

D3  
2 eje.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**"ANALISIS DE SISTEMAS DE EXCAVACION"**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

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

**P R E S E N T A :**

**SERGIO DEMETRIO MOGOLLAN GARCIA**



CIUDAD UNIVERSITARIA, D. F.

MARZO DE 1994

**TESIS CON  
FALSA DE ORIGEN**



## **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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-196/93

Señor  
**SERGIO DEMETRIO MOGOLLAN GARCIA**  
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"ANALISIS DE SISTEMAS DE EXCAVACION"**

- I. INTRODUCCION
- II. FALLA DE FONDO POR SUBPRESION
- III. FALLA DE FONDO POR RESISTENCIA AL CORTE
- IV. EMPUJE DE TIERRAS SOBRE LAS PAREDES DE LA EXCAVACION
- V. DEFORMACIONES INDUCIDAS POR LA EXCAVACION
- VI. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente  
**"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"**  
Cd. Universitaria, a 7 de diciembre de 1993.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR\* mccm

## **DEDICATORIAS**

### **A DIOS**

Por permitirme concluir una etapa más de mi vida; así como por darme la oportunidad de realizar mis metas.

### **A MI MADRE**

Por el amor que me ha dado, por sus sacrificios realizados y por todo lo que me ha enseñado.

### **A LA FAMILIA CHAVEZ GARCIA**

Por permitirme formar parte de ellos, y sobre todo por su apoyo para la realización de esta carrera profesional.

### **A LA MEMORIA DE MIS ABUELOS**

Por todo el cariño que me brindaron durante mi infancia, por sus buenos consejos, nunca los olvidaré.

### **A MIS TIAS**

Por el cariño que siempre me han demostrado y por sus atenciones que han tenido para conmigo.

### **A MIS HERMANOS**

Oscar, Felipe Raúl, Ismael y Minerva.

A todas aquellas instituciones que me formaron como estudiante y ahora como profesionalista, en especial a la Facultad de Ingeniería de la U. N. A. M. por permitirme ser parte de ella.

A todos los profesores que contribuyeron a mi formación durante mi vida escolar, en especial al Ing. Agustín Deméncghi Colina por el tiempo dedicado para la elaboración de esta Tesis.

A mis compañeros y amigos, por compartir conmigo su amistad y por los momentos felices y a veces difíciles que juntos pasamos.

## INDICE

<b>I Introducción.</b>	<b>1</b>
<b>II Falla de fondo por subpresión.</b>	<b>4</b>
Métodos para el control del flujo de agua hacia las excavaciones.	7
Zanjas y cárcamos.	7
Pozos punta (Well points).	8
Bombeo desde pozos perforados.	10
Bombeo desde pozos horizontales.	11
Eliminación del agua por electrólisis.	12
Proceso de congelación.	14
Cálculo del caudal de filtrado en las excavaciones.	15
<b>III Falla de fondo por resistencia al corte.</b>	<b>20</b>
Resistencia al corte de los suelos.	20
Levantamiento del fondo en excavaciones en arcilla.	20
Estabilidad de excavaciones ademadas.	23
Falla por empotramiento del muro.	26
Estabilidad del talud del frente de avance mediante el método de Janbu.	28
Taludes simples.	28
Taludes con sobrecarga en la corona.	30
Taludes con grietas de tensión.	31

<b>IV Empuje de tierras sobre las paredes de la excavación.</b>	<b>33</b>
Deformación y empuje.	35
Excavaciones en arena seca o en arena drenada.	39
Tipos de falla en arena.	42
Excavaciones en arcillas saturadas.	42
Tipos de falla en arcilla.	48
<b>V Deformaciones inducidas por la excavación.</b>	<b>49</b>
Deformaciones en excavaciones efectuadas en arena.	50
Deformaciones en excavaciones efectuadas en arcilla.	52
Deformaciones en excavaciones efectuadas en depósitos estratificados.	55
Determinación de las deformaciones en los suelos.	56
Revisión de los estados límite de servicio.	63
<b>VI Conclusiones.</b>	<b>64</b>
Apéndice.	70
<b>Bibliografía</b>	<b>90</b>

## I INTRODUCCION.

Los suelos son el más viejo y complejo material de cimentación y construcción: su variedad es enorme, y sus propiedades, variables en el tiempo y en el espacio, difíciles de medir y entender. Por eso es necesario hacer una amplia investigación y exploración del suelo, ya que de hecho, es algo que se requiere siempre antes de iniciar una excavación para cualquier obra de Ingeniería o de Edificación. Una investigación de este tipo puede ser desde un simple examen de la superficie de los suelos -con o sin algunos pozos superficiales de prueba-, hasta un detallado estudio del estado del suelo y de las aguas freáticas a grandes profundidades bajo la superficie -por medio de sondeos y pruebas hechas tanto en el terreno como en el laboratorio, con los materiales encontrados-. La magnitud de dichas investigaciones o exploraciones depende de la importancia y disposición de la cimentación de la estructura, de la complejidad de las condiciones del suelo, y de la información que pueda existir sobre el comportamiento de cimentaciones en suelos similares.

Como los trabajos de excavaciones se hacen sobre el suelo, es necesario conocer sus propiedades y características para poder llevar a cabo una exitosa construcción de la subestructura de una obra determinada, y por ende, un eficaz comportamiento durante la vida útil de la estructura. Un cuidadoso estudio del comportamiento del suelo, puede evitarnos bastantes problemas durante las excavaciones, que traerían consigo gastos mayores.

En el desarrollo de este trabajo se incluye únicamente el estudio de los problemas inherentes a los trabajos de excavación; se han omitido los estudios de mecánica de suelos necesarios en toda obra de Ingeniería Civil, que aunque tienen mucho que ver con las excavaciones, necesitan un estudio especial, no dejando de ser por esta razón, menos importantes que la excavación misma.

En el capítulo II se trata un problema de suma importancia, sobre todo en excavaciones hechas en la ciudad de México; en el que un depósito de arcilla descansa sobre otro de arena. La arcilla situada encima de la arena es estable mientras no se inicie la excavación, y la presión hidráulica del estrato permeable no supere la presión ejercida por el suelo impermeable comprendido entre el fondo de la excavación y la parte inferior del

estrato impermeable. Ante tal problema se discuten también los diferentes métodos para hacer descender el nivel freático, desde una simple zanja hasta un complejo sistema de bombeo por electrósmosis, optando por el más conveniente según las necesidades y características del suelo, pues un método de bombeo puede resultar efectivo en suelos granulares, no así en suelos impermeables. Como parte final de este capítulo se mencionan la fórmulas a utilizar, para calcular el caudal de agua en un sistema de bombeo; también se incluye la red de flujo horizontal que se establece en un sistema de bombeo, por efecto del mismo.

Otro problema muy frecuente también en la ciudad de México, son las excavaciones a cielo abierto ejecutadas en arcilla blanda, donde se produce la rotura del fondo por levantamiento, debido a que el peso de los bloques de arcilla que constituyen los lados de una excavación tienden a desplazar el fondo hacia arriba, esto es discutido y analizado en el capítulo III. También se incluyen los factores de seguridad recomendados por especialistas en excavaciones, para evitar la falla de fondo por resistencia al corte. Como complemento adicional, y sin ahondar mucho en el tema, dado que no siempre se tienen taludes en una excavación, se ha incluido el subcapítulo de la "estabilidad del talud del frente de avance de una excavación mediante el método de Janbu" (1954), y sus respectivos diagramas, ya que donde el espacio lo permita se puede hacer un talud temporal, considerando talud simple, con sobrecarga o con grietas de tensión (según el caso).

Para el capítulo IV de "Empuje de tierras sobre las paredes de la excavación", se hace mención de los diferentes métodos de entibamiento y apuntalamiento en excavaciones poco profundas y en excavaciones profundas; también se discute la importancia que tiene conocer un diagrama de empujes aparentes obtenido a partir de mediciones previas efectuadas en los puntales de excavaciones. Por otra parte, se incluye el método de la espiral logarítmica para el cálculo del empuje sobre el revestimiento en excavaciones a cielo abierto en arena y en arcilla, así como sus respectivos tipos de falla. También se analiza la importancia del coeficiente de estabilidad  $N_s$  en suelos arcillosos, ya que dependiendo del valor de éste, el suelo deberá tratarse como un material elástico o plástico.

Por otra parte, para el capítulo V "Deformaciones inducidas por la excavación", se hace énfasis en que el proceso de excavación está asociado a un cambio en el estado de esfuerzos del suelo, lo cual trae consigo deformaciones, ya sean de hundimiento, hufamiento o movimiento de los bordes de las paredes de la excavación. También se analizan los principales fenómenos que ocurren en excavaciones efectuadas en arena y arcilla, así como la deformación inevitable que produce el hacer descender el nivel freático en las diferentes clases de suelo. La determinación de las deformaciones en los suelos se hace partiendo de la hipótesis de que el estado de esfuerzos en el suelo se puede sustituir por una presión de confinamiento equivalente al esfuerzo normal, así como de que la deformación vertical obedece a la ley de Hooke. Otro aspecto tratado en este capítulo, que considero de suma importancia, son las clases de deformación del suelo, que dependiendo de cuál sea, se elegirá el módulo de elasticidad más conveniente, determinado en una prueba de compresión triaxial.

Como última parte de este trabajo, hago las conclusiones que considero necesarias - a manera de recomendaciones- y que van de acuerdo al desarrollo de este trabajo. También incluyo un apéndice, que trata el desarrollo de un problema particular, en el que se revisan los estados límite de falla y de servicio de una excavación para una cimentación compensada, basados en estudios geotécnicos reales hechos en la ciudad de México, utilizando los diferentes conceptos tratados en este trabajo.

## II FALLA DE FONDO POR SUBPRESION

El agua existente en el terreno suele ser uno de los problemas de mayor dificultad en los trabajos de excavación. Las excavaciones que requieren las obras de Ingeniería alcanzan muy frecuentemente profundidades superiores a la del nivel freático.

En el caso de que el material excavado sea una arena, limpia y permeable la presencia del agua dificulta o imposibilita el progreso de la excavación bajo el nivel freático; según se va removiendo el material, el agua del terreno vecino fluye hacia la excavación y las fuerzas de filtración que este flujo produce arrastran arena, de manera que el fondo de la excavación se va rellenando en forma continua; así, al tratar de profundizar la excavación bajo el nivel freático solo se logra ensancharla, pero sin avance práctico en la dirección vertical.

Aparte de los problemas mencionados anteriormente, la presencia del agua anegando la excavación dificulta y encarece todos los trabajos del Ingeniero. Resulta así deseable el lograr dejar la excavación en 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 de la excavación misma.

Si el material en que se ha de excavar es una arcilla compresible e impermeable, ha sido frecuente extender a él los mismos principios que se expusieron anteriormente para las arenas; sin embargo, el problema es, por lo menos en algunos aspectos diferente; idealmente si se pudiera hacer la excavación y construcción posterior de la estructura, en un tiempo mínimo, no existiría problema alguno, pues el material se extraería con su contenido natural de agua y su impermeabilidad haría que el material no sufriera expansiones volumétricas ni cambiara su resistencia. Dado que los tiempos de excavación no satisfacen estas condiciones ideales y la excavación produce cambios en las propiedades de la arcilla y su alrededor, disminuyendo su resistencia con las previsibles consecuencias sobre los taludes y paredes de la excavación y además propiciando expansiones.

En la realidad, en las obras de Ingeniería se presentan casos que combinan los dos anteriormente mencionados. Uno muy frecuente en la ciudad de México es el de la falla de

fondo por subpresión que puede ocurrir cuando en una excavación se tienen estratos arcillosos y bajo ellos existen estratos permeables que permiten una fácil filtración del agua hacia los estratos arcillosos. Esta falla ocurre cuando la presión hidráulica en el estrato permeable supera a la presión debida al peso del suelo impermeable comprendida entre el fondo de la excavación y el estrato permeable (figura II.1).

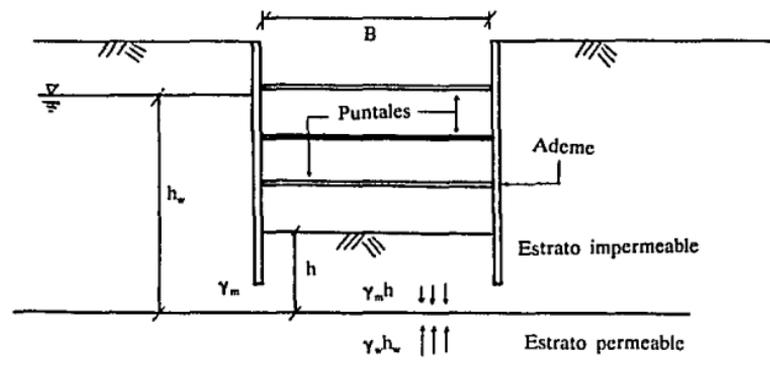


Figura II.1 Geometría de la excavación.

La falla incipiente se presentará cuando:

$$\gamma_m h = \gamma_w h_w$$

Es decir:

$$h = \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_m}$$

Por lo tanto para que no se presente falla por subpresión se deberá cumplir que:

$$h > \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_m}$$

En donde:

$h$  = distancia mínima entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

$\gamma_w$  = peso volumétrico del agua.

$h_w$  = altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable.

$\gamma_m$  = peso volumétrico del terreno comprendido entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor  $h$  sea insuficiente para asegurar la estabilidad de la excavación, será necesario reducir la carga del estrato permeable ( $h_w$ ). El agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con el nivel dinámico substancialmente inferior al fondo de la excavación (NTCDCC Capítulo 5).

Es importante definir los términos siguientes: nivel dinámico de un pozo, nivel freático y altura piezométrica; el primero corresponde a la elevación del espejo de agua en un pozo de bombeo, el segundo se define como el lugar geométrico de todos los puntos del agua donde la presión hidráulica vale cero -el origen de presiones es la atmosférica- y la altura piezométrica es la que corresponde a la elevación de la columna de agua en cualquier punto de la excavación. Para una mayor comprensión véase la figura II.2

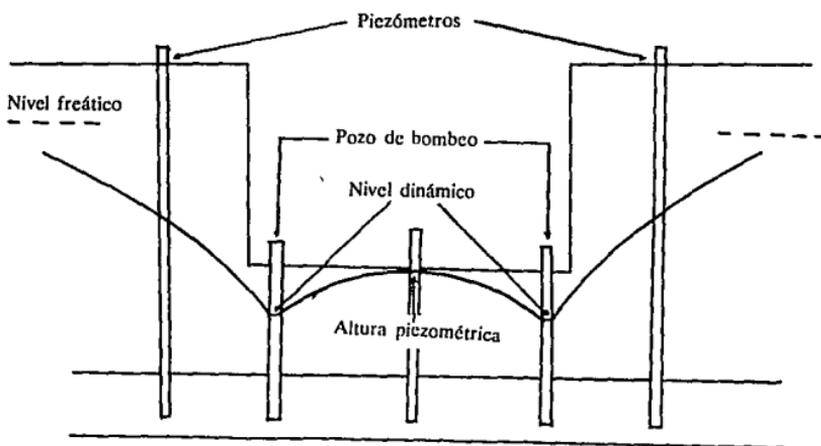


Figura II.2 Niveles del agua en una excavación.

## MÉTODOS PARA EL CONTROL DEL FLUJO DE AGUA HACIA LAS EXCAVACIONES.

Los métodos comunes para el abatimiento del nivel freático y/o control del flujo de agua en excavaciones consisten en esencia en pozos de bombeo, de diversos tipos y diseños, en el número suficiente y en el arreglo y la profundidad adecuados para lograr el abatimiento del nivel freático a la profundidad deseada en la zona de la excavación o para el debido control del agua en la zona vecina a la excavación.

### ZANJAS Y CARCAMOS.

Donde el espacio lo permita, pueden usarse zanjas para abatir el nivel del agua freática en arenas o en otros materiales que se han hecho permeables por grietas o juntas; se usan las zanjas abiertas en el fondo de una excavación para recolectar el agua que se filtra a ella. Estas zanjas conducen a cárcamos de los cuales se bombea el agua.

Un cárcamo es una fosa a nivel más bajo que el de las zanjas que entran en él. Para reducir la pérdida de arena por bombeo y evitar la inestabilidad es conveniente revestir las paredes del cárcamo, y cubrir el fondo con un material de grano grueso que funcione como filtro. La figura 11.3 muestra un dispositivo de este tipo al pie de un corte de arena.

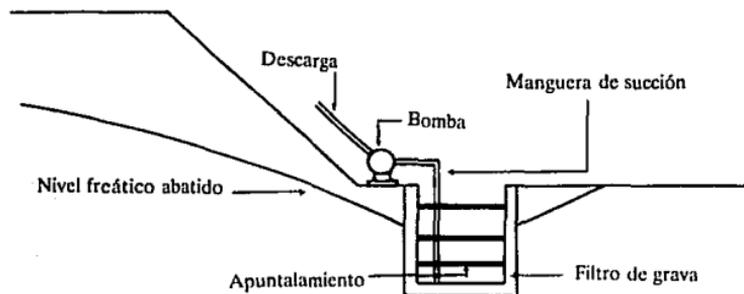


Figura 11.3 Cárcamo a cielo abierto en arena.

### POZOS PUNTA (WELL POINTS).

Los pozos punta son tubos de pequeño diámetro que se hincan en el suelo o por medio de un chiflón de agua. Generalmente se colocan en línea recta a lo largo de los lados del área que se va a drenar y sus extremos superiores se conectan a un tubo horizontal de succión llamado colector, como se muestra en la figura II.4. De acuerdo con el suelo que se va a drenar, se instalan uno o dos pozos punta cada 2.5 metros del colector. El colector termina en una bomba, especialmente construida para el trabajo de los pozos punta. Cada bomba opera de 50 a 100 pozos punta.

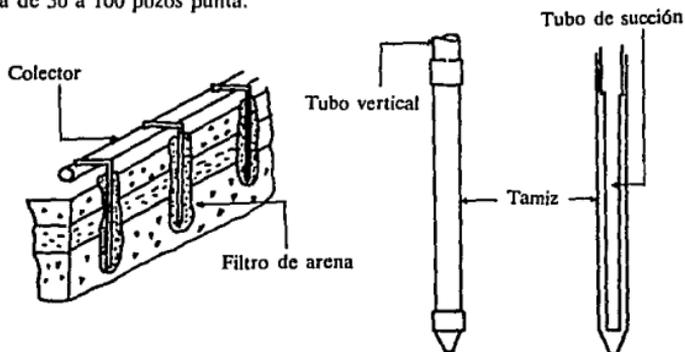


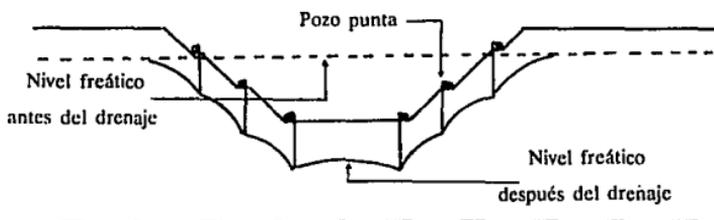
Figura II.4 Construcción e instalación de pozos punta.

La punta para hincar consiste en un tubo resistente de 5 c de diámetro; a su extremo inferior se le une una succión perforada de 0.6 a 1.2 m de longitud cubierta con una malla de tela metálica y terminando en una boquilla de acero.

La malla que se emplea en el extremo del tubo, es un filtro adecuado para arenas medias. En suelos más finos se coloca un filtro alrededor de la punta del tubo para aumentar el área efectiva del pozo, reducir al mínimo la velocidad de filtración y proporcionar un filtro mejor. El pozo punta arenado se puede sellar relleno con arcilla el espacio anular por arriba de los estratos permeables si es necesario emplear drenaje al vacío.

La efectividad de los pozos punta en suelos de grano fino se aumenta sellando el tubo en los estratos superiores con tapones de arcilla y manteniendo un vacío en el colector todo el tiempo, aunque sea poca agua que se extraiga del suelo.

Como los pozos punta operan por succión la distancia vertical máxima desde la toma de la bomba hasta el nivel del agua en el extremo de los tubos es de 7.5 a 9.0 metros. Si la excavación tiene una profundidad mayor de 7.5 m por debajo del nivel freático, el bombeo debe hacerse en dos o más etapas como se muestra en la figura 11.5.



**Figura 11.5** Sistemas múltiples de pozos punta.

La primera etapa consiste en una hilera de pozos punta que se colocan en el terreno y se ponen en operación tan pronto como la excavación llegue al nivel freático. La excavación se reanuda tan pronto como el nivel freático haya bajado por acción de los pozos punta. Se coloca una segunda hilera de pozos punta cuando la excavación alcanza el nivel freático ya deprimido. En las excavaciones que tienen una profundidad de 15 metros por debajo del nivel freático original la extracción del agua se ha hecho colocando pozos punta en tres o cuatro niveles. Los pozos punta han dado buenos resultados en suelos de permeabilidad alta y mediana, como las arenas gruesas y los de arenas finas limpias y los pozos punta con vacío han tenido algún éxito en suelos de baja permeabilidad, como las arenas limosas y los limos arenosos (Sowers 1962). El éxito depende en gran parte de la experiencia y la habilidad de las personas que hacen la instalación.

## BOMBEO DESDE POZOS PERFORADOS.

Este procedimiento puede efectuarse mediante unas bombas de superficie con las tuberías de succión instaladas en pozos perforados. La profundidad de extracción por este método no suele superar 7.5 metros. Las principales aplicaciones de este procedimiento se refieren a las ocasiones en que se precisa un gran descenso en el nivel del agua o en aquellos lugares en que debe reducirse una columna de agua a presión en estratos permeables a una profundidad considerable por debajo de la excavación. La instalación de estos pozos puede efectuarse en unas condiciones de terreno menos restringidas que en el caso de los pozos punta, debido al empleo de una instalación de sondeo más pesada para abrir los pozos penetrantes a través de roca o cualquier otro material difícil.

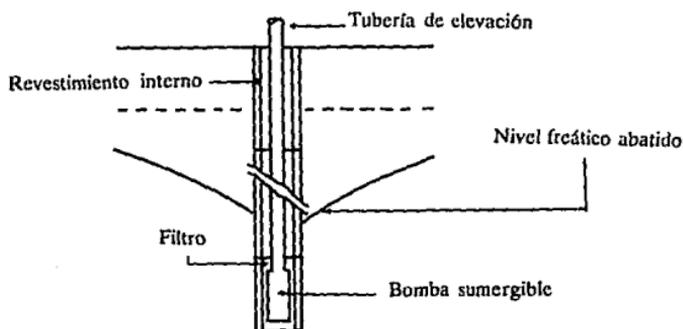


Figura II.6 Instalación de pozos perforados.

