

01121
101



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

REVISION DE LA SEGURIDAD DE EXCAVACIONES
PROFUNDAS EN LA CIUDAD DE MEXICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
JOSE URBANO NICANOR GARCIA



CD. UNIVERSITARIA

2003.

A

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/ 022/98

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Señor
JOSÉ URBANO NICANOR GARCIA
Presente

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

"REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE EXCAVACIONES PROFUNDAS EN LA CIUDAD DE MÉXICO"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ESTABILIDAD DEL FONDO Y DE LAS PAREDES DE LA EXCAVACIÓN
- III. EMPUJE DE TIERRRAS SOBRE ELEMENTOS DE SOPORTE
- IV. MOVIMIENTO DEL FONDO Y DE ZONAS VECINAS A LA EXCAVACIÓN
- CONCLUSIONES

Ruego a ustedes 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 les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán 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 14 de marzo de 2003.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mslg.

Presento a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a solicitud en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo profesional.

Realizado por: **JOSE URBANO
NICANOR GARCIA**
Fecha: **17 OCT 2003**

TEMA:

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS EXCAVACIONES PROFUNDAS EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

CAPITULOS:

- 1.- Introducción
- 2.- Estabilidad del fondo y de las paredes de la excavación.
 - 2.1- Falla de fondo
 - 2.2- Estabilidad de taludes
- 3.- Empuje de tierras sobre elementos de soporte.
 - 3.1- Criterio de J. Alberro
 - 3.2 - Criterio de R.B. Peck
- 4.- Movimiento del fondo y de las zonas vecinas de la excavación.
 - 4.1- Expansión de fondo.
 - 4.2- Movimiento de las zonas vecinas de la excavación.
- 5.- Conclusiones.

1.-Introducción.

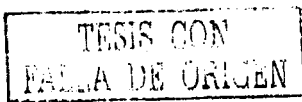
En la Ciudad de México existe la necesidad de construir una infraestructura, sea de agua potable o aguas residuales. Estas obras (drenaje, colectores, etc..) han sido alojadas en excavaciones superficiales o profundas, con métodos constructivos cuyas variantes inciden en su inestabilidad. Se pretende con esta exposición, analizar la seguridad de las excavaciones, tomando en cuenta las propiedades del comportamiento mecánico de las arcillas del valle de México, se aborda el tema de la estabilidad del fondo y paredes, empuje de tierras sobre elementos de soporte, movimiento del fondo de las zonas vecinas de una excavación.

1.1-Antecedentes

Al proyectar una excavación, se tomará en consideración los siguientes aspectos: abatimiento del nivel freático, bombeo de las infiltraciones, estabilidad de las paredes y del fondo en suelos blandos, en todos los casos se efectuarán nivelaciones fijando referencias, además, al efectuar la excavación se tomarán las precauciones necesarias para evitar movimientos que afecten al comportamiento de las estructuras vecinas, así como el volteo de los cimientos adyacentes. Para tal efecto pueden emplearse procedimientos alternos como son: excavación por zonas, excavación por tramos en las colindancias y apuntalamiento de las paredes.

Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras se desplantan abajo de la superficie del terreno. Por lo tanto, no pueden construirse hasta que se ha excavado el suelo o roca que está arriba del nivel de la base de las cimentaciones.

Ordinariamente, el ingeniero especialista en cimentaciones no se encarga de elegir el equipo de excavación en un lugar dado, ni de diseñar el apuntalamiento, si se necesita. Se considera que esta operación corresponde al contratista. Sin embargo, generalmente es obligación del ingeniero aprobar o rechazar el procedimiento de construcción propuesto por el constructor y revisar el



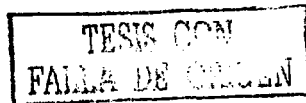
proyecto del apuntalamiento. Al ejercer estas funciones, solamente concierne al ingeniero comprobar que los procedimientos propuestos permitan hacer la construcción satisfactoria de la estructura; y ordinariamente se presume que no va a ordenar la manera en que debe efectuarse la construcción.

En los trabajos grandes o complicados, puede ser imposible preparar un proyecto sin decidir también el método de construcción. Cuando los procedimientos de proyecto y de construcción estén tan íntimamente relacionados que deban considerarse como una unidad, el ingeniero está obligado a especificar el método de construcción y a proyectar el apuntalamiento.

1.2- Excavaciones a cielo abierto con taludes sin apuntalar.

Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino, si existe el espacio adecuado para construir taludes que puedan soportar al material. La inclinación de los taludes es función del tipo y carácter del suelo o roca; de las condiciones climáticas; de la profundidad de la excavación y del tiempo que la excavación vaya a permanecer abierta. Como regla, los taludes se hacen tan parados como el material lo permita, porque la ocurrencia de pequeños derrumbes generalmente no tienen importancia. El costo de extraer el material afectado por los derrumbes puede ser considerablemente menor que el de la excavación adicional, necesaria para tener taludes menos inclinados.

Los taludes menos inclinados que pueden usarse en una localidad dada, se determinan por experiencia. En el caso de la mayor parte de las arenas tienen pequeñas cantidades de material cementante, o aparentan una cierta cantidad de cohesión debido a la humedad que contienen. Esta cementación o cohesión no garantiza la seguridad de los taludes expuestos permanentemente, aunque suelen ser útiles, mientras la excavación está abierta.



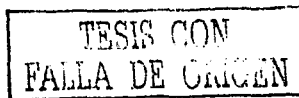
1.3 Apuntalamiento en las excavaciones poco profundas.

Cuando las áreas de los edificios por construir se prolongan hasta los linderos de la propiedad o son adyacentes a otras en los que ya existen estructuras. Los frentes de las excavaciones deben hacerse verticales y usualmente requieren ademe. En la práctica, se usan varios métodos para ademar, como por ejemplo:

Si la profundidad de la excavación es mayor de 4 m, comúnmente se acostumbra hincar tabloncillos verticales alrededor del límite de la excavación propuesta, a los que se llama forro. La profundidad a la que se hinca el forro se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación. El forro se mantiene en su lugar por medio de vigas horizontales llamadas largueros, que a su vez están soportados generalmente por puntales horizontales que se extienden de costado a costado de la excavación. Los puntales son usualmente de madera, pero, si la excavación no tiene más de 1.5 m aproximadamente de ancho, se usan comúnmente tubos metálicos que se pueden alargar, llamados puntales para cepas. 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 rastrillos o rastras. Para su uso se requiere que el suelo en la base de la excavación sea lo suficientemente firme para que dé el soporte adecuado a los miembros inclinados.

1.4- Abatimiento del nivel freático en excavaciones.

En los suelos permeables, para hacer excavaciones abajo del nivel del agua freática, usualmente se requiere desaguar el lugar antes o durante la construcción. Un método sencillo para el control de flujo o filtraciones hacia excavaciones poco profundas para controlar los efectos del agua en excavaciones consiste en colocar en lugares apropiados como pueden ser zanjas a las que el agua llegue por sí sola y de las que sea eliminada por bombeo como se muestra en la siguiente figura.



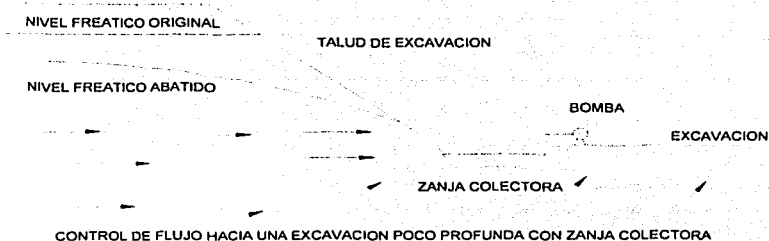


Figura 1.4

El procedimiento es aceptable en materiales permeables, siempre y cuando tengan por lo menos una ligera cementación y en suelos arcillosos de suficiente resistencia y baja expansibilidad.

Las excavaciones que requieren las obras de ingeniería alcanzan 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 extraordinariamente o imposibilita el progreso de la excavación bajo el nivel freático; según se va removiendo el material, el agua de las masas vecinas influye hacia la excavación y las fuerzas de filtración que este flujo produce arrastran arena, de manera que el fondo de excavación se va rellenando en forma continua; así, al tratar de profundizar la excavación bajo el nivel freático sólo se logra ensancharla, pero sin avance práctico en la dirección vertical. Aparte de estas dificultades, la presencia del agua anegando la excavación dificulta y encarece extraordinariamente todos los trabajos del ingeniero, tales como preparación de cimbras, colados de concreto, etc. Resulta así muy 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 que la de la excavación misma.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Si el material en que se ha de excavar es una arcilla compresible e impermeable, ha sido frecuente extender a él las mismas ideas que se expusieron para las arenas; sin embargo, el problema es, por lo menos en ciertos aspectos, diferente. En una arcilla, si se pudiese hacer la excavación y construcción posterior de la estructura, con una rapidez ideal, no existiría problema alguno; ahora el material se está extrayendo con su contenido natural de agua y su impermeabilidad hará que, si el tiempo de exposición es suficientemente corto, el material no sufra expansiones volumétricas ni cambie su resistencia. En la realidad, no obstante, los tiempos de excavación no satisfacen esas condiciones ideales y la excavación produce cambios en las propiedades de la arcilla a su alrededor, disminuyendo su resistencia, con las previsibles consecuencias sobre sus taludes y propiciando expansiones.

Esta discusión se limita a excavaciones con lados verticales que requieren apoyo lateral. Trata primordialmente con los movimientos del suelo circundante y los medios para reducir su magnitud y con las fuerzas en los sistemas de anclaje requeridas para restringir los movimientos o para prevenir el colapso de los muros laterales.

Los movimientos del suelo que rodea la excavación profunda son responsables de asentamientos de la superficie del suelo adyacente. Para evitar el daño a instalaciones de la superficie y para evaluar la necesidad de apoyar estructuras cercanas, el ingeniero necesita estimar las magnitudes de los asentamientos y su patrón de distribución. El asentamiento depende de las propiedades del suelo, de las dimensiones de la excavación, del procedimiento general de excavación y anclaje empleado y de la mano de obra.

Es bien conocido que las excavaciones profundas con lados verticales no pueden hacerse en suelos cohesivos blandos más allá de la profundidad crucial en donde ocurre la falla de base. Las elevaciones de los fondos de grandes

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

excavaciones con asentamientos adyacentes simultáneos han sido observados en varios casos de arcillas extremadamente rígidos.

