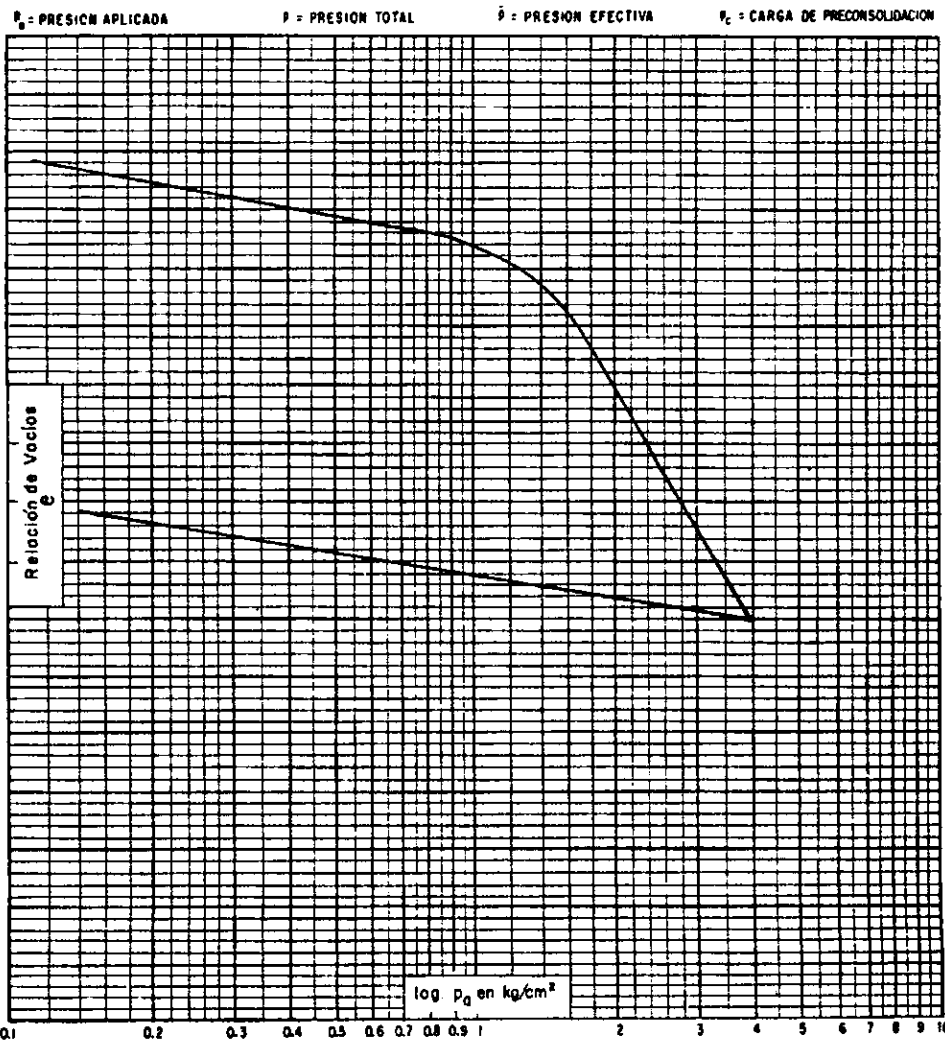


FIGURA N° 38



Laboratorio de Mecanica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo SM-1 Localización 16 DE SEPTIEMBRE

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD  $\omega$  (%)  $e_0$   $S_r$  (%)  $\rho$  (kg/cm<sup>3</sup>)  $\bar{\rho}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
 (m)  
 13.4 - 14.2 305

$p_a$  = PRESION APLICADA       $p$  = PRESION TOTAL       $\bar{p}$  = PRESION EFECTIVA       $p_c$  = CARGA DE PRECONSOLIDACION

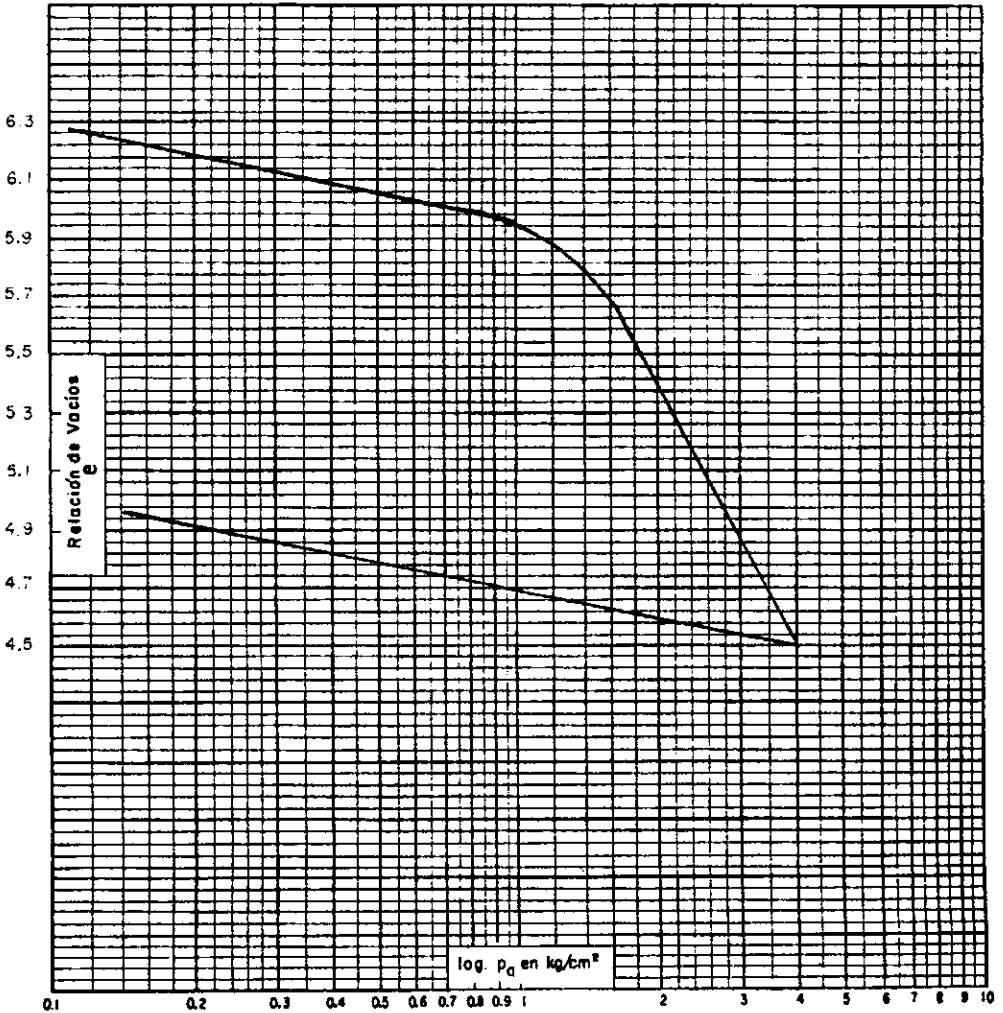


FIGURA N° 39

Laboratorio de Mecanica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo SM - 1 Localización 16 DE SEPTIEMBRE

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD  $\omega$  (%)  $e_0$   $S_r$  (%)  $p$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\bar{p}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
(m)  
18.0 - 18.8 212

$p_a$  = PRESION APLICADA       $p$  = PRESION TOTAL       $\bar{p}$  = PRESION EFECTIVA       $p_c$  = CARGA DE PRECONSOLIDACION

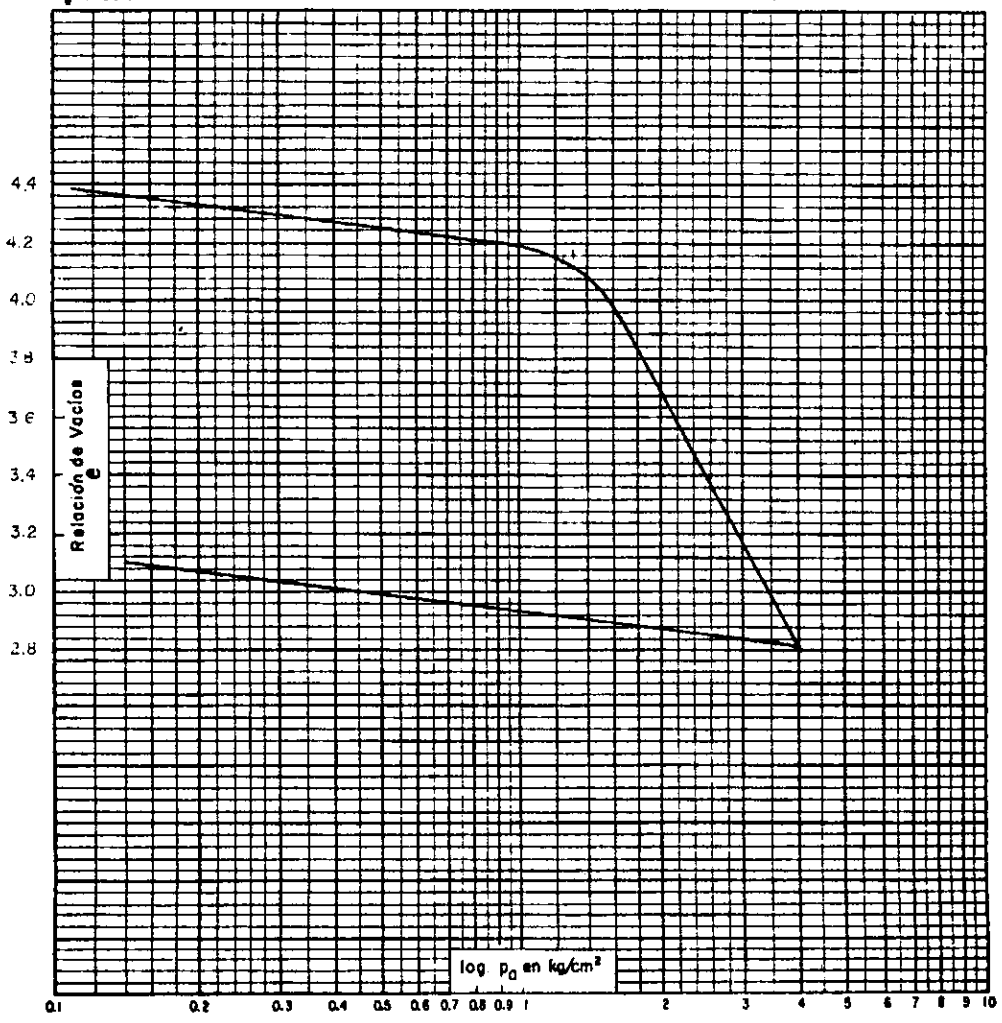


FIGURA N° 40

Laboratorio de Mecanica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo SM - 1 Localización 16 DE SEPTIEMBRE