El procedimiento para instalar un pozo perforado consiste en realizar un agujero entubado con un diámetro de 20 a 30 c, una vez terminado se introduce el revestimiento interior del pozo. Se coloca entonces una rejilla perforada alrededor de la longitud del tubo de revestimiento en la parte en la que debe efectuarse la reducción del nivel del agua, terminando en un tramo de tubería sin perforar de 3 a 6 metros de longitud, que actúa de pozo colector para recoger el material fino que puede ser arrastrado a través de la malla de

filtración. Una vez instalado el revestimiento del pozo, se coloca un filtro de grava entre aquél y el revestimiento exterior en toda su longitud en la que se pretende hacer descender el nivel del agua. El espacio remanente por encima de la rejilla se rellena con cualquier material disponible. El agua del pozo es entonces "agitada" mediante una herramienta de sondeo para promover un flujo de vaivén a través del filtro, desechando los finos que pueden haber caído en el pozo colector. En la figura II.6 se muestra la instalación ya terminada.

### BOMBEO DESDE POZOS HORIZONTALES.

Este procedimiento solo es aplicable en aquellos casos en que no puede hacerse uso de los pozos perforados o pozos punta siendo típico en los lugares en los que se han de efectuar profundas excavaciones a través de un terreno que contenga gran cantidad de agua hasta alcanzar un estrato impermeable o incluso penetrar algo en él (figura II.7). Debido a la gran profundidad o a las posibles obstrucciones no pueden hincarse tablestacas para separar de la capa impermeable.

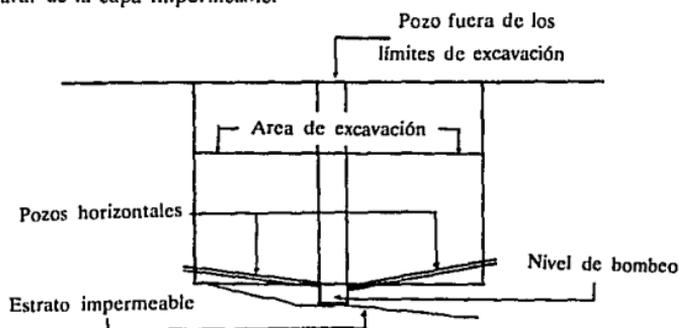


Figura II.7 Instalación de pozos horizontales.

El procedimiento consiste entonces en efectuar un pozo forrado en la capa de arcilla por los métodos de sondeo. Este pozo es suficientemente grande para permitir que descendan algunos hombres e instalen pozos horizontales por medio de martillos neumáticos o por inyección, constan de un revestimiento externo y otro interno, con el

espacio entre ambos relleno de un filtro de grava. Se disponen en ellos unas válvulas en el punto del paso al pozo central, para poder cerrarlos hasta que estén todos instalados. Se abren entonces las válvulas y se procede al bombeo desde el pozo central utilizando una bomba sumergible.

### **ELIMINACION DEL AGUA POR ELECTROSMOSIS.**

Los distintos métodos de desagüe que se han descrito anteriormente se emplean principalmente en gravas y arenas. Los suelos con un tamaño de partículas más fino como los limos y arcillas, son más difíciles de drenar debido a que las fuerzas capilares que actúan sobre el agua intersticial impiden su libre circulación bajo las fuerzas de gravedad hasta un pozo filtrador colector. La electrósmosis es un recurso factible y menos caro que el recurso final de congelación del terreno. En el sistema de electrósmosis se hace circular una corriente continua desde unos ánodos que consisten en unas varillas de acero hincadas en el suelo hasta los pozos filtradores que actúan de cátodos. Las partículas de agua cargadas positivamente, fluyen a través de los poros del suelo y son recogidas en los cátodos hasta donde son bombeadas hasta la superficie. Casagrande (Thomilson 1979) ha probado que la ecuación de flujo es similar a la ley de Darcy, dependiendo la velocidad del flujo de la porosidad del suelo y el potencial eléctrico.

El flujo por electrósmosis puede describirse por medio de una ecuación del tipo:

$$Q = k_e i_e A$$

En donde:

$k_e$  = coeficiente de permeabilidad electrosmótico del suelo, definido como la velocidad con que ocurre el flujo.

$i_e$  = gradiente de potencial eléctrico aplicado al suelo.

$A$  = área total de la sección transversal del filtro.

En la figura 11.8 se indica la disposición de una instalación de este tipo. Los ánodos se colocan lo más cerca posible de la excavación haciendo que el agua del terreno se aleje de las pendientes, lo cual las estabiliza eficazmente y permite que se empleen inclinaciones

mayores. Los ánodos se corroen y precisan una renovación constante, pero los cátodos permanecen en servicio durante largos períodos de tiempo.

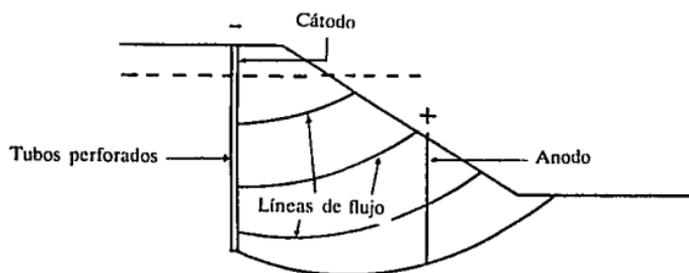


Figura II.8 Instalación de electrólisis.

Durante el tratamiento por electrólisis es frecuente la formación de grietas y fisuras en torno al ánodo (Juárez Badillo 1978), las cuales progresan gradualmente hacia el cátodo, a medida que el fenómeno continúa.

Al analizar el fenómeno es necesario considerar la diferencia fundamental debido a una consolidación por carga exterior y el flujo por electrólisis; durante la consolidación el agua sale por las superficies de drenaje más libres, con un gasto que depende del monto de carga exterior y la permeabilidad del suelo; en la electrólisis, toda el agua se mueve instantáneamente al comenzar a actuar el gradiente eléctrico, produciendo un gasto constante.

Al comenzar el flujo hacia el cátodo, el suelo se empieza a contraer cerca del ánodo; en zonas más alejadas de este polo, el suelo no se ve afectado por el fenómeno; si se exceptúa el flujo a gasto constante a que está sometido, durante el cual el agua perdida se repone con otras que aportan zonas más próximas al ánodo. Desde el principio, entonces, comienzan a formarse grietas perpendiculares al flujo, que tienden originalmente a una forma circular en torno al ánodo, pero con el tiempo se van desarrollando de otros tipos, que también progresan paulatinamente de éste hacia el cátodo. Todos estos sistemas de

agrietamiento producen diversos grados de fisuramiento en las arcillas sujetas al fenómeno de electrólisis, estas fisuras servirán como canales para el flujo de agua.

En las cercanías del cátodo se han observado (Juárez B. 1978) dos fenómenos independientes que también producen grietas. En primer lugar en las inmediaciones del cátodo y ésta, si no se drena produce aumento de los esfuerzos neutrales que originan grietas normales a la dirección del flujo, que tiende a evolucionar hacia el ánodo. Además de estas grietas se producen cerca del cátodo otras cuya formación se compara con las que periódicamente se forman en los llanos que constituyen parte del lago de Texcoco; cerca de la ciudad de México. Tan pronto como comienza a circular la corriente se forman en torno al cátodo presiones de poro, debido al flujo de agua en esa dirección y se rompen los meniscos que originalmente se desarrollaron, propiciándose el agrietamiento.

#### **PROCESO DE CONGELACION.**

Debido a su costo excesivamente elevado, la congelación del terreno para impedir la afluencia del agua en las excavaciones suele recomendarse como último recurso cuando todos los demás han fallado o resultan impracticables. El elevado costo de este proceso se debe a la necesidad de efectuar una gran cantidad de agujeros poco espaciados alrededor de la excavación. Esto agujeros deben hacerse con un alto grado de exactitud con la vertical para evitar el riesgo de un hueco en el cerramiento de un hueco congelado, y la planta de refrigeración resulta muy cara de instalar y mantener. Este sistema presenta además el inconveniente de que tarda varios meses en taladrar los agujeros, instalar la planta y congelar el terreno; por otro lado, la congelación de ciertos tipos de terreno provoca severos levantamientos. No obstante en algunas situaciones la congelación es el único recurso posible para tratar el agua del terreno; como sucede en excavaciones de pozos profundos en donde la presión del agua es demasiado elevada o en lugares en que las fisuras en roca son demasiado finas para practicar cualquier tipo de inycción.

Básicamente, el sistema la realización de un círculo o rectángulo de taladros con sus centros separados 0.90 a 1.20 metros alrededor de la excavación. Estos taladros se revisten con unos tubos de acero de 10 a 15 c que llevan el fondo cerrado, introduciéndose a

continuación un tubo interior de 3 a 7 c de diámetro, abierto por el fondo. La parte superior de ambos tubos se conecta a una tubería anular por la que circula salmuera helada precedente de la planta de refrigeración.

Cerca del centro de la zona tratada se abre un taladro que actúa de dispositivo de aviso. Este taladro se forra con tubos perforados. A medida que se va formando y cerrando el muro de hielo, éste va comprimiendo el agua del terreno en el interior del muro. Cuando el agua se eleva por el tubo de aviso y fluye a nivel del terreno, es señal de que el muro de hielo ya está cerrando, pudiéndose comenzar entonces la excavación.

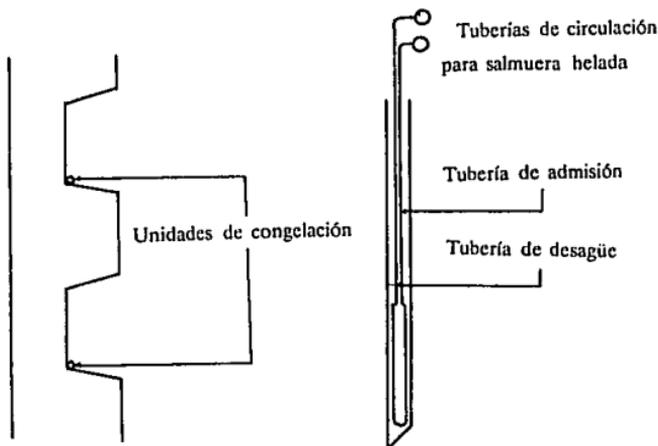


Figura II.9 Instalación de unidades de congelación.

#### CALCULO DEL CAUDAL DE FILTRADO EN LAS EXCAVACIONES.

En las grandes excavaciones es necesario calcular la cantidad de agua que debe bombearse para reducir el nivel del agua por debajo del nivel freático. Esta cantidad debe conocerse para que puedan disponerse el número y capacidad requerido de bombas. Un método de cálculo utilizado es el que emplea la fórmula de Du Puit-Forchheimer

$$Q = \frac{\pi K (H_1^2 - H^2)}{\log_e \frac{R}{r}}$$

En donde:

$K$  = coeficiente de permeabilidad del suelo.

$H_1$  = altura piezométrica en el lecho inferior de la capa permeable.

$H$  = altura piezométrica en el pozo.

$R$  = radio de influencia del pozo.

$r$  = radio del pozo.

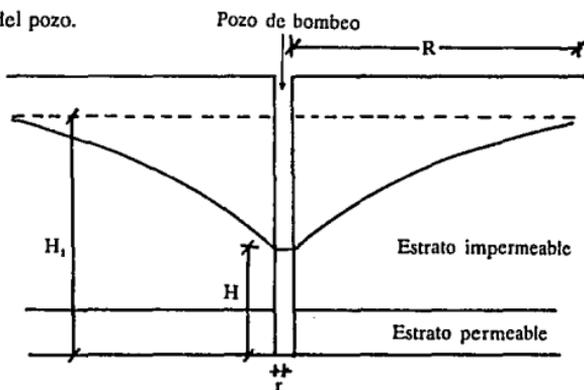


Figura II.10 Flujo del agua en un pozo de bombeo.

Por otra parte Zeevaert (1972) utiliza otra fórmula para calcular el gasto de bombeo, basada en la fórmula de Dupuit:

$$Q = \frac{2.73}{\log_{10} \frac{R_s}{r}} K_h S_0 D$$

$$R_s = C_s S_0 \sqrt{K_h}$$

En donde:

$K_h$  = coeficiente de permeabilidad horizontal del suelo.

$S_0$  = nivel dinámico del pozo.

$D$  = espesor del estrato permeable.

$r_0$  = radio del pozo de bombeo.

$C_s = 300$  (coeficiente empírico que vale 300 para pozos de bombeo).

$R_s$  = distancia a la que empieza el abatimiento del nivel piezométrico debido al bombeo.  
(fórmula empírica de Sichard).

A fin de evitar el levantamiento del fondo de la excavación producido por la descompresión del suelo y el efecto del flujo de agua hacia arriba, se abate el nivel freático hasta una profundidad  $Z_0$  abajo de la cota de desplante de la cimentación, con lo cual se disminuye la presión de poro abajo del desplante de la edificación y se aumentan las presiones efectivas. Por otra parte la profundidad  $Z_0$  se puede disminuir si la excavación se ejecuta en dos etapas y la segunda se realiza por partes; sustituyendo el peso del suelo extraído por el del concreto necesario para hacer las contrarabes y losas de cimentación, de tal forma que se afecte lo menos posible la distribución de presiones bajo el nivel de desplante de la edificación.

En algunos casos -por ejemplo cuando no hay colindancias- será posible modificar el nivel freático en el exterior de la excavación y el efecto del abatimiento se hará sentir hasta una distancia  $R_s$  más allá de los pozos de bombeo, el cálculo de la distancia  $R_s$  se describió en la página anterior.

Como  $R_s$  es función de  $S_0$ , la red que es necesario dibujar para conocer el gasto que debe extraerse, a fin de bajar la presión hidráulica hasta  $S_0$ , tiene que hacerse por tanteos para fijar el linderó de la red ya que  $R_s$  fija el límite de ella.

La profundidad a que debe abatirse el nivel  $S_0$  de los pozos, se puede obtener agregando a la profundidad de la excavación la magnitud  $Z_0$  calculada con la siguiente ecuación: (Zeevaert 1972)

$$Z_0 \geq \frac{1}{\gamma_w} [ (\sigma_v - \gamma_m D_2) + \gamma_w (D_1 - D_w) ]$$

$$\sigma_d = \gamma_{N,F} D_w + \overline{\gamma}_m (D_1 - D_w) + \overline{\gamma}_m D_2$$

En donde:

$Z_0$  = profundidad bajo el desplante de la cimentación a la cual debe quedar el nivel freático.

$\sigma_d$  = esfuerzo vertical efectivo producido por el suelo al nivel de desplante de la cimentación.

$D_1$  = altura de la excavación en la primera etapa.

$D_2$  = altura de la excavación en la segunda etapa.

$D_w$  = profundidad del nivel freático.

$\gamma_{N,F}$  = peso volumétrico del suelo desde la superficie hasta la profundidad del nivel freático.

$\overline{\gamma}_m$  = peso volumétrico sumergido.

El gasto total se puede obtener de la red de flujo horizontal (figura II.11) que se provoca al abatir el agua freática por medio de los pozos de bombeo; en la figura II.11 se ha dibujado la red de flujo con los canales de flujo  $N_f$  y las caídas de potencial  $N_p$  para cada pozo; el gasto total estará dado por: (Zeevaert 1972)

$$Q = K_n S_0 t_n \left[ \left( N_0 \cdot \frac{N_p}{N_p} \right)_{esq.} + \left( N_0 \cdot \frac{N_p}{N_p} \right)_{cent.} \right]$$

En donde:

$K_n$  = coeficiente de permeabilidad del suelo.

$t_n$  = espesor del estrato donde se abate el nivel freático.

$S_0$  = abatimiento del nivel freático.

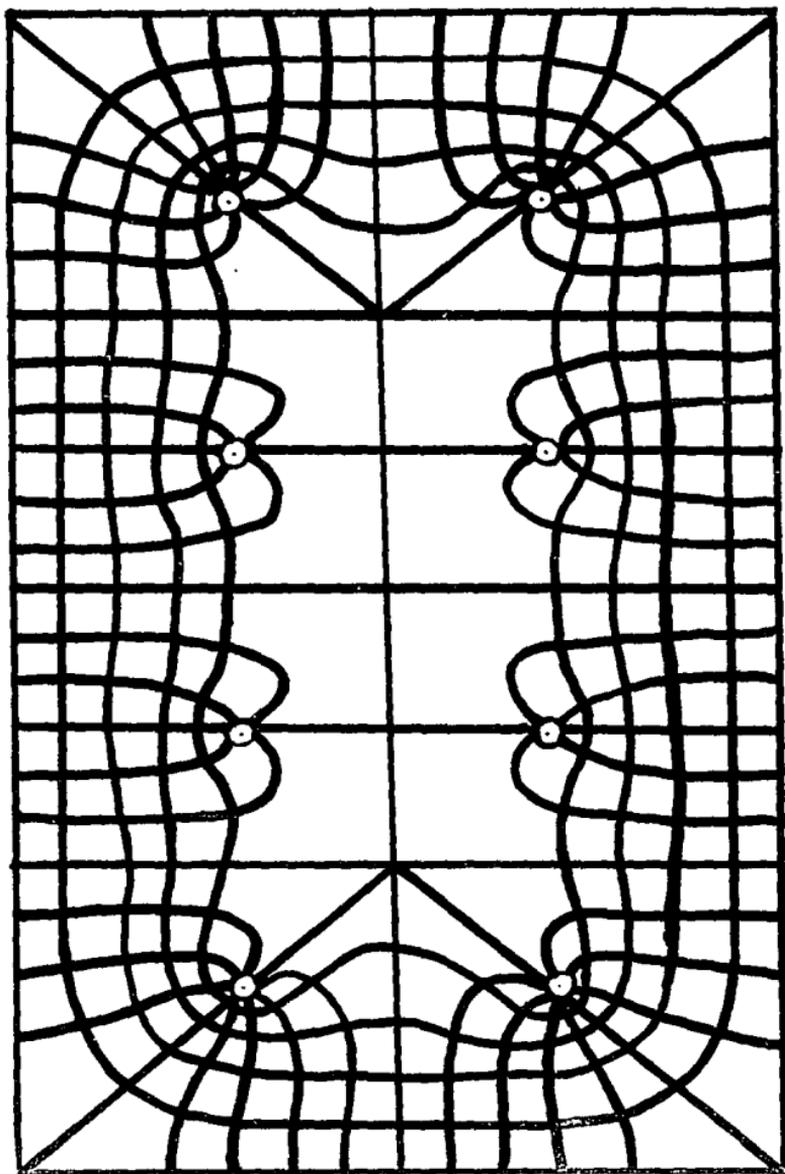


Figura 11.11 Red de flujo horizontal en un sistema de bombeo.

### III FALLA DE FONDO POR RESISTENCIA AL CORTE.

#### RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS.

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí, o de una parte de la masa de suelo, con respecto al resto del mismo; dependiendo del tipo de suelo estos desplazamientos pueden provocar en ellos un disgregamiento de partículas, deslizamiento a lo largo de ciertas líneas de rotura o si la masa de suelo es plástica, se produce lo que se denomina fluencia plástica. Estos movimientos dentro de la masa de suelo tienden a ser contrarrestados por la llamada resistencia al corte de los suelos.

Se acepta que la resistencia al corte  $s$  de un suelo está dada por la ecuación de Coulomb:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

En donde:

$s$  = resistencia al corte de los suelos.

$c$  = cohesión del suelo.

$\sigma$  = presión normal.

$\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo.

La cohesión se puede definir como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares.

El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal y se considera constante para una muestra de suelo.

#### LEVANTAMIENTO DEL FONDO EN EXCAVACIONES EN ARCILLA.

En excavaciones a cielo abierto ejecutadas en arcilla blanda debe considerarse la posibilidad de que se produzca la rotura del fondo por levantamiento, debido a que el peso de los bloques de arcilla que constituyen los lados de una excavación tienden a desplazar

el fondo hacia arriba. La figura III.1.a representa una sección transversal de una excavación en arcilla de ancho  $B$  y altura  $H$ . Las dos franjas  $ab$  y  $cd$ , situadas al nivel del fondo, soportan la acción de una especie de sobrecarga que proviene del peso de los bloques de arcilla que éstas delimitan.

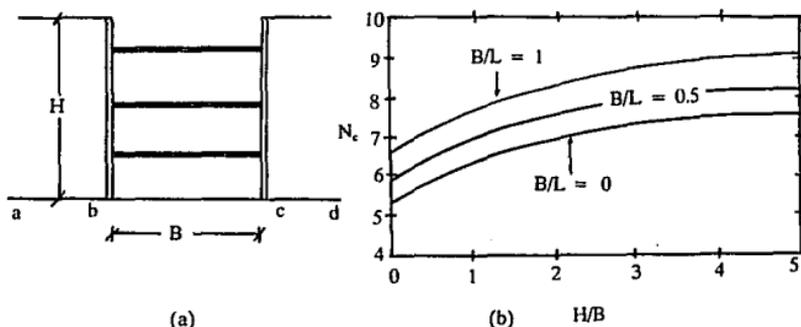


Figura III.1 Sección transversal de una excavación en arcilla.

a) sección transversal de una excavación a cielo abierto.

b) valores del factor de capacidad de carga  $N_c$  para estimar la estabilidad del fondo del corte respecto a un levantamiento.

Las franjas  $ab$  y  $cd$  actúan, por tanto, si como fueran zapatas de fundación. Si se excede la capacidad de carga del suelo debajo de las franjas, el fondo de la excavación se rompe por levantamiento. La capacidad de carga del suelo para la condición  $\phi = 0$  puede tomarse igual a  $cN_c$  (Terzaghi 1943).

El coeficiente de seguridad contra el levantamiento resulta entonces:

$$F. S. = \frac{cN_c}{\gamma H}$$

El factor de capacidad de carga  $N_c$  depende de la forma de la excavación en planta y de la relación entre la profundidad y el ancho.

Si se supone que el suelo excavado puede asimilarse a una larga zapata que ejerce una presión igual a  $\gamma H$  al nivel  $abcd$ , los valores de  $N_c$  pueden tomarse iguales a los que

corresponden a las zapatas con las mismas relaciones  $B/L$ , entre ancho y longitud, y  $H/B$  entre profundidad y ancho (Bjerrum y Eide, 1956). Los cálculos se facilitan utilizando la figura III.1.b (Janbu 1956).

Si las tablestacas se extienden por debajo del fondo de la excavación, su rigidez reduce la tendencia de la arcilla adyacente al fondo a desplazarse hacia la excavación y, consecuentemente, reduce la tendencia al levantamiento. Si la arcilla se extiende hasta una profundidad considerable debajo del fondo de la excavación, se ha encontrado (Terzaghi 1943) que el efecto benéfico de un tablestacado, aún relativamente rígido, es más bien pequeño. Si el extremo inferior de las tablestacas penetran en un estrato duro su efectividad aumenta en forma apreciable. El soporte de las tablestacas reduce el máximo momento que solicita a la zona penetrada de las mismas; además la carga vertical sobre ab y cd (figura III.1.a) se reduce por el peso transferido por la adherencia situado encima del fondo y las tablestacas.