Si una estimación de asentamiento indica que los movimientos serán excesivos o si los cálculos indican la probabilidad de elevación del fondo o falla de base, los refinamientos en la mano de obra por sí solos no pueden apreciablemente reducir las consecuencias indeseables. La alteración radical del método de excavación y dar soporte es obligatorio.

Uno de los aspectos fundamentales en la excavación de suelos blandos es el procedimiento constructivo empleado, ya que de él depende en gran medida su comportamiento, durante y después de la construcción. Consecuentemente, en el análisis de este tipo de obras es preciso que se incluyan de manera específica, además de las características geotécnicas y geométricas, los procedimientos constructivos que se utilizan.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO 2

2.0 ESTABILIDAD DEL FONDO Y DE LAS PAREDES DE LA EXCAVACIÓN.

2.0.1 MOVIMIENTOS CARACTERÍSTICOS.

Se ha observado que las arcillas plásticas saturadas experimentan un patrón constante de comportamiento conforme el material es retirado del espacio entre los muros de un sistema de anclaje temporal. La excavación reduce la carga sobre el suelo debajo del corte, sobre el cual el suelo subyacente tiende a desplazarse hacia arriba. El suelo a lo largo de la capa u otras paredes laterales de apoyo tiende a desplazarse hacia adentro, incluso a niveles debajo del que ha avanzado el corte, antes de anclar transversalmente o se den otros tipos de soporte. Debido a la elevación del fondo y el movimiento lateral hacia adentro, la superficie del suelo rodeando el corte tiende a hundirse.

Un conjunto de observaciones integrales han sido realizados y se describen en una serie de Reportes Técnicos. Los resultados de un corte se presentan en las figuras 2.0.2 y 2.0.3 La figura 2.0.2, muestra la manera en que los asentamientos de la superficie del suelo y los movimientos hacia adentro de los muros se desarrollaron en relación con la intersección de puntales conforme se profundiza la excavación. En la figura 2.0.3, la línea continua representa el área debajo de las curvas sucesivas de asentamiento en la figura 2.0.2, o el volumen de asentamiento por unidad de longitud del corte, como función del tiempo. La profundidad de la excavación con respecto al tiempo es representada por medio de líneas punteadas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los puntos separados en el diagrama representan las áreas debajo de las diversas curvas de desplazamientos laterales de la capa.

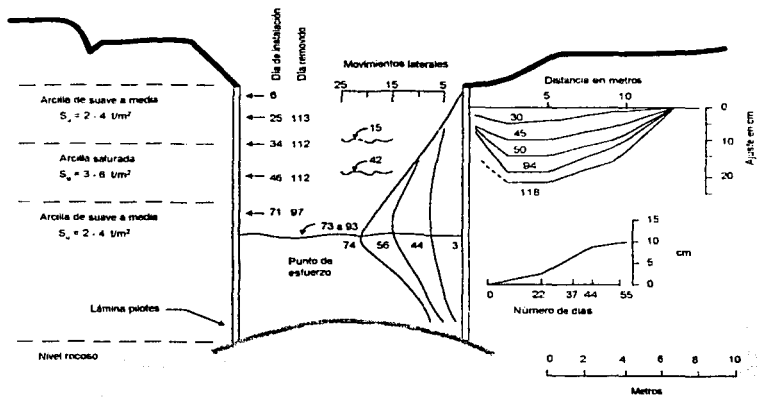


FIG. 2.0.2 MOVIMIENTOS LATERALES DE LA CAPA DEL SUELO.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

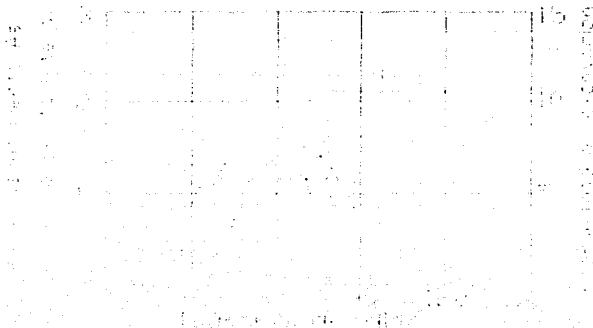


FIG. 2.0.3 Comparación de volumen de asentamiento (A_s) y volumen de desplazamientos laterales (A_d) del suelo en un corte.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La proximidad de los puntos a la curva del área de asentamiento demuestra que el volumen de asentamiento rodeando la estructura sea aproximadamente igual al volumen de suelo perdido asociado con el movimiento hacia adentro de los muros verticales. El volumen segundo a su vez se relaciona con el volumen de elevación debajo del fondo de la excavación entre los límites de los muros verticales. Las observaciones conducen a la conclusión de que los asentamientos cerca de un corte abierto pueden reducirse sólo si el movimiento hacia adentro de las capas y la elevación puede reducirse sustancialmente. En suelos que no son arcillas saturadas el volumen de asentamiento y el volumen de movimiento lateral de las capas puede no ser igual. De todas maneras, incluso para estos materiales, la reducción en asentamiento puede lograrse con más efectividad reduciendo los movimientos laterales de los muros.

La experiencia también ha demostrado que la rigidez de los pilotes normales y la tablestaca de acero, incluso de sección pesada, no suelen ser lo suficiente para tener un efecto significativo sobre la magnitud del movimiento lateral del muro. El movimiento lateral de los muros de este tipo puede, sin embargo, reducirse sustancialmente por la colocación de soportes tales como puntales en espaciado vertical relativamente cercano. En años recientes, varios métodos se han desarrollado para construir muros límite más rígidos antes de hacer la excavación. Estos muros también requieren soporte horizontal en intervalos verticales pero, bajo condiciones comparables, los intervalos no tienen que ser tan

pequeños como para tipos más flexibles de muros exteriores. De todas maneras, los beneficios de los muros más rígidos no siempre pueden ser tan grandes como se esperaba.

La variable más importante que determina la cantidad de movimiento no es la rigidez de los muros exteriores ni la separación vertical del anclaje, sino las características de los suelos circundantes. Por lo tanto, en el siguiente resumen de movimientos laterales de muros de sistemas de soporte, la información se clasifica según los principales tipos de material debajo la superficie.

2.0.4- Suelos granulares cohesivos.

Los resultados de observaciones del lado de un corte en arenas arcillosas, arenas limosas y arcillosas se presentan en la figura 2.0.5. Los muros constaron de pilotes soldados y revestimiento de vigas. Sólo los movimientos finales después de terminar la excavación se muestran, e incluso éstos son muy pequeños, como podría esperarse en suelos bastante rígidos. Por la forma de la curva, sin embargo, es evidente que la parte sustancial de la deformación se realizó en una elevación dada antes de que la profundidad de la excavación hubiese alcanzado ese nivel.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

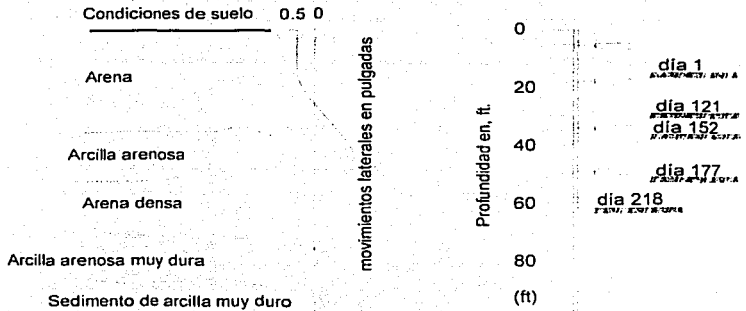


Figura 2.0.5. Sección de corte en arena cohesiva y sedimento duro o arcilla arenosa, soportado por suelo resistente. Movimiento lateral del muro de contención durante la excavación

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.0.6 Arcillas blandas y medianas.

Una gran cantidad de información está disponible en cuanto a los movimientos laterales de muros con anclaje transversal en arcillas plásticas de consistencia muy blanda a media. Un ejemplo, representado en un corte abierto ha sido ilustrado en la figura 2.0.2. Perfiles adicionales de la desviación de sistemas de anclaje para varios cortes en la Ciudad de México se presentan en la figura 2.0.7. Los eventos significativos se relatan por números indicando el número de días a partir del inicio de la excavación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

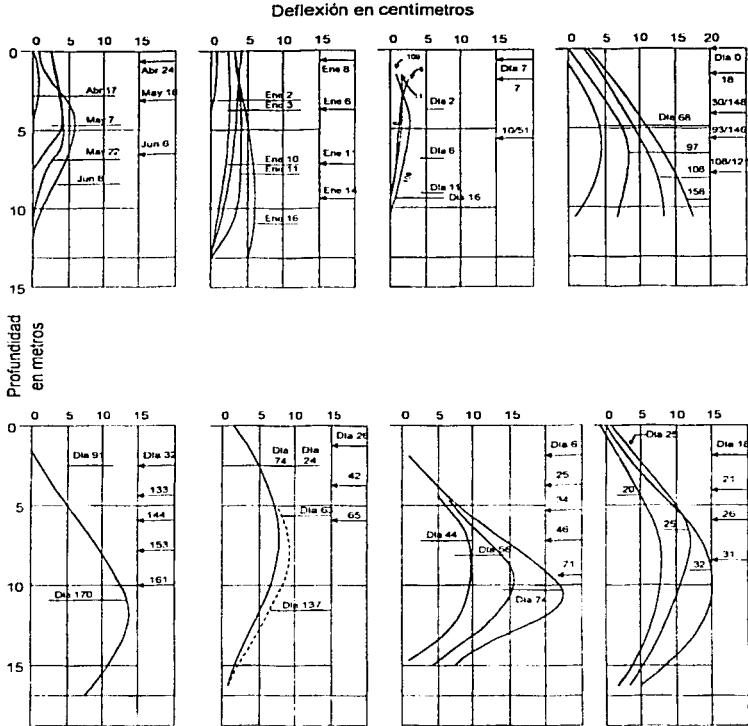


Figura 2.0.7. Perfiles de deflexión de tablestaca y del muro de pilotes de varios cortes de arcilla plástica de muy blanda a consistencia media.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Los diagramas muestran claramente que los movimientos laterales asociados con arcillas plásticas muy blandas a medias, sustancialmente excede la de los suelos granulares cohesivos o en suelos sin cohesión. Si bien se reconoce que hay sólo un ejemplo de cada uno de los últimos. También indican que grandes y a menudo excesivos movimientos se presentan si la excavación es demasiado profunda antes de colocar el puntal más superior. En dos de los cortes, una parte sustancial de los movimientos pudieron haberse prevenido si el puntal superior se hubiera insertado mientras la excavación estaba a menos profundidad. Las observaciones parecen justificar la recomendación que hacen Peck y Ward de que el puntal superior debe instalarse antes de que la excavación exceda una profundidad igual

$$a \frac{2S_u}{\gamma}$$

En los cortes en que los puntales superiores se insertaron antes de que la profundidad de que la excavación excediera $2S_u / \gamma$, la mayor parte de la deformación ocurrió debajo del nivel de excavación prevaleciente en cualquier momento dado. El movimiento del material hacia adentro de la excavación se presenta cuando el corte de la excavación esta terminada por lo tanto se presenta inevitablemente la perdida de suelo y asentamiento asociado con el procedimiento de construcción a pesar de la buena mano de obra.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En excavaciones anchas se acostumbra dejar una berma de tierra contra el muro del sistema de anclaje, en tanto la parte central se excava a nivel de fondo y se vacía la placa de base. Los puntales inclinados o amarrados se instalan entonces a partir del borde de la placa cimienta, paralelo a la pendiente de la berma, a un costado cerca de la superficie del suelo. La excavación entonces se efectúa en secciones conforme la berma es cortada y se insertan más puntales como lo muestra la figura 2.0.8. Si bien la estabilidad de una berma así en suelo cohesivo puede ser enteramente adecuada, los movimientos en la parte superior del muro pueden ser excesivos por la desviación de la berma. El patrón de movimientos se ejemplifica en la figura 2.0.8. Para reducir los movimientos adyacentes al corte, puede ser necesario poner bermas generosas que no deban retirarse hasta la línea superior de puntales ha quedado instalada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