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD  $\omega$  (%)  $e_0$   $S_r$  (%)  $p$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\bar{p}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
(m)  
21.8 - 22.6 218

$p_a$  = PRESION APLICADA       $P$  = PRESION TOTAL       $\bar{p}$  = PRESION EFECTIVA       $p_c$  = CARGA DE PRECONSOLIDACION

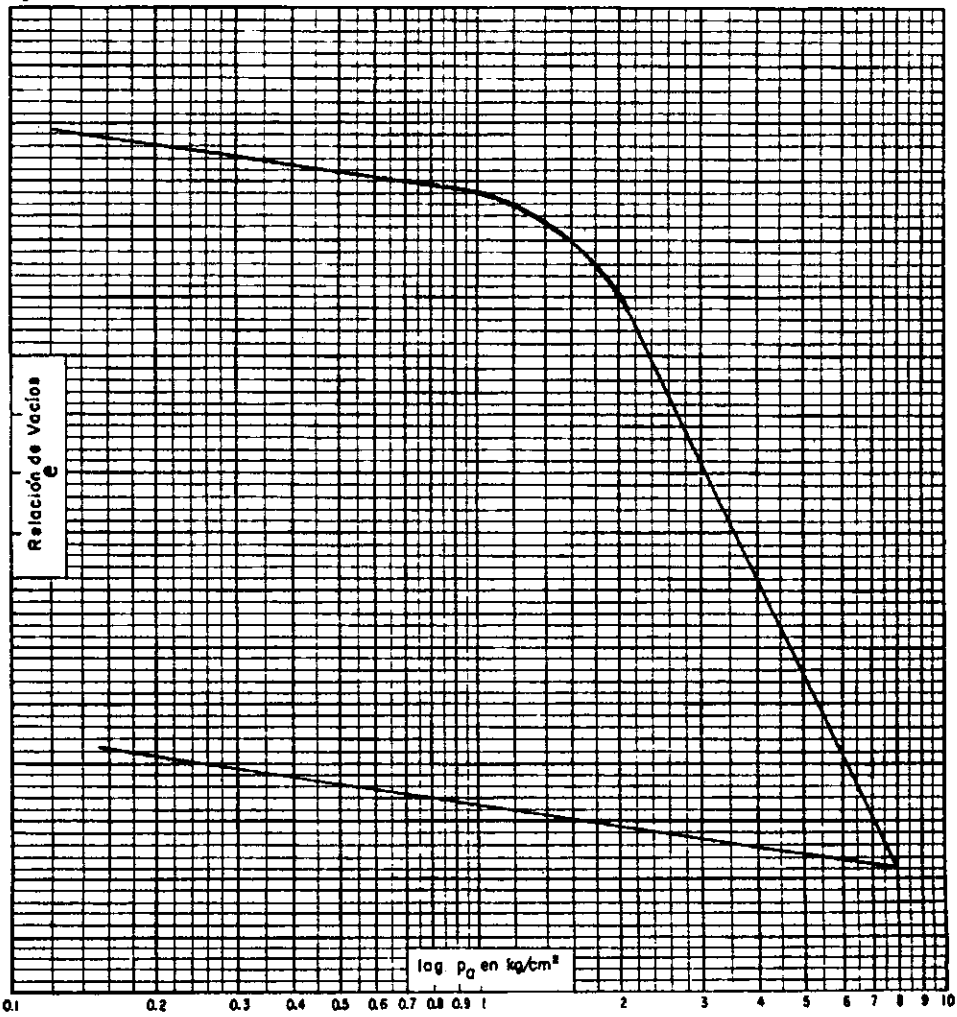


FIGURA N° 41

Laboratorio de Mecanica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo SM-1 Localización 16 DE SEPTIEMBRE

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD  $\omega$  (%)  $e_0$   $S_r$  (%)  $\rho$  (kg/cm<sup>3</sup>)  $\beta$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
(m)  
256 - 26.4 260

$p_a$  = PRESION APLICADA       $P$  = PRESION TOTAL       $\bar{p}$  = PRESION EFECTIVA       $p_c$  = CARGA DE PRECONSOLIDACION

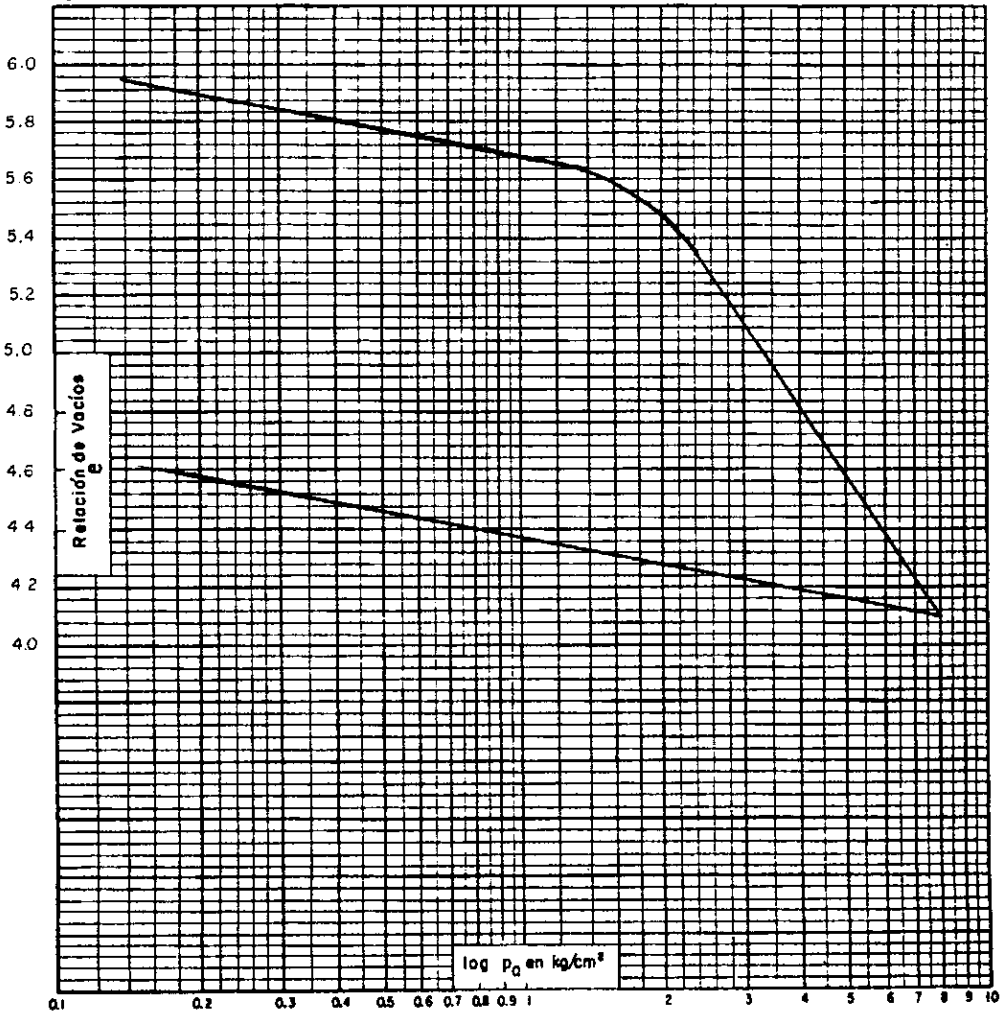


FIGURA N° 42

Laboratorio de Mecanica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo SM-1 Localización 16 DE SEPTIEMBRE

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD  $\omega$  (%)  $e_0$   $S_r$  (%)  $p$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\bar{p}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
 (m)  
 28.2 - 29.0 .05

$p_a$  = PRESION APLICADA       $P$  = PRESION TOTAL       $\bar{p}$  = PRESION EFECTIVA       $p_c$  = CARGA DE PRECONSOLIDACION

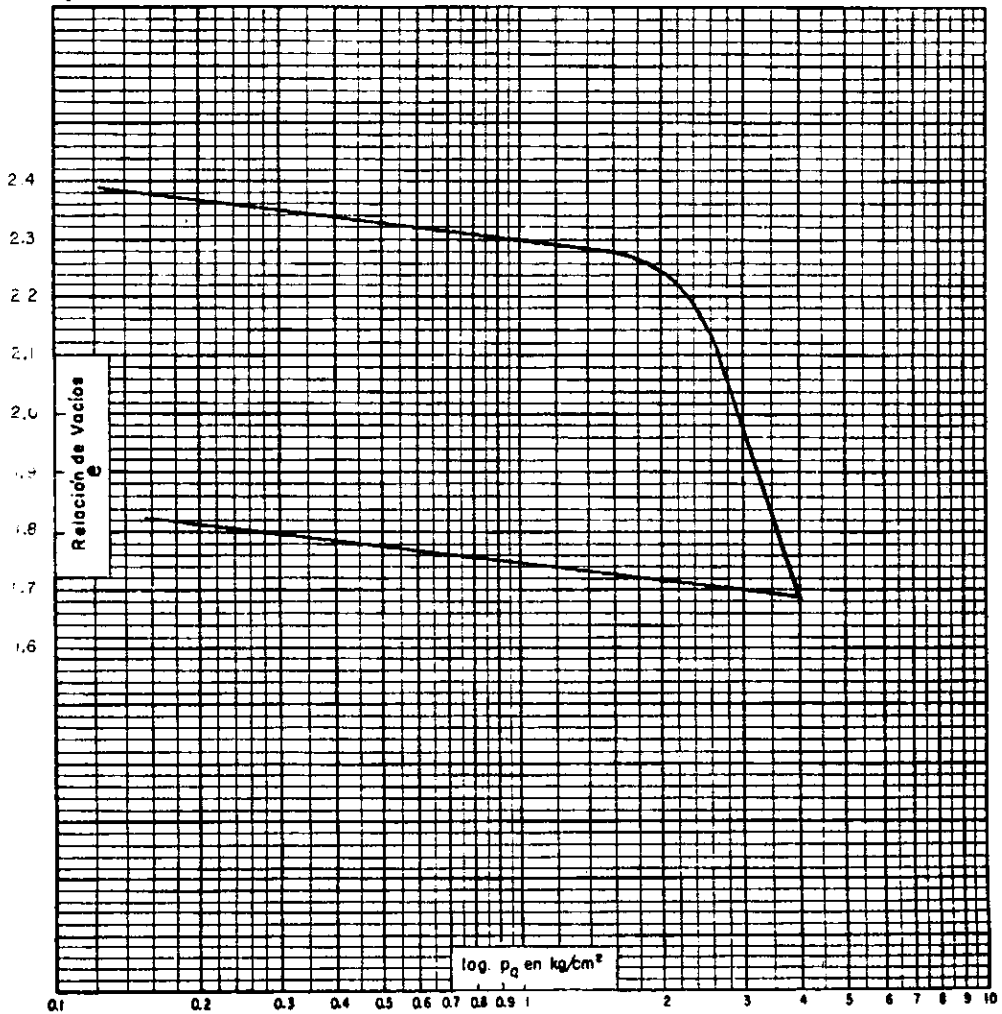


FIGURA N° 43

Laboratorio de Mecanica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo SM-1 Localización 16 DE SEPTIEMBRE