Si el estrato duro se encuentra a corta distancia por debajo del fondo de la excavación, el límite inferior de la zona de equilibrio plástico es tangente a la parte superior del estrato duro. La tendencia al levantamiento se reduce notablemente aún sin tablestacas y la efectividad de las tablestacas aumentan en forma sustancial.

Por otra parte Sowers(1972) utiliza un factor de seguridad distinto al propuesto por Terzaghi, en el que establece que la zona de falla se determina aproximadamente, dibujando una línea a 45 grados desde la esquina del fondo de la excavación y uniéndola a un arco de círculo cuyo centro está en la esquina opuesta del fondo de la excavación (figura III.2). La zona del suelo que contribuye a la falla tiene, en este caso, un ancho de 0.7 veces el ancho de la excavación. La fuerza hacia abajo de esta masa de suelo está reducida por el esfuerzo cortante en el plano que limita la masa de suelo; de manera que la fuerza vertical efectiva por metro de longitud es:

$$0.7 B\gamma H - cH$$

La presión por metro cuadrado es:

$$\gamma H - \frac{cH}{0.7B}$$

Como la capacidad de sustentación de la arcilla es aproximadamente  $5c$  (según Sowers), el factor de seguridad F.S. del fondo de la excavación se puede expresar por la relación:

$$F.S. = \frac{5c}{\gamma H - \frac{cH}{0.7B}}$$

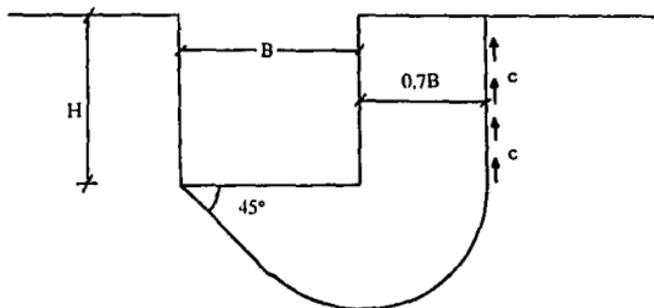


Figura III.2 Estabilidad del fondo de una excavación en arcilla.

Sowers recomienda usar un factor de seguridad no menor de 1.5, si la tablestaca se extiende por debajo del fondo de la excavación.

#### ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES ADEMADAS.

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en lo referente a cimentaciones, establecen que en caso de usarse para soportar las paredes de la excavación elementos estructurales, como tablestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluya el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de

los troqueles o de los elementos que estos soportan.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$P_v + \sum qF_c < C_u N_c F_R$$

En donde:

$c_u$  = cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas.

$N_c$  = coeficiente de capacidad de carga definido como sigue:

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

para  $D_f/B < 2$  y  $B/L < 1$

$D_f$  = profundidad de desplante.

En caso de que  $D_f/B$  y  $B/L$  no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se consideran iguales a 2 y 1 respectivamente.

$P_v$  = presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de la excavación.

$qF_c$  = sobrecargas superficiales afectados de sus respectivos factores de carga.

$F_R$  = factor de resistencia igual a 0.5 si la falla no afecta a servicios públicos; instalaciones o construcciones adyacentes el factor de resistencia será de 0.7.

Adicionalmente Tamez et al (1987) propone un factor de seguridad para la falla de fondo por deficiencia de resistencia al corte. El factor de seguridad se puede calcular con la siguiente expresión:

$$F.S. = C_u \frac{(N_c + 2 \frac{H_p}{L})}{(\gamma H + q)}$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H_m}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right)$$

En donde:

$c_u$  = valor medio de la resistencia al corte no drenada de la arcilla.

$H_m$  = profundidad de desplante del muro (figura III.3).

$H_p$  = longitud de la pata del muro.

$B$  = ancho de la excavación.

$q$  = magnitud de la sobrecarga en la superficie del terreno.

$N_c$  = factor de estabilidad.

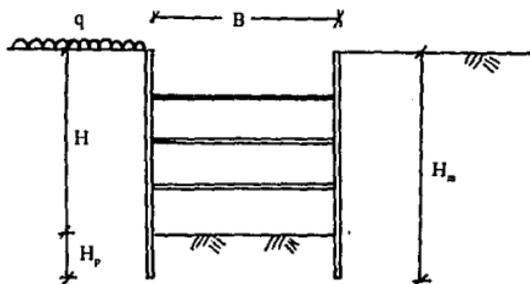


Figura III.3 Geometría de la excavación.

La ecuación que nos proporciona el factor de estabilidad solo es válida para  $H_m/b < 2$  y  $B/L < 1$ . Para valores mayores, estas relaciones se consideran constantes e iguales a su límite superior (2 y 1 respectivamente).

La cantidad  $2H_p/L$  toma en cuenta la influencia de la profundidad de la pata en la estabilidad del fondo, esta influencia debe despreciarse cuando  $H_p/L$  sea menor que 0.5 (Tamez et al 1987).

Los factores mínimos de seguridad recomendables son:

FS > 1.7 cuando existen edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos.

FS > 1.5 en los otros casos.

Es probable que al calcular los miembros de la desigualdad dados por las Normas Técnicas Complementarias no se cumpla tal desigualdad, o que el factor de seguridad propuesto por Tamez no sea el mínimo recomendado. Entonces para evitar la falla de fondo por resistencia al corte, se hará necesario aumentar la profundidad del muro o hacer la excavación por zonas, es decir se disminuirá la longitud  $L$  de la excavación, conservándose su ancho  $B$ , así las relaciones  $D/B$  y  $B/L$  que intervienen en el coeficiente de capacidad de carga se modifican, haciendo que se cumpla la desigualdad y el factor de seguridad propuesto por Tamez.

### FALLA POR EL EMPOTRAMIENTO DEL MURO.

Este mecanismo se ilustra en la figura III.4 consiste en el "pateo" de la tablestaca y se presenta cuando se rebasa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo situado frente a ella. Consiste en suponer que al nivel del último troquel, colocado en cada etapa de la excavación, se genera una articulación plástica. El factor de seguridad contra falla por "pateo" de la tablestaca se evalúa mediante la expresión (Comité de excavaciones):

$$F. S. = \frac{sLr + Wl + M_p}{p \frac{D^2}{2}}$$

En donde:

$s$  = resistencia al esfuerzo cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla en prueba triaxial rápida.

$L$  = longitud de la superficie de falla.

$r$  = radio de la superficie de falla.

$W$  = peso saturado del suelo dentro de la superficie de falla.

$l$  = distancia del paño del muro al centro de gravedad del volumen de suelo, dentro de la superficie de falla.

$p$  = presión sobre la tablestaca.

$M_p$  = momento plástico de la sección de la tablestaca.

$D$  = Longitud de la tablestaca entre el último nivel de troqueles y la profundidad de desplante de la misma.

La expresión anterior puede expresarse en forma de desigualdad, utilizando los conceptos de factor de carga ( $F_C$ ) y factor de resistencia ( $F_R$ ). ello toma la forma de:

$$\left(\frac{D^2}{2}\right) F_C < [(SLr) F_R + Wl + M_p]$$

Los valores de los factores de carga y resistencia se consideran de acuerdo al inciso 5 de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

El número de niveles de apuntalamiento necesarios y las profundidades máximas de cada etapa de excavación previa a la instalación de los puntales, se determina verificando que el factor de seguridad en cada etapa sea mayor que 1.5; en caso contrario será necesario agregar niveles de apuntalamiento o aumentar la longitud de empotramiento del muro.

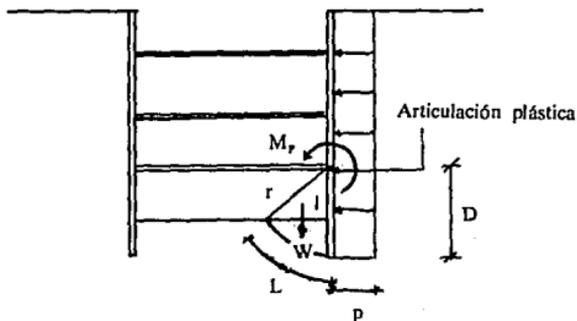


Figura III.4 Falla por empotramiento del muro.

## ESTABILIDAD DEL TALUD DEL FRENTE DE AVANCE MEDIANTE EL METODO DE JANBU.(1954)

Tomando en cuenta que al avanzar sobre el frente de una excavación el talud es temporal, se puede hacer el análisis de la estabilidad del talud mediante el método de Janbu. Este método es aplicable únicamente a materiales homogéneos, por lo tanto para una excavación compuesta por varios estratos de suelo, el análisis puede estar condicionado por las propiedades mecánicas del estrato más desfavorable.

El método de Janbu se basa en la siguientes hipótesis:

- La superficie potencial de falla es cilíndrica, con un análisis bidimensional.
- El depósito de suelo está compuesto por materiales parcialmente saturados.
- La resistencia al corte del depósito puede expresarse mediante la ecuación de Coulomb. (descrita al principio de este capítulo).
- El suelo arriba de la superficie de falla puede dividirse en dovelas. La resultante de fuerzas laterales entre ellas es nula.
- El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla crítica y el esfuerzo cortante necesario para el equilibrio de esa misma superficie.

### TALUDES SIMPLES.

El factor de seguridad (FS), de un talud se calcula con la solución paramétrica de Janbu presentada en la figura III.5 que facilita el análisis de cualquier talud.

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H \tan \phi}{c}$$

$$(FS)_s = \frac{N_{c\phi} c}{\gamma H}$$

En donde:

$N_{c\phi}$  = número de estabilidad que depende del valor  $\lambda_{c\phi}$

c y  $\text{Tang } \phi =$  parámetro de cohesión y coeficiente de fricción representativos del material arriba del fondo de la excavación.

$\gamma H =$  presión total al nivel del fondo de la excavación ( $H$ , altura del talud y  $\gamma$ , peso volumétrico del material).

$\lambda_{cp} =$  parámetro adimensional.

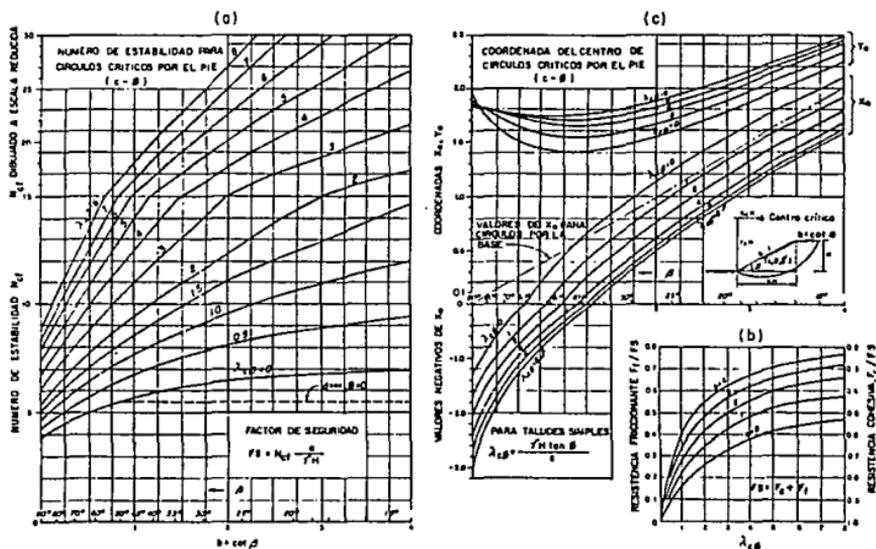


Figura III.5 Número de estabilidad  $N_{cr}$  para el método de Janbu.

En este caso, la contribución independiente de la cohesión  $F_c$  y la fricción  $F_f$  a la estabilidad puede determinarse en función de la inclinación del talud y el factor  $\lambda_{cp}$  con ayuda de la expresión:

$$F_s = F_c + F_f$$

Las coordenadas del círculo crítico se obtienen de la figura III.5.c mediante las expresiones:

$$X_o = X_o H$$

$$Y_o = Y_o H$$

Donde H representa la altura del talud y el origen de coordenadas coincide con el pie del talud; el círculo crítico pasa por el pie para  $\lambda_{c\phi} > 0$

### TALUD CON SOBRECARGA EN LA CORONA

El factor de seguridad  $(FS)_q$ , se calcula introduciendo la sobrecarga q, y un factor de reducción,  $\mu_q$  en las ecuaciones para taludes simples quedando de la siguiente forma:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(\gamma H + q) \tan \phi}{\mu_q c}$$

$$(FS)_q = \frac{N_{cf} c}{\gamma H + q} \mu_q$$

Las gráficas para obtener  $\mu_q$  se presentan en la figura III.6,  $N_{cf}$  se obtiene en función de  $\lambda_{c\phi}$  y  $\beta$  en la figura III.5.a.

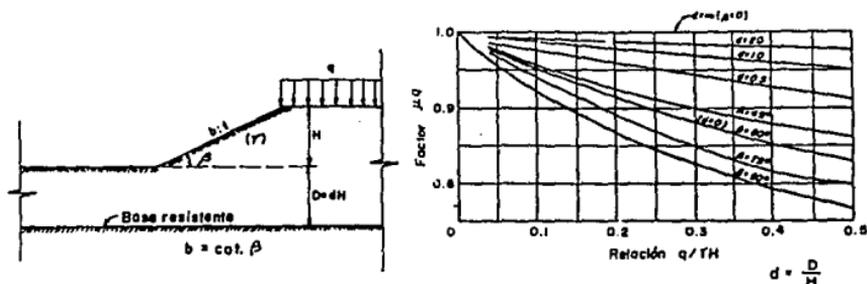


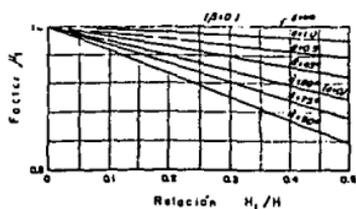
Figura III.6 Factor de reducción por sobrecarga  $\mu_q$ .

### TALUD CON GRIETAS DE TENSION.

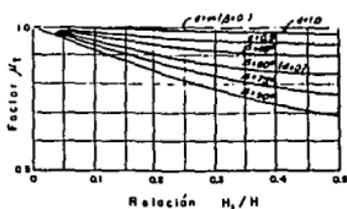
En este caso, el factor de seguridad  $(FS)_t$  se obtiene afectando a  $(FS)_s$  ó  $(FS)_q$  (asociados a un talud simple o con sobrecarga) por un factor de reducción  $\mu_t$ , es decir:

$$(FS)_t = \mu_t (FS)_s \quad \text{ó} \quad (FS)_t = \mu_t (FS)_q$$

En la siguiente figura se presentan gráficas para obtener  $\mu_t$  para los casos de grietas, con o sin presión hidrostática.



a) Presión hidrostática actuando en las grietas



b) Presión hidrostática nula

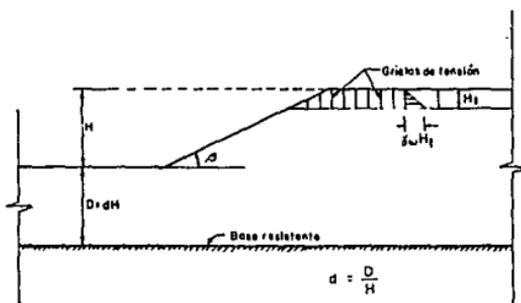


Figura III.7 Factores de reducción por grietas de tensión  $\mu_t$ .

El factor de seguridad considerando un talud con grietas de tensión llena de agua, deberá ser mayor de 1.5, en caso de que el factor de seguridad sea menor de 1.5 se establecerá un sistema de drenaje para desalojar el agua de la grieta de tensión y se valorará

nuevamente el factor de seguridad considerando la grieta de tensión sin agua, y si el factor de seguridad obtenido resulta menor de 1.5, será necesario tender el talud tanto como sea posible.

**Ejemplo ilustrativo:**

Se tiene una excavación de 4 m de profundidad efectuada en arcilla, en la cual se determinó una cohesión  $c = 2.15 \text{ t/m}^2$  con un ángulo de fricción interna  $\phi = 32^\circ$  y un peso volumétrico  $\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$ . Revisar el talud para el frente de avance de la excavación, si es suficiente tender un talud  $\beta = 60^\circ$  para que éste sea estable.

**Solución:**

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(1.52)(4)\tan 32^\circ}{2.15} = 1.77$$

Con  $\beta = 60^\circ$  y  $\lambda_{c\phi} = 1.77$ , de la figura III.5.a se obtiene un valor para  $N_{\beta} = 1.77$ , por lo tanto el factor de seguridad para un talud simple será:

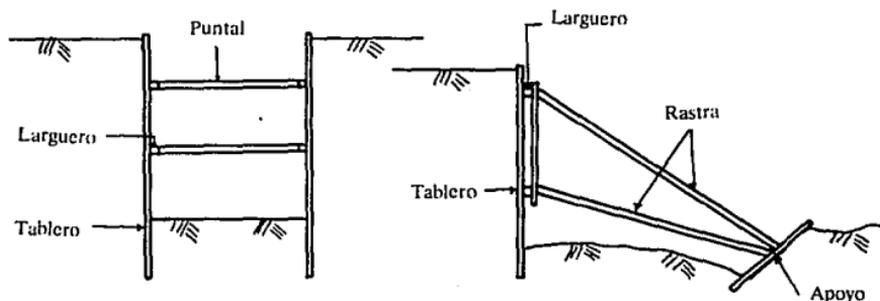
$$(F.S.)_s = \frac{(7.7)(2.15)}{(1.52)(4)} = 2.7$$

Como  $(F.S.)_s = 2.7 > 1.5$ , se puede usar un talud de  $60^\circ$  para el frente de avance de la excavación, que corresponde aproximadamente a un talud de 0.58 horizontal por 1.0 vertical. Se podría tender un talud un poco menos inclinado, y teóricamente no se tendrían problemas de estabilidad en el talud, pero es preferible estar un poco sobrado a tener una falla en el talud.

## IV EMPUJE DE TIERRAS SOBRE LAS PAREDES DE LA EXCAVACION.

Antes de tratar el tema del empuje de tierras definiremos el entibamiento y apuntalamiento de excavaciones poco profundas y excavaciones profundas.

En bastantes áreas de terreno en los que es necesario construir una obra de Ingeniería, a veces es necesario ocupar toda el área disponible, dado que la obra lo requiere, bajo estas circunstancias, los frentes de excavación deben hacerse verticales y usualmente requieren ademe, y por lo tanto el ademe de la excavación estará sujeto a empujes que tendrá que resistir, en la práctica se usan diferentes métodos para ademar.



**Figura IV.1** Métodos comunes para apuntalar los frentes de excavaciones poco profundas.

Si la profundidad de la excavación no es mayor de 4 metros, comúnmente se acostumbra hincar tabloncillos verticales alrededor del límite de la excavación, a los que se les llama ademe o forro, la profundidad a la que se hincan éstos se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación, y se mantiene en su lugar por medio de vigas horizontales llamadas largueros que a su vez están soportadas en su lugar por troqueles o puntales horizontales que se extienden de costado a costado de la excavación. Si la excavación es demasiado ancha para poder usar puntales que se extiendan a lo largo de todo el ancho, los largueros pueden

apoyarse en puntales inclinados llamados rastras, para su uso se requiere que el suelo en su base de la excavación sea lo suficientemente firme para que dé el soporte adecuado a los miembros inclinados. En la figura IV.1 se muestran dos formas típicas para el apuntalamiento a poca profundidad.

Cuando la profundidad de la excavación es mayor de 6 metros el uso de forros de madera se hace antieconómico, por lo cual es necesario emplear otros métodos para entibar y apuntalar; uno de los procedimientos consiste en hincar tablestacas de acero alrededor del límite de la excavación, y al ir extrayendo el suelo del recinto formado por las tablestacas se insertan largueros y puntales.

Cuando la excavación se ha profundizado unos cuantos metros se insertan largueros y puntales como se muestra en la figura IV.2, los largueros comúnmente son de acero, y los puntales pueden ser de acero; prosigue luego la excavación a un nivel inferior, y se instala otro juego de largueros y puntales, este procedimiento continúa hasta que se termina la excavación. En la mayor parte de los suelos es aconsejable hincar las tablestacas varios metros abajo del fondo de la excavación para evitar los bufamientos locales, en algunos casos con la porción hincada se elimina la necesidad de instalar un puntal en el fondo del corte.

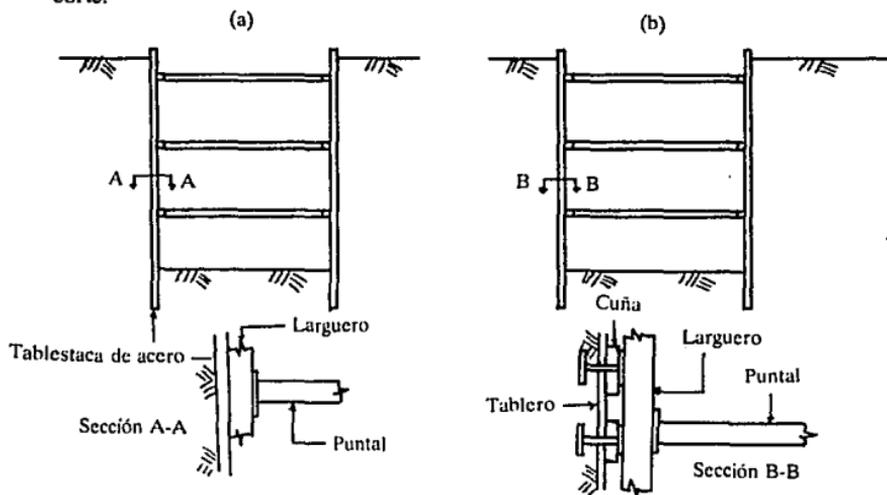


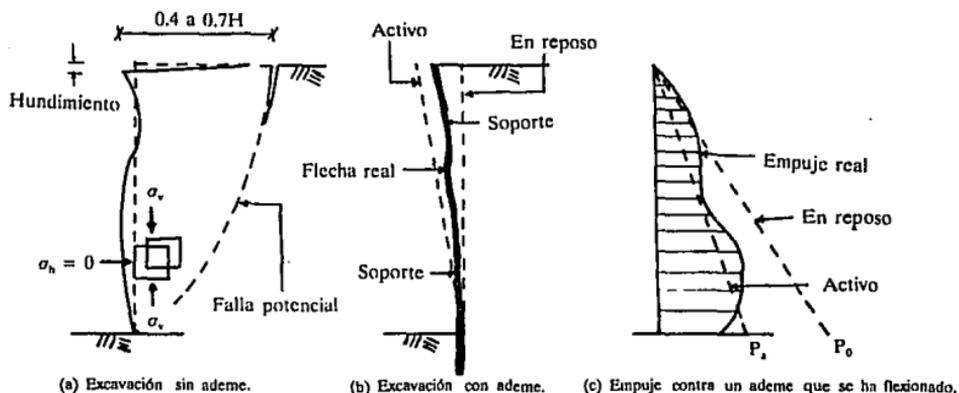
Figura IV.2 Secciones transversales de apuntalamiento de excavaciones profundas.