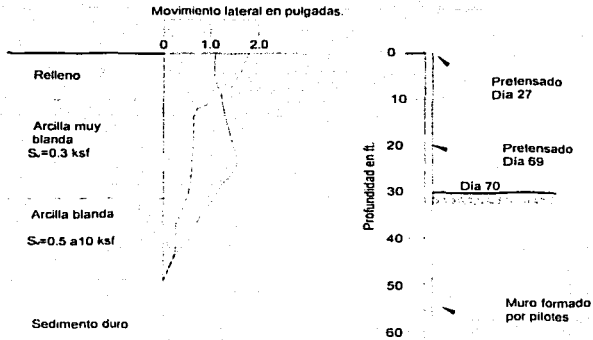


Figura 2.0.8. Sistema de soporte para un corte en arcilla de consistencia muy blanda a blanda

Desvío de posición del anclaje antes de pretensar en el borde del apoyo (línea discontinua) e inmediatamente después de pretensar en nivel de excavación (línea continua).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.0.9 ESTABILIDAD DEL FONDO DE LAS EXCAVACIONES Y EFECTOS CONSTRUCTIVOS.

Se acostumbra analizar la estabilidad del fondo de las excavaciones ademadas, utilizando la regla semi-empírica propuesta para tal caso por Bjerrum y Eide en la que se proporciona los valores del coeficiente de estabilidad N_c , para diferentes valores en las relaciones profundidad /ancho, h/B , y ancho/ largo, B/L (fig 2.0.13). Si bien la variación del coeficiente N_c con la variable B/L se entiende claramente, al tomar en cuenta que cuando B/L es igual a 1 el problema es tridimensional mientras que cuando B/L es igual a 0.2 o menos resulta bidimensional, la causa de la variación de N_c con el parámetro h/B es discutible. Las discrepancias teóricas al respecto entre Terzaghi, Tschebotarioff, Bjerrum y Eide, son significativas de esta situación.

De hecho la teoría de las características, aplicada a este caso, muestra que el factor fundamental de variación de N_c , para problemas bidimensionales, es el estado de esfuerzos creado en el contorno de la excavación por las precargas en los puntales del ademe y las descargas generadas por la excavación. Estos estados de esfuerzos pueden analizarse tomando en consideración tres ejemplos.

a).- Excavación sin ademe o con ademado, insuficiente

En la práctica no se adema una excavación cuando por ejemplo, la relación h/B de profundidad a ancho es pequeña. En tal caso se generan esfuerzos de tensión en la parte superior de la masa y de compresión en su parte inferior. La línea de deslizamiento s , se presenta tal y como aparece en la figura 2.0.10. Aplicando en este caso la siguiente ecuación se obtiene:

$$P_A - P_B + 2C(\alpha_A - \alpha_B) = -\gamma (Z_A - Z_B)$$

$$\gamma h = (\pi + 2) c = 5.14c$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

De acuerdo con la geometría de s_1 el punto A, origen de la línea de deslizamiento queda localizado a una distancia L del talud de la excavación superior a 1.

b) Excavación apuntalada y precargada en toda su altura

Es práctica común, por haber resultado empíricamente benéfica precargar los puntales de la excavación. En tal caso el desplazamiento del ademe se efectúa hacia la masa de arcilla y se generan esfuerzos de compresión en la parte superior de la masa de suelo y de tensión en el fondo de la excavación. Además si h/B es grande la descarga vertical por remoción del material, incrementa la magnitud de la zona de tensión en la parte inferior de la excavación. En tal caso, la línea de deslizamiento s_1 , se presenta tal y como aparece en la fig. 2.0.11. Aplicando a este caso la siguiente ecuación, se obtiene:

$$P_A - P_B + 2C(\alpha_A - \alpha_B) = -\gamma(Z_A - Z_B)$$

$$\gamma h = (3\pi - 2)c = 7.42c$$

El punto "A" inicio del deslizamiento, queda muy cercano a la pared de la excavación, independientemente de la profundidad de la misma.

c). Excavación parcialmente ademada o precargada.

Se presentan, a veces, situaciones tales como las siguientes:

1. La precarga del ademe en su parte inferior es insuficiente, ocasionando "pateo" del muro de contención.
2. Por razones constructivas el último puntal se deja demasiado distante del fondo de la excavación.

3. Durante la remoción de materiales se elimina por error la acción de los puntales inferiores.

En todos estos casos, se generan esfuerzos de compresión horizontales tanto en la parte inferior de la excavación como en su parte superior y el correspondiente coeficiente de estabilidad, N_c , resulta igual a 6.28, figura 2.0.12. El punto "A" de la línea s_1 se localiza en la inmediata vecindad del talud.

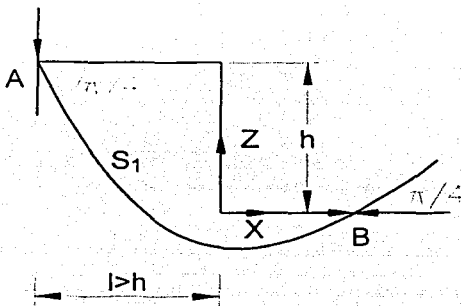
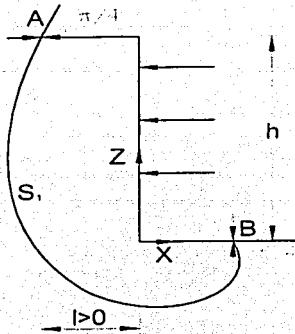
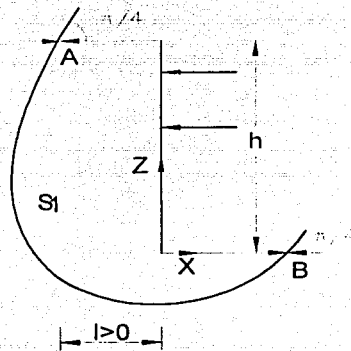


Figura 2.0.10 Sin ademe

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



2.0.11 Ademe precargado en toda su altura



2.0.12 Ademe precargado en parte superior

Tabla de falla de fondo de una excavación

caso	P_a	P_b	α_A	α_B	Z_A	Z_B	$P_a - P_b + 2C(\alpha_A - \alpha_B) = \gamma(Z_A - Z_B)$
a	-c	c	$-\pi/4$	$+\pi/4$	h	0	$\gamma h = (\pi+2)c = 5.14c$
b	c	-c	$-3\pi/4$	$+3\pi/4$	h	0	$\gamma h = (3\pi-2)c = 7.42c$
c	c	c	$-3\pi/4$	$+\pi/4$	h	0	$\gamma h = 2\pi c = 6.28c$

d). Conclusiones

Los tres casos mencionados señalan que la variación del coeficiente de estabilidad N_c para problemas bidimensionales, está directamente relacionada con los métodos constructivos más que con la geometría de la sección de la excavación y subrayan la importancia de una buena selección del proceso constructivo. Para problemas tridimensionales el incremento de N_c es del orden de 20%, por lo que puede construirse la figura 2.0.13 representativa de los resultados obtenidos para los casos bi y tridimensionales.

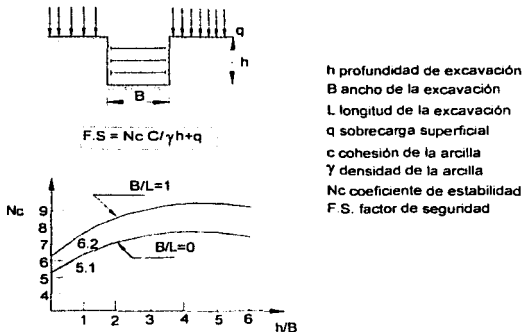


Figura 2.0.13. estabilidad del fondo de una excavación

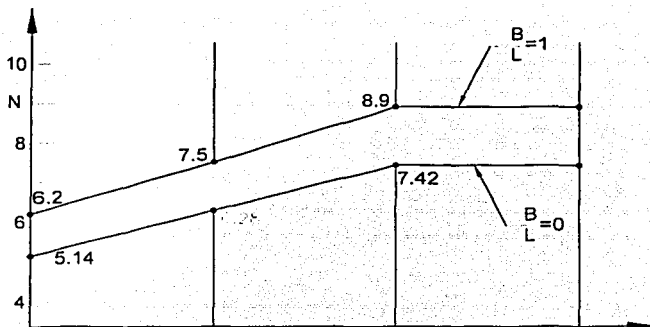


Figura 2.0.14 Coeficiente de estabilidad y condiciones constructivas, falla de una excavación.

Al comparar las figuras 2.0.13 y 2.0.14, se aprecia claramente que aún cuando los valores de N_c obtenidos considerando únicamente la geometría (figura 2.0.13) o tomando en cuenta los procedimientos constructivos (figura 2.0.14) son similares, la causa de tal variación en los valores de N_c es muy diferente. Esto implica que, aún cuando el coeficiente de estabilidad N_c determinado con base en parámetros geométricos proporcione un factor de seguridad superior a 1, puede ocurrir la falla si el procedimiento de ademado y apuntalamiento no es correcto (pateo del muro, precarga insuficiente en la parte superior de la excavación). No es extraño en esas condiciones que en el valle de México, gran número de fallas de fondo hayan ocurrido en excavaciones protegidas por tablestacas metálicas relativamente flexibles.