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD  $\omega$  (%)  $e_0$   $S_r$  (%)  $p$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\bar{p}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
 (m)  
 31.4 -32.2 190

$P_a$  = PRESION APLICADA       $P$  = PRESION TOTAL       $\bar{P}$  = PRESION EFECTIVA       $P_c$  = CARGA DE PRECONSOLIDACION

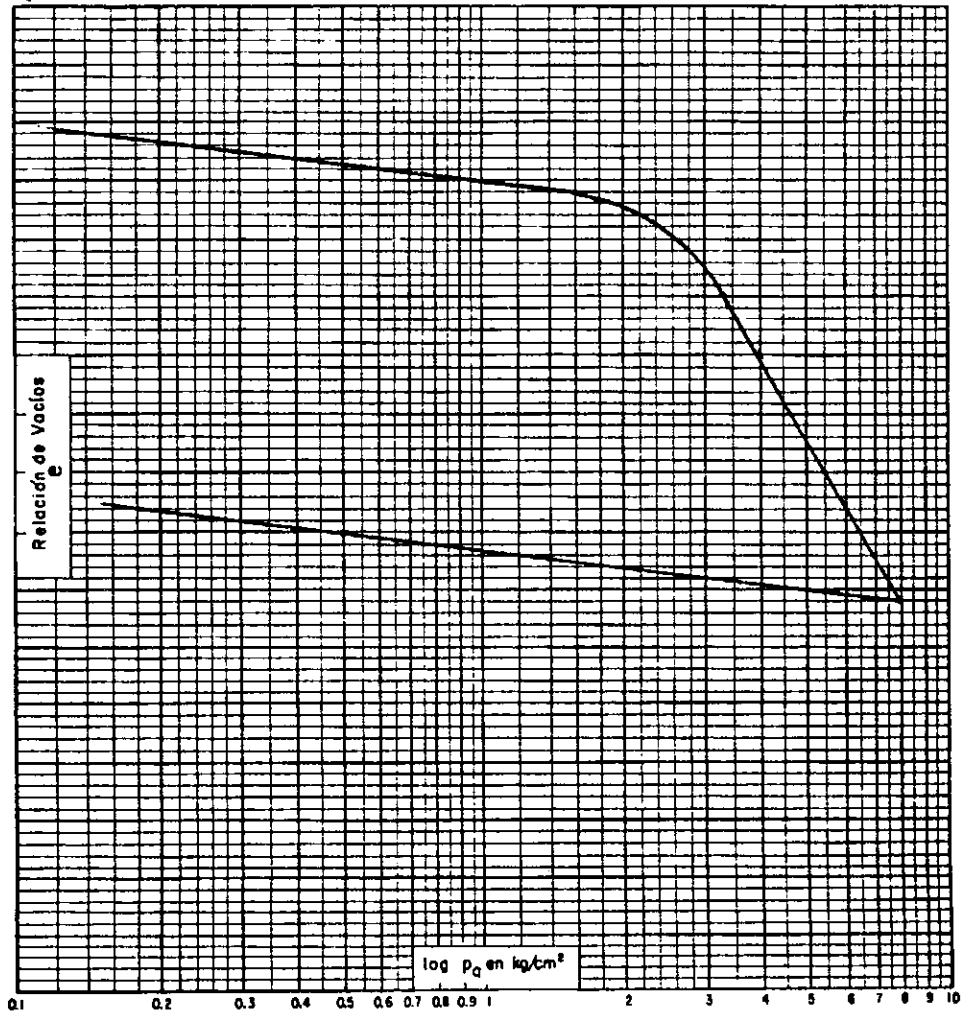


FIGURA N° 4.4

Laboratorio de Mecanica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo SM-1 Localización 16 DE SEPTIEMBRE

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD  $\omega$  (%)  $e_0$   $S_r$  (%)  $p$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\bar{p}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
(m)  
34.0 - 34.8 218

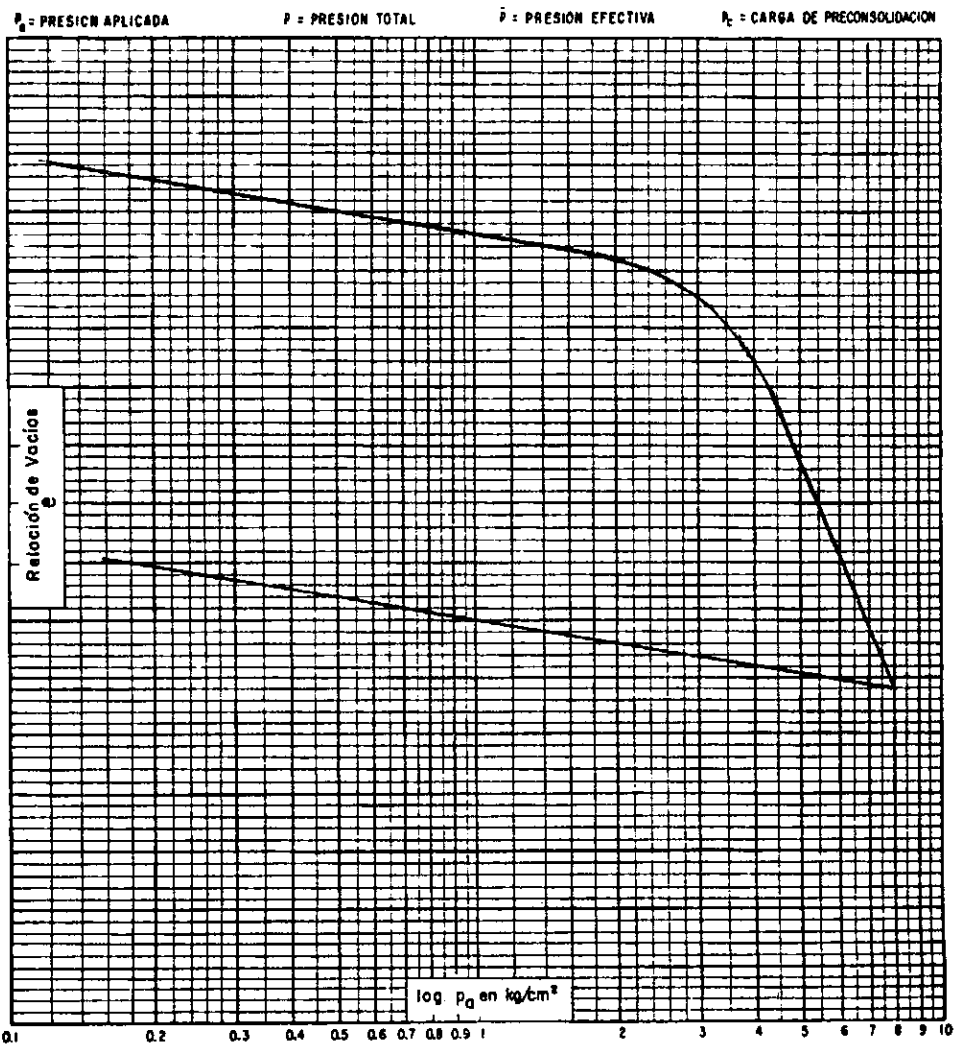
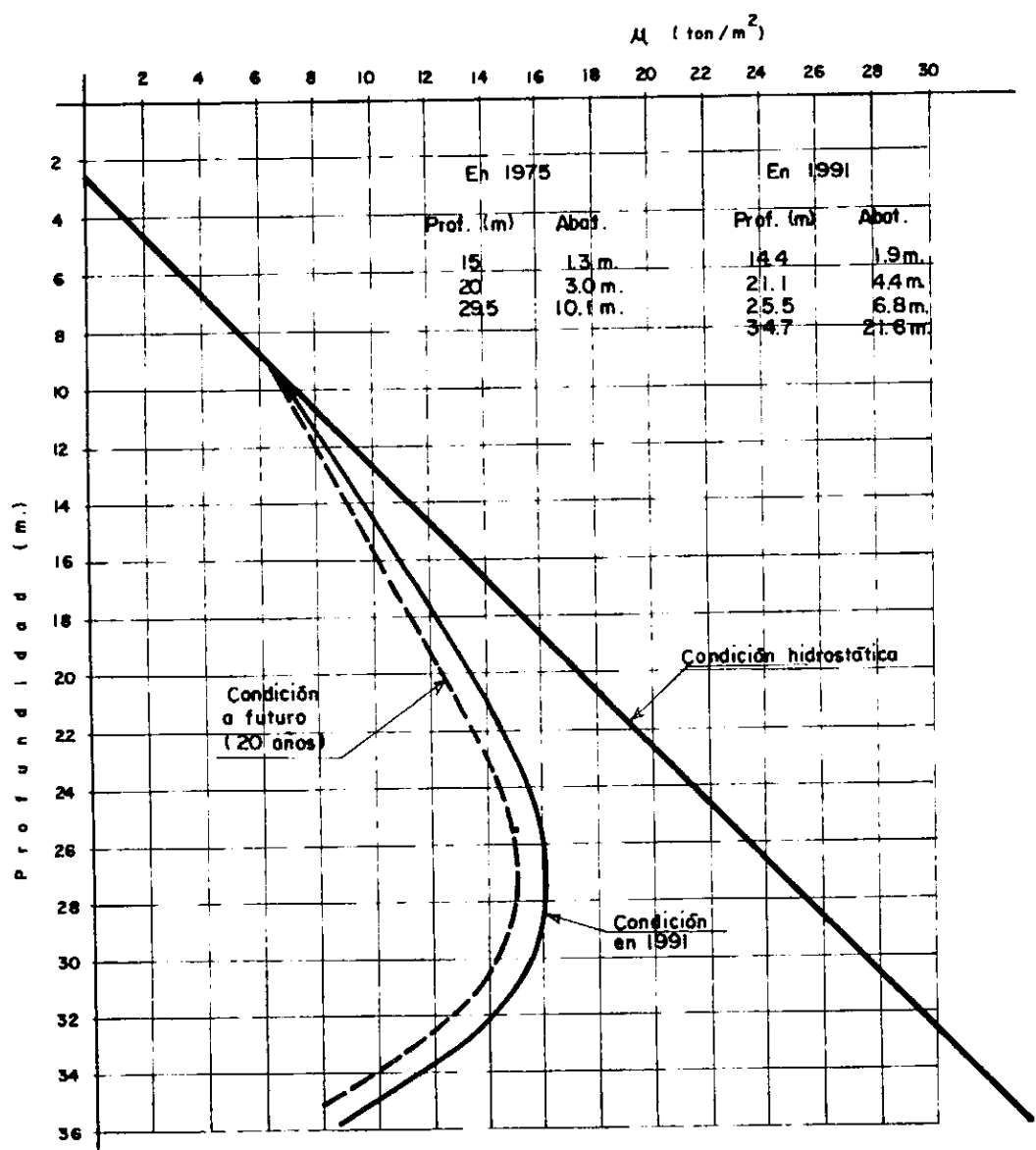


FIGURA N° 45



Distribución de presiones en el agua del suelo .