## DEFORMACION Y EMPUJE

El empuje de la tierra sobre el ademe de una excavación depende del tipo de suelo y de la magnitud de la deformación o cedencia de la entibación; el sistema de entibación es un tanto flexible y tiene que soportar la tierra a medida que se le construye. El resultado es una deformación irregular y una variación errática del empuje de la tierra con la profundidad, que no puede calcularse solo teóricamente (Sowers 1962).

La excavación cambia los esfuerzos que existían, antes de la excavación, en un elemento inalterado (Figura IV.3.a). El esfuerzo lateral,  $\sigma_s$ , se reduce y el elemento del suelo se ladea hacia afuera y desciende verticalmente. El efecto combinado es una desviación en la parte inferior del banco y un asentamiento en la parte superior como se muestra en la figura IV.3.a. Cerca de la superficie el suelo está en tensión debido a los asentamientos hacia afuera y hacia abajo y se pueden formar grietas de tensión. Es característico que las grietas se formen a una distancia del borde superior entre 0.4 y 0.7 de la altura H del paramento (Sowers 1962). Las primeras grietas aparecen muy cerca del borde superior, alejándose progresivamente las subsiguientes.

El sistema de entibación de la excavación restringe la elástica, mantiene las grietas cerradas y reduce al mínimo el asentamiento o el hundimiento de la superficie. Si el sistema de entibación es tan rígido que no permite deformación alguna, el empuje de la tierra será el correspondiente al estado de reposo -figura IV.3.c-. Pero el sistema generalmente se deforma, lo cual altera el empuje total y la distribución del mismo. La excavación hasta el nivel del primer soporte permite que la entibación se incline, -figura IV.3.b- y el empuje se acerca al estado activo -figura IV.3.c-. El primer soporte evita una apreciable deformación adicional en este punto. Las excavaciones más profundas permiten que el sistema de entibación se deforme por debajo del soporte, haciendo que el empuje se reduzca. La presión en el soporte aumenta proporcionalmente, porque la carga de la zona deformada ha sido transferida al soporte por esfuerzo cortante horizontal.

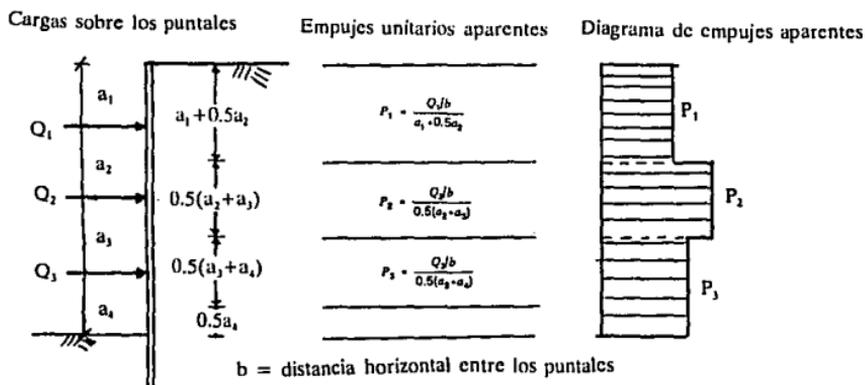


**Figura IV.3** Deformación y empuje implicados en un sistema de entibación.

El diagrama de presión de la tierra es irregular, el empuje resultante es algo mayor que el correspondiente al estado activo y su punto de aplicación está más arriba del tercio de la altura, que es el que corresponde al empuje resultante en un suelo no cohesivo. Partiendo de las mediciones de las presiones en los troqueles y de los momentos flexionantes en las tablestacas, hechas en ademes construidos, se han podido calcular la forma y magnitud del empuje (Sowers 1962), que concuerdan con el diagrama que se muestra en la figura IV.3.c.

Como no siempre se hacen mediciones directas del empuje contra el revestimiento, la magnitud y distribución de las presiones que la tierra ejerce contra el mismo deben ser inferidas de las cargas sobre los puntales, para ello el procedimiento más simple consiste en suponer que la carga en cada puntal es igual al total del empuje que actúa sobre el revestimiento en un área rectangular que se extiende horizontalmente, a cada lado del mismo hasta la mitad de la distancia de la próxima hilera vertical de puntales, y verticalmente hasta media distancia respecto al conjunto horizontal de puntales situados encima y abajo. En esta aproximación burda pero razonable se supone que el empuje está uniformemente distribuido sobre el área rectangular así determinada. El área rectangular tributaria del puntal superior se extiende hasta la superficie del terreno y para los propósitos

de cálculo, se supone que el fondo de la excavación constituye un puntal. Si no se ha medido el esfuerzo de corte en el fondo del revestimiento de la excavación, el empuje unitario se supone que tiene el mismo valor que se deriva para el puntal inferior. La figura IV.4 ilustra el procedimiento.



**Figura IV.4** Método para determinar los diagramas de empuje aparente partiendo de las cargas  $Q$ .

Debido a la continuidad del revestimiento y a las hipótesis realizadas con respecto a la distribución de presiones cerca del fondo de la excavación, la distribución real del empuje contra el revestimiento puede diferir apreciablemente de la calculada con el procedimiento descrito, por estas razones el empuje calculado de esta manera se denomina el empuje aparente. La carga sobre los puntales se puede calcular siguiendo el procedimiento inverso.

Una envolvente de presión aparente representa una distribución ficticia de presiones para estimar las cargas máximas por puntal en un sistema de apuntalamiento, sin embargo como ya se dijo anteriormente, no nos indica la magnitud o distribución de las cargas sobre el ademe o los largueros. En la figura IV.4 se ilustra una forma general de este diagrama.

La envolvente de presión aparente se usa para calcular las cargas de proyecto para

los puntales por el procedimiento sencillo indicado en la figura IV.4. Las elevaciones de los diferentes puntales en un corte se eligen cuando menos tentativamente, por comodidad para evitar inferencias con la estructura que se va a construir dentro del recinto, y para evitar deformaciones excesivas durante la excavación. Una vez que se han elegido las elevaciones, la carga con que debe proyectarse un puntal dado se determina del diagrama de la envolvente de presión aparente. En la figura IV.4 se indican las áreas tributarias de cada puntal, y si no se insertan puntales en el mismo fondo de la excavación, la porción tributaria de la envolvente de presión aparente se considera que se toma como reacción del suelo dentro de la porción penetrada de la tablestaca (Sowers 1962). En este procedimiento no se considera la continuidad real de la tablestaca, porque no se supuso continuidad cuando se elaboraron las envolventes de presión a partir de cargas medidas en puntales.

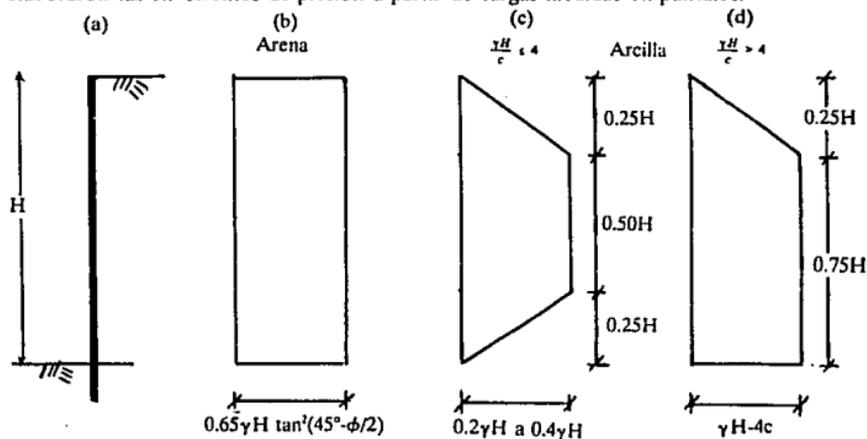


Figura IV.5 Diagramas de presión aparente en excavaciones efectuadas en arena y arcilla.

En los cortes en arena seca o en arena húmeda puede considerarse la envolvente de presión aparente un rectángulo sencillo (figura IV.5). El diagrama también puede usarse para determinar las cargas en los puntales en un área drenada si el nivel del agua libre se ha bajado cuando menos al nivel del fondo del corte. Para los cortes en arcilla la envolvente de presión aparente depende del coeficiente de estabilidad  $N_b$  que más adelante se definirá



la cuña de tierra se deslice hacia abajo, la resultante del empuje resulta inclinada un ángulo  $\delta$  con respecto a la horizontal. Si la curva de deslizamiento es similar a la  $bd$  de la figura IV.6, la teoría indica que la distribución del empuje de la arena es aproximadamente parabólica y que la elevación  $n_s H$  del punto de aplicación debe encontrarse entre  $0.45H$  y  $0.55H$ . Esta conclusión teórica ha sido confirmada por mediciones efectuadas en el terreno (Terzaghi y Peck 1943).

Para determinar la posición de la superficie de deslizamiento se elige un punto arbitrario  $d_1$  (figura IV.6.b) situado sobre la superficie horizontal del terreno no excavado. Entre este punto y el borde inferior  $b$  del corte se traza una espiral logarítmica con centro situado sobre  $d_1 D_1$ , la reacción  $F_1$  sobre la superficie de deslizamiento  $bd_1$  pasa por el centro  $O_1$  de modo que si tomamos momentos con respecto al mismo, se obtiene:

$$P_1 I_a = w_1 I_w \quad - \quad P_1 = \frac{w_1 I_w}{I_a}$$

Se efectúan cálculos similares para espirales que pasen por  $d_2, d_3, \dots$  (no indicadas) y se dibujan los valores de  $P_1, P_2, \dots$  etcétera, como ordenadas que parten de  $d_1, d_2, \dots$  obteniéndose la curva  $P$ . El empuje  $P_s$  igual a la ordenada máxima, correspondiente al punto  $c$ , y la superficie de deslizamiento pasa por el punto  $d$ . El ancho  $ad$  de la base superior de la cuña que ejerce el empuje máximo  $P_s$  es siempre mucho menor que el ancho de la cuña  $abd_c$ , que corresponde a la teoría de Coulomb (ver figura IV.6.c)

El valor de  $P_s$  depende de  $n_s$ , aumenta levemente a medida que crece  $n_s$  y es siempre mayor que el valor de  $P_A$  de Coulomb. Para  $\phi = 38$  y  $\delta = 0$ , un aumento de  $n_s$  de  $0.45$  a  $0.55$  acrecienta  $P_s$  de  $1.03P_A$  a  $1.11P_A$ . Si se supone  $n_s = 0.55$ , cualquiera que sea el error que se cometa, el resultado se sitúa del lado de la seguridad, pues este valor corresponde a la máxima elevación obtenida en mediciones efectuadas en el terreno (Terzaghi y Peck 1943). El ángulo  $\delta$  tiene muy poca influencia sobre la relación  $P_s/P_A$ , por lo anterior se deduce que, para un cálculo preliminar, es suficientemente exacto suponer que  $P_s = 1.1P_A$ .

El próximo paso a seguir en este cálculo estriba en determinar el esfuerzo que debe soportar cada puntal. La distribución del empuje sobre las entibaciones es aproximadamente

parabólica como lo indica la figura IV.6.b, pero debido a variaciones de las condiciones del suelo y detalles del procedimiento de excavación, dicha distribución varía de sección en sección con respecto al término medio estadístico. Por ello, para un valor dado de  $P_a$ , el esfuerzo sobre los puntales situados a la misma altura varía de puntal en puntal.

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, el empuje total para las condiciones de deformación asociadas con la apertura y apuntalamiento de una excavación a cielo abierto en arena, debiera corresponder al calculado suponiendo que la superficie de deslizamiento es una espiral logarítmica. Para un corte de una profundidad  $H$  en un material con peso unitario  $\gamma$ , la componente horizontal del empuje total depende de los valores  $n_a$ ,  $\phi$ , y del ángulo de fricción  $\delta$  que forma la horizontal con la dirección del empuje que actúa sobre el revestimiento. Los valores del coeficiente del empuje activo:

$$K_A = \frac{P_a}{\frac{1}{2}\gamma H^2}$$

calculados por el método de la espiral logarítmica para  $\delta = \phi/2$  y para valores de  $n_a$ , comprendidos entre 0.4 y 0.6 se proporcionan en la siguiente tabla, donde también se incluyen los valores de  $K_A = \tan^2 (45-\phi/2)$  que corresponden a la teoría de Rankine.

Valores del coeficiente activo $K_A$ en excavaciones a cielo abierto en arena			
$n_a$	$\phi = 30$	$\phi = 35$	$\phi = 40$
0.4	0.311	0.238	0.202
0.5	0.340	0.257	0.217
0.6	0.391	0.282	0.235
Rankine	0.332	0.270	0.220

### TIPOS DE FALLA EN ARENA.

Cuando la arena se encuentra arriba del nivel del agua freática, las fallas han ocurrido exclusivamente por flexión transversal de los puntales en forma sucesiva y progresiva, con frecuencia precede a la flexión transversal la tolerancia local de los largueros si no se han reforzado con madera adecuada para soportar las cargas concentradas de los puntales. Las fallas por flexión de las tablestacas son poco frecuentes, además cuando la arena está arriba del nivel del agua freática no existe peligro que se produzca un bufamiento general del fondo de la excavación (capítulo II). En algunos casos, las tablestacas pueden asentarse excesivamente en arena suelta, como resultado de la pérdida del terreno durante la excavación cuando el sistema de apuntalamiento se halla deformado lo suficiente, para producir torsiones locales de las conexiones, seguidas por las fallas de los puntales y el colapso general.

Los cortes que se prolongan abajo del nivel freático en arena, de preferencia se desaguan antes de la excavación y se apuntalan; los muros de tablestacas pueden ser relativamente impermeables en comparación con la arena; si el nivel del agua permanece más alto fuera de la tablestaca que dentro de la excavación, se establece un flujo en que las fuerzas de filtración dentro del corte en el fondo se dirigen hacia arriba y pueden producir la inestabilidad en el suelo que se supone proporcionará apoyo lateral a la porción empotrada de la tablestaca.

### EXCAVACIONES EN ARCILLAS SATURADAS.

El tiempo que se necesita para efectuar y entibar una excavación suele ser muy corto en comparación con el que requiere una arcilla saturada intacta para que su contenido de humedad cambie significativamente, bajo estas circunstancias la condición  $\phi = 0$  suele resultar aplicable y la ecuación de la curva de deslizamiento se hace idéntica a la de un círculo de radio  $r = r_0$ . Como el círculo debe cortar la superficie del terreno en un ángulo recto, su centro está a nivel de dicha superficie (figura IV.7). La cara ab del corte vertical está sometida al empuje  $P_a$  y a la adherencia  $c_s H$  entre la arcilla y la pantalla. El cálculo de

$P_a$  se hace tomando momentos, respecto al centro del círculo, de todas las fuerzas que actúan sobre la cuña de deslizamiento. El momento actuante lo produce el peso de la cuña; el resistente es igual a la suma del momento de las fuerzas de adherencia  $c_s H$ , del momento de las fuerzas de cohesión  $c \cdot bd$  que actúan a lo largo de la superficie de deslizamiento y del momento de empuje  $P_a$ . Mediciones efectuadas en excavaciones para obras ejecutadas en arcilla saturadas blandas en media han demostrado que  $n_s$  varía por lo general entre 0.30 y 0.50, estando su término medio alrededor de 0.39, y que la distribución del empuje, por lo tanto, usualmente no es triangular sino que a semejanza con las arenas es aproximadamente parabólica.

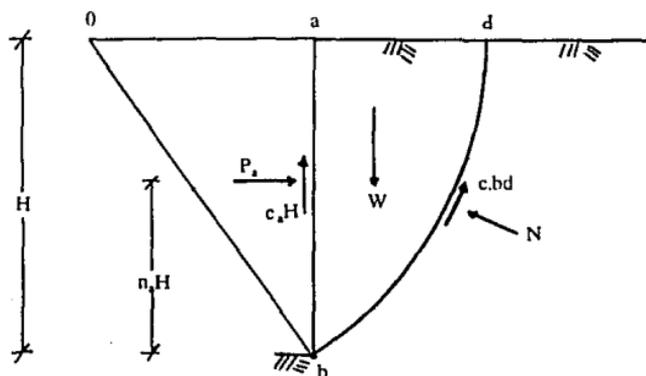


Figura IV.7 Diagrama que ilustra la hipótesis en que se basa el cálculo del empuje para cortes en arcilla.

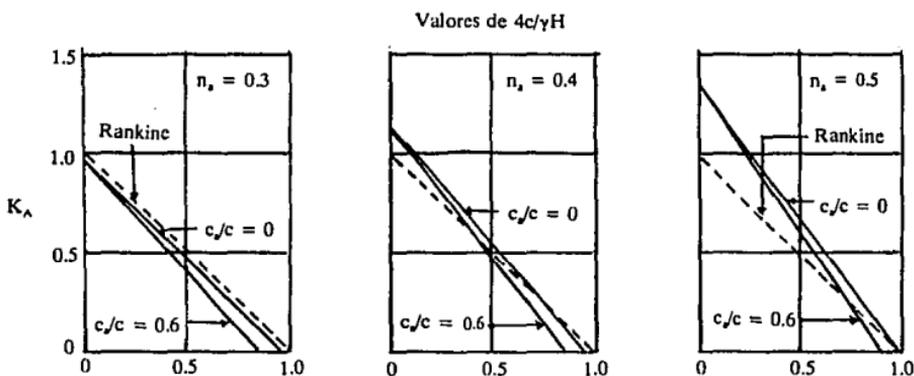
De acuerdo con lo anterior el empuje resultante  $P_a$  que actúa sobre el apuntalamiento de un corte en arcilla saturada bajo la condición  $\phi = 0$  se puede calcular con la hipótesis de que la superficie de deslizamiento es un arco de círculo, el valor de  $P_a$  no solo depende de la razón  $n_s$  que define el centro de presión sino también de la relación  $c_s/c$  en la cual  $c_s$  es la adherencia que se desarrolla entre el revestimiento y la arcilla.

La teoría indica, sin embargo, que la influencia de  $c_s/c$  es pequeña en comparación con la de  $n_s$  y despreciable frente a la que ejerce el valor de la resistencia al corte  $c$ . Esto

se puede ver en la figura IV.8 en la cual el empuje, expresado en términos de:  $K_A = P_A/(1/2\gamma H^2)$ , se ha calculado en la hipótesis que la superficie de deslizamiento es circular para varios valores de  $c/c$  y  $n_s$ . La figura también demuestra que para valores de  $n_s$  no mayores de aproximadamente 0.5 el factor  $K_A$  puede estimarse con razonable exactitud con la expresión de Rankine:

$$K_A = 1 - \frac{4C}{\gamma H}$$

representada en dicha figura con líneas punteadas. Para el valor de  $n_s = 0.4$ , tomado como promedio ponderado de algunos cortes observados la aproximación es excelente. Por ello, para propósitos prácticos, resulta apropiado comparar el empuje total contra varios cortes, medido como la suma de las cargas que actúan sobre el conjunto de puntales, con el que se obtiene por cálculo de la ecuación anterior (expresión de Rankine).



**Figura IV.8** Valores del coeficiente de empuje  $K_A = P_A/(1/2\gamma H^2)$  para suelos arcillosos, calculados en la hipótesis de que la superficie de deslizamiento es circular y por medio de la teoría de Rankine.

Por otra parte Alberro (1970), de acuerdo con diferentes mediciones efectuadas en las excavaciones del Metro de la ciudad de México, ha establecido que el empuje del suelo sobre el ademe de las paredes de una excavación, en un suelo arcilloso, depende del coeficiente de estabilidad  $N_b$  definido como sigue:

$$N_b = \frac{\gamma H}{c_u}$$

En donde todos los términos de la ecuación anterior ya fueron definidos en los capítulos precedentes. "Sin tomar en cuenta la resistencia del suelo ubicado entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación, se demuestra teóricamente que, para un problema bidimensional, el suelo empieza a plastificarse cerca del fondo de la excavación cuando  $N_b = 3.14$ , y que la falla ocurre cuando  $N_b = 5.14$ . Para un problema tridimensional, el valor que corresponde a la falla varía entre 6.2 y 9.1, de acuerdo con las dimensiones de la excavación."

Por lo anteriormente expuesto, para valores de  $N_b$  menores o iguales a 4 el suelo puede tratarse como un material elástico, calculando la presión horizontal sobre el ademe con el método del coeficiente en reposo  $K_0$ . Este procedimiento consiste en obtener el diagrama de presión efectiva y multiplicarlo por  $K_0$  (figura IV.9), para hallar el diagrama de presión horizontal efectiva, después se determina el diagrama de presión hidráulica y, para hallar el diagrama de presión horizontal total, se suman los diagramas de presión hidráulica y de presión efectiva horizontal (figura IV.9).

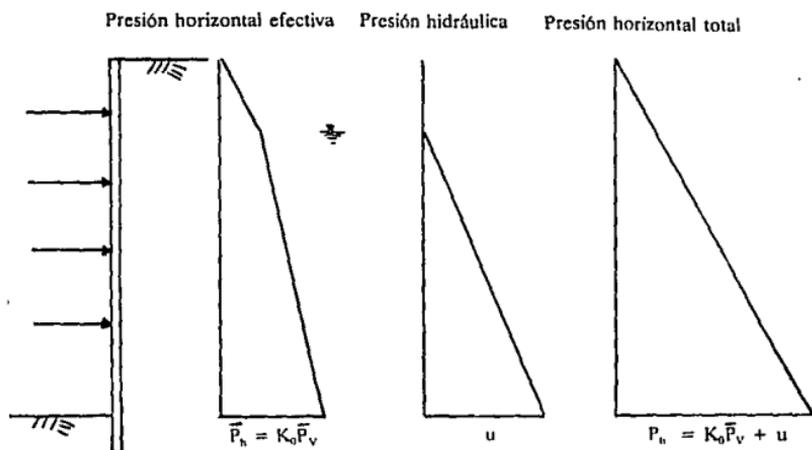


Figura IV.9 Presiones horizontales sobre el ademe de una excavación ( $N_b \leq 4.0$ ).

Para valores de  $N_b$  mayores de 4.0 se forma cerca del fondo de la excavación una zona plástica cuyas dimensiones aumentan al aumentarse  $N_b$ , hasta alcanzar la falla de fondo (capítulo III). Se requiere por tanto en este caso, basarse en una teoría de falla para calcular las presiones laterales; con la teoría de Rankine la presión horizontal activa está dada por:

$$P_A = \gamma H - 2c_u$$

y el empuje horizontal:

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{2} - 2c_u H$$

$$E_A = \left(1 - \frac{4c_u}{\gamma H}\right) \left(\frac{\gamma H^2}{2}\right)$$

si hacemos:

$$K_A = \left(1 - \frac{4c_u}{\gamma H}\right)$$

entonces:

$$E_A = K_A \left(\frac{\gamma H^2}{2}\right)$$

y la ecuación de  $K_A$  se puede poner de la siguiente forma:

$$K_A = \left(1 - \frac{4mc_u}{\gamma H}\right)$$

en donde el valor de "m" depende de la clase de suelo, dadas sus características tensión deformación de la arcilla.