Resulta además fundamental asegurarse que, aun en condiciones desfavorables de temperatura ambiental (temperaturas bajas durante la noche) las cargas que transmiten los puntales al ademe son suficientes para mantener un factor de seguridad superior a 1 y evitar la falla de fondo por este motivo.

TESIS CON
FALLA DE ORGÁN

Finalmente conviene subrayar que, de acuerdo con lo señalado anteriormente de que con la remoción de materiales se elimina por error la acción de los puntales inferiores, se requiere contar con un factor de seguridad a corto plazo de 1.5 para evitar las fallas de fondo en excavaciones perenes. Este resultado implica que la velocidad de construcción y de cierre de la excavación es un factor muy importante.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO 2.1

2.1. FALLA DE FONDO

Puede ocurrir una falla del fondo de una excavación debido al peso propio del suelo adyacente, situado por encima del fondo de la misma, así como por sobrecargas impuestas en la superficie; esta se produce cuando los esfuerzos inducidos por el proceso de excavación son mayores a la resistencia al corte del suelo.

2.1.1 FALLA DE FONDO POR ELEVACION

2.1.2. ARCILLAS BLANDAS

El suelo que rodea una excavación tiende a actuar como una sobrecarga al lado del que permanece abajo del nivel de la excavación. Si la sobrecarga es lo suficientemente grande, puede haber una falla en la capacidad de soportar. El peligro de una falla de base de este tipo surge sólo cuando el suelo debajo del nivel de la excavación se comporta esencialmente como material sin fricción bajo condiciones sin drenaje.

El grado en que un estado de falla debajo del fondo del corte se aborda, puede juzgarse por los valores de la cifra sin dimensiones $N_b = \gamma H/S_{ub}$. Donde S_{ub} es la resistencia al corte sin drenaje del suelo debajo del nivel del fondo, H es la altura del corte, y γ es el peso específico del suelo. La resistencia del suelo constituyendo la sobrecarga se ignora, y si el corte se considera infinitamente largo, los estudios teóricos indican que una zona plástica deberá empezarse a formar en las esquinas inferiores del corte cuando N_b alcance 3.14. La zona deberá extenderse con valores crecientes de N_b hasta que suceda la falla de base. En esta etapa, N_b es igual al valor crítico de $N_{cb} = 5.14$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En consecuencia, pudiera esperarse que para valores de N_b menores de 3.14 aproximadamente, el desplazamiento hacia arriba del fondo de la excavación sería en gran parte elástico y magnitud relativamente pequeña. Para valores de N_b mayores de 3.14 la elevación de un incremento dado en una profundidad de excavación pudiera tender a aumentar significativamente hasta en $N_b = N_{cb} = 5.14$, ocurriría de manera continua y la falla de base o falla por elevación aparecería.

En la práctica los cortes no son de extensión infinita y la resistencia del material actuando como sobrecarga no es despreciable. Los procedimientos simples para estimar el factor de seguridad contra la elevación en el fondo de excavaciones de diversas formas rectangulares y profundidades han sido propuestas que toman estos factores aproximadamente en cuenta. Los valores de N_{cb} para cortes de formas normales suelen ser del rango de 6.5 a 7.5 en vez de 5.14. El valor de N_b en que las zonas plásticas primero empiezan a formarse se esperaría de forma similar algo mayor de 3.14.

La discusión anterior ha indicado la interdependencia del asentamiento, movimiento lateral de los muros, y movimiento hacia arriba del suelo debajo de nivel de la excavación. Hasta ahora, no se ha desarrollado una teoría para describir la transición de estado elástico o plástico del material homogéneo que se extiende desde la superficie del suelo a profundidades muy por debajo de la zona de influencia de los soportes laterales, y particularmente de las porciones empotradas de tablestacas metálicas u otros muros laterales de retención, no se ha tomado apropiadamente en cuenta. El progreso para entender el problema requiere desarrollos teóricos, se han hecho inicios promisorios con el auxilio del análisis de elemento finito. En particular, una base teórica es necesaria para permitir el juicio de la influencia de la rigidez y la profundidad del empotramiento de pilotes debajo del nivel de excavación, lleguen o no los pilotes al estrato firme. Los resultados benéficos de estos pilotes suelen sobrestimarse.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Una serie interesante de pruebas de laboratorio a pequeña escala para investigar movimientos de suelo detrás del muro de pilotes lo efectuó Whitney. Los pilotes modelo eran rígidos. Se extendían varias distancias por debajo del fondo del corte, que fue excavado en una arcilla extremadamente blanda. El patrón general de los movimientos en uno de los experimentos se muestra en la figura 2.1.3.

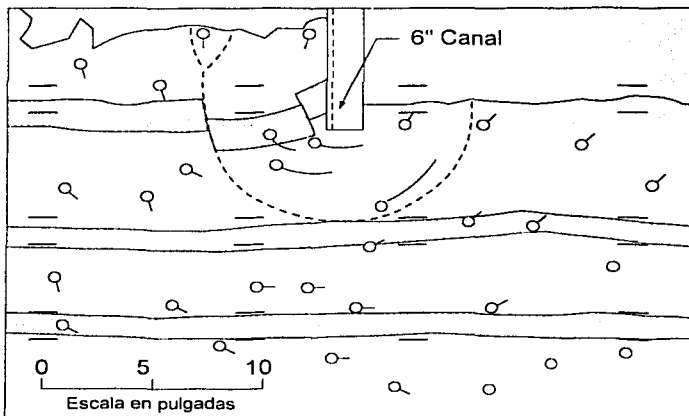


Figura 2.1.3. Desplazamiento de la arcilla adyacente al muro rígido antes de la excavación sobre el lado derecho del muro. El esfuerzo de corte indicado por la zona sombreada los símbolos indican la dirección y magnitud de los movimientos de las burbujas de aire en la masa de arcilla.

El comportamiento que se muestra por el desplazamiento de las burbujas de aire atrapado es ligeramente distorsionado cerca del lado del vidrio del aparato por las pestañas sobre el canal utilizado como muro modelo. Los resultados indicaron un efecto notablemente benéfico de empotramiento pero, debido al carácter completamente rígido de los pilotes modelo, los hallazgos cuantitativos probablemente no son aplicables directamente a los muros flexibles realmente utilizados en la práctica.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.1.4. ARCILLAS RÍGIDAS

Experiencias más recientes sugieren que la elevación del fondo de cortes en arcillas rígidas puede asociarse con falla pasiva del suelo debajo de la zona excavada producido por grandes presiones laterales existentes en la masa del suelo antes de la excavación. La existencia de estas presiones asociada con valores de presiones de tierra en reposo mayor que la unidad ha quedado bien establecida en muchas localidades. Las pendientes de corte en arcillas muy sobre consolidadas con grandes presiones horizontales iniciales, a menudo fallan cuando la excavación alcanza una cierta profundidad deslizándose a lo largo de una superficie que pasa horizontalmente a través o ligeramente debajo del pie de la pendiente. Esta observación parece estar muy relacionada con la elevación en el fondo de las excavaciones con lados verticales protegidos por un muro. El muro de alguna manera modifica los movimientos horizontales pero no previene los desplazamientos pasivos. Si los desplazamientos son lo suficientemente grandes, puede haber falla del fondo por elevación.

2.1.5 PRINCIPIOS GENERALES PARA REDUCIR ASENTAMIENTOS

Si los detalles del anclaje y del procedimiento de construcción están bien diseñados y ejecutados y si la mano de obra es buena, los asentamientos adyacentes a un corte abierto puede reducirse sólo disminuyendo los movimientos laterales de los soportes de tierra y la elevación del fondo. Los movimientos tienen su origen en la reducción general en el suelo rodeando la excavación, esta reducción, a su vez, es ocasionada por la eliminación del peso del material excavado. En los procedimientos convencionales considerados, la inserción de puntales, o amarres que soporten los pilotes de u otros muros siempre es precedido por excavación. En tanto esta excavación se está realizando, los muros se mueven. Cualquier porción del movimiento que se efectúe debajo del fondo de la excavación no puede prevenirse independientemente de la capacidad de los soportes o del lado en que se pre-tensione el anclaje.

En principio, los movimientos podrían prevenirse si toda la estructura de soporte incluyendo los puntales e incluso la placa base para la estructura terminada pudieran construirse en sus posiciones finales antes de retirar el suelo encerrado. Por tanto, al excavar la tierra encerrada, los asentamientos del suelo circundante corresponderían únicamente a los asociados con las desviaciones en el sistema de anclaje y placa del piso. Estos movimientos serían extremadamente pequeños en comparación con los que ocurren durante la excavación antes de que los sistemas estructurales estén terminados.

Este procedimiento idealizado puede existir sólo en la imaginación. Puede abordarse en la práctica, sin embargo, en dos distintas maneras. Por una parte, el volumen de material excavado puede reducirse a un mínimo absoluto requerido para la instalación de los muros y el anclaje. Sólo después de que el sistema de anclaje está terminado se excava la masa principal de suelo. Este procedimiento es especialmente efectivo si el fondo de la excavación propuesta alcanza o se aproxima al material firme que limita la elevación de la base que de otra manera sucedería. La segunda alternativa es reducir el cambio producido por excavación manteniendo el agujero lleno de agua o incluso aire comprimido. La estructura permanente, o el sistema de anclaje temporal y placa del fondo se terminan antes de bombear el líquido o retirar el aire. También son posibles combinaciones de las dos alternativas.

Los mismos procedimientos y principios para reducir los asentamientos son también aplicables generalmente a aumentar el factor de seguridad del fondo de un corte contra una falla de base por elevación, el cual lo podemos calcular de la siguiente manera.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.1.6 EL FACTOR DE SEGURIDAD SE PUEDE CALCULAR CON LA SIGUIENTE EXPRESIÓN SEGÚN TAMEZ ET AL(1987)

$$FS = c \cdot u \left(N_c + 2 H_p / L \right) / (\gamma H + q) \quad (2.1.7)$$

donde $N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 H_m / B \right) \left(1 + 0.2 B / L \right)$ (2.1.8)

H_m profundidad de desplante del muro (fig. 2.1.10)

H_p longitud de la pata del muro

B = ancho de la excavación

L = longitud de la excavación

q = magnitud de la sobrecarga en la superficie del terreno

La ecuación 2.1.8 es válida para $H_B / B \leq 2$ y $B / L \leq 1$. Para valores mayores estas relaciones se consideran constantes e iguales a su límite superior (2 y 1, respectivamente).