#### 4.1.5. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.

Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo, y las correspondientes al proyecto arquitectónico del edificio, en particular el hecho de que el proyecto cuenta con dos y medio sótanos con nivel de piso terminado variable entre - 6 y -7.5 m, con respecto al nivel de banquetta, se determinó que la cimentación más adecuada para la estructura era por medio de un cajón estanco de concreto reforzado, el cual quedó sobrecompensado, constituido por muros de contención, contratrabes y losa de contacto plana, desplantado a 8 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta; con un área en planta igual a la cubierta por el edificio, limitando la sobrecompensación a un valor máximo de 1.5 Ton/m<sup>2</sup>.

El centro de cargas de la estructura coincidió con el centroide del área de la losa de fondo del cajón de cimentación, por lo que en caso necesario se podía aplicar el lastre sin incrementarse la sección de los elementos estructurales de manera que se satisficiera esta condición. El lastre podría ser de arena ocupando parcial o totalmente algunas de las celdas de cimentación del cajón.

##### 4.1.5.1 DETERMINACION DE LA MAGNITUD DE DESCARGA POR EXCAVACIÓN.

La excavación que se contempló para el proyecto, que fuese capaz de alojar los dos y medio niveles en sótano, produjo en el subsuelo un alivio de presión dado por la siguiente expresión:

$$P = \gamma Df$$

Donde:

P = Presión que deja de soportar el suelo debido a la excavación en Ton/m<sup>2</sup>.

$\gamma$  = Peso volumétrico medio de los depósitos de interés igual a 1.6 Ton/m<sup>2</sup>.

Df = Profundidad de desplante del cajón de cimentación.

Las profundidades de piso terminado que presenta el proyecto para el sótano inferior son -6 y -7.5 m, respecto al nivel de banquetta; considerando que el cajón en toda el área cubierta por el edificio se desplantó al nivel del sótano

más profundo, y que la losa de cimentación tiene un espesor del orden de 0.5m, dio como resultado una excavación de 8m de profundidad para la cual se calculó una descarga de 12.8 Ton/m<sup>2</sup>.

La máxima sobrecompensación que puede admitirse a fin de tener emersiones aceptables en una estructura y no provocar daños en las construcciones vecinas es de 1.5 Ton/m<sup>2</sup>, por lo que considerando la combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación y de los muros milán construidos para efectuar de forma segura la excavación, y en caso de necesitarse el peso del lastre) más carga viva con intensidad media, la estructura debería de tener un peso uniformemente distribuido en el área por ella cubierta de 11.3 Ton/m<sup>2</sup>.

#### 4.1.5.2. ESTADO LÍMITE DE FALLA.

Dado que la cimentación estaba sobrecompensada, el único mecanismo de falla que debería de ser revisado es el de flotación.

Esta revisión se efectúa verificando la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum Q}{A} F_c > H \gamma_w$$

Donde:

$\sum Q/A$  = Combinación de las acciones permanentes y variables con valor mínimo probable, en Ton/m<sup>2</sup>.

$F_c$  = Factor de carga, adimensional, igual a 0.9

$H$  = Altura máxima estimada entre el nivel freático y el nivel de desplante.

$\gamma_w$  = Peso volumétrico del agua, igual a 1 Ton/m<sup>3</sup>.

Considerando que el nivel freático se encontraba a 2.6 m y el desplante del cajón a 8 m de profundidad, el segundo miembro de la desigualdad tiene un valor de 5.4 Ton/m<sup>2</sup>, por lo que la suma de acciones multiplicada por el factor de carga deberá ser como mínimo este valor.

#### 4.1.5.3 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

Para la revisión o evaluación del estado límite de servicio, fue necesario tomar en cuenta los diferentes movimientos que intervinieron en la cimentación, los cuales son los siguientes:

- a) Expansiones elásticas.
- b) Asentamientos inmediatos.
- c) Expansiones diferidas.

a) Expansiones elásticas.- La evaluación de las expansiones elásticas que sufrieron los estratos que se encontraban a partir de los 8 m de profundidad debido a la descarga por excavación, se estimó aplicando el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad en expansión, obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés, con los de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos. Según dicho criterio el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dado por la siguiente expresión:

$$HD = q B / E ( ( 1 - u_2 ) f_1 + ( 1 - u - 2u_2 ) f_2 )$$

Donde:

q = Descarga uniforme superficial.

B = Ancho del área descargada.

f<sub>1</sub> y f<sub>2</sub> = Coeficientes, adimensionales, que dependen de D/B y L/B.

D = Espesor del estrato considerado.

L = Longitud del área descargada.

E = Módulo de elasticidad del suelo.

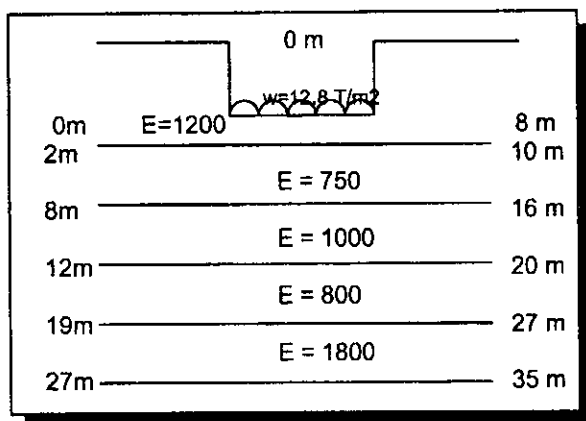
u = Relación de Poisson.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

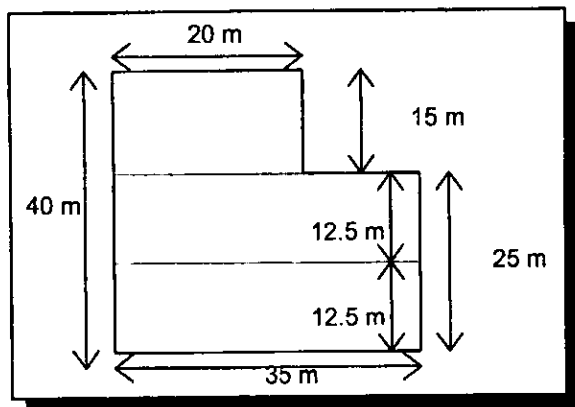
$$HD = HD_1(E_1, u_1) + (HD_2(E_2, u_2) - HD_1(E_2, u_2)) + \dots + (HD_n(E_n, u_n) - HD_{n-1}(E_n, u_n))$$

Considerando un valor del módulo de elasticidad de 1200 Ton/m<sup>2</sup> entre 8 y 10 m de profundidad, de 750 Ton/m<sup>2</sup> entre 10 y 16 m de profundidad, de 1000 Ton/m<sup>2</sup> entre 16 y 20 m de profundidad, de 800 Ton/m<sup>2</sup> entre 20 y 27 m de profundidad, de 1800 Ton/m<sup>2</sup> entre 27 y 35 m de profundidad y una relación de Poisson de 0.5, se obtuvo que para un área de 12.5 m x 35.0 m, con una excavación a 8 m de profundidad, las expansiones máximas y mínimas serían respectivamente de 0.1224 m y 0.0379 m, las cuales resultaron admisibles.

Para el cálculo de las expansiones, se utilizó en un principio el método de Steinbrenner, el cual nos arrojó los siguientes resultados:



(Fig 47)



(Fig 48)

Se propuso la división del terreno en esta forma, ya que sería el procedimiento más adecuado para la excavación, debido a que de esta manera se presentarían expansiones por descarga inicial menores, lo que facilitaría a la larga los trabajos de construcción.

Se utilizó la siguiente fórmula para la solución del anterior planteamiento:

$$\Delta H = (q B/E) \times ((1 - \mu_2) F1 + (1 - \mu - 2\mu_2) F2)$$

Se procedió a calcular las expansiones al centro del área de 35 m x 12.5 m:

$$L = 17.5 \text{ m} \quad B = 6.25 \text{ m} \quad \mu = 0.5$$

Profundidad (m)	L / B	Z / B	F1	E	$\Delta H$	Suma
0 - 2.0	2.8	0.32	0.02	1200	0.001	
0 - 8.0	2.8	1.28	0.17	750	0.0136	0.012
0 - 2.0	2.8	0.32	0.02	750	-0.0016	
0 - 12.0	2.8	1.92	0.28	1000	0.0168	0.0066
0 - 8.0	2.8	1.28	0.17	1000	-0.0102	
0 - 19.0	2.8	3.04	0.39	800	0.029	0.008
0 - 12.0	2.8	1.92	0.28	800	0.021	
0 - 27.0	2.8	4.32	0.48	1800	0.016	0.003
0 - 19.0	2.8	3.04	0.39	1800	0.013	
						$\Sigma=0.0306$

(Tabla 2)

$0.0306 \times 4 = 0.1224 \text{ m}$  al centro del área previamente mencionada

Cálculo de las expansiones elásticas en una esquina del área de 35 x 12.5 m

$$L = 35 \text{ m} \quad B = 12.5 \text{ m} \quad \Delta H = (120 \times F1) / E$$

Profundidad (m)	L / B	Z / B	F1	E	$\Delta H$	Suma
0 - 2.0	2.8	0.16	0.01	1200	0.001	
0 - 8.0	2.8	0.64	0.07	750	0.011	
						0.0094
0 - 2.0	2.8	0.16	0.01	750	-0.0016	
0 - 12.0	2.8	0.96	0.13	1000	0.0156	
						0.0072
0 - 8.0	2.8	0.64	0.07	1000	-0.0084	
0 - 19.0	2.8	1.52	0.23	800	0.0345	
						0.015
0 - 12.0	2.8	0.96	0.13	800	-0.0195	
0 - 27.0	2.8	2.16	0.31	1800	0.0206	
						0.0054
0 - 19.0	2.8	1.52	0.23	1800	-0.0153	
						$\Sigma=0.0379$