Peck (1969) ha proporcionado valores del empuje de tierras en excavaciones ademas, basadas en observaciones reales; en la figura IV.10.a se muestra el diagrama de presiones recomendado para la arcilla de la ciudad de México, para la que se recomienda un valor de "m" de 0.4. La figura IV.10.a presenta el inconveniente de que para

excavaciones profundas la presión horizontal resulta en ocasiones menor que el empuje del agua (Alberro 1970), por lo que se recomienda que se sobrepongan los diagramas de Peck y el del coeficiente en reposo, y se utilice la envolvente de ambos diagramas, como se indica en la figura IV.10.b.

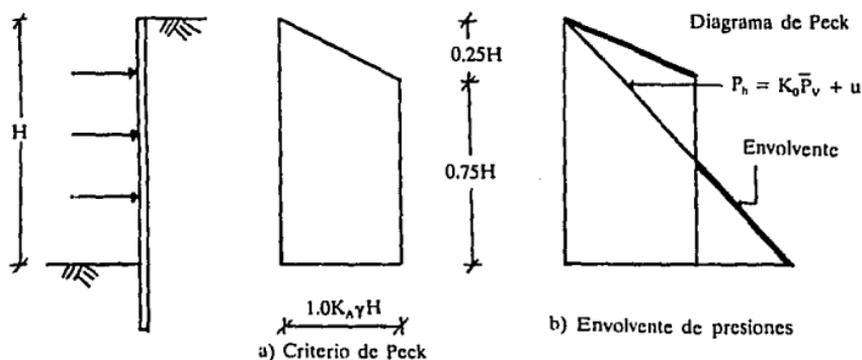


Figura IV.10 Presiones horizontales sobre el ademe de una excavación ( $N_b > 4.0$ ).

También es importante añadir que a veces existe una sobrecarga en la superficie del terreno, la cual es necesario que se tome en cuenta, dado que aumenta el valor de la presión horizontal sobre el ademe. La sobrecarga se tomará en cuenta sumándola al diagrama de presiones, como se ilustra en la figura IV.11.

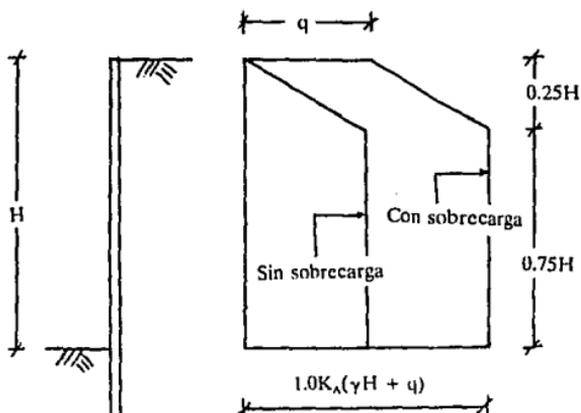


Figura IV.11 Presión horizontal sobre el ademe considerando el la superficie una sobrecarga "q"

### TIPOS DE FALLA EN ARCILLAS.

Las excavaciones dentro de los cortes apuntalados en arcilla generalmente se hacen rápidamente con respecto a la velocidad con que la humedad de la arcilla pueda ajustarse a las nuevas condiciones de esfuerzo. Al aumentar la profundidad del corte, el suelo que está afuera de los muros se comporta como sobrecarga, con respecto a la arcilla que esta adentro del recinto y hace que el suelo se levante (capítulo III). El movimiento ocurre aunque el ademe sea relativamente rígido y se extiende a una distancia considerable abajo del fondo de corte, al menos que exista una formación firme a poca profundidad bajo el nivel del fondo de la excavación. Si el corte resulta muy profundo con respecto a la resistencia de la arcilla, el hufamiento del fondo puede ser incontrolable, los asentamientos en la superficie del terreno excesivos, y el sistema de apuntalamiento puede sufrir un colapso. En las arcillas así como en las arenas la falla por flexión de los largueros o de las tablestacas son poco frecuentes; si existe la posibilidad de que el suelo hufe, el tipo principal de falla que habrá que cuidar es la flexión transversal de los puntales o la cedencia de los largueros donde ocurren las reacciones de los puntales.

## V DEFORMACIONES INDUCIDAS POR LA EXCAVACION.

Todo proceso de excavación está asociado a un cambio en el estado de esfuerzos de un suelo; este cambio está inevitablemente acompañado por deformaciones, las cuales toman la forma de hundimiento del área que rodea la excavación, de movimiento hacia adentro del suelo situado en los bordes y de hufamiento del suelo localizado abajo del fondo. En la figura V.1 se muestran diagramas del asentamiento que se produce en la zona adyacente a una obra de excavación, (a) asentamiento originado por el peso de la estructura; (b) asentamiento debido a la deformación lateral en una excavación profunda y angosta; (c) asentamiento debido a la deformación lateral en las paredes de una excavación profunda y ancha sobre un estrato firme; (d) asentamiento debido a la deformación lateral en las paredes de una excavación ancha y de gran profundidad.

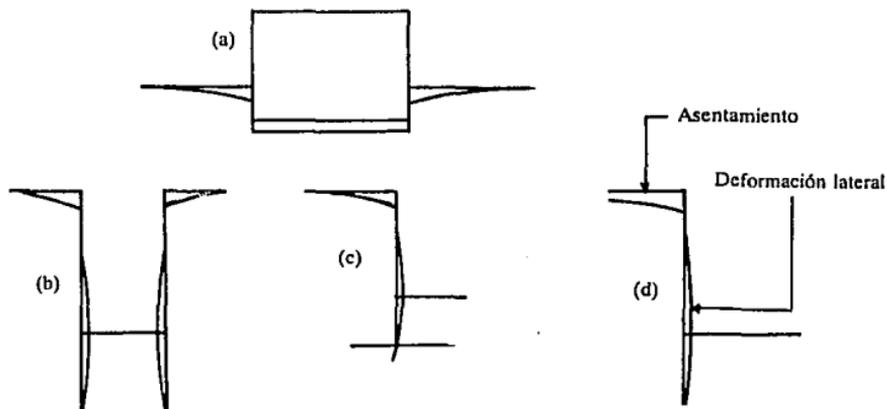


Figura V.1 Diagramas que muestran el asentamiento que se produce a la zona adyacente a una obra de excavación.

Por otra parte las estructuras apoyadas en cimentaciones que descansan sobre material que se deforma, experimentan los movimientos correspondientes; comúnmente se asientan y se mueven hacia la excavación. Como no puede hacerse ninguna excavación sin

que se altere el estado de esfuerzos en cierto grado, puede considerarse como inevitable el que se produzcan algunos movimientos de las estructuras vecinas; sin embargo, a los movimientos inevitables asociados a un tipo de construcción determinado, pueden añadirse otros debidos a la mala técnica de construcción. Si el apuntalamiento de los frentes de la excavación se hace descuidadamente, por ejemplo pueden ocurrir grandes desplazamientos; la porción del movimiento asociada a las malas técnicas debe considerarse como innecesaria y por lo tanto deben evitarse.

Métodos de construcción distintos a los conocidos traen consigo también distintos tipos de movimiento inevitables; en algunos casos no puede usarse un procedimiento dado, debido al daño demasiado grande que indiscutiblemente se haría a las estructuras vecinas aún cuando la técnica fuese excelente; por lo tanto, es necesario estar prevenido de las consecuencias que trae consigo el uso de diferentes procedimientos de construcción y habrá que tener cuidado de no especificar métodos de excavación y apuntalamiento que no puedan efectuarse sin causar daño a las propiedades adyacentes; para evitar este peligro, se necesita estar familiarizado con los diferentes procedimientos de excavación y de apuntalamiento de los frentes de las excavaciones. Por lo tanto, en un trabajo dado, se deberán utilizar las observaciones que sean necesarias para determinar si los movimientos son mayores que los que deben considerarse como inevitables; y para determinar la mejor forma de reducir cualesquiera movimientos que puedan evitarse.

### **DEFORMACIONES EN EXCAVACIONES EFECTUADAS EN ARENA.**

La arena que se encuentra arriba del nivel freático comúnmente está húmeda y posee suficiente cohesión para facilitar la excavación. En los cortes grandes, correctamente apuntalados, el asentamiento de la superficie del terreno colindante, usualmente no excede de 0.5 por ciento de la profundidad del corte y la influencia del asentamiento no se extiende lateralmente a una distancia mayor de dicha profundidad (Peck 1962).

Cuando se hacen grandes cortes en arena, abajo del nivel freático es aconsejable abatirlo antes de iniciar la excavación (capítulo II), después es posible proceder a la

excavación, sin que se produzcan más asentamientos que los correspondientes a la misma excavación hecha en arena húmeda. Sin embargo, el proceso de abatir el nivel freático puede producir por sí mismo asentamientos en ciertas condiciones. Por otra parte, siempre que se hace descender el nivel freático, el peso efectivo del material entre la posición original y final de dicho nivel, aumenta del valor correspondiente sumergido al del suelo húmedo o saturado; esto causa el aumento correspondiente de presión efectiva en todos los niveles abajo de la posición original del nivel freático, y produce deformaciones, de acuerdo con la relación esfuerzo-deformación, para el nivel en cuestión. Los desalojamientos originados producen asentamientos de la superficie del terreno que es aproximadamente proporcional al descenso del nivel freático. Por otro lado, un solo aumento de presión efectiva en arena no produce ordinariamente asentamientos significativos, porque aún la arena suelta es poco compresible; solo si la arena está extremadamente suelta, de manera que su estructura pueda sufrir un colapso, existe la posibilidad de un asentamiento importante.

Las fluctuaciones del nivel freático pueden producir, por último, grandes asentamientos, debido a que la deformación de la arena aumenta perceptiblemente con cada aplicación de carga, como se indica en la figura V.2. Durante las operaciones normales de excavación, el nivel freático baja usualmente solo una o dos veces y el efecto acumulativo no es importante.

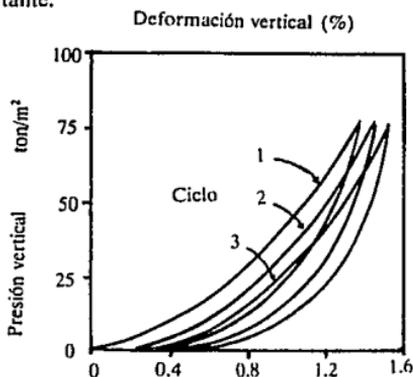


Figura V.2 Relación esfuerzo deformación vertical para arena, con cargas verticales repetidas.

En algunos casos, han ocurrido grandes asentamientos cerca de excavaciones drenadas de arena, debido a que se han permitido la formación de manantiales en o cerca del fondo de la excavación; el agua al formar los manantiales puede acarrear al material dentro de la excavación, pudiéndose formar un túnel debajo de un estrato ligeramente cohesivo; cuando el túnel se hace suficientemente grande, puede sufrir un colapso su techo, y la superficie del terreno se asienta; el asentamiento puede tomar la forma de un sumidero, situado a considerable distancia del borde de la excavación.

También es frecuente desplantar pilas en arena situada abajo del nivel freático, hincando un cajón y dragando el material desde su interior; si el nivel del agua dentro del cajón se abate por abajo de la subpresión actuante, es posible que la arena penetre al cajón y el volumen de arena extraído puede ser varias veces el del cajón, este procedimiento puede dar por resultado asentamientos en la vecindad de la excavación. En muchos casos esta puede evitarse manteniendo el nivel del agua dentro del cajón más alto que el del exterior. Si no resulta práctica la extracción de la arena con dragas, puede ser necesario equilibrar la presión del agua por medio de un lodo de arcilla o de aire comprimido para evitar que la arena entre.

#### **DEFORMACIONES EN EXCAVACIONES EFECTUADAS EN ARCILLA.**

Cuando se efectúan grandes excavaciones en arcilla blanda, el peso del suelo vecino a sus bordes actúa como una sobrecarga; bajo esta sobrecarga, la arcilla situada cerca del fondo se deforma lateralmente hacia la excavación y el fondo de la misma se levanta (capítulo III). Como consecuencia de estos movimientos, la superficie del terreno se asienta, y durante el espacio de tiempo que pasa entre la excavación y la instalación de los puntales, se produce una deformación lateral adicional; la magnitud de estos movimientos laterales y de los asentamientos correspondientes, depende principalmente de la relación ancho profundidad de la excavación, del procedimiento constructivo y del espesor del estrato de arcilla blanda por debajo del fondo de la excavación (Peck 1962).

Si la excavación es muy angosta (figura V.1.b), o si el fondo está situado cerca de la

superficie de un estrato firme (figura V.1.c), la deformación lateral se extiende solo hasta una corta distancia de las paredes de la excavación; así que el asentamiento de la superficie se limita a fajas relativamente angostas, situadas a cada lado de la misma. El ancho de estas fajas no excede la profundidad de la excavación, y más allá de esta distancia, el asentamiento es de poca importancia. Entibando con cuidado, se puede mantener la deformación lateral dentro de la arcilla dentro de un valor menor de 0.5 por ciento de la profundidad de la excavación, en cuyo caso el asentamiento de la superficie es del mismo orden; los asentamientos mucho mayores se deben generalmente a una mano de obra pobre.

Si la excavación es ancha y la arcilla blanda hasta una profundidad grande por debajo del fondo, la deformación lateral abarca una masa ancha y profunda de suelo (figura V.1.d). El asentamiento correspondiente puede extenderse hasta una distancia considerablemente mayor que la profundidad de la excavación.

A medida que aumenta la profundidad, el coeficiente de estabilidad  $N_b$  (capítulo IV) también aumenta, y cuando alcanza valores de 4.0, el asentamiento empieza a crecer rápidamente y se extiende hasta una gran distancia del borde, cualquiera que sea el cuidado con que se entiben las paredes de la excavación. Para valores de  $N_b$  que se acercan a 7 u 8, se produce inevitablemente una rotura por la base y el fondo se levanta (capítulo III).

Si a poca profundidad bajo el fondo de la excavación existe un estrato firme, se reduce mucho la tendencia a la falla por falta de capacidad de carga (capítulo III). Los movimientos también pueden disminuirse hincando pilotes alrededor del contorno de la excavación, hasta que estén firmemente encajados en el estrato firme interior; estos pilotes se apuntalan mientras avanza la excavación.

Mediciones de campo (Terzaghi y Peck 1943) han demostrado que el volumen de arcilla blanda que se mueve hacia adentro de los bordes de un corte, más el que se mueve hacia arriba en el fondo, equivale al volumen de asentamiento alrededor de la excavación. Por lo tanto cualesquiera medidas que puedan tomarse para evitar movimientos laterales o hufamientos se reflejarán en una disminución de los asentamientos, por ello es aconsejable mantener tablestacas bien apoyadas todo el tiempo, e instalar puntales tan pronto como sea

posible al avanzar la excavación.

Por otra parte, la excavación de pilas o el hincado de cajones en arcilla está asociado de la misma manera que las arenas a pérdidas del suelo; el material bajo el fondo de la excavación en cualquier etapa sube hacia la misma. Si los costados permanecen sin apoyo, aún por corto tiempo, también pueden producirse movimientos laterales; estos movimientos pueden producir asentamientos apreciables alrededor de una sola perforación, pero el asentamiento acumulativo, debido a la excavación de muchas pilas en un área pequeña puede ser de varios centímetros o decímetros.

Los inevitables movimientos que se producen al practicar excavaciones anchas y profundas en espesos depósitos de arcilla blanda son en algunos casos demasiado grandes para ser tolerados; se pueden reducir adoptando un método que no implique retirar a un mismo tiempo todo el peso del suelo a excavar del área en consideración. En el método de la zanja o trinchera (Terzaghi y Peck), el primer paso consiste en excavar alrededor de la periferia una zanja profunda que permita construir las paredes perimetrales de la infraestructura a construir; las paredes de la zanja se sostienen con puntales. Como la zanja es angosta, los movimientos en las zonas adyacentes a la misma son mucho menores de los que se producirían si la excavación fuese ancha y de la misma profundidad. En ciertos casos, la zanja se excava sin apuntalar utilizando el método del lodo bentonítico y la pared permanente se construye hormigonando bajo agua por desplazamiento del lodo. Después que se han completado las paredes exteriores se excavan trincheras transversales las que se apuntalan siguiendo un procedimiento similar al utilizado para los perimetrales; el puntal inferior al nivel del fondo está constituido corrientemente por columnas de hormigón que se incorporan a la losa de base de la infraestructura; de esta manera, el lugar a excavar es subdividido por las trincheras y puntales en unidades rectangulares; el suelo situado dentro de estas unidades se excava, a razón de una unidad por vez, y se hormigona la losa de base antes de excavar las unidades adyacentes. Con este procedimiento se reducen sustancialmente las tensiones en el suelo situado debajo de la cota de fundación y, por tanto, los movimientos resultantes.

Como ya se mencionó anteriormente, los asentamientos inevitables pueden reducirse eligiendo procedimientos de construcción que ocasionen menores pérdidas del suelo; en estos se incluye el uso de tablestacas o el uso de forros de cilindros que eliminan las caras verticales expuestas. Si los movimientos son todavía muy grandes, la perforación puede llenarse con un líquido pesado y efectuarse la excavación por medio de un taladro mecánico o una broca rotatoria; pueden reducirse aún más, pero con grandes gastos, usando aire comprimido. Asimismo, pueden obtenerse resultados semejantes hincando tubos gruesos de acero de gran diámetro, extrayendo el suelo por dragado, con chiflones, o por un proceso de lavado semejante al usado para hacer sondeos, o por medio de un chorro de aire comprimido.

Al igual que en la arena, el efecto del abatimiento del nivel freático en arcillas, tiene sus respectivas repercusiones; aumenta en última instancia la presión intergranular; además, debido a la elevada compresibilidad de la arcilla y de varios suelos orgánicos, los asentamientos originados pueden ser demasiado grandes; sin embargo, el proceso de consolidación iniciado al descender el nivel freático, puede requerir considerable tiempo para que se produzca todo el asentamiento; el tiempo depende principalmente de la permeabilidad del material. El asentamiento de la turba y del limo orgánico puede ocurrir muy rápidamente, llegando a ser de varios decímetros. El asentamiento en las arcillas más impermeables puede no ser excesivo durante el relativamente corto periodo de construcción.

Si los mantos compresibles están sobre una capa de arena en la cual se haya hecho descender el nivel freático, los niveles piezométricos pueden disminuir hasta una distancia muy grande de la excavación, los asentamientos correspondientes a los materiales superiores se pueden extender lejos del lugar de la construcción y ser la causa de daños estructurales importantes.

#### **DEFORMACIONES EN EXCAVACIONES EFECTUADAS EN DEPOSITOS ESTRATIFICADOS.**

En algunas localidades, depósitos de arcilla o de otros materiales impermeables están

subyacidos por limos, arenas o gravas permeables; la excavación en pozos abiertos pueden efectuarse sin dificultad a través de los suelos impermeables; sin embargo, si los huecos en los materiales subyacentes están ocupados por agua o gas a presión, los materiales tenderán a romperse, penetrando en el pozo e inundarán cuando menos su parte inferior. En este proceso, los estratos de arcilla pueden socavarse debido a la remoción de la arena subyacente; esto puede producir asentamientos aún a distancia considerable del punto en que se haga la excavación.

Por otra parte cuando se hincan pilotes en materiales sueltos sin cohesión, es probable que la superficie del terreno se asiente, aún cuando el volumen de los pilotes pueda representar una fracción despreciable del volumen del subsuelo. En la mayor parte de los otros materiales, el hincado de un pilote probablemente se asocie a un desalojamiento de un volumen de material igual o menor que el pilote. Cuando se hincan muchos pilotes en una cimentación, especialmente si su separación es pequeña, la superficie del terreno puede levantarse hasta varios decímetros; el levantamiento puede extenderse a distancia considerable de las fronteras del grupo de pilotes y las estructuras situadas dentro de esta distancia se desalojan hacia arriba. En algunos casos, especialmente si los suelos son limosos, los elevados esfuerzos que se producen en la masa de suelo debido a la introducción de los pilotes produce una intensa consolidación, en la que el levantamiento es seguido por asentamientos al cabo de unos cuantos días; en materiales menos permeables como las arcillas, es probable que una porción considerable del levantamiento sea permanente.

#### **DETERMINACION DE LAS DEFORMACIONES EN LOS SUELOS.**

Para mostrar la forma de determinar las deformaciones en un suelo de cimentación, consideremos un elemento de éste, que por su propio peso está sometido al estado de esfuerzos mostrado en la figura V.3.a. Considérese que el estado de esfuerzos se puede sustituir por una presión de confinamiento equivalente al esfuerzo normal en el plano octaédrico  $P_o$ , dada por el promedio de los tres esfuerzos normales:

$$P_o = \frac{P_x + P_y + P_z}{3}$$

suponiendo que las presiones horizontales  $P_x$  y  $P_y$  son iguales entre sí y proporcionales a la presión  $P_z$ , tenemos que:

$$P_x = P_y = K_o P_z$$

dado que  $K_o$  es el coeficiente de presión en reposo del suelo, por lo tanto:

$$P_o = \frac{(1+2K_o) P_z}{3}$$

En la figura V.3.b nos muestra el elemento del suelo sometido a una presión de confinamiento  $P_o$ .

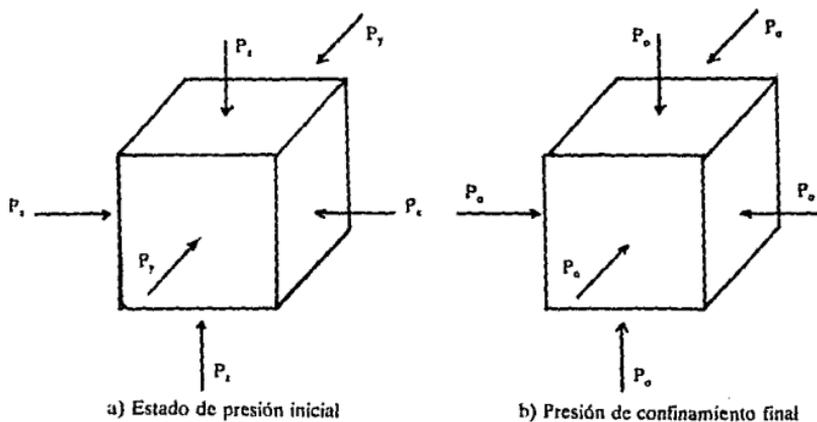


Figura V.3 Presión de confinamiento equivalente.

Suponiendo que se construye una cimentación y esta produce incrementos de esfuerzo normal  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\sigma_z$  en el elemento (figura V.4.a) y estos producen deformaciones verticales y horizontales en el elemento; pero en cimentaciones la deformación que más nos

interesa es la deformación vertical del elemento; y existen diferentes métodos para determinar ésta; el más usual es el que emplea la ley de Hooke, a saber

$$e_z = \frac{[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]}{E}$$

$$\delta_z = e_z H$$

En donde:

$e_z$  = deformación unitaria del elemento.