La cantidad $2 H_p / L$ 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 de seguridad mínimos recomendados son según Tamez et al(1987):

$FS = 1.7$ cuando existan edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos, en una distancia igual al ancho de la excavación

$FS > 1.5$ en los otros casos

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.1.9 FALLA DE FONDO POR SUPRESIÓN.

Esta falla ocurre cuando la presión hidráulica en el estrato permeable supera la presión debida al peso del suelo impermeable comprendido entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

La falla incipiente se presenta cuando (fig 2.1.10)

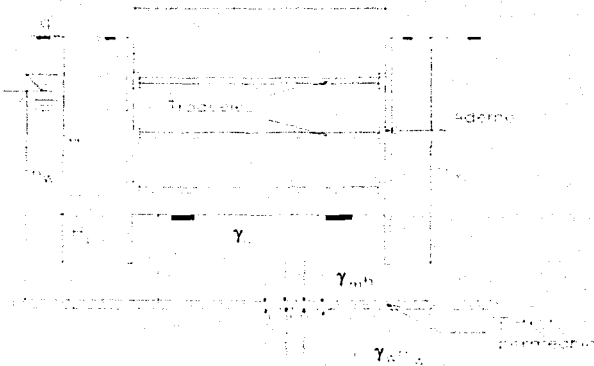


FIG. 2.1.10

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\gamma_m h = \gamma_w h_w$$

Es decir $h = \gamma_w h_w / \gamma_m$

$$(2.1.11)$$

Por lo tanto, para que no se presente falla por supresión, se deberá cumplir que

$$h > \gamma_w h_w / \gamma_m$$

$$(2.1.12)$$

Cuando el espesor h sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable h_w por medio de pozos de alivio. El propósito de los pozos de alivio es reducir la presión hidráulica en el estrato permeable, para que no se produzca una falla de fondo por subpresión.

Ejemplo:

Obtener el factor de seguridad por falla de fondo de una excavación de 5.6 m, de profundidad, cuya geometría se muestra en la siguiente figura.

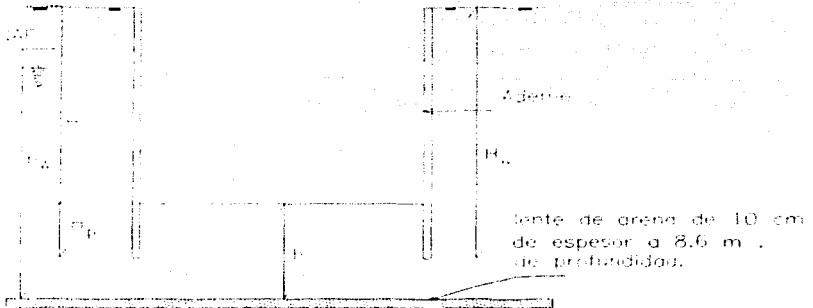


figura 2.1.13 geometría

Datos del ejemplo:

$H_m = 8.1 \text{ m}$

$h = 3 \text{ m}$

$h_w = 6.8 \text{ m}$

$H = 5.6 \text{ m}$

$H_p = 2.5 \text{ m}$

$NAF = 1.8 \text{ m}$

$B = 16.5 \text{ m}$

$L = 39.8 \text{ m}$

La estratigrafía y las propiedades se muestran en la siguiente figura

ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO					
Estrato	Profundidad	H	W	γ sat.	Descripción
	m	m	%	Vm^3	
1	0-1.8	1.8	46.2	1.55	Limo arenoso
1'	1.8-2.1	0.3	46.2	1.55	Limo arenoso
2	2.1-4.8	2.7	75.1	1.43	Limo poco arenoso
3	4.8-5.6	0.8	147.8	1.32	Arcilla limosa
3'	5.6-6.6	1.0	147.8	1.32	Arcilla limosa
4	6.6-11.4	4.8	109.6	1.39	Arcilla limosa
5	11.4-15.0	3.6	260.4	1.18	Arcilla limosa

Figura 2.1.14 Estratigrafía del subsuelo

Procedemos al cálculo del factor de seguridad según Tamez et al(1987):

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

De donde:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.2 H_m / B) (1 + 0.2 B / L)$$

Y la expresión $2H_p/L=0.125$

H	H_p	B	L	q	γ	C_u	N_c	F.S.
(m)	(m)	(m)	(m)	(Vm^2)	Vm^3	(Vm^2)		
5.6	2.5	16.5	39.8	1.5	1.39	3.00	6.11	1.97

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Por lo tanto el factor de seguridad (F.S.) es igual 1.97

Como observamos se cumple que el factor de seguridad es igual a 1.97 por lo tanto podemos decir que cumple según valores recomendados por Tamez para el caso de esta excavación.

2.1.15 Como siguiente paso procedemos al calculo $h > \gamma_w h_w / \gamma_m$ para checar la falla de fondo por supresión.

De donde:

$$h_w = 6.8 \text{ m}$$

$$\gamma_m = 1.39 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^2$$

$$h = 3 \text{ m}$$

haciendo operaciones obtenemos:

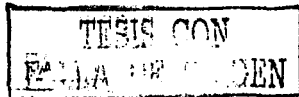
$$(\gamma_w h_w) / \gamma_m = (1)(6.8) / 1.39 = 4.89$$

y sabemos que $h = 3.00 \text{ m}$. Como podemos observar que;

$$3.00 \text{ m} < 4.89 \text{ m}$$

Por lo tanto no cumple con esta desigualdad ($h > \gamma_w h_w / \gamma_m$) para esta excavación y si se presenta la falla por supresión.

Por lo cual se recomienda construir pozos de alivio de presión.



CAPITULO 2.2

2.2 ESTABILIDAD DE TALUDES.

2.2.1 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD.

La seguridad de una masa de tierra contra falla o movimiento es lo que se llama su estabilidad y debe considerarse no sólo en el proyecto de estructuras de tierra,

sino también en la reparación y corrección de las que han fracasado. Los proyectos de los taludes de los cortes abiertos y la sección transversal de los terraplenes, están basados principalmente en los estudios de estabilidad, a menos que el proyecto sea tan pequeño que se puedan tolerar las fallas ocasionales. Cuando ocurren los fracasos, ya sean deslizamientos o corrimientos, o hundimientos, es necesario hacer estudios de estabilidad para determinar la causa de la falla y poder indicar la corrección y el mejor método para prevenir dificultades futuras.

2.2.2 CAUSAS DE LOS MOVIMIENTOS DE LAS MASAS DE TIERRA.

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

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

2.2.2 CAUSAS DE LOS MOVIMIENTOS DE LAS MASAS DE TIERRA.

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

Las fallas localizadas en un solo punto de la masa de tierra no indican, necesariamente, que la masa sea inestable.

La inestabilidad sólo se produce como resultado de la falla por esfuerzo cortante en una serie de puntos que definen una superficie, a lo largo de la cual se produce el movimiento. Es difícil determinar la causa de muchos movimientos de masas de tierra. Realmente cualquier cosa que produzca una disminución de la resistencia del suelo, contribuye a la inestabilidad y deben tomarse en consideración, tanto en proyecto de las estructuras de tierra como en la corrección de las fallas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.2.3 CAUSAS DE LA INESTABILIDAD.

TABLA 2.2.4 CAUSAS QUE PRODUCEN AUMENTO DE ESFUERZOS

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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 2.2.5 CAUSAS QUE PRODUCEN DISMINUCIÓN DE RESISTENCIA

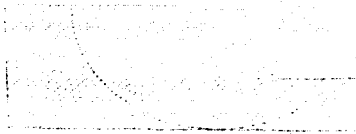
1.- Expansión de las arcillas por absorción de agua.
2.- Presión de agua intersticial (esfuerzo neutro).
3.- Destrucción de la estructura, suelta o de panal, del suelo por el choque vibración o actividad sísmica.
4.- Fisuras capilares producidas por las alternativas de expansión y retracción o por tracción .
5.- Deformación y falla progresiva en suelos sensibles.
6.- Deshielo de suelos helados o lentes de hielo.
7.- Deterioro del material cementante.
8.- Pérdida de la tensión capilar por secado.

La falla puede ser el resultado de cualquiera de estos factores, aislados o combinados. La mayoría son independientes, pero algunos pueden estar relacionados entre sí.

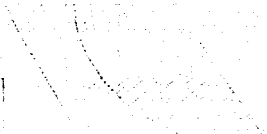
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

2.2.6 ESTABILIDAD DE LOS TALUDES.

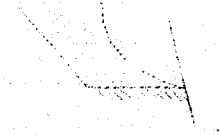
Entre las más corrientes fallas de masa de tierra están las que producen por taludes inestables. La gravedad en la forma de peso de la masa de suelo y del agua que pudiera estar sobre ella, es la fuerza principal que tiende a producir la falla, mientras que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es la principal fuerza resistente. La superficie de falla tiene la forma de la concavidad de una cucharita de café o de la mitad de un huevo que se haya cortado longitudinalmente, con el extremo menor en la parte superior del talud y el más ancho como se presenta en la siguiente figura 2.2.7



a). Falla de base o profunda



b). Falla de pie de talud



c). Falla de talud o de frente

Fig. 2.2.7 Tipos de fallas aproximadamente circulares

La falla ocurre en una de las tres formas que se representan en la figura anterior. La falla de base o profunda se produce en arcillas blandas o que tengan numerosas vetas blandas. La parte superior del talud se cae dejando un escape vertical mientras que el terreno a nivel situado más allá del talud se levanta. La falla de pie de talud, se produce en taludes de gran pendiente y el suelos que tienen un ángulo de fricción interna apreciable. La parte superior del talud cae formando frecuentemente una serie de escalones, mientras que el terreno situado cerca del extremo inferior del talud se comba hacia fuera cubriendo el pie del talud.

La falla de talud o de frente es un caso especial de la falla de pie de talud en que la presencia de un estrato duro limita la extensión de la superficie de falla.

2.2.8 ANALISIS POR TANTEOS.

El análisis de la estabilidad de un talud es un problema de equilibrio plástico. Cuando la masa está a punto de fallar, las fuerzas que producen el movimiento han llegado a ser iguales a la resistencia que opone la masa movida. Debido a la geometría irregular de la masa y al complejo sistema de fuerzas que hay en cualquier problema real, los métodos de análisis directo, como los que se usan para el empuje de tierras, rara vez son aplicables. En vez de esto, es mucho más práctico emplear un sistema de tanteo para determinar el factor de seguridad en un proyecto tentativo o la falla potencial en un talud existente.