(Tabla 3)

Cálculo de las expansiones elásticas al centro del área de 20 x 15 m

$$L = 10 \text{ m} \quad B = 7.5 \text{ m} \quad \Delta H = (72 \times F1) / E$$

Profundidad (m)	L / B	Z / B	F1	E	$\Delta H$	Suma
0 - 2.0	1.33	0.266	0.02	1200	0.0012	
0 - 8.0	1.33	1.07	0.14	750	0.013	
						0.011
0 - 2.0	1.33	0.266	0.02	750	-0.0019	
0 - 12.0	1.33	1.6	0.25	1000	0.018	
						0.0079
0 - 8.0	1.33	1.07	0.14	1000	-0.0101	
0 - 19.0	1.33	2.53	0.33	800	0.029	
						0.0065
0 - 12.0	1.33	1.6	0.25	800	-0.0225	
0 - 27.0	1.33	3.6	0.39	1800	0.0156	
						0.0024
0 - 19.0	1.33	2.53	0.33	1800	-0.013	
						$\Sigma=0.029$

(Tabla 4)

$0.029 \times 4 = 0.116 \text{ m}$  al centro del área previamente mencionada

Cálculo de las expansiones elásticas en una esquina del área de 20 x 15 m

$$L = 10 \text{ m} \quad B = 15 \text{ m} \quad \Delta H = (144 \times F1) / E$$

Profundidad (m)	L / B	Z / B	F1	E	$\Delta H$	Suma
0 - 2.0	1.33	0.133	0.01	1200	0.0012	
0 - 8.0	1.33	0.533	0.045	750	0.0086	0.0066
0 - 2.0	1.33	0.133	0.01	750	-0.0019	
0 - 12.0	1.33	0.8	0.09	1000	0.013	0.0065
0 - 8.0	1.33	0.533	0.045	1000	-0.0065	
0 - 19.0	1.33	1.266	0.21	800	0.0378	0.0216
0 - 12.0	1.33	0.8	0.09	800	-0.0162	
0 - 27.0	1.33	1.8	0.26	1800	0.0208	0.004
0 - 19.0	1.33	1.266	0.21	1800	-0.0168	
						$\Sigma = 0.039$

(Tabla 5)

b) Asentamientos inmediatos.- Se calcularon los asentamientos verticales inmediatos a la recuperación elástica parcial de las expansiones, provocadas por la excavación que alojaría al cajón de cimentación, considerando la aplicación de una carga de 11.3 Ton/m<sup>2</sup> en un área de 20 x 15 m y aplicando el criterio de Steinbrenner así como los parámetros mencionados anteriormente en las expansiones elásticas, obteniendo por recuperación elástica, hundimientos máximos y mínimos de 10.0 y 3.2 cm respectivamente.

c) Expansiones diferidas.- Se calcularon las expansiones diferidas que sufriría la estructura considerando una descarga permanente de 1.5 Ton/m<sup>2</sup>, respecto al estado de esfuerzos que originalmente presentaban los depósitos del subsuelo.

A las expansiones anteriores se les deben sumar las elásticas no recuperadas cuando se aplica al subsuelo la carga transmitida por la estructura (la presión del edificio es menor que la descarga).

Es importante tomar en cuenta los efectos causados a las expansiones diferidas por la sobrecompensación en un suelo con hundimiento regional.

Las cimentaciones sobrecompensadas que se encuentran en una zona afectada por abatimientos de presiones piezométricas, adicionalmente a la expansión que sufren debido a la disminución de esfuerzos por la sobrecompensación, generan un movimiento relativo (expansión aparente) entre puntos dentro y fuera del área de influencia de la disminución de esfuerzos por descarga. Es decir que el hundimiento regional inducido por los cambios de esfuerzo provocados por los abatimientos piezométricos resulta menor en la zona de influencia de la disminución de esfuerzos por la sobrecompensación, que fuera de ella.

La expansión relativa total alcanzada por un punto dentro del área cubierta por el edificio, en el tiempo en que la estructura de los depósitos del subsuelo se adaptan a la disminución de esfuerzos debidos a la sobrecompensación, respecto a un banco de nivel superficial, se calculó aplicando la siguiente expresión:

$$\delta_{\text{er}} = \Delta\delta_e + \Delta\delta_a$$

Que como ya vimos en el capítulo 3.1 de este trabajo, se trata de las expansiones relativas totales y también se pueden expresar de la siguiente forma:

$$\delta_{\text{er}} = (\delta_e - \delta_{\text{ae}}) + (\delta_{\text{af}} - \delta_{\text{ad}})$$

Donde:

$\delta_{\text{er}}$  = Expansión relativa total.

$\delta_e$  = Expansión sin considerar hundimiento regional.

$\delta_{\text{ae}}$  = Reducción de las expansiones al considerar los abatimientos piezométricos.

$\delta_{\text{af}}$  = Asentamiento por abatimientos piezométricos en puntos fuera del área de influencia de la sobrecompensación.

$\delta_{\text{ad}}$  = Asentamiento por abatimientos piezométricos en puntos dentro del área de influencia de la sobrecompensación.

Se determinó que la emersión aparente del edificio a largo plazo respecto a las calles sería de 16.5 cm. La velocidad de estos movimientos dependía fundamentalmente de la política de extracción de agua que se mantuviera en los años posteriores a la construcción de esta estructura.



#### 4.2 APLICACIÓN DEL MÉTODO (MEMORIA DE CÁLCULO)

A continuación, presentaremos los resultados numéricos obtenidos de los cálculos realizados para obtener la expansión relativa total.

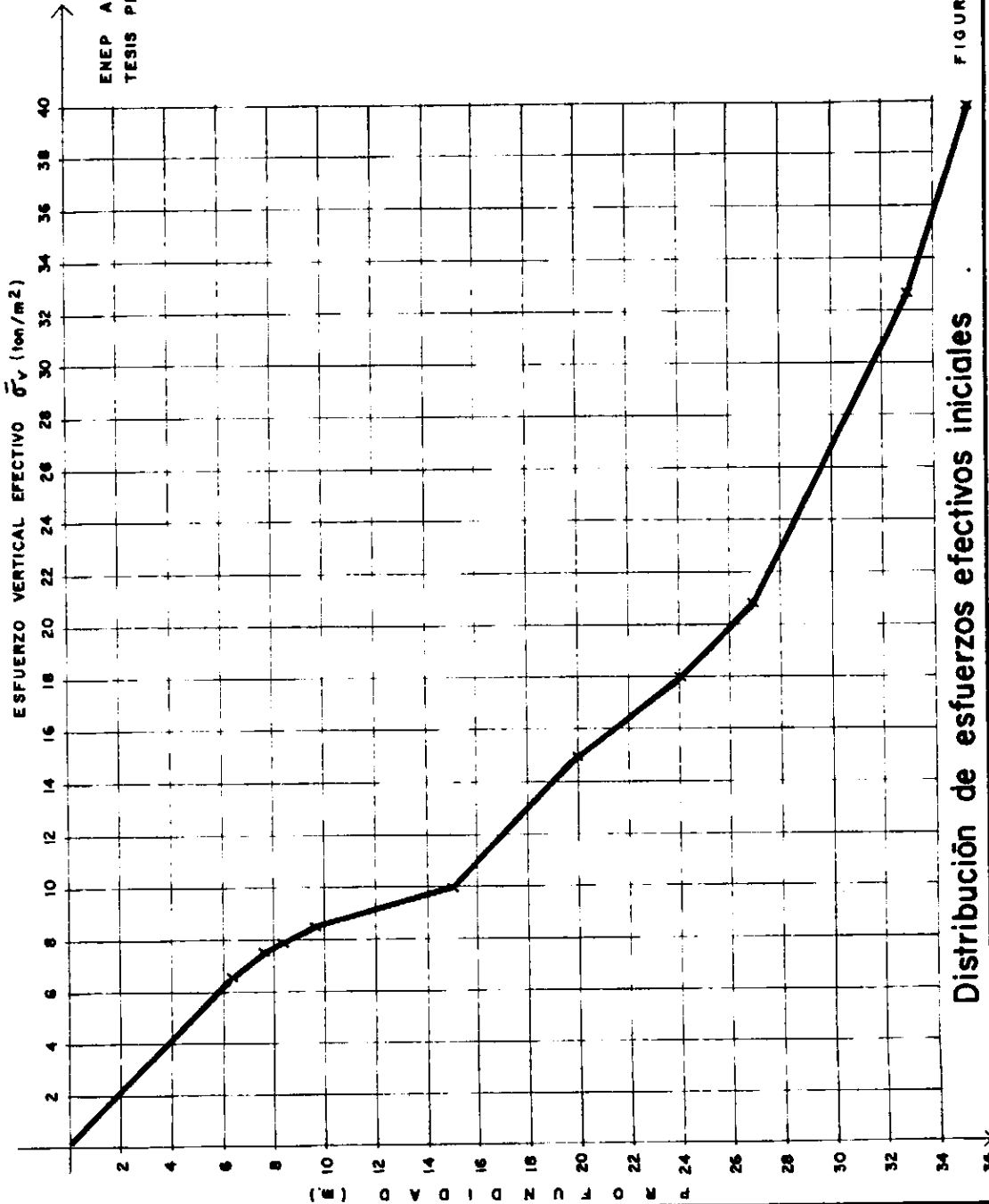
Como primer paso, es necesario conocer los esfuerzos verticales en el suelo debidos al peso propio, esto quiere decir que son los esfuerzos efectivos que se presentan en el terreno antes de hacer cualquier alteración al mismo.