$E$  = módulo de elasticidad del material.

$\nu$  = relación de Poisson.

$\delta_z$  = deformación total del estrato.

$H$  = espesor del elemento.

Los esfuerzos  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ , y  $\sigma_z$  se pueden obtener con la teoría de Boussinesq, empleando las siguientes ecuaciones, considerando que la carga "q" se encuentra uniformemente distribuida en la superficie de un área rectangular:

para  $\sigma_z$  (Damy 1985):

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{x^2+z^2} + \frac{1}{y^2+z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \text{ang tan} \frac{xy}{zA} \right]$$

para  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  (Dashkó y Kagán 1980):

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2+z^2)A} - \text{ang tan} \frac{zA}{xy} + (1-2\nu) \left( \text{ang tang} \frac{y}{x} - \text{ang tan} \frac{yA}{xz} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2+z^2)A} - \text{ang tan} \frac{zA}{xy} + (1-2\nu) \left( \text{ang tang} \frac{x}{y} - \text{ang tan} \frac{xA}{yz} \right) \right]$$

$$A = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$$

Zeevaert (1973) propone que se haga una corrección al cálculo de las expansiones, afectando las magnitudes de éstas por el factor de expansión dado por:

$$\rho_e = \left( \frac{\sigma_z}{P_o} \right)^{c-1}$$

En donde  $P_o$  es la presión total a la mitad de un estrato dado. El exponente "c" es del orden de 1.5 para la arcilla de la ciudad de México.

Por otra parte, en los suelos ocurren diversos tipos de deformaciones: elástica, plástica, elastoplástica, viscosa, etc., por lo que el valor del módulo de elasticidad (E) se debe tomar de acuerdo con el tipo de suelo y el fenómeno a estudiar. También es necesario aclarar que las relaciones esfuerzo deformación no son lineales; conviene entonces trabajar con un módulo secante de deformación para determinar el valor del módulo de elasticidad correspondiente, tratando de utilizar niveles de esfuerzo lo más cercanos a la realidad.

a) Incrementos de esfuerzo

b) Elemento de suelo en compresión

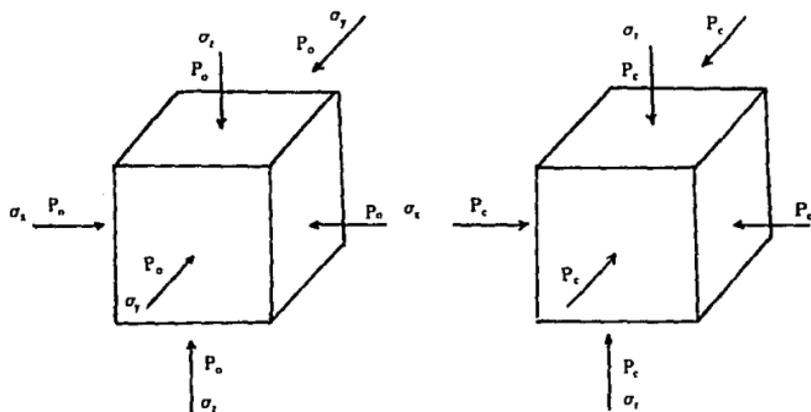


Figura V.4 Elemento de suelo con incrementos de esfuerzo, en una prueba de compresión triaxial.

Es interesante anotar que en un artículo sobre propiedades elásticas de la arcilla de la ciudad de México, Reséndiz et al (1967) mencionan que los valores medios de las expansiones del fondo de las excavaciones resultan mayores de los calculados, por lo que

proponen que se utilicen las envolventes de las magnitudes de los módulos de elasticidad determinados en el laboratorio. Esto confirma la necesidad de reducir de alguna forma las magnitudes de las expansiones instantáneas calculadas, lo que se logra empleando los procedimientos de Zeevaert o Alberro.

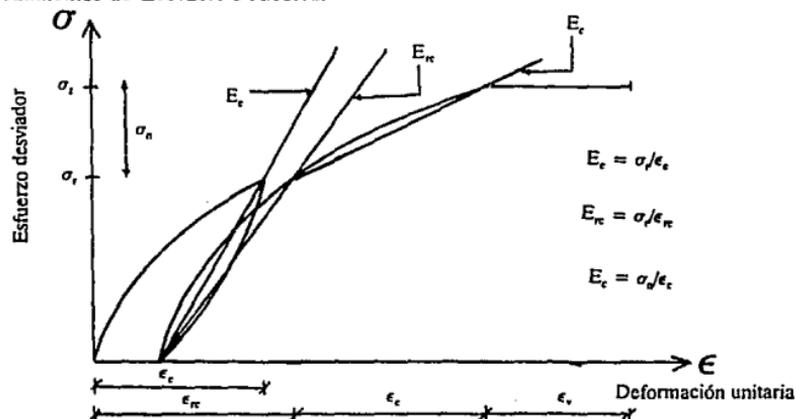


Figura V.5 Determinación de los módulos de deformación.

La determinación de las propiedades de deformación, para el análisis de movimientos en una cimentación, se puede ilustrar considerando un elemento de suelo en una prueba de compresión triaxial, sometido al estado de esfuerzos que se muestra en la figura V.4.b; también consideremos adicionalmente que se trata de una arcilla saturada y que la probeta de suelo tiene un esfuerzo de confinamiento  $P_c$  y un esfuerzo desviador  $\sigma_1$  iniciales, primeramente se reduce el esfuerzo  $\sigma_2$  a cero (para representar la descarga por efecto de la excavación), con lo que se obtiene el módulo de rebote elástico  $E_c$  del suelo (figura V.5). A continuación, manteniendo aplicado el esfuerzo de confinamiento  $P_c$ , se vuelve a aplicar el esfuerzo desviador  $\sigma_1$ , con lo que se determina el módulo de recompresión  $E_{re}$  (figura V.5). Aplicando un esfuerzo de compresión  $\sigma_2$  se presentará un asentamiento adicional debido al incremento de carga  $\sigma_n = \sigma_2 - \sigma_1$ , donde  $\sigma_2$  es el esfuerzo normal debido a la carga total de la estructura, a esta deformación se le puede llamar asentamiento por compresión;

el módulo de deformación correspondiente será  $E_c$  (figura V.5); tenemos entonces tres módulos de deformación:

$$E_e = \frac{\sigma_r}{e_e} \qquad E_{rc} = \frac{\sigma_r}{e_{rc}} \qquad E_c = \frac{\sigma_r}{e_c}$$

Dependiendo del tipo de deformación que se esté determinando, se emplea alguno de los módulos  $E_e$ ,  $E_{rc}$  o  $E_c$  en la ley de Hooke; y finalmente, dado que el suelo es una arcilla saturada manteniendo el esfuerzo  $\sigma$ , constante se presentará una deformación a largo plazo  $\epsilon_z$  (figura V.5).

por lo tanto las propiedades de deformación para una cimentación se puede determinar en una prueba de compresión triaxial; sin embargo este tipo de ensaye resulta difícil de realizar en arcillas saturadas, debido fundamentalmente a que la deformación diferida  $\epsilon_z$ , toma mucho tiempo en dicha prueba; por esta razón las deformaciones debidas al incremento neto de carga, entre las que se encuentra la deformación a largo plazo, se determinan a partir de los resultados de una prueba de consolidación. Además, se han observado (Deméneghi 1989) que los módulos  $E_c$  y  $E_{rc}$  se pueden obtener a partir de una prueba de compresión no confinada, debido a que el esfuerzo cambia poco al ser extraída una muestra de arcilla saturada del terreno natural, es decir, se hace la consideración de que el esfuerzo efectivo en una prueba de compresión no confinada es aproximadamente igual al esfuerzo efectivo de campo. Con el módulo  $E_c$  se obtiene la componente elástica de la deformación debido al incremento neto de carga.

En resumen, la expansión por descarga se determina con el módulo de rebote elástico y el asentamiento por recompresión se determina con el modulo de recompresión; ambos obtenidos de una prueba de compresión no confinada. Con el módulo de rebote elástico se obtiene también la componente elástica de la deformación debida al incremento neto de presión de la cimentación. La componente plástica de la deformación instantánea, y la deformación diferida, ocasionada por el incremento neto de carga de la cimentación, se obtiene a partir de los resultados de una prueba de consolidación (Deméneghi 1989).

En suelos friccionantes se sigue un procedimiento similar al de las arcillas, con la diferencia de que el efecto de la presión de confinamiento es mayor y que el efecto del tiempo es mucho menor en estos materiales. Para suelos granulares existen procedimientos que toman en cuenta en forma explícita el efecto del confinamiento y que la relación esfuerzo deformación en ellos es del tipo no lineal.

Las deformaciones elásticas instantáneas en un rectángulo cargado se pueden calcular de manera aproximada utilizando las expresiones que proporciona la teoría de la elasticidad. El asentamiento de la superficie de un medio semiinfinito, homogéneo e isótropo, bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida "q", está dado por la fórmula de Schleicher.

$$\delta = \left[ q \frac{(1-\nu^2)}{\pi E} \right] \left( L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right)$$

En donde:

B = ancho del rectángulo.

L = longitud del rectángulo.

E = módulo de elasticidad del medio.

$\nu$  = relación de Poisson del medio.

Cuando el medio elástico tiene un espesor H, el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniforme "q" está dado por la fórmula de Steinbrenner:

$$\delta = \left[ \frac{q(1-2\nu)}{\pi E} \right] \left[ L \ln \frac{(B + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{L^2 + H^2}}{L(B+A)} + B \ln \frac{(L + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{B^2 + H^2}}{B(L+A)} \right]$$

$$+ \left( \frac{q}{2\pi E} \right) (1-\nu-2\nu^2) H \operatorname{ang} \operatorname{tang} \frac{LB}{HA}$$

$$A = \sqrt{L^2 + B^2 + H^2}$$

Cuando existe un medio estratificado formado por "n" estratos de propiedades elásticas E y  $\nu$ , el asentamiento de la superficie se puede calcular utilizando la ley de Hooke, (descrita anteriormente) para cada estrato.

#### **REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.**

Como ya se ha discutido anteriormente, cuando se hace una excavación en el suelo, el fondo de esta presenta deformaciones, ocasionadas por la respuesta de las componentes elásticas del suelo; esta deformación ocurre a corto plazo por lo que se le conoce como expansión inmediata o expansión instantánea. Por lo general se observa que al hacer una excavación profunda, se presentan cuatro tipos de movimientos:

- a) Expansión inmediata del fondo de la excavación, en una arcilla saturada ocurre a volumen constante.
- b) Asentamiento inmediato debido a la recuperación de la expansión, se denomina asentamiento por recompresión; en una arcilla saturada también ocurre a volumen constante.
- c) Asentamiento instantáneo debido al incremento neto de carga; en una arcilla saturada ocurre a volumen constante.
- d) Asentamiento diferido debido al incremento neto de carga y se debe a la expulsión del agua de la arcilla saturada.

Los reglamentos de construcción especifican los diferentes movimientos que se deben revisar en una cimentación, los cuales dependen de cada caso en particular. Por ejemplo, las Normas de Cimentaciones del Distrito Federal establecen que para una cimentación compensada se deben revisar los estados límite de servicio que se indicaron anteriormente; cabe aclarar que este criterio se puede aplicar en general a cimentaciones superficiales, profundas, etc, con las modalidades propias de la cimentación.

## VI CONCLUSIONES

Más que una conclusión a este trabajo, quisiera hacer en forma resumida una descripción de las recomendaciones necesarias en toda obra de Ingeniería Civil, y en especial a las que tengan que ver con los trabajos de excavaciones.

Como mencioné al principio de esta tesis, los estudios geotécnicos presentan una parte importante de la excavación, ya que nos darán la secuencia ordenada de las etapas de los trabajos que se deben seguir en una excavación a ejecutar; un estudio geotécnico esencialmente consiste en adoptar el criterio que es usual seguir en mecánica de suelos: en el que primero se realiza la exploración del sitio para conocer la estratigrafía y estimar las propiedades mecánicas del suelo, con esta información se puede hacer el análisis geotécnico preliminar de las alternativas posibles, que a su vez permiten definir los aspectos más significativos de cada solución considerada. Tomando esta nueva información como base, se pueden identificar los objetivos de las mediciones piezométricas, del muestreo inalterado y de las pruebas de laboratorio necesarias para efectuar el diseño geotécnico definitivo. Adicionalmente se observa el comportamiento de las estructuras ya construidas, para validar, rechazar o modificar los criterios de diseño.

Porque una excavación no puede verse como un trabajo aislado de los objetivos mismos de la cimentación, es decir sin atender las características y el uso que se le dará a la estructura que ahí se ha de alojar, he hecho el siguiente resumen -que considero necesario en todo trabajo de excavación- basado en las ideas antes mencionadas.

**EXPLORACION GEOTECNICA.** Tiene por objetivo determinar con precisión la estratigrafía a lo largo del proyecto, conocer las condiciones de presión del agua del subsuelo y obtener una información preliminar de las propiedades mecánicas del suelo; esta información hace factible el análisis geotécnico preliminar del problema, lo que a su vez permitirá fundamentar los objetivos y alcances de la etapa posterior de muestreo inalterado. La información de los sondeos de la exploración sirve para definir los estratos característicos del suelo, así como sus espesores; las condiciones de presión del agua se pueden determinar

de manera confiable con piezómetros abiertos, localizados en los estratos permeables.

**DISEÑO GEOTECNICO PRELIMINAR.** Con la información geotécnica, tanto de la estratigrafía como de la determinación indirecta de las propiedades mecánicas del suelo, se puede efectuar un análisis preliminar de soluciones factibles, considerando los siguientes aspectos: a) estabilidad general de la excavación (revisión de las posibles fallas de fondo por subpresión y por resistencia al corte), b) empujes horizontales sobre los muros, c) estimación de las expansiones y los asentamientos, y d) definición de las necesidades de abatimiento del nivel freático durante la construcción y valor admisible de la subpresión.

**INFORMACION GEOTECNICA DE DETALLE.** La instrumentación para la etapa del proyecto se enfoca a determinar de manera precisa las condiciones piezométricas del subsuelo, con el fin de conocer la distribución de los esfuerzos efectivos con la profundidad necesaria para el diseño geotécnico definitivo. De ser necesario se instalan estaciones piezométricas compuestas de un tubo de observación del nivel freático, y un mínimo de tres piezómetros en cada estación.

Por lo que respecta a muestreo inalterado, se puede elaborar un programa de muestreo selectivo, en donde será necesario especificar el número y profundidad de los sondeos, así como el muestreador más adecuado para cada estrato; las pruebas de laboratorio tienen por objetivo obtener los parámetros de resistencia al corte y los módulos de deformación en muestras inalteradas, necesarias para el diseño geotécnico definitivo.

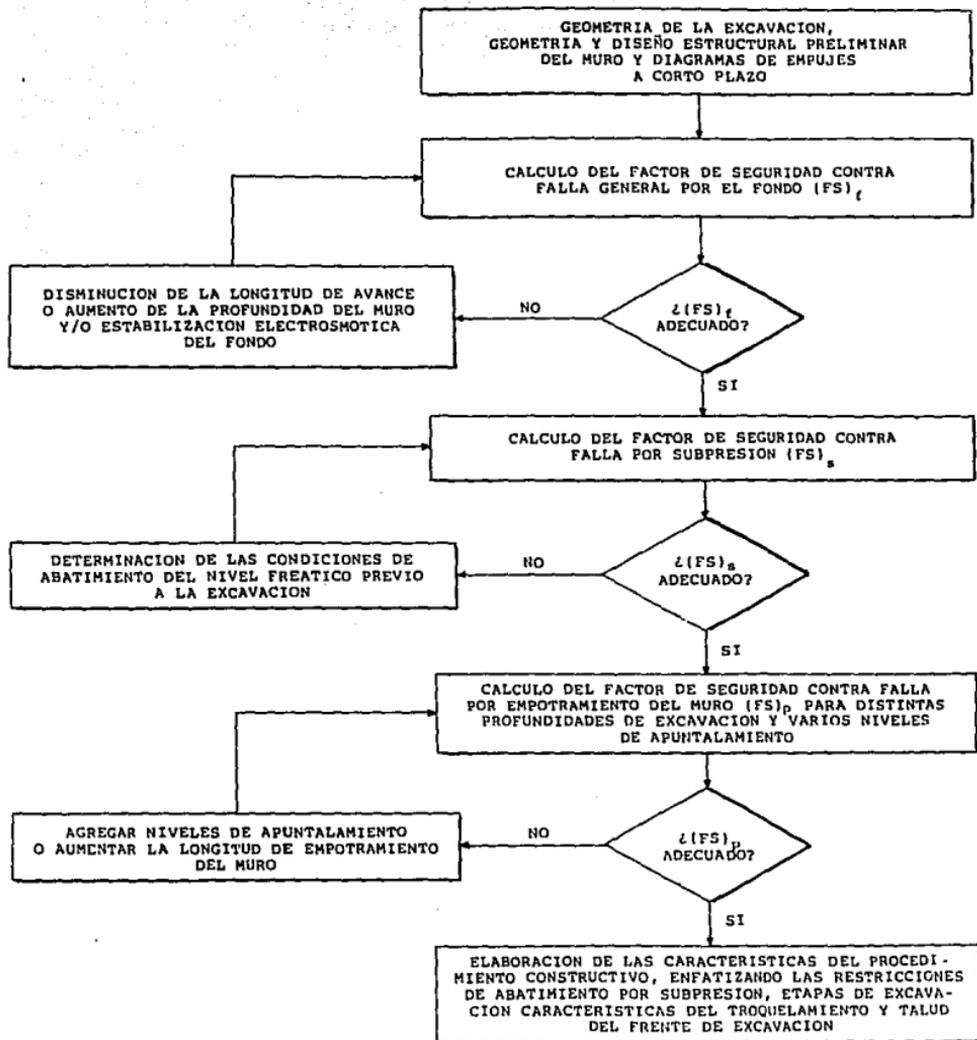
**DISEÑO GEOTECNICO DEFINITIVO.** Los perfiles y cortes geotécnicos tienen por objetivo elaborar un corte a lo largo del tramo en estudio, integrado por todos los perfiles geotécnicos de los sondeos realizados, donde se resume: a) la clasificación de los suelos, b) el tipo de muestreador y las profundidades en que se emplearon, c) las propiedades mecánicas indicando la profundidad de la muestra y tipo de prueba, y d) las condiciones piezométricas.

Los empujes horizontales determinan la distribución del empuje sobre el muro de contención o tablestacado durante la construcción y funcionamiento de la estructura; para su análisis se consideran los siguientes factores: a) la estratigrafía y propiedades mecánicas del suelo, b) solución estructural, c) distribución y magnitud de la sobrecarga en la superficie, y d) el procedimiento constructivo más conveniente.

La revisión de la estabilidad de la excavación tiene por objetivo principal estimar los factores de seguridad contra la falla de la excavación en las distintas etapas de la construcción, considerando los siguientes tipos de falla: a) por subpresión, b) por deficiencia de la resistencia al corte, c) por falla del empotramiento del muro de contención o tablestacado, y d) del talud de avance de la excavación; con estos análisis se define la longitud de cada uno de los tramos de la excavación, la secuencia de excavación y el número de niveles de apuntalamiento. En la siguiente página se muestra en forma de diagrama de flujo, la secuencia para la revisión de la estabilidad de la excavación. Cabe aclarar que este diagrama de flujo está hecho en especial para excavaciones profundas, en las que no se tiene espacio disponible para tender un talud temporal, por razones constructivas que pueden ser colindancias con otros edificios, o colindancias con la vía pública y que por razones obvias, no se pueden invadir.

Por otra parte se hace el análisis de expansiones y asentamientos de cada una de las etapas constructivas de la estructura durante su vida útil, en el cálculo se analizarán las siguientes deformaciones: a) la expansión inicial asociada a la excavación, b) el asentamiento por recuperación de las expansiones ocurridas durante la construcción, c) asentamiento por el incremento neto de carga (si es el caso), y d) el asentamiento diferido final debido a la expulsión del agua (consolidación). En cada caso particular se verifica que las expansiones y asentamientos no dañen a instalaciones existentes ni afecten el funcionamiento posterior de la estructura.

**RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCION.** El informe geotécnico debe contener las recomendaciones específicas relativas al proceso de construcción, basados en los análisis



SECUENCIA DE CALCULO PARA ANALIZAR LA ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION

de empujes laterales, de estabilidad de taludes y del fondo de la excavación, así como en la definición de abatimiento del nivel freático previo a la excavación. Estas recomendaciones deben cubrir principalmente los siguientes aspectos:

- a) Trabajos preliminares. Son todos aquellos que se requieren antes de comenzar la excavación, como por ejemplo la protección de las estructuras vecinas, etc.
- b) Instrumentación para el trabajo de la excavación. Se debe definir el tipo y distribución de instrumentos de medición de campo para determinar la evolución del nivel freático, así como los movimientos verticales y horizontales de la excavación y estructuras vecinas; deberá también considerarse la conveniencia de medir las cargas en los puntales.
- c) Abatimiento del nivel freático. Una vez verificada la necesidad del bombeo, se elaboran especificaciones para las instalaciones de abatimiento del nivel freático previo a la excavación, incluyendo: definición del tipo de bombeo, distribución y profundidad de los pozos, y el tiempo mínimo de bombeo antes de iniciar la excavación. Debe analizarse también la influencia de la influencia de la subpresión en los estratos permeables.

En los capítulos anteriores, al tratar el tema de excavaciones profundas y hablar de abatimiento del nivel freático, nos estamos refiriendo principalmente al abatimiento del nivel piezométrico o presión hidráulica ; ya que en este tipo de suelo, el nivel freático difícilmente puede descender sustancialmente.

Es importante destacar que el bombeo necesario para abatir los niveles piezométricos del agua del subsuelo debe realizarse en el menor tiempo posible, con el objeto de no ocasionar asentamientos importantes por consolidación del subsuelo. En este sentido, la excavación deberá realizarse en el menor tiempo posible, por la razón apuntada antes. En el caso de que el período de bombeo sea relativamente grande, deberán calcularse los asentamientos por consolidación debidos a la extracción del agua del subsuelo, que deberán sumarse algebraicamente a las expansiones elásticas por descarga del terreno.

- d) Procedimiento de excavación. Con el objeto de asegurar la estabilidad general de la excavación, y mantener la magnitud de las expansiones y asentamientos dentro de los límites previstos en el análisis geotécnico, se deben elaborar todas las especificaciones relativas al

avance, colocación de los puntales y manejo del nivel freático. Finalmente, con el fin de prevenir que las deformaciones laterales de la tablestaca sean excesivas, los puntales del ademe se deberán colocar inmediatamente después de llegar la excavación al nivel correspondiente. De esta forma se pueden reducir al mínimo las deformaciones horizontales de las paredes de la excavación.

**COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.** El comportamiento de la estructura podrá regirse por observaciones a corto y largo plazo, las mediciones que deberán efectuarse rutinariamente son: a) asentamientos y expansiones, b) deformaciones horizontales, superficiales y en la masa de suelo, y c) variaciones en la presión del agua.

Además, es necesario llevar a cabo nivelaciones periódicas de las estructuras colindantes con el propósito de prever que los movimientos reales no excedan a los calculados, y así poder tomar medidas preventivas en caso de que éstas se requieran.

### APENDICE.

Proyecto: edificio de seis niveles con las siguientes características.

Area de cimentación	16.5 m x 39.8 m
Carga muerta	3400 ton.
Carga viva media	680 ton.
Carga viva máxima	300 ton.
Carga viva instantánea	1600 ton.
Momento de volteo sísmico	7700 ton·m
Profundidad de desplante de la cimentación	2.43 m
Estratigrafía y propiedades del subsuelo (sondeo mixto con tubo Shelby y penetración Standard).	

#### Estrato 1: limo areno-arcilloso.

$w = 79.9 \%$	$c = 2.5 \text{ t/m}^2$	$E_c = 72.6 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 51.4 \text{ kg/cm}^2$
$G_{Din} = 50.3 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$	Prof. 0.0 - 4.6 m	

#### Estrato 2: limo arcilloso.

$w = 360.2 \%$	$c = 2.0 \text{ t/m}^2$	$E_c = 56.1 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 39.3 \text{ kg/cm}^2$
$G_{Din} = 38.1 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 1.14 \text{ t/m}^3$	Prof. 4.6 - 7.8 m	

#### Estrato 3: arcilla limosa.

$w = 470.4 \%$	$c = 1.5 \text{ t/m}^2$	$E_c = 50.5 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 34.9 \text{ kg/cm}^2$
$G_{Din} = 35.8 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 1.11 \text{ t/m}^3$	Prof. 7.8 - 9.6 m	

#### Estrato 4: arena limosa.

$w = 64.1 \%$	$N = 18 \text{ golpes}$	$E_c = 120. \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 85.1 \text{ kg/cm}^2$
$G_{Din} = 69.2 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$	Prof. 9.6 - 10.6 m	

#### Estrato 5: limo arcilloso.

$w = 270.5 \%$	$c = 2.0 \text{ t/m}^2$	$E_c = 51.0 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 36.4 \text{ kg/cm}^2$
$G_{Din} = 30.0 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 1.18 \text{ t/m}^3$	Prof. 10.6 - 11.4 m	

**Estrato 6: limo arcillo-arenoso.**

$w = 111.8 \%$	$c = 2.2 \text{ t/m}^2$	$E_c = 43.3 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 30.1 \text{ kg/cm}^2$
$G_{\text{Din}} = 27.5 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 1.38 \text{ t/m}^3$	Prof. 11.4 - 14.2 m	

**Estrato 7: arcilla limosa.**

$w = 289.0 \%$	$c = 3.0 \text{ t/m}^2$	$E_c = 51.2 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 38.5 \text{ kg/cm}^2$
$G_{\text{Din}} = 35.6 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 1.17 \text{ t/m}^3$	Prof. 14.2 - 17.6 m	

**Estrato 8: limo arcilloso.**

$w = 182.7 \%$	$c = 2.3 \text{ t/m}^2$	$E_c = 55.5 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 42.3 \text{ kg/cm}^2$
$G_{\text{Din}} = 42.5 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 1.27 \text{ t/m}^3$	Prof. 17.6 - 20.4 m	

**Estrato 9: limo arcilloso.**

$w = 191.7 \%$	$c = 1.9 \text{ t/m}^2$	$E_c = 59.3 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 45.8 \text{ kg/cm}^2$
$G_{\text{Din}} = 42.0 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 1.25 \text{ t/m}^3$	Prof. 20.4 - 26.9 m	

**Estrato 10: limo arcilloso.**

$w = 166.7 \%$	$c = 2.4 \text{ t/m}^2$	$E_c = 73.3 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 55.4 \text{ kg/cm}^2$
$G_{\text{Din}} = 48.5 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 1.28 \text{ t/m}^3$	Prof. 26.9 - 36.0 m	

**Estrato 11: arena limosa.**

$w = 54.2 \%$	$N = 62 \text{ golpes}$	Prof. 36.0 - 42.3 m	
$\gamma = 1.66 \text{ t/m}^3$			

Profundidad del sondeo: 42.3 m

Profundidad del nivel freático: 1.0 m

**NOMENCLATURA.**

$w$  = Contenido natural de agua.

$\gamma$  = Peso volumétrico natural del suelo.

$c$  = Cohesión aparente, determinada en prueba triaxial rápida.

$E_c$  = Módulo de rebote elástico, determinado en prueba de compresión no confinada.

$E_c$  = Módulo de deformación, determinada en prueba de compresión no confinada.

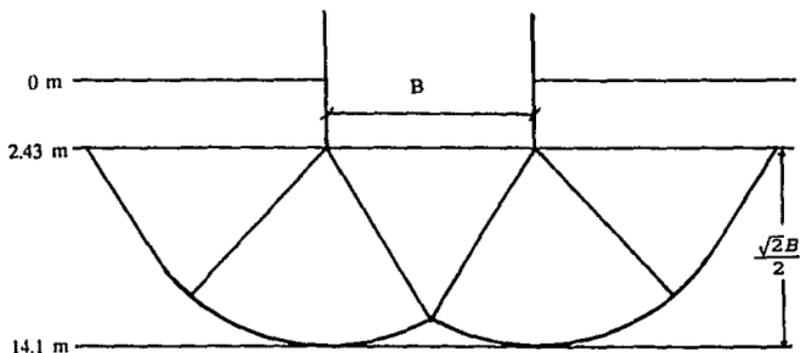
$G_{\text{din}}$  = Módulo de rigidez al cortante dinámico, determinado en prueba del péndulo de torsión.

$N$  = Número de golpes en prueba de penetración estándar.

### REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA.

Para la primera combinación de acciones solo se considera la carga viva máxima y la carga muerta, no se considera sismo. Por lo tanto se deberá cumplir que:

$$\frac{\Sigma Q \cdot F_c}{A} < C_u N_c F_{Rr} + P_v$$



Cálculo del primer miembro de la desigualdad:

$$\frac{\Sigma F_c}{A} = \frac{(2300+3400)(1.4)}{(16.5)(39.8)} = 12.15 \text{ t/m}^2$$

Cálculo del segundo miembro de la desigualdad:

Se obtendrá un promedio pesado de la cohesión del suelo entre las profundidades de 2.43 m y 14.1 m (no se considera el estrato de arena por razones obvias).

$$C_m = \frac{3.5(2.17) + 2(3.2) + 1.5(1.8) + 2(0.8) + 2.2(2.7)}{(11.67-1)} = 2.08 \text{ t/m}^2$$

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) = 5.14 \left( 0.25 \frac{2.43}{16.5} + 0.25 \frac{16.5}{39.8} \right) = 5.88$$

como la cimentación quedará apoyada en el primer estrato:

$$P_v = \gamma (D_f) = 1.52 (2.43) = 3.69 \text{ t/m}^2$$

$$F_R = 0.70$$

$$C_u N_c F_R + P_v = 2.08 (5.88) (0.7) + 3.69 = 12.25 \text{ t/m}^2$$

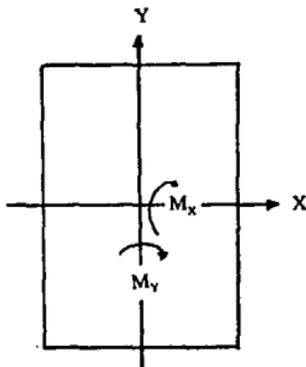
$$12.15 \text{ t/m}^2 < 12.25 \text{ t/m}^2$$

Por lo tanto se cumple la desigualdad del estado límite de falla para la primera combinación de acciones.

Para la segunda combinación de acciones se considera carga muerta, carga viva y vargas accidentales.

$$M = 7700 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$e = \frac{M}{\Sigma Q}$$



El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, establece que el momento se tome 100% en una dirección y 30% en la otra dirección.

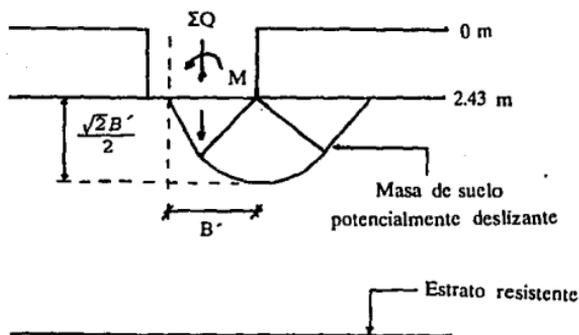
$$M_y \text{ 100\% del momento} \quad M_y = 7700 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_x \text{ 30\% del momento} \quad M_x = 7700(0.3) = 2310 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$e_x = \frac{M_y}{\Sigma Q} = \frac{7700}{1600+3400} = 1.54 \text{ m} \quad e_y = \frac{M_x}{\Sigma Q} = \frac{2310}{1600+3400} = 0.46 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e_x = 16.5 - 2(1.54) = 13.42 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_y = 39.8 - 2(0.46) = 38.88 \text{ m}$$



Se debe cumplir:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A'} \leq C_u N_c F_R f + P_v$$

Cálculo del primer miembro de la desigualdad:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A'} = \frac{(1600+3400) 1.1}{13.42 \times 38.88} = 10.54 \text{ t/m}^2$$

Cálculo del segundo miembro de la desigualdad: (se obtendrá un promedio pesado de la cohesión así como del peso volumétrico de la masa de suelo potencialmente deslizante, que se encuentra entre las profundidades de 2.43 m y 11.92 m)

$$C_m = \frac{2.5(2.17) + 2(3.2) + 1.5(1.8) + 2(0.8) + 2.2(0.52)}{9.49-1} = 2.03 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_m = \frac{1.5(2.17) + 1.14(3.2) + 1.1(1.8) + 1.18(0.8) + 1.38(0.52)}{9.49} = 1.29 \text{ t/m}^3$$

$$f = 1 - \frac{0.12 f_c C_s b \gamma}{F_R C_u} = 1 - \frac{0.12(1.1)(0.1)(13.42)(1.29)}{(0.7)(2.03)} = 0.839$$

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 25 \frac{D_f}{B} + 25 \frac{B'}{L} \right) = 5.14 \left( 1 + 25 \frac{2.43}{13.42} + 25 \frac{13.42}{38.8} \right) = 5.82 \text{ t/m}^2$$

$$P_v = \gamma D_f = 2.43(1.52) = 3.69 \text{ t/m}^2$$

$$C_u N_c F_R f + P_v = 2.03(5.82)(0.7)(0.839) + 3.69 = 10.63 \text{ t/m}^2$$

$$10.54 \text{ t/m}^2 < 10.63 \text{ t/m}^2$$

Por lo tanto se cumple la desigualdad para la segunda combinación de acciones el estado límite de falla.

### REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.

a) Expansión por efecto de la excavación.

$$X = \frac{B}{2}, \quad Y = \frac{L}{2}, \quad q = \gamma D_f, \quad v = 0.45 \text{ arcillas}, \quad v = 0.25 \text{ arenas}$$

En la columna 10 de la siguiente tabla se ha calculado la expansión de cada estrato utilizando las fórmulas para obtener los esfuerzos normales verticales y la Ley de Hooke para la deformación, estas fórmulas fueron presentadas en el capítulo V.

Las magnitudes para Z y H, así como la deformación están en metros; y para los esfuerzos en ton/m<sup>2</sup>

EST	Z	v	E <sub>v</sub>	σ <sub>z</sub>	σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	ε <sub>z</sub>	H	δ <sub>z</sub>
1	1.08	0.45	726	3.6864	2.9898	3.0602	0.0013	2.17	0.0029
2	3.77	0.45	561	3.5668	1.7131	2.2505	0.0032	3.2	0.0102
3	6.27	0.45	505	3.2771	0.9567	1.6408	0.0042	1.8	0.0075
4	7.67	0.25	1200	3.0713	0.4487	0.8986	0.0023	1.0	0.0023
5	8.57	0.45	510	2.9330	0.5582	1.2129	0.0042	0.8	0.0034
6	10.37	0.45	433	2.6588	0.3708	0.9549	0.0049	2.8	0.0133
7	13.47	0.45	512	2.2243	0.1897	0.6331	0.0036	3.4	0.0123
8	16.57	0.45	555	1.8581	0.1008	0.4226	0.0029	2.8	0.0082
9	21.22	0.45	593	1.4304	0.0405	0.2356	0.0022	6.5	0.0143
10	29.02	0.45	733	0.9551	0.0077	0.0950	0.0012	9.1	0.0113

Expansión total = 0.0857 m

b) Asentamiento inmediato debido a la recuperación del terreno. En la práctica el asentamiento instantáneo debido a la recuperación del terreno es aproximadamente igual a la expansión inmediata debida a la excavación del terreno.

Asentamiento total = 0.0857 m

c) Asentamiento instantáneo debido al incremento neto de carga.

$$P. U._{\max} = \frac{C. M. + C. V. M.}{A} = \frac{3400 + 2300}{A} = 8.68 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{neto max.}} = P. U._{\text{max.}} - \gamma D_f = 8.68 - 2.43(1.52) = 4.99 \text{ t/m}^2$$

EST	Z	v	E <sub>c</sub>	$\sigma_z$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$e_z$	H	$\delta_r$
1	1.08	0.45	514	4.9851	4.0431	4.1383	0.0025	2.17	0.0055
2	3.77	0.45	393	4.8234	2.3166	3.0434	0.0061	3.2	0.0196
3	6.27	0.45	349	4.4316	1.2938	2.2189	0.0082	1.8	0.0147
4	7.67	0.25	851	4.1533	0.6067	1.2152	0.0043	1.0	0.0043
5	8.57	0.45	364	3.9668	0.7548	1.6402	0.0079	0.8	0.0063
6	10.37	0.45	301	3.5955	0.5015	1.2913	0.0093	2.8	0.0259
7	13.47	0.45	385	3.0080	0.2566	0.8561	0.0065	3.4	0.0221
8	16.57	0.45	423	2.5128	0.1363	0.5715	0.0052	2.8	0.0145
9	21.22	0.45	458	1.9343	0.0547	0.3186	0.0039	6.5	0.0251
10	29.02	0.45	554	1.2915	0.0104	0.1285	0.0022	9.1	0.0209

Asent. inst. debido al incr. neto de carga = 0.1582 m

d) Asentamiento diferido inducido por el incremento neto de carga, se debe a la expulsión del agua en la arcilla saturada.

$$P. U._{\text{medio}} = \frac{C. M. + C. V._{\text{media}}}{A} = \frac{3400 + 680}{16.5 \times 39.8} = 6.21 \text{ t/m}^2$$

El incremento neto de presión total vale:

$$6.21 - 1.52(2.43) = 2.5164 \text{ t/m}^2$$

El incremento neto de presión efectiva vale:

$$4.78 - 2.2636 = 2.5161 \text{ t/m}^2$$

Por lo tanto  $q_{\text{neto}} = 2.5164 \text{ t/m}^2$

$$\text{Para } Z_{3.5} = 1.07 \text{ m} \quad \sigma_z = 2.5140 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } Z_{9.3} = 6.87 \text{ m} \quad \sigma_z = 2.1761 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } Z_{18.25} = 15.82 \text{ m} \quad \sigma_z = 1.3232 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } Z_{21.25} = 18.82 \text{ m} \quad \sigma_z = 1.1146 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } Z_{24.5} = 22.07 \text{ m} \quad \sigma_z = 0.9313 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Para } Z_{29.5} = 27.07 \text{ m} \quad \sigma_z = 0.7173 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{P}_0 = P - u, \quad \bar{P}_{0t} = \bar{P}_0 + \Delta P, \quad \Delta e = e_0 - e_t, \quad \delta_z = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \Delta_z$$

Para el primer estrato (profundidad de la muestra 3.5 m)

$$P_{0-3.5} = 2.82 \text{ t/m}^2 \quad c_0 = 1.49$$

$$P_{t-3.5} = 2.82 + 2.5140 = 5.334 \text{ t/m}^2 \quad c_t = 1.47$$

$$\Delta_e = 1.49 - 1.47 = 0.02 \quad \Delta_z = 4.6 - 2.43 = 2.17 \text{ m}$$

$$\delta_z = \frac{0.02}{1 + 1.49} (2.17) = 0.1743 \text{ m}$$

Para el tercer estrato (profundidad de la muestra 9.3 m)

$$P_{0-9.3} = 4.01 \text{ t/m}^2 \quad c_0 = 7.4$$

$$P_{t-9.3} = 4.01 + 2.1761 = 5.334 \text{ t/m}^2 \quad c_t = 7.25$$

$$\Delta_e = 7.4 - 7.25 = 0.15 \quad \Delta_z = 9.6 - 7.8 = 1.8 \text{ m}$$

$$\delta_z = \frac{0.15}{1 + 7.4} (1.8) = 0.03214 \text{ m}$$

Para el octavo estrato (profundidad de la muestra 18.25 m)

$$P_{0-18.25} = 6.5995 \text{ t/m}^2 \quad c_0 = 7.3$$

$$P_{t-18.25} = 6.5995 + 1.3232 = 7.9297 \text{ t/m}^2 \quad c_t = 7.1$$

$$\Delta_c = 7.3 - 7.1 = 0.2$$

$$\Delta_z = 20.4 - 17.6 = 2.8 \text{ m}$$

$$\delta_z = \frac{0.2}{1+7.3} (2.8) = 0.06747 \text{ m}$$

Para el noveno estrato (profundidad de las muestras 21.25 m y 24.5 m)

$$P_{0-21.25} = 7.4549 \text{ t/m}^2$$

$$c_0 = 5.64$$

$$P_{t-21.25} = 7.4549 + 1.1116 = 8.5695 \text{ t/m}^2$$

$$c_t = 5.55$$

$$\Delta_c = 5.64 - 5.55 = 0.09$$

$$\Delta_z = 26.9 - 20.4 = 6.5 \text{ m}$$

$$\delta_z = \frac{0.09}{1+5.64} (6.5) = 0.08810 \text{ m}$$

$$P_{0-24.5} = 8.2274 \text{ t/m}^2$$

$$c_0 = 8.2$$

$$P_{t-24.5} = 8.2274 + 0.9313 = 9.15875 \text{ t/m}^2$$

$$c_t = 8.1$$

$$\Delta_c = 8.2 - 8.1 = 0.10$$

$$\Delta_z = 26.9 - 20.4 = 6.5 \text{ m}$$

$$\delta_z = \frac{0.10}{1+8.2} (6.5) = 0.07065 \text{ m}$$

$$\delta_{prom.} = \frac{0.08810 + 0.07065}{2} = 0.07935 \text{ m}$$

Para el décimo estrato (profundidad de la muestra 29.5 m)

$$P_{0-29.5} = 9.5554 \text{ t/m}^2$$

$$c_0 = 6.28$$

$$P_{t-29.5} = 9.5554 + 0.7173 = 10.2727 \text{ t/m}^2$$

$$c_t = 6.24$$

$$\Delta_c = 6.28 - 6.24 = 0.04$$

$$\Delta_z = 36.0 - 26.9 = 9.1 \text{ m}$$

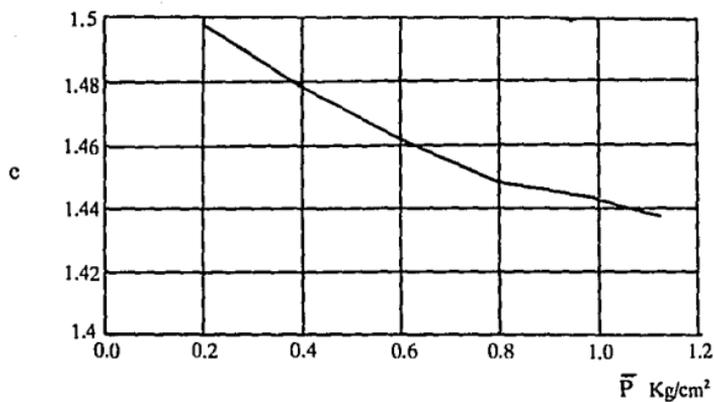
$$\delta_z = \frac{0.04}{1+6.28} (9.1) = 0.05 \text{ m}$$

$$\delta_{total} = 0.01743 + 0.03214 + 0.06747 + 0.07935 + 0.05 = 0.2464 \text{ m}$$

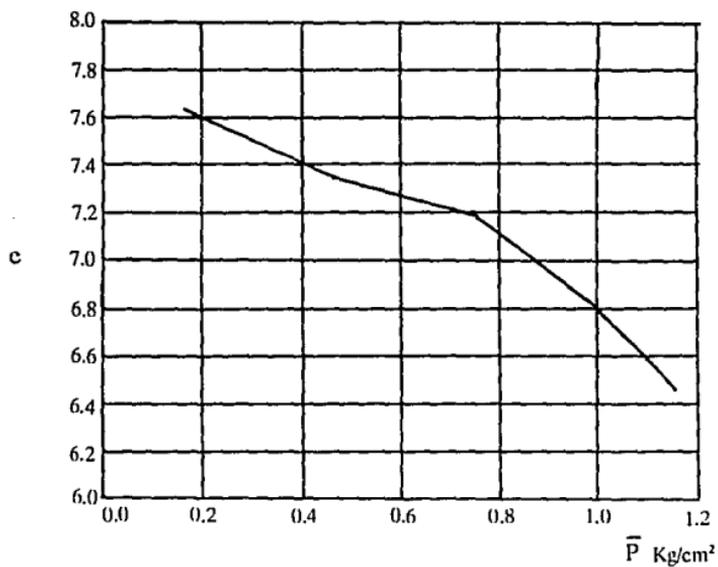
ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

## CURVAS DE COMPRESIBILIDAD.

Prof. 3.0 m a 4.0 m



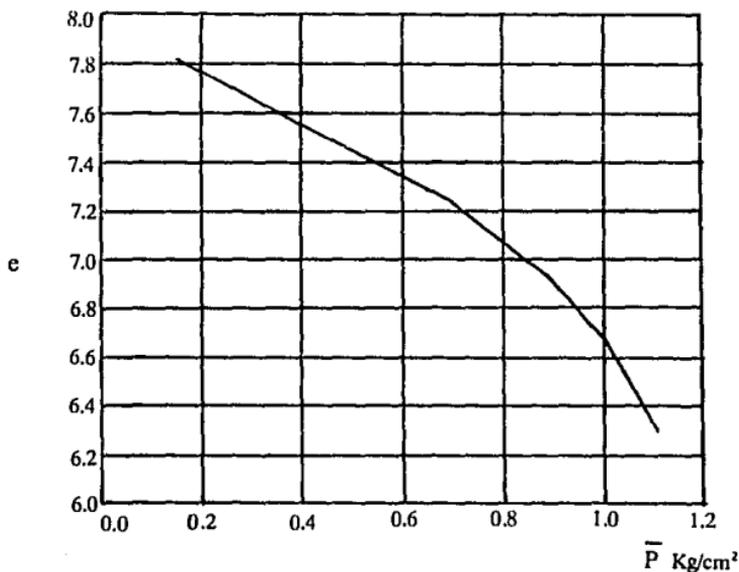
Prof. 9.0 m a 9.6 m



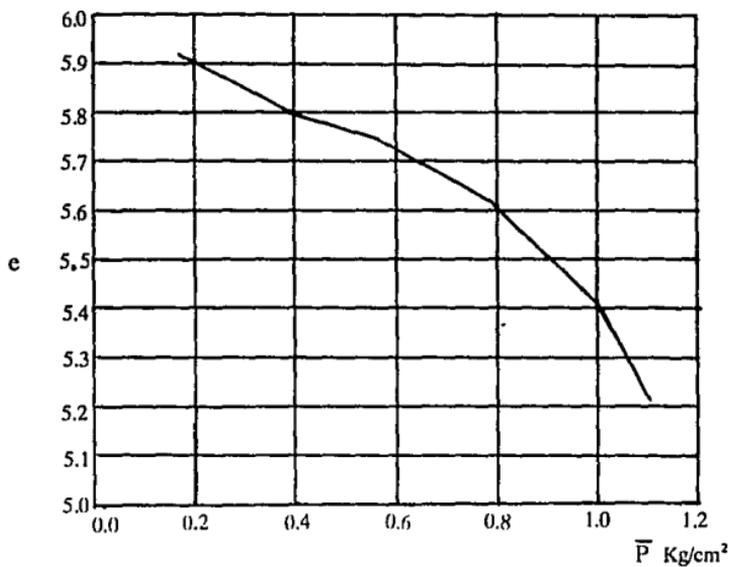
### CURVAS DE COMPRESIBILIDAD.