Dicho sistema consiste en suponer una superficie de falla potencial y se calcula la resistencia al esfuerzo cortante que actúa a lo largo de esa superficie;

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

después se determinan las fuerzas que actúan en el segmento de suelo limitado por la superficie de falla y posteriormente se calcula el factor de seguridad de ese segmento en la forma siguiente:

Seguridad contra rotación:

$F_m S =$ momento resistente / momento que produce la falla

Seguridad contra traslación (movimiento en línea recta):

$F_1 S =$ fuerzas que se oponen al movimiento / fuerzas que producen el movimiento;

2.2.9 EXCAVACIONES ABIERTAS.

Excavaciones abiertas son aquellas que no requieren el uso de entibación para soportar el suelo. Se usan cuando al excavar se encuentran suelos duros que no necesitan soporte y en carreteras, ferrocarriles, y canales, ya que por su gran longitud el costo de la entibación sería muy grande. Las excavaciones o cortes menores de 10 m de profundidad se proyectan con la experiencia.

2.2.10 EXCAVACIONES PROFUNDAS.

Las excavaciones profundas deben investigarse basándose primeramente en un estudio preliminar del suelo y un análisis de la estabilidad del talud, utilizando la resistencia al esfuerzo cortante con drenaje. Si el suelo es una arcilla que se expande o que está fisurada o sometida a filtraciones, es necesaria una investigación más amplia. Debe comprobarse el estado en que se encuentran las excavaciones próximas en suelos similares y, si fuera necesario, se hará una

excavación con un talud tal que produzca la falla. La resistencia del suelo determinada por un análisis de falla, correlacionada con los datos de laboratorio del suelo de la excavación, se usarán para determinar el talud seguro. En casos extremos, en que por lo errático del suelo sea imposible hacer un análisis exacto, puede que sea necesario colocar puntos de referencia en la parte superior del talud terminado para prevenir cualquier movimiento imprevisto que pueda conducir a la falla del mismo.

2.2.11 ALGUNOS ASPECTOS DEL COMPORTAMIENTO MECANICO DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO

Para poder aplicar el método de las líneas características a problemas de estabilidad a corto plazo y largo plazo de las excavaciones efectuadas en el Valle de México, es necesario que las arcillas involucradas cumplan con las hipótesis del método en cuanto a propiedades mecánicas las cuales son;

- 1.- El material es puramente cohesivo.
- 2.- Durante la falla, la variación del volumen del material es nula .

La hipótesis 1, se ha podido demostrar con base en numerosas pruebas de laboratorio que las arcillas del valle de México se comportan a corto plazo, como materiales puramente cohesivos, cuya cohesión disminuye con el tiempo. La disminución de la cohesión puede asociarse con un cambio a largo plazo de la orientación de las partículas constitutivas de la arcilla y es del orden de 30% como

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

máximo. Además, tomando en cuenta que las arcillas del Valle de México son materiales saturados y poco permeables la condición 2 se cumple satisfactoriamente. Siendo la falla rápida el material ni expulsa , ni absorbe agua durante la etapa de falla.

En condiciones son aplicables las ecuaciones siguientes:

$$3.- P_A - P_B + 2C(\alpha_A - \alpha_B) = -\gamma(Z_A - Z_B)$$

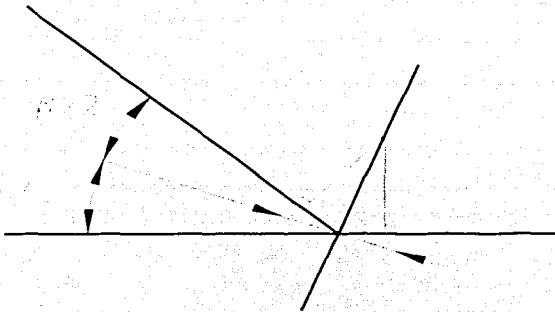
$$4.- P_C - P_D = 2 C(\alpha_C - \alpha_D) = -\gamma(Z_C - Z_D)$$

Para el caso de las excavaciones en el Valle de México.

2.2.12 ESTABILIDAD A LARGO PLAZO DE LOS TALUDES DE LAS EXCAVACIONES.

En los taludes de excavaciones se genera un esfuerzo de tensión horizontal en la parte superior de la masa del suelo y un esfuerzo de compresión en su pie, suponiendo que el pie del talud está constituido por una transición suave entre las rectas que conforman el fondo de la excavación y el talud como se muestra en las siguientes figuras 2.2.13(a,b,c,d)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



a) Condiciones en el pie del talud

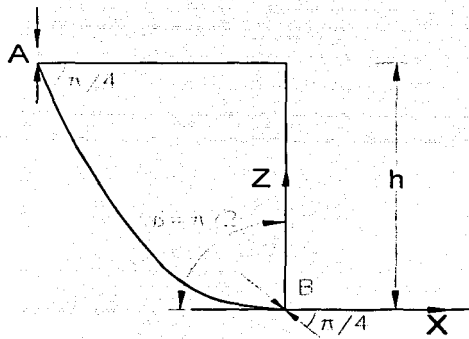


Figura 2.2.13 b

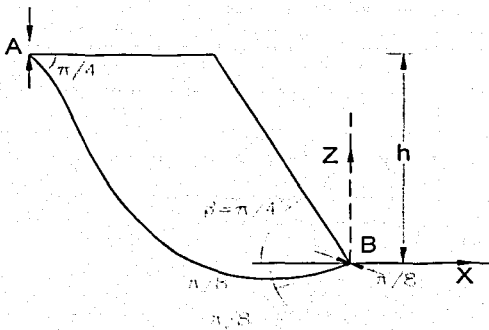


Figura 2.2.13 c

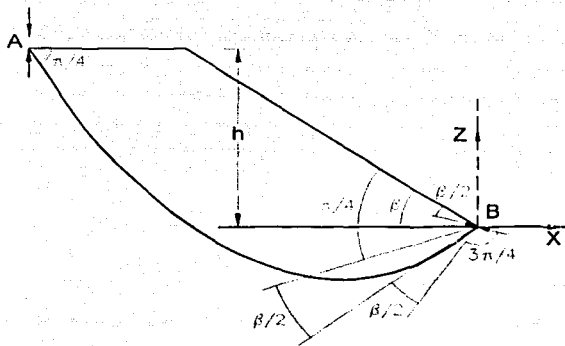


Figura 2.2.13.d

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La dirección del esfuerzo principal mayor en este punto es la bisectriz de ángulo menor formado por ambas rectas.

Consecuentemente, la línea característica que ha de formar un ángulo de $+\pi/4$ con el esfuerzo principal mayor en cada uno de sus puntos, de acuerdo con lo expuesto en el inciso 2, parte del punto "A" con un ángulo de $+\pi/4$ respecto a la vertical y varía de inclinación en el punto "B", de acuerdo con la pendiente β del talud como se muestra en las siguientes figuras.

Los valores de P_A , P_B , α_A , α_B , Z_A , Z_B , se anotan en la tabla siguiente

caso	P_A	P_B	α_A	α_B	Z_A	Z_B	$P_A - P_B + 2C (\alpha_A - \alpha_B) = -\gamma (Z_A - Z_B)$
b	(-c)	(+c)	$(-\pi/4)$	0	h	0	$\gamma h = (\pi/2 + 2)c$
c	(-c)	(+c)	$(-\pi/4)$	$(+\pi/8)$	h	0	$\gamma h = c(2 + 3\pi/4)$
d	(-c)	(+c)	$(-\pi/4)$	$(\pi/4 - \beta/2)$	h	0	$\gamma h = c(2 + \pi - \beta)$

TABLA 2.2.14 ESTABILIDAD DE TALUDES

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

para cada caso considerado y el resultado de aplicar la formula

$P_A \cdot P_B + 2c(\alpha_A \cdot \alpha_B) = -\gamma(Z_A - Z_B)$ en el caso (d) obtenemos:

$$\gamma h / c = (2 + \pi - \beta)$$

Al variar β se obtienen los siguientes resultados:

$$\gamma h / c = 2 + \pi / 2, \text{ para } \beta = \pi / 2$$

$$\gamma h / c = 2 + \pi, \text{ para } \beta = 0$$

Definiendo el coeficiente de estabilidad N_c , como :

$$N_c = (2 + \pi - \beta)$$

El factor de seguridad contra falla de pie , F.S. de un talud esta dado por :

$$F.S. = N_c C / \gamma h$$

Cabe señalar que se ha demostrado que el coeficiente de estabilidad N_c , obtenido mediante la teoría de las líneas características, no depende de la ausencia o presencia de grietas de tensión en la parte superior del talud. Por lo tanto las fallas a largo plazo no deben asociarse con la generación de grietas de tensión sino con una disminución de cohesión del material.

Por lo tanto N_c solo depende de la pendiente del talud y del factor de seguridad a largo plazo, (F.S.) del talud, es proporcional a su factor de seguridad a corto plazo, (F.S.)_c

$$(F.S.)_c = (F.S.) L C_o / C_\infty$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

donde C_0 y C_∞ las cohesiones a corto plazo y largo plazo respectivamente.

2.2.15 FACTOR DE SEGURIDAD PARA UN PROYECTO.

Cuando se han investigado los factores de seguridad de taludes y terraplenes existentes, se ha encontrado que son relativamente bajos comparados con los de otras estructuras. Aunque un factor de seguridad de 2 ó 2.5 es corriente en proyectos de edificios, si se aplicara a terraplenes haría sus costos tan elevados que no se podrían construir. Muchas estructuras de tierra que tienen un factor de seguridad calculado tan bajo como 0.9, han demostrado su estabilidad por la prueba del tiempo. La tabla siguiente indica lo que significan los diferentes valores de los factores de seguridad de las masas de suelo. Los factores de seguridad se aplican a la combinación más crítica de fuerzas, pérdida de resistencia y esfuerzos neutros, a que pueda estar sometida la estructura.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 2.2.16. Significación de los factores de seguridad

Factor de seguridad	Significación
Menor que 1	Inseguro
1.0 - 1.2	Seguridad dudosa
1.3 - 1.4	Satisfactorio para cortes y terraplenes, dudoso para presas
1.5 ó mayor	Seguro para presas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.2.17 Recomendaciones para el mejoramiento de la estabilidad de las excavaciones

La estabilidad de una excavación se puede mejorar reduciendo los esfuerzos en el suelo o aumentando su resistencia. Los esfuerzos en el suelo se pueden reducir, en la mayoría de los casos, abatiendo el talud. Si las secciones que requieren mejoramiento de su estabilidad son cortas, el talud se puede soportar parcialmente por un pequeño muro de sostenimiento de tierras. La presión del agua en las grietas en los suelos cohesivos se puede eliminar por drenes superficiales colocados por arriba del talud para interceptar el agua y por drenes horizontales perforados en el paramento del talud.