Cálculo de esfuerzos con la profundidad debidos al peso propio:

Profundidad (m)	Espesor (m)	$\gamma_m$ (Ton/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v$ parcial T/m <sup>2</sup>	$\sigma_v$ total T/m <sup>2</sup>	Presión agua T/m <sup>2</sup>	$\sigma_v$ efectivo
0-6.40	6.40	1.63	10.43	10.43	3.80	6.63
6.40-7.60	1.20	1.50	1.80	12.23	4.70	7.53
7.60-8.30	0.70	1.78	1.24	13.47	5.60	7.87
8.30-9.60	1.30	1.45	1.88	15.35	6.80	8.55
9.60-15.0	5.40	1.26	6.80	22.15	12.30	9.85
15.0-20.0	5.0	1.28	6.40	28.55	13.50	15.05
20.0-24.0	4.0	1.30	5.20	33.75	15.60	18.15
24.0-26.8	2.80	1.19	3.33	37.08	16.20	20.88
26.8-33.0	6.20	1.40	8.68	45.76	13.10	32.66
33.0-35.5	2.50	1.25	3.125	48.88	9.00	39.88

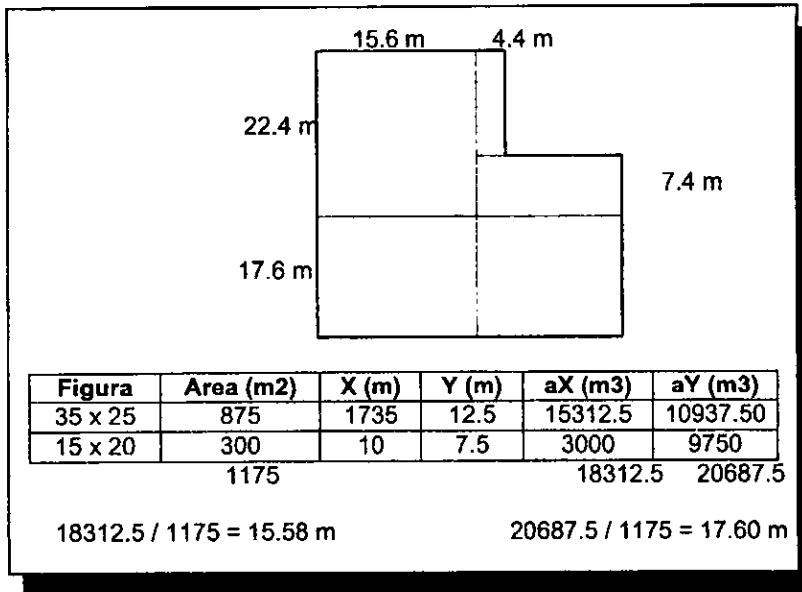
(Tabla 6)

Los resultados de la tabla 6 se encuentran graficados en la figura 49



Distribución de esfuerzos efectivos iniciales

Cálculo del centroide de la figura que representa el terreno:



(Fig 50)

Con la información que nos proporcionó la figura anterior (Fig 50), fue posible calcular la disminución de esfuerzos efectivos en la cimentación debidos a la sobrecompensación, en el centroide del área. Para hacer estos cálculos, dividimos el terreno en 5 áreas diferentes y analizamos bajo éstas los estratos que pueden ser afectados a causa de la sobrecompensación. Es importante mencionar que se utilizó el método de Boussinesq y las gráficas de Fadum; para este caso en particular, tomamos la suma de las tablas de la 7 a la 12 y restamos los valores de la última, ya que de lo contrario se estarían considerando dos veces los efectos de la descarga en los puntos dentro de ésta parte del área en cuestión.

$$W = 1.5 \text{ T/m}^2 \quad D_f = 8.0 \text{ m}$$

Area 17.6 m x 15.6 m

Profundidad (m)	$m = x / z$	$n = y / z$	$w_0$	$\sigma = w \times w_0$
1	17.6	15.6	0.25	0.375
5	3.52	3.12	0.247	0.370
10	1.76	1.56	0.218	0.327
15	1.173	1.04	0.198	0.297
20	0.88	0.78	0.152	0.228
25	0.704	0.624	0.126	0.189
30	0.58	0.52	0.093	0.139
35	0.502	0.44	0.076	0.114

(Tabla 7)

Area 19.4 m x 17.6 m

Profundidad (m)	$m = x / z$	$n = y / z$	$w_0$	$\sigma = w \times w_0$
1	19.4	17.6	0.25	0.375
5	3.88	3.52	0.248	0.372
10	1.94	1.76	0.224	0.336
15	1.29	1.173	0.212	0.318
20	0.97	0.88	0.167	0.25
25	0.776	0.704	0.136	0.204
30	0.646	0.586	0.109	0.163
35	0.55	0.50	0.09	0.135

(Tabla 8)

Area 22.4 m x 15.6 m

Profundidad (m)	$m = x / z$	$n = y / z$	$w_0$	$\sigma = w \times w_0$
1	22.4	15.6	0.25	0.375
5	4.48	3.12	0.247	0.370
10	2.24	1.56	0.224	0.336
15	1.49	1.04	0.195	0.293
20	1.12	0.78	0.163	0.244
25	0.896	0.624	0.134	0.201
30	0.746	0.52	0.096	0.144
35	0.64	0.44	0.09	0.135

(Tabla 9)

## Area 19.4 m x 7.4 m

Profundidad (m)	$m = x / z$	$n = y / z$	$w_0$	$\sigma = w \times w_0$
1	19.4	7.4	0.25	0.375
5	3.88	1.48	0.232	0.348
10	1.94	0.74	0.174	0.261
15	1.29	0.49	0.125	0.1875
20	0.97	0.37	0.097	0.1455
25	0.776	0.296	0.071	0.1065
30	0.646	0.246	0.054	0.081
35	0.55	0.211	0.043	0.0645

(Tabla 10)

## Area 4.4 m x 22.4 m

Profundidad (m)	$m = x / z$	$n = y / z$	$w_0$	$\sigma = w \times w_0$
1	4.4	22.4	0.25	0.375
5	0.88	4.48	0.196	0.294
10	0.44	2.24	0.122	0.183
15	0.29	1.49	0.086	0.130
20	0.22	1.12	0.061	0.0915
25	0.176	0.896	0.044	0.066
30	0.146	0.746	0.035	0.0525
35	0.126	0.64	0.028	0.042

(Tabla 11)

## Area 4.4 m x 7.4 m

Profundidad (m)	$m = x / z$	$n = y / z$	$w_0$	$\sigma = w \times w_0$
1	4.4	7.4	0.25	0.375
5	0.88	1.48	0.181	0.272
10	0.44	0.74	0.093	0.139
15	0.29	0.49	0.056	0.084
20	0.22	0.37	0.034	0.051
25	0.176	0.296	0.025	0.0375
30	0.146	0.246	0.017	0.026
35	0.126	0.211	0.013	0.0195

(Tabla 12)

Después de haber llevado a cabo las operaciones anteriores, podemos conocer la disminución de esfuerzos efectivos totales debidos a la sobrecompensación del material, esto si sumamos estrato por estrato los resultados obtenidos en las tablas ya presentadas:

## Resultados finales

Profundidad (m)	$\sigma$ Total (Ton / m <sup>2</sup> )
1	- 1.5
5	- 1.482
10	- 1.304
15	- 1.1415
20	- 0.908
25	- 0.729
30	- 0.553
35	- 0.471

(Tabla 13)

Los resultados obtenidos en la tabla 13 se encuentran en la figura 51.

Una vez realizadas las operaciones anteriores, procedimos al cálculo de  $\delta e$  (expansión sin considerar el hundimiento regional), el cual se basó en las gráficas representadas con el número 1 (esfuerzos efectivos iniciales) y el número 2 (esfuerzos efectivos iniciales menos esfuerzos de sobrecompensación) en la figura 52. Para la obtención de este valor fue necesario construir la tabla 14, cuyo procedimiento de cálculo fue explicado en el capítulo anterior.

Ya que contábamos con la información correspondiente a las expansiones sin considerar el hundimiento regional, fue necesario conocer el valor de la reducción de las expansiones al considerar el abatimiento piezométrico que se representa con  $\delta a_e$ ; estos cálculos pueden ser consultados en la tabla 15, los cuales fueron obtenidos en base a los esfuerzos que existen entre las curvas 2 - 4 (esfuerzos iniciales menos sobrecompensación más abatimiento) y 2 - 1, (fig 52); recordemos que el valor que representa a la variación de presiones, se obtiene directamente de la gráfica, ya que la distancia que existe entre las rectas antes mencionadas corresponden a los valores que darán variación a los esfuerzos efectivos en el suelo.

En esta parte del análisis, es importante mencionar que, debido a que estamos considerando el abatimiento piezométrico en el subsuelo, existe un punto que en el capítulo 3 llamamos "I", el cual representa la "frontera" entre la parte del suelo en que existen variaciones debidas al abatimiento piezométrico y aquellas en las que no influye este fenómeno, dándonos como resultado el valor de los esfuerzos efectivos iniciales en ese punto; para el caso que analizamos, este

punto de "equilibrio" se presentó a 22 m de profundidad, representando aproximadamente un valor del esfuerzo efectivo igual a  $16.8 \text{ T/m}^2$ .

Por otro lado y apegados al método en cuestión, fue necesario conocer los valores de  $\delta_{af}$ , ( asentamientos por abatimiento en puntos fuera del área de influencia de la cimentación); los cuales se basan en la construcción de la curva 3 (esfuerzos iniciales más abatimientos), que nos dieron la pauta para calcular las diferencias de presiones entre esta recta y número 1; siendo estos valores que las separan, los que nos permitieron conocer los asentamientos ; los cuales pueden ser consultados en la tabla 16.

Para el cálculo de  $\delta'_{ad}$  ( asentamiento por abatimiento sin corregir, en puntos dentro del área de influencia), fue necesaria la creación de la gráfica mostrada en la figura 53, la cual nos muestra las diferencias de presiones que existen entre las curvas 2 y 4, en este caso de principio a fin de las mismas. Los resultados pueden ser estudiados en la tabla 17.