Prof. 18.0 m a 18.5 m

81



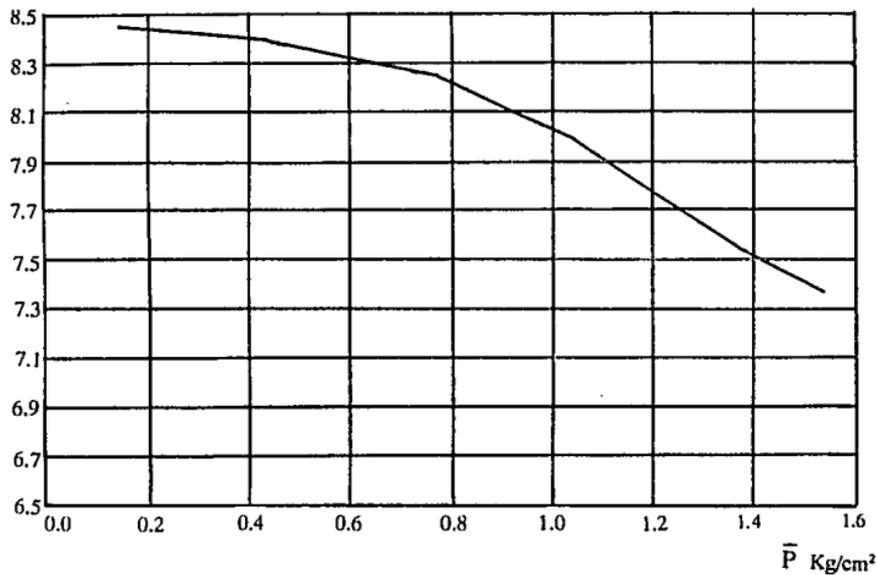
Prof. 21.0 m a 21.5 m



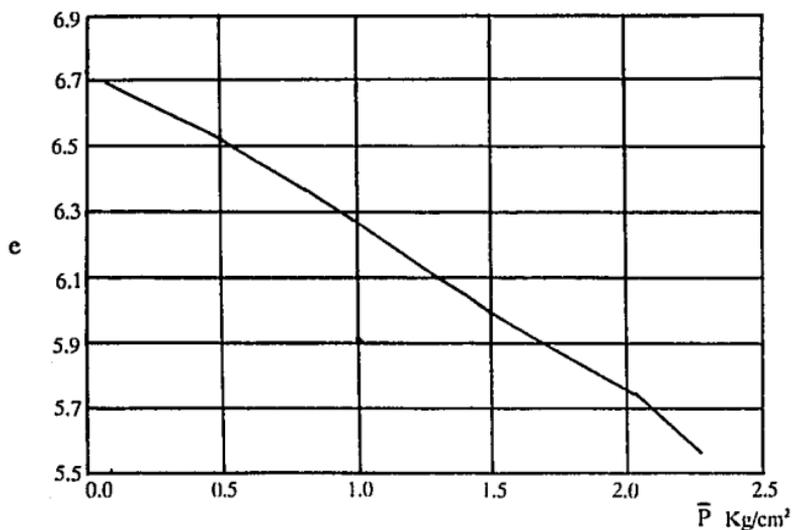
# CURVAS DE COMPRESIBILIDAD.

Prof. 24.0 m a 24.5 m

82



Prof. 29.0 m a 30.0 m



Diagramas de presión total, presión hidráulica y presión efectiva en los diferentes estratos.

$$P_t = \gamma h$$

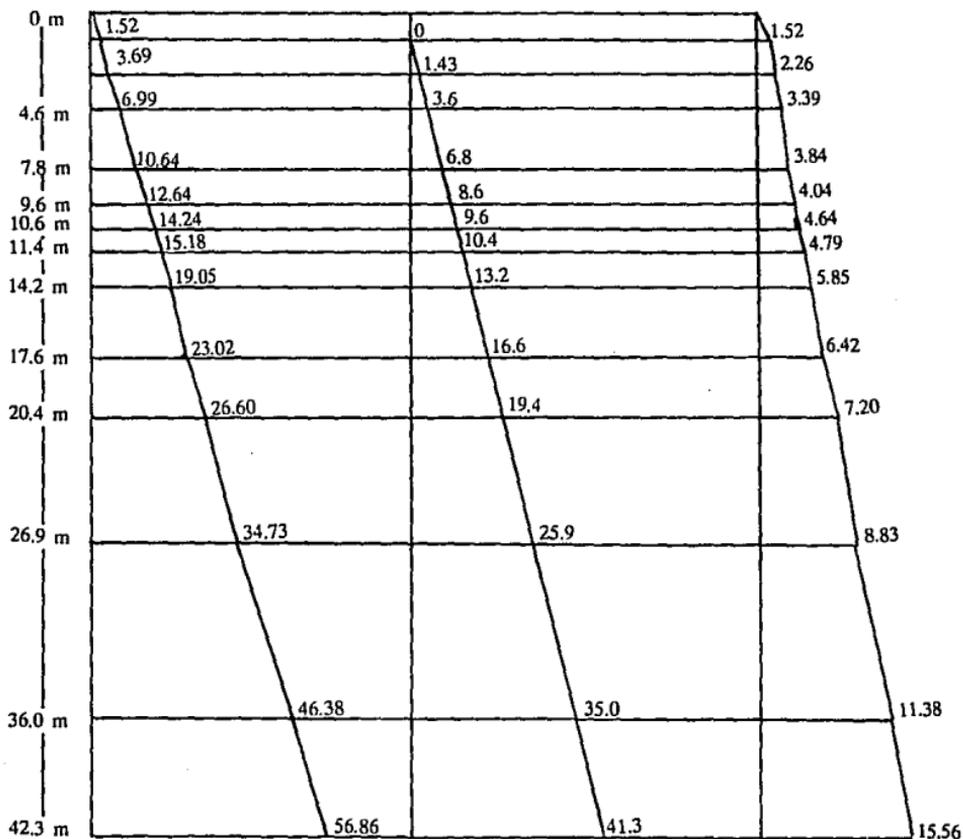
$$t/m^2$$

$$u = \gamma_w h$$

$$t/m^2$$

$$\bar{P} = P_t - u$$

$$t/m^2$$



### DETERMINACION DEL GIRO DE LA CIMENTACION.

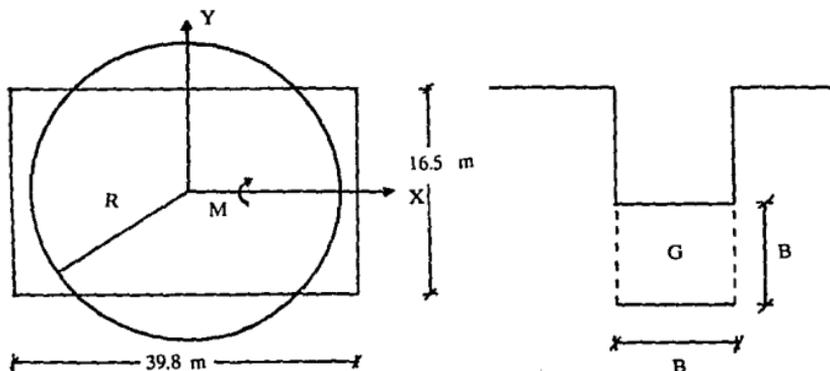
$$I = \frac{\pi R^4}{4} \quad \rightarrow \quad R_r = \left( \frac{4I}{\pi} \right)^{1/4}$$

$$I_{x_x} = \frac{39.8 (16.5)^3}{12} = 14898.88 \text{ m}^4$$

$$R_r = \left( \frac{4(14898.88)}{\pi} \right)^{1/4} = 11.74 \text{ m}$$

$$I_{y_y} = \frac{16.5 (39.8)^3}{12} = 86686.59 \text{ m}^4$$

$$R_r = \left( \frac{4(86686.59)}{\pi} \right)^{1/4} = 18.23 \text{ m}$$



Para obtener G (módulo de rigidez al cortante dinámico) se calculará un promedio pesado de los valores de G de cada estrato entre las profundidades de 2.43 y 18.93 m

$$G = \frac{50.3(2.17) + 38.1(3.2) + 35.8(1.8) + 69.2(1) + 30(0.8) + 27.5(2.8) + 35.6(3.4) + 42.5(1.33)}{18.93 - 2.43}$$

$$G = 38.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_r = 9G^3, \quad \text{si } D_t \geq 3 \text{ m}$$

$$K_r = 6G^3, \quad \text{si } D_t < 1 \text{ m}$$

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, establecen que si  $D_t$  (profundidad de desplante de la cimentación) está entre valores intermedios, se haga una interpolación lineal.

Por lo tanto para  $D_t = 2.43 \text{ m}$  le corresponde  $K_r = 8.145G^3$ ,

$$K_r = 8.145(389.86)(11.74)^3 = 5138117.81$$

En los datos se consideró el momento de  $7700 \text{ t}\cdot\text{m}$  reducido por ductilidad, para el cálculo de las deformaciones elásticas se recomienda no emplear un momento no reducido por ductilidad. Suponiendo una ductilidad de 2, el momento total vale  $15400 \text{ t}\cdot\text{m}$

El giro se calcula con la fórmula:

$$\theta = \frac{M}{K_r} = \frac{15400}{5138117.81} \quad \rightarrow \quad \theta = 0.00299$$

$\theta_{\text{perman}} = 0.4 \theta_e$  a  $0.7 \theta_e$ , tomando  $0.7 \theta_e$ , por lo tanto  $\theta_{\text{perman}} = 0.7(0.00299) = 0.00209$

$$\theta_{\text{perman}} = 0.209\%$$

El giro permisible para una altura de entepiso de  $3 \text{ m}$  y un edificio de  $6$  pisos, se calcula con la fórmula:

$$\theta_{\text{permis}} = \frac{100}{100+3h} = \frac{100}{100+3(6 \times 3)} = 0.64\%$$

$$\theta_{\text{perman}} = 0.209\% < \theta_{\text{permis}} = 0.64\%$$

Por lo tanto el desplazamiento total del edificio en su parte superior será:

$$6(3)(0.299+0.209) = 9.144 \text{ c}$$

Se dice que el edificio es estable, pues cumple con todas las Especificaciones de Mecánica de suelos.

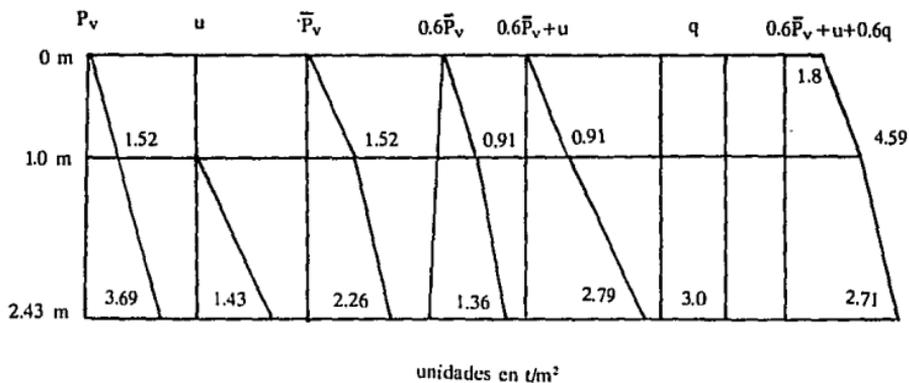
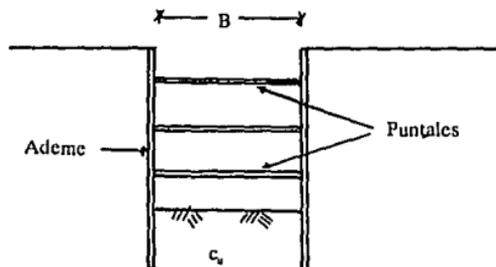
### EMPUJE DE TIERRAS SOBRE EL ADEME DE LA EXCAVACION.

Determinación de los diagramas de presión sobre los muros de la excavación; suponiendo que la colindancia transmite al terreno una presión media  $q = 3 \text{ t/m}^2$

$$H = 2.43 \text{ m y } C_u = 2.08 \text{ t/m}^2$$

$$N_b = \frac{\gamma H + q}{C_u} = \frac{1.52(2.43) + 3}{2.08} = 3.218 < 4$$

Según lo expuesto en el capítulo IV, cuando el coeficiente de estabilidad  $N_b$  es menor que 4, el suelo se puede tratar como un material elástico. Sobre el ademe se calculará el empuje con el método del coeficiente en reposo  $K_0$

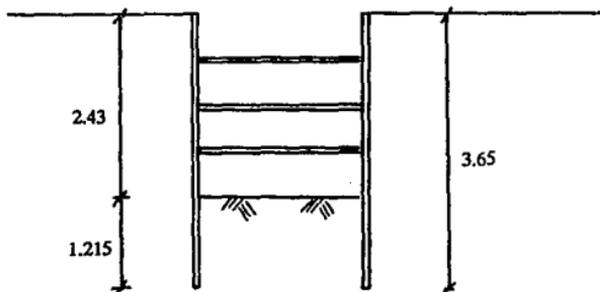


### FALLA DE FONDO POR RESISTENCIA AL CORTE.

Se recomienda que la longitud de la pata de la tablestaca sea del 40% al 50% de la altura del corte.

$$H = 2.43 \text{ m}, \quad H_p = 0.5(2.43) = 1.215 \text{ m}, \quad H_m = 2.43 + 1.215 = 3.65 \text{ m},$$

$$C_u = 2.08 \text{ t/m}^2, \quad B = 16.5 \text{ m}, \quad L = 39.8 \text{ m}, \quad q = 3 \text{ t/m}^2$$



$$N_c = 5.14 \left(1 + \frac{2H}{B}\right) \left(1 + \frac{2B}{L}\right) = 5.14 \left(1 + \frac{2 \times 3.65}{16.5}\right) \left(1 + \frac{2 \times 16.5}{39.8}\right) = 5.812$$

A continuación se calculará el factor de seguridad propuesto por Alberro (1970), el cual nos indicará si la excavación es estable, pues de no ser así la excavación se realizará por partes.

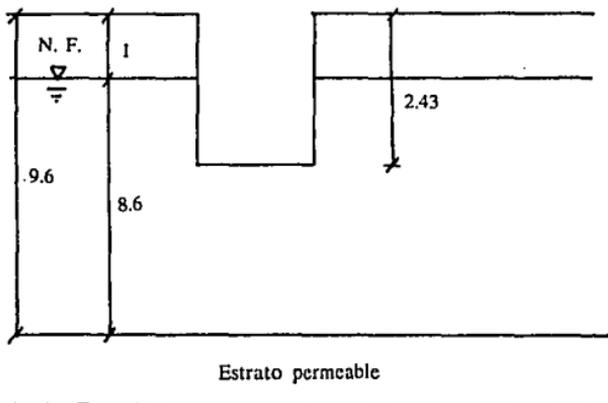
$$F.S. = \frac{C_u \left(N_c + \frac{2H_p}{L}\right)}{\gamma H + q} = \frac{2.08 \left(5.812 + \frac{2 \times 1.215}{39.8}\right)}{2.43 \times 1.52 + 3} = 1.825$$

Como  $1.825 > 1.5$  se concluye que la excavación es estable, y no es necesario hacerla por partes.

### FALLA DE FONDO POR SUBPRESION.

Para que no se presente falla de fondo por subpresión en la excavación se debe cumplir que:

$$\gamma_w h_w < \gamma_m h \quad \Rightarrow \quad h > \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_m}$$



$$h = 9.6 - 2.43 = 7.17 \text{ m}$$

$$\gamma_m = \frac{1.52(2.17) + 1.14(3.2) + 1.11(1.8)}{9.6 - 2.43} = 1.247 \text{ t/m}^3$$

$$\frac{\gamma_w h_w}{\gamma_m} = \frac{1(8.6)}{1.247} = 6.90 \text{ m}$$

Como  $h = 7.17 \text{ m} > 6.9 \text{ m}$  se concluye que no se presentará falla de fondo por subpresión, por lo tanto no es necesario abatir el nivel freático.

Concluyendo y resumiendo la revisión de los estados límite de falla y de servicio, las revisiones por falla de fondo por resistencia al corte y por subpresión; y empuje de tierras tenemos:

**Estados límite se falla:**

Primera combinación de acciones:  $12.15 \text{ t/m}^2 < 12.25 \text{ t/m}^2$  por lo tanto cumple.

Segunda combinación de acciones:  $10.54 \text{ t/m}^2 < 10.63 \text{ t/m}^2$  por lo tanto cumple.

**Estados límite de servicio:**

a) Expansión total = 0.0857 m

b) Asentamiento total = 0.0857 m

c) Asent. Inst. debido al incr. neto de carga = 0.1582 m

d) Asentamiento diferido = 0.2464 m

$$\text{Asentamiento total} = 0.0857 + 0.1582 + 0.2464 = 0.4903 \text{ m}$$

El resultado anterior nos indica que tendríamos que construir el primer piso del edificio 49.03 c por encima del nivel de la banqueta, para que no halla cambios de pendiente en las instalaciones sanitarias u otras cuando se presente el asentamiento total.

**Giro de la cimentación:**

$$\theta_{\text{permiso}} = 0.209\% < \theta_{\text{permiso}} = 0.64\%$$

**Empuje de tierras:**

$N_s = 3.218 < 4$ , por lo tanto se trata de un material elástico y se utiliza el coeficiente de reposo  $K_0$

**Falla de fondo por resistencia al corte:**

F.S. = 1.825 > 1.5, por lo tanto se concluye que no se presentará falla de fondo por resistencia al corte.

**Falla de fondo por subpresión:**

$h = 7.17 \text{ m} > 6.9 \text{ m}$ , tampoco se presentará falla de fondo por subpresión en el fondo de la excavación.

**BIBLIOGRAFIA.**

- Alberro A. Jesús -Asentamientos en la cercanía de las excavaciones- IV congreso panamericano de mecánica de suelos e Ingeniería de cimentaciones, Puerto Rico-U.S.A. 1971.
- Alberro A. Jesús -Mediciones efectuadas en las excavaciones- Revista Ingeniería, Julio a Septiembre de 1970.
- Alberro A. Jesús -Líneas características y estabilidad de las excavaciones en las arcillas del valle de México- Memorias del Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de suelos Blandos, México 1987.
- Biblioteca del Ingeniero Civil -Estudios de suelos y cimentaciones en la Industria de la construcción- Tomo V.
- Crespo Villalaz C. -Mecánica de suelos y cimentaciones- Editorial Limusa, México 1979.
- Deméneghi Colina A. -Apuntes para el curso de Cimentaciones- Facultad de Ingeniería U.N.A.M. 1991.
- Dunham Clarence W. -Cimentaciones de Estructuras- Traducción de Escribano Tejedor. Mc Graw-Hill, México 1979.
- Herminier R. L. -Mecánica de suelos- Editorial Blume, Madrid Barcelona 1967.
- Jiménez Salas A, Justo alpanes J. L. y Serrano González A. -geotecnia y cimientos- Tomo II, Editorial Rueda, Madrid España 1981.
- Jiménez Salas A, Justo alpanes J. L. y Serrano González A. -geotecnia y cimientos- Tomo III, Editorial Rueda, Madrid España 1981.
- Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. -Fundamentos de mecánica de suelos- Tomo I, Editorial Limusa, México 1963.
- Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. -Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos- Tomo II, Editorial Limusa, México 1979.
- Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. -Flujo de agua en los suelos- Tomo III, Editorial Limusa, México 1978.

- Marsal J. Raúl y Mazari Marcos -El subsuelo de la ciudad de México- Facultad de Ingeniería U. N. A. M. 1959.
- Normas Técnicas Complementarias Del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Departamento del Distrito Federal, México 1987.
- Peck Ralph B., Hanson Walter E. y Thornburn Thomas H.-Ingeniería de Cimentaciones- Traducción de López Saucedo R., Editorial Limusa, México 1978.
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Departamento del Distrito Federal México 1987.
- Reséndiz D., Springall G., Rodríguez J. y Esquivel R. -Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la ciudad de México. Tomo I, S. M. M. S., México 1970.
- Sowers George B. y Sowers George F. -Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones- Editorial Limusa, México 1978.
- Tamez González E. -Excavaciones con auxilio de la electrosmosis en la ciudad de México- Volumen II, Primer Congreso Panamericano de mecánica de suelos y cimentaciones, U. N. A. M. 1960.
- Tamez González E., Santoyo E., Mooser F. y Gutiérrez C. -Manual de diseño geotécnico- Vol. 1, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, secretaría general de obras, Departamento del Distrito Federal, 1987.
- Taylor Donald W. -Principios fundamentales de la mecánica de suelos- Traducción de Martínez Guerra, Editorial Continental, México 1962.
- Taylor Donald W. -Fundamentos de mecánica de suelos- Traducción de Martínez Guerra, Editorial Continental, México 1961.
- Terzaghi Karl V. y Peck Ralph B. -Mecánica de suelos en la Ingeniería práctica- Traducción O. Moretto. Editorial El Ateneo, Buenos Aires 1955.
- Thomilson M. J. -Diseño y construcción de cimientos- Ediciones Urmo, Bilbao España 1979.
- William Lambe T. y V. Whitman R. -Mecánica de suelos- Traducción de Jiménez Salas A, Editorial Limusa, México 1972.