Se puede aumentar la resistencia de los suelos no cohesivos o ligeramente cohesivos eliminando el esfuerzo neutro con drenes superficiales y drenes horizontales en el paramento del talud. Un buen drenaje ha sido siempre la medida más efectiva para mejorar la estabilidad de los taludes donde el agua es un factor en la inestabilidad. La resistencia de los suelos cohesivos es difícil de mejorar permanentemente .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO 3.0.

3.0 EMPUJE DE TIERRAS SOBRE ELEMENTOS DE SOPORTE

3.0.1 APUNTALAMIENTO DE EXCAVACIONES PROFUNDAS.

Cuando la profundidad de la excavación es mayor que 6 m, el uso de forros de madera se hace antieconómico y se emplean comúnmente otros métodos para apuntalar. De acuerdo con uno de los procedimientos, se hincan tablestacas de acero alrededor del límite de la excavación. Al ir extrayendo el suelo del recinto formado por las tablestacas, se insertan largueros y puntales.

Ejemplos de tablestacas que comúnmente se usan para este objeto se muestran en las siguientes figuras; 3.0.2, 3.0.3 , 3.0.4.

3.0.2)



3.0.3)



3.0.4)

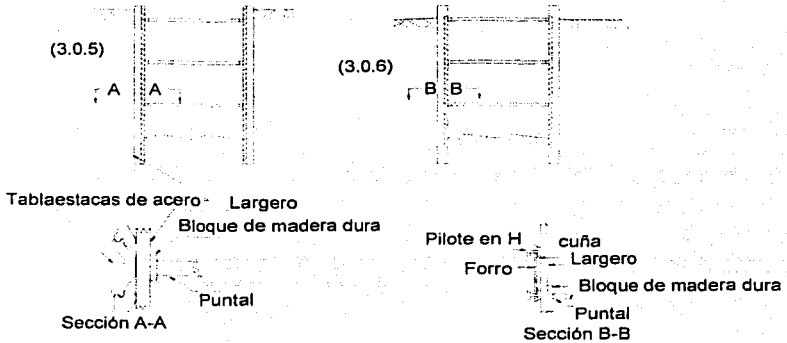


Tipos de tablestaca comúnmente usadas para apuntalar los frentes de las excavaciones profundas 3.0.2) De alma plana, 3.0.3) De alma curva, 3.0.4) Con forma de "Z".

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La resistencia y rigidez de la tablestaca tipo 3.0.3 que tiene el alma en forma de arco, excede a la de alma plana tipo 3.0.2; mientras que las tablestacas con alma en forma de 3.0.4 son las que tienen la mayor resistencia. En consecuencia, se usan los tipos 3.0.2 y 3.0.3 en excavaciones de poca profundidad y el tipo 3.0.4 para las excavaciones más profundas, o para aquellas en que se espera tener presiones muy grandes.

Cuando la excavación se ha profundizado unos cuantos metros, se insertan largueros y puntales, como se muestra en la siguientes figuras.



Secciones transversales en apuntalamientos típicos de excavación profundas 3.0.5) Tablestaca de acero, 3.0.6) Frente retenido por pilotes y forro.

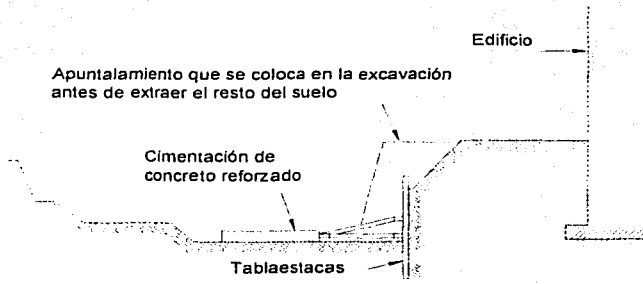
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los largueros comúnmente son de acero, y los puntales pueden ser de acero o de madera. Prosigue luego la excavación a un nivel inferior, y se instala otro juego de largueros y puntales. Este proceso 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 movimientos locales. En algunos casos, con la porción hincada se elimina la necesidad de instalar un puntal en el fondo del corte. Es importante proporcionar apoyo vertical al apuntalamiento. Esto puede hacerse manteniendo debajo de sistema de apuntalamiento para que transmitan su peso al suelo inferior o sujetando el apuntalamiento a vigas que se extiendan a través del borde superior del corte.

En la mayor parte de los suelos, puede exponerse una cara vertical de varios metros cuadrados sin peligro de que el terreno sufra colapso. Entonces, puede ser posible eliminar las tablestacas para reemplazarlas con una serie de pilotes colocados con una separación de 1 a 3 m. En general, al avanzar la profundidad de la excavación de un nivel a otro, se insertan largueros y puntales de la misma manera que para el forro de metal.

Si el ancho de una excavación profunda es muy grande para que permita el uso de puntales y además sea factible económicamente a través de toda la excavación, pueden usarse puntales inclinados, siempre que exista el apoyo adecuado para ellos. En algunos casos, es posible excavar la porción central del lugar a su máxima profundidad y colocar parte de la cimentación. Después, la parte terminada de la cimentación sirve de apoyo a los puntales inclinados o rastras que se requieren cuando se excava el resto. Este procedimiento se muestra en la siguiente figura 3.0.7

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



3.0.7 Apuntalamiento típico en excavaciones anchas y profundas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Como alternativa del apuntalamiento transversal o de los puntales inclinados, con frecuencia se usan tirantes de acuerdo a la siguiente figura 3.0.8.

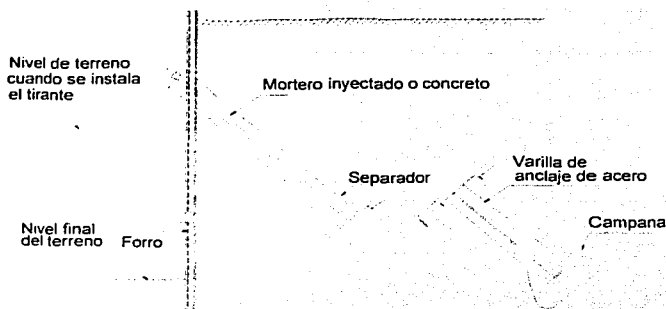


Fig.3.0.8 Sistema de tirantes para soportar frentes verticales en cortes

Fig. 3.0.8 Sistema de tirantes para soportar frentes verticales en cortes.

Se hacen agujeros inclinados en el suelo fuera del ademe o de los pilotes; en terreno favorable se hace una ampliación o campana en el extremo del agujero. Luego se coloca el refuerzo que va a trabajar a la tensión y se llena de concreto la perforación. Usualmente, cada tirante se pre-esfuerza antes de aumentar la profundidad de la excavación.

Ocasionalmente, los muros exteriores se construyen en una zanja llena de lodo o de líquido denso de arcilla en suspensión semejante al lodo de barrenación. El lodo estabiliza las paredes de la zanja y permite la excavación sin necesidad de ademe o de apuntalamiento.

Por otra parte, un apuntalamiento proyectado correctamente y construido con cuidado puede reducir materialmente el cambio en la presión lateral en el material adyacente a la excavación y, por lo tanto, es capaz de reducir los asentamientos a

un valor que puede considerarse como prácticamente mínimo para un trabajo particular.

Donde los asentamientos pueden dañar estructuras adyacentes, es un deber del ingeniero asegurarse de que el método propuesto para apuntalar las excavaciones es capaz de reducir los asentamientos a valores tolerables .

Si estos condición se satisface y los asentamientos son excesivos, el daño se le atribuye a la falta de una mano de obra buena .

Una recomendación para reducir los movimientos del terreno adyacente al mínimo, consiste en pre-esforzar cada puntal antes de que se inserte, en la siguiente figura 3.0.9 se ilustra el método y que consiste en que antes de insertar un puntal, se equipan con gatos hidráulicos dos puntales auxiliares para aumentar la distancia entre los largueros contra los cuales se va apoyar el puntal. Luego se inserta el puntal y se aprieta bien con cuñas, de manera que permanezcan en el puntal esfuerzos de varias toneladas cuando se aflojen los gatos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

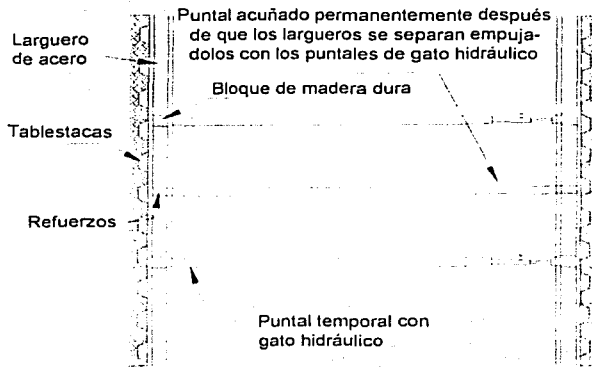


Fig. 3.0.9 Método para pre-esforzar los puntales en los frentes de excavaciones

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO 3.1

3.1.1 EMPUJE DE TIERRAS SOBRE ELEMENTOS DE SOPORTE SEGÚN EL CRITERIO DE J. ALBERRO EMPUJE DE TIERRAS SOBRE EL ADEME DE LAS PAREDES DE UNA EXCAVACIÓN

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 según J. Alberro como:

$$N_b = \gamma H / c_u$$

Donde H = profundidad de la excavación (figura 3.1.2)

γ = peso volumétrico del suelo comprendido entre la superficie y el fondo de la excavación

c_u = resistencia al corte del suelo localizado por debajo del fondo de la excavación

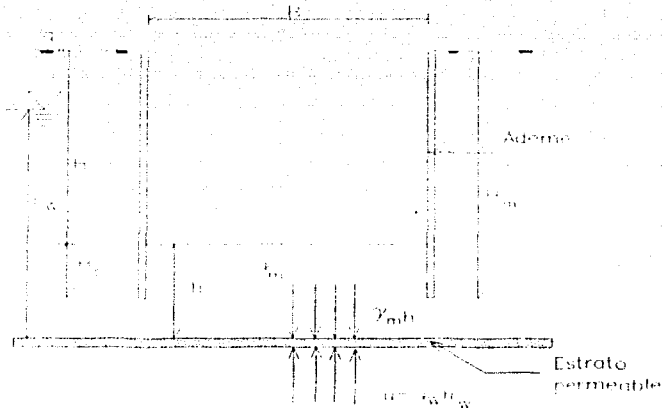


FIGURA 3.1.2 GEOMETRIA DE UNA EXCAVACION

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 de N_b que corresponde a la falla varía entre 6.2 y 9.1, de acuerdo con las dimensiones de la excavación.