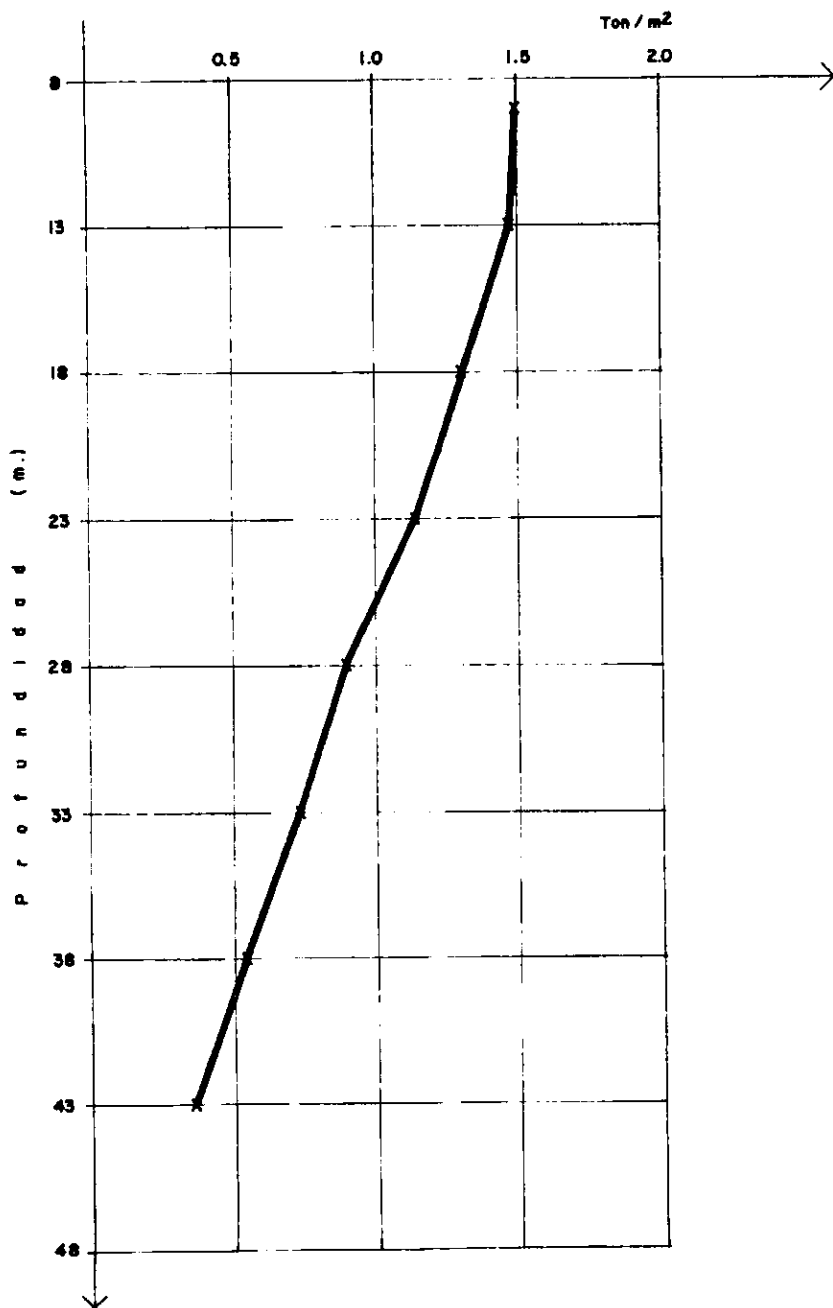
Una vez que hemos obtenido todos los valores antes calculados, procedemos a obtener la expansión relativa total, utilizando la siguiente fórmula:

$$\delta e_{rt} = (\delta e - \delta a_e) + (\delta a_f - (\delta' a_d - \delta a_e))$$

que al hacer las sustitución de los valores correspondientes, obtenemos:

$$\delta e_{rt} = (16.06 - 15.37) + (20.05 - (19.02 - 15.37)) = 17.09 \text{ cm}$$



ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL

Distribución de esfuerzos debido a la sobrecompesación .

ENEP ACATLAN  
TESIS PROFESIONAL

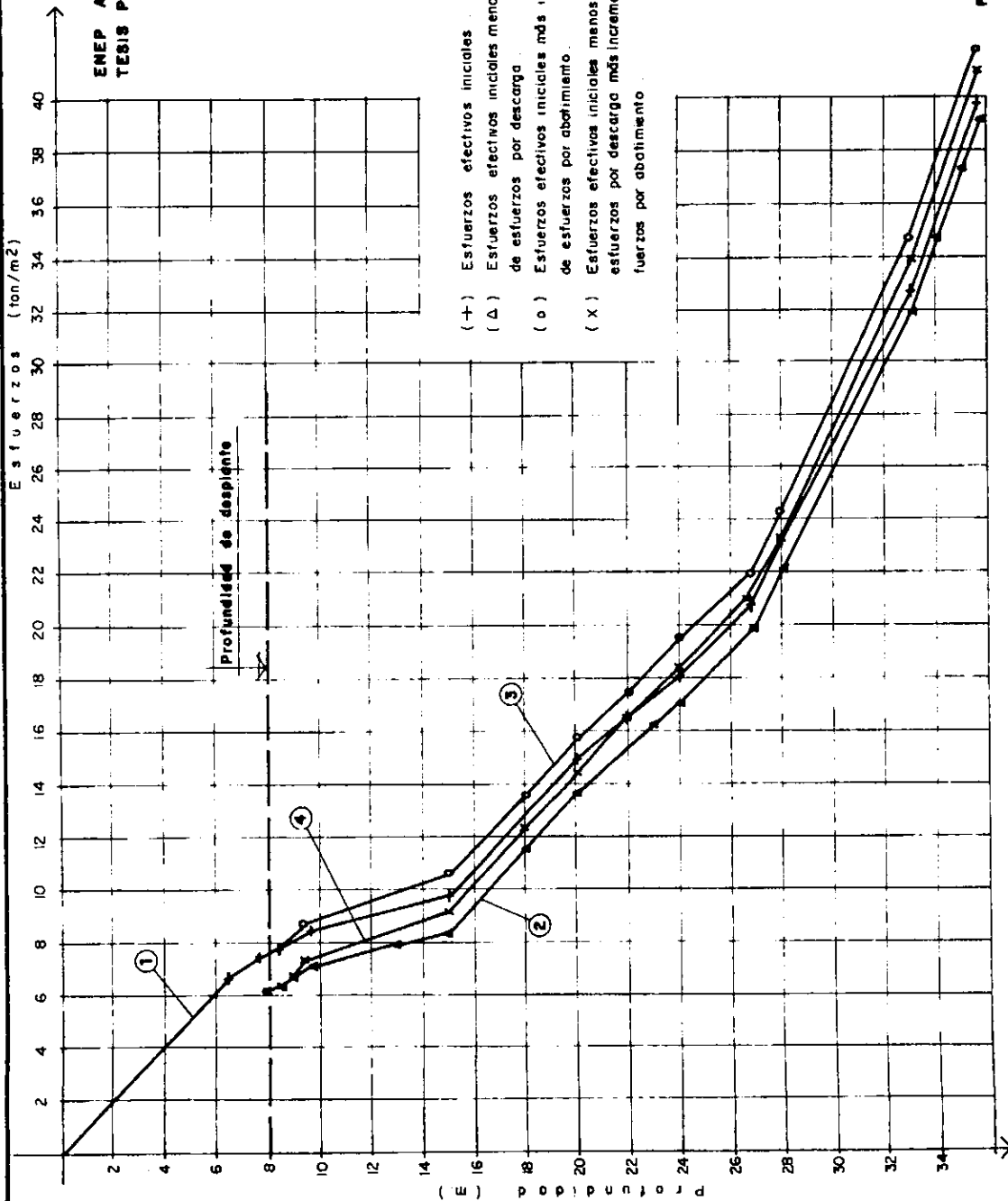
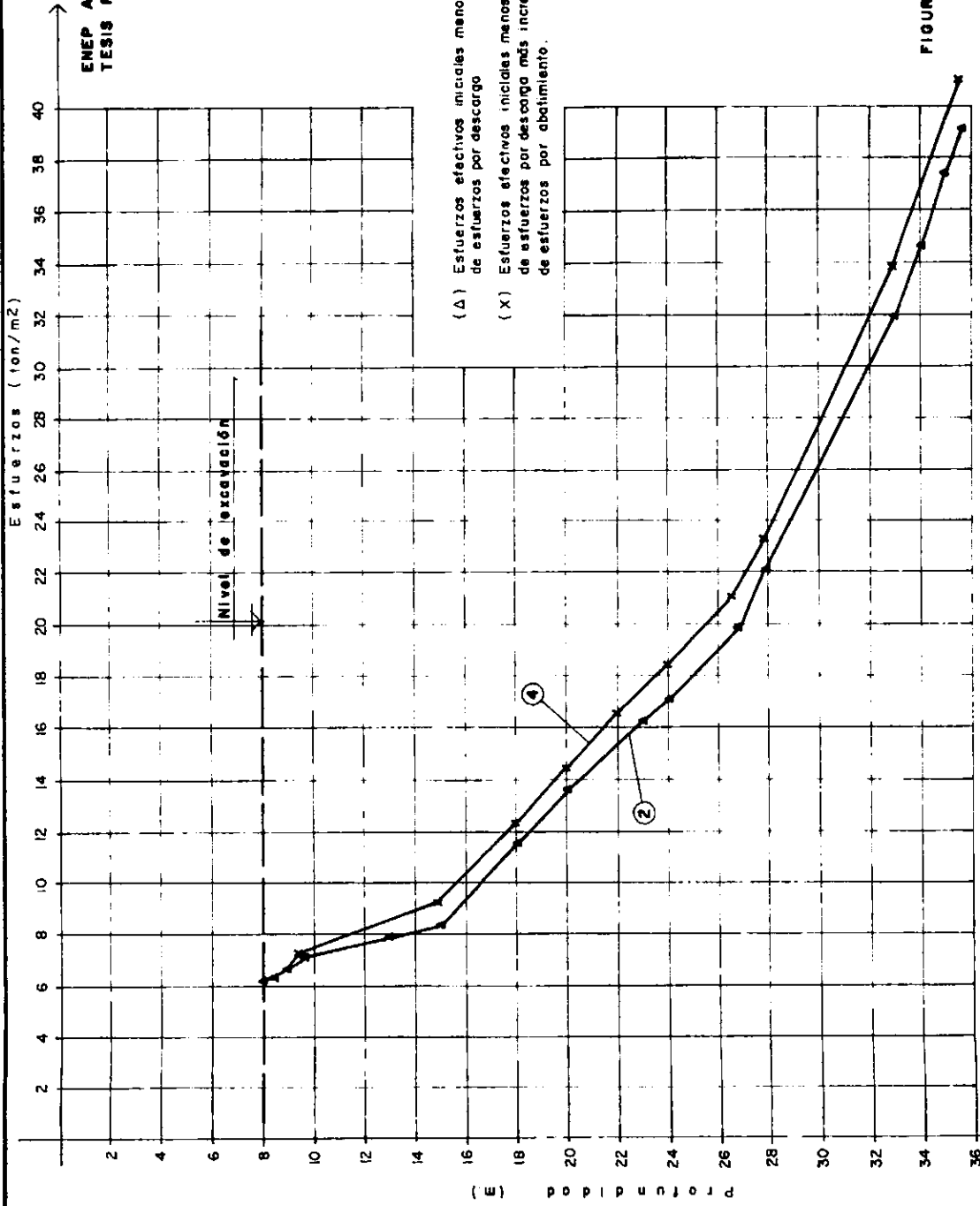


FIGURA No. 52



(A) Esfuerzos efectivos iniciales menos diámetro de esfuerzos por descarga  
 (X) Esfuerzos efectivos iniciales menos diámetro de esfuerzos por descarga más incremento de esfuerzos por abatimiento.