Por lo anterior, para valores de N_b menores o iguales que 4.0, el suelo se puede tratar como un material elástico, calculando la presión horizontal sobre el ademe con el método del coeficiente de empuje en reposo K_0 . Este procedimiento consiste en obtener el diagrama de presión efectiva y multiplicarlo por K_0 . Como se muestra en la figura 3.1.1, 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 como se muestra en la figura 3.1.3

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

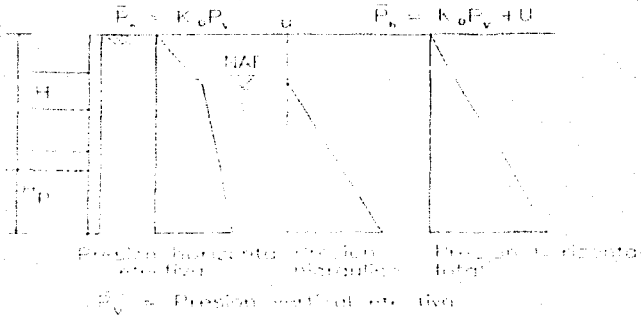


Figura 3.1.3 Presiones horizontales sobre el ademe de la excavación ($N_b \leq 4$)

Para valores de N_b mayores que 4.0 se forma cerca del fondo de la excavación una zona plástica, cuyas dimensiones aumentan al incrementarse N_b hasta alcanzar la falla de fondo. Se requiere y debe solucionarse por medio, en este caso basarse en una teoría de falla para calcularlas presiones laterales. Con la teoría de Rankine la presión horizontal activa la podemos calcular de la siguiente manera según la ecuación la cual está dada por

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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

y el empuje total horizontal

$$E_a = \gamma H^2 / 2 - 2 C H$$

$$E_a = (1 - 4 c_u / \gamma H) (\gamma H^2 / 2)$$

$$E_a = K_a (\gamma H^2 / 2) \quad (3.1.4)$$

Con $K_a = (1 - 4 c_u / \gamma H) \quad (3.1.4)$

La ecuación 3.1.4 se puede poner $K_a = (1 - 4 m c_u / \gamma H) \quad (3.1.5)$

En donde el valor de "m" depende de la clase de suelo.

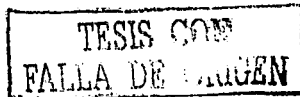
Vamos a tomar un ejemplo de una excavación que se realizó en el sistema de Transporte colectivo Metro de la Ciudad de México, en calle de Medellín.

Se puede, por tanto, considerar que, en excavaciones de longitud corta, el problema es esencialmente elástico para valores de N_b del orden de 4.

3.1.6 Excavaciones en arcillas con $N_b \leq 4$.

Como en este caso el coeficiente es menor a 4 trataremos el problema mediante la teoría de la elasticidad, los datos de los empujes laterales obtenidos en las secciones instrumentadas del metro han sido analizados con este criterio.

La estratigrafía de este ejemplo se presenta en la siguiente figura



El ejemplo corresponde a una excavación de 7m. De profundidad en un terreno esencialmente arcilloso. En la figura anterior se presenta el corte estratigráfico del terreno en el sitio. La cohesión de la arcilla es igual, en promedio, a 2 ton / m² y el coeficiente de estabilidad N_b, vale 3.6. La excavación, además con dos muros de concreto colados in situ, ha sido apuntalada a 2.4 y 5.50m de profundidad, además que la tablestaca de concreto coladas in situ, fue unida a los muros estructurales. La rigidez de estas tablestacas es igual a 239 x 10² ton x m²/ m. Los datos de presiones totales medidas se presentan en la figura siguiente

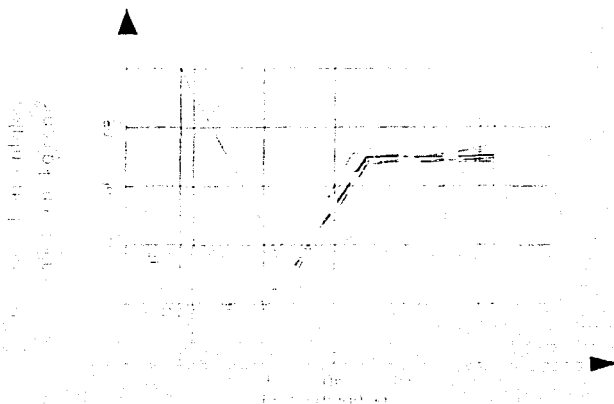


FIG.3.1.8 PRESIONES HORIZONTALES TOTALES EN MEDELLÍN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- A.- 7 DE JUNIO
- B.- 10 DE JUNIO
- C.- 11 DE JUNIO
- D.- 14 DE JUNIO
- E.- 17 DE JUNIO
- F.- 20 DE JUNIO
- G.- 24 DE JUNIO
- H.- 26 DE JUNIO
- I.- 10 DE JULIO
- J.- 25 DE JULIO

Puede notarse la baja dispersión de los valores registrados a 4 Y 10 m. De profundidad entre el 7 de junio y el 25 de julio.

Los valores de presión horizontal medida en el gato plano localizado a 1.8 m de la superficie del terreno son más variables, debido a la presencia, a este nivel, de una hilera de puntales que sé precarga de vez en cuando.

Las presiones de poro medidas en la cercanía de cada uno de los gatos planos se restaron de las presiones totales horizontales, obteniéndose finalmente la variación del coeficiente de empuje K, en función de los esfuerzos efectivos. Ya que el diagrama de presiones horizontales efectivas es triangular, se hace notoria la constancia de este coeficiente como se muestra en la siguiente figura.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

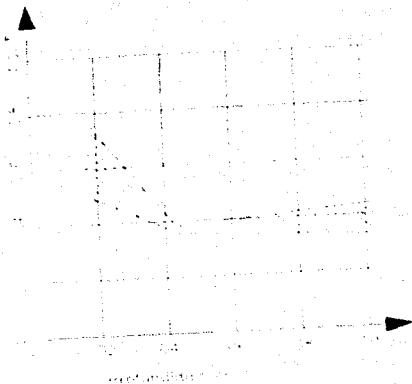


Fig.3.1.9 Coeficiente de empuje, K, en términos de esfuerzos efectivos, en Medellín

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO 3.2

EMPUJE DE TIERRAS SOBRE ELEMENTOS DE SOPORTE SEGÚN CRITERIO DE R.B. PECK.

3.2.1 INTRODUCCIÓN

Las mediciones disponibles de carga a puntales en cortes se revisaron por Flaate y se condensaron en dos diagramas semi-empíricos de presión aparente, por Terzaghi y Peck para estimar las cargas máximas en los puntales que pudieran esperarse en el anclaje para un corte dado.

Los diagramas de presión aparente se presentan en la siguiente figura 3.2.3

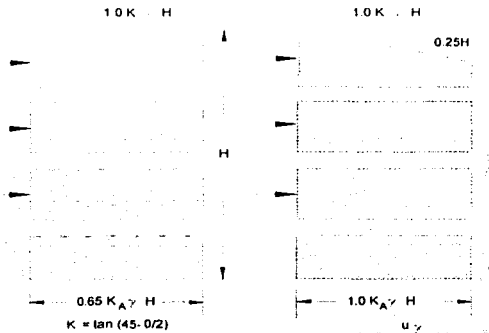


Figura (3.2.a)

Figura (3.2.b)

La cual no tiene la intención de presentar la distribución real de la presión real de la tierra en ningún corte vertical, si no más bien constituye las presiones hipotéticas desde donde podían calcularse las cargas de los puntales que pudieran aproximarse pero no excederse en el corte real.

Los diagramas de presión aparente para estimar cargas de los puntales en arena en la figura (3.2.a) concuerdan bien con los datos disponibles

Los procedimientos semi-empíricos para estimar las cargas de los puntales en arcillas blandas fueron mucho menos satisfactorios

El ancho del diagrama de presión aparente en el procedimiento recomendado en la figura 3.2.b es directamente proporcional al coeficiente de presión activa de tierra K_A ; lo mismo fue cierto en cuanto a la regla trapezoidal original propuesta por Peck. Se observó que la regla trapezoidal original subestima la carga de los puntales en los cortes cuando las profundidades de los cortes fueron todavía pequeñas. Los datos obtenidos apoyan esta conclusión. Además, el ancho del

diagrama de presión aparente " $K_A \gamma H$ " se vuelve negativo ya que $K_A = 1 - 4 S_u / \gamma H$, cuando $\gamma H / S_u < 4$, esta desigualdad puede satisfacerse en un corte profundo si S_u es lo suficiente grande o en una arcilla blanda si H es lo suficientemente pequeño. En tanto la experiencia demuestra que la presión de tierra no es cero ni negativa en estas condiciones.

Con la información que ahora se cuenta puede justificar las siguientes conclusiones. El comportamiento del suelo y sistema de anclaje depende del número de estabilidad $N = \gamma H / S_u$, donde S_u es la resistencia de corte de la arcilla de al lado y debajo del corte a la profundidad que estaría implicada si una falla general de corte ocurriera por la excavación. (N número de estabilidad N se refiere a todo el suelo involucrado, en tanto que N_b pertenece estrictamente a la resistencia en los niveles debajo de la excavación en cualquier punto).

Cuando la profundidad de la excavación corresponde a valores de N mayores de 6 o 7, se han desarrollado extensas zonas plásticas en por lo menos hasta la profundidad del fondo del corte y la suposición de un estado de equilibrio plástico es válida. Los procedimientos semi-empíricos para determinar de los puntales basada en la teoría de la presión de la tierra, se vuelven más adecuados.

La distinción en comportamiento para cortes en arcillas no puede hacerse, con respecto a la rigidez de la arcilla. Debe sacarse basándose en el comportamiento del corte que, por el momento, se considera reflejado por valores relativos al

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

numero de estabilidad N . El mismo corte en sus etapas de poca profundidad puede caracterizarse por valores de N menores a 3 o 4, y en sus etapas más profundas por valores mayores de 5 o 6.

3.2.3 LA REGLA DE R. B. PECK.

Según la cual el empuje total máximo sobre los puntales puede calcularse considerando un empuje lateral