FIGURA No. 53

Cálculo de  $\delta e$ :

Estrato	Profundidad (m)	Espesor (cm)	Profundidad media	Po	eo	$\Delta p$	Pf	ef	$\Delta H$ (cm)
1	8.0 - 10.7	270	9.35	8.4	1.853	-1.3	7.11	1.858	0.47
2	10.7 - 15.3	460	13.00	9.4	5.95	-1.4	8.0	5.99	2.65
3	15.3 - 20.0	470	17.65	12.4	4.14	-1.2	11.2	4.18	3.66
4	20.0 - 24.2	420	22.10	16.6	4.28	-1.1	15.5	4.32	3.16
5	24.2 - 26.7	250	25.45	19.6	5.49	-1.0	18.6	5.52	1.16
6	26.7 - 29.3	260	28.00	23.0	2.21	-0.8	22.2	2.23	1.62
7	29.3 - 32.5	320	30.90	28.6	3.84	-0.8	27.8	3.86	1.32
8	32.5 - 35.4	290	33.95	35.2	4.81	-0.8	34.6	4.85	2.00
									$\Sigma = 16.08$ cm

(Tabla 14)

Cálculo de  $\delta ae$ :

Estrato	Profundidad (m)	Espesor (cm)	Profundidad media	Po	eo	$\Delta p$	Pf	ef	$\Delta H$ (cm)
1	8.0 - 10.7	270	9.35	7.1	1.858	0.2	7.3	1.855	0.28
2	10.7 - 15.3	460	13.00	8.0	5.99	0.6	8.6	5.98	0.66
3	15.3 - 20.0	470	17.65	11.2	4.18	1.0	12.2	4.14	3.63
4	20.0 - 24.2	420	22.10	15.5	4.32	1.3	16.8	4.26	4.74
5	24.2 - 26.7	250	25.45	18.6	5.52	1.0	19.6	5.49	1.15
6	26.7 - 29.3	260	28.00	22.2	2.23	0.8	23.0	2.21	1.61
7	29.3 - 32.5	320	30.90	27.8	3.86	0.8	28.6	3.84	1.32
8	32.5 - 35.4	290	33.95	34.6	4.85	0.6	35.2	4.81	1.98
									$\Sigma = 15.22$ cm

(Tabla 15)

Cálculo de  $\delta_{af}$ :

Estrato	Profundidad (m)	Espesor (cm)	Profundidad media	Po	eo	$\Delta p$	Pf	ef	$\Delta H$ (cm)
1	8.0 - 10.7	270	9.35	8.4	1.853	0.4	8.8	1.85	0.28
2	10.7 - 15.3	460	13.00	9.4	5.95	0.6	10.0	5.94	0.66
3	15.3 - 20.0	470	17.65	12.4	4.14	0.9	13.3	4.11	2.74
4	20.0 - 24.2	420	22.10	16.6	4.28	1.1	17.7	4.22	4.77
5	24.2 - 26.7	250	25.45	19.6	5.49	1.3	20.9	5.45	1.54
6	26.7 - 29.3	260	28.00	23.0	2.21	1.3	24.3	2.18	2.43
7	29.3 - 32.5	320	30.90	28.6	3.84	1.9	30.5	3.80	2.64
8	32.5 - 35.4	290	33.95	35.2	4.81	2.2	37.4	4.71	4.99
									$\Sigma = 20.05$ cm

(Tabla 16)

Cálculo de  $\delta_{a'd}$ :

Estrato	Profundidad (m)	Espesor (cm)	Profundidad media	Po	eo	$\Delta p$	Pf	ef	$\Delta H$ (cm)
1	8.0 - 10.7	270	9.35	7.1	1.858	0.2	7.3	1.855	0.28
2	10.7 - 15.3	460	13.00	8.0	5.99	0.6	8.6	5.98	0.66
3	15.3 - 20.0	470	17.65	11.2	4.18	1.0	12.2	4.14	3.63
4	20.0 - 24.2	420	22.10	15.5	4.32	1.3	16.8	4.26	4.74
5	24.2 - 26.7	250	25.45	18.6	5.52	1.4	20.0	5.48	1.53
6	26.7 - 29.3	260	28.00	22.2	2.23	1.1	23.3	2.20	2.41
7	29.3 - 32.5	320	30.90	27.8	3.86	1.9	29.7	3.81	3.29
8	32.5 - 35.4	290	33.95	34.6	4.83	2.4	37.0	4.78	2.48
									$\Sigma = 19.02$ cm

(Tabla 17)

$$\delta_{ert} = (\delta_e - \delta_{ae}) + (\delta_{af} - (\delta'_{ad} - \delta_{ae}))$$

$$\delta_{ert} = (16.06 - 15.37) + (20.05 - (19.02 - 15.37)) = 17.09 \text{ cm}$$

Una vez que hemos obtenido todos los valores antes calculados, procedemos a obtener la expansión relativa total, utilizando la siguiente fórmula:

$$\delta_{er} = (\delta_e - \delta_{ae}) + (\delta_{af} - (\delta'_{ad} - \delta_{ae}))$$

que al hacer las sustitución de los valores correspondientes, obtenemos:

$$\delta_{er} = (16.06 - 15.37) + (20.05 - (19.02 - 15.37)) = 17.09 \text{ cm}$$

## CONCLUSIONES

Desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos, y después de haber llevado a cabo la investigación correspondiente y de haber aplicado los conocimientos adquiridos con respecto al método en cuestión, podemos concluir lo siguiente:

Si una cimentación sobrecompensada se ve afectada por un abatimiento de presiones piezométricas, se genera un movimiento relativo entre puntos dentro y fuera del área de influencia de la cimentación (lo que da el efecto de una aparente expansión). Esto se debe a que los esfuerzos de compresión producidos por el abatimiento se desarrollan en la siguiente forma:

a) En los puntos fuera del área: en la parte correspondiente a la rama virgen de la curva de compresibilidad.

b) En los puntos dentro del área: en la rama de recompresión que corresponde a los valores de la descarga y en la rama virgen.

La diferencia entre los asentamientos que se pueden presentar entre los puntos dentro y fuera del área de la cimentación, es el movimiento relativo.

Debido a este movimiento es que se presentan las expansiones en una cimentación sobrecompensada, siendo estas diferentes dependiendo de que el suelo tenga o no hundimiento regional.

Existen tres factores principales que están estrechamente ligados a este movimiento relativo:

1. La magnitud de la descarga.
2. La magnitud y profundidad hasta la cual actúa el abatimiento piezométrico.
3. La compresibilidad de los estratos.

En la medida en que estos factores son importantes, en esa misma medida lo será el movimiento relativo.

La diferencia en expansiones en un suelo con o sin hundimiento regional se debe principalmente a la contribución del término  $U\%$  ( $\delta_{af} + \delta_{ad}$ ), que equivale a la diferencia entre los asentamientos en puntos fuera y dentro del área de

influencia por el abatimiento, consecuencia de la diferencia en el estado de esfuerzos fuera y dentro de esta área, por lo que es prudente apuntar, que una forma cualitativa de saber qué tan grande va a ser esta contribución, es saber qué tan diferente es un estado del otro.

Es importante mencionar que si los efectos de una excavación no se manifiestan por debajo de donde empieza a presentarse el abatimiento del nivel de aguas freáticas, el comportamiento relativo de la estructura con respecto a puntos fuera del área de influencia, será el mismo que si no hubiera hundimiento regional.

Por otro lado, no obstante que se tienen registros muy antiguos sobre los niveles de agua freática, el suelo de la Ciudad de México ha sido alterado gradualmente en la medida en que se ha extraído el agua que en él se aloja, por lo que recomendamos la reglamentación y regularización del bombeo de los acuíferos en la zona metropolitana ya que, como se presenta en este trabajo, uno de los resultados de la extracción desmedida de agua conlleva a la presencia del fenómeno llamado hundimiento regional, que como es sabido, será factor determinante en el comportamiento de las estructuras que en esta zona se encuentran.

En base a lo anterior, debemos recalcar que la extracción del agua afecta directamente a la estructura misma del suelo, alterando así su comportamiento, ya que al extraer el líquido de sus partículas los esfuerzos que antes el agua soportaba pasan a ser soportados por la parte sólida del mismo, lo que técnicamente quiere decir que al disminuir los esfuerzos neutrales en el suelo, aumentarán proporcionalmente los esfuerzos efectivos en el mismo.

Los problemas causados por el bombeo de agua sobre todo en la zona del centro de la Ciudad de México, son realmente importantes, ya que al presentarse asentamientos, por lo general se ven afectadas estructuras aledañas al sitio donde del bombeo, por lo que sería importante, en cierto grado, realimentar estas zonas con la cantidad de agua necesaria como para evitar una consolidación del suelo en el área y de esta manera no afectar las estructuras contiguas.



Muchas veces, al hacer una excavación para llevar a cabo la cimentación de una estructura, no tomamos en cuenta las posibles expansiones del suelo que se pueden presentar debido a la descarga; estas sí deben de ser consideradas, ya que las estructuras después de cierto tiempo, a simple vista, parece que emergen del suelo, lo que estéticamente no es muy adecuado, además de que si la estructura en cuestión esta rodeada por construcciones de menor tamaño, pueden inclusive ser dañadas estructuralmente, llevandolas posiblemente al colapso.

Como último punto, creemos que la realización de esta investigación puede ser de gran importancia, ya que difunde la existencia de un método para el cálculo de expansiones a largo plazo en cimentaciones sobrecompensadas en suelos con hundimiento regional, lo que nos permite aplicar un criterio ya antes desarrollado por el Instituto de Ingeniería, pero que no ha sido masivamente publicado.

## BIBLIOGRAFÍA:

- 1) Jose Luis Díaz Cobo. Tesis de maestría: Comportamiento de cimentaciones sobrecompensadas en suelos con hundimiento regional., T. U.N.A.M. 1977
- 2) Juárez Badillo, Rico Rodríguez. Fundamentos de Mecánica de Suelos, tomo I y II, tercera edición, Ed. Limusa, México 1978.
- 3) Arturo Flores Melgoza. Tesis de licenciatura: Cimentaciones compensadas, T. U.N.A.M. E.N.E.P. Acatlán, México 1996.
- 4) Craig R.F. Mecánica de suelos, Ed. Logos Consorcio Editorial S.A, México 1976.
- 5) Crespo Villalaz Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Ed Limusa, México 1985.
- 6) Costet J. Curso práctico de Mecánica de Suelos, Ed. Omega, 2a edición Barcelona, España, 1976.
- 7) Zeevart Leonardo. Foundation Engineering for difficult subsoil conditions, Ed Litton Education Publishing, N.Y., Cincinnati, Chicago, Dallas, U.S.A. 1973
- 8) Lorena Vega Muñoz. Tesis de licenciatura: Efectos de la inyección en la compresibilidad de las arcillas del Valle de México. U.N.A.M. E.N.E.P. Acatlán Edo. de México, Septiembre 1998.
- 9) Fernando Muzas Labad. CIMENTACIONES URBANAS CALIDAD Y MODERNA TECNOLOGÍA, Editores Técnicos Asociados S.A., Barcelona, España 1975.

10) Departamento del Distrito Federal (1993), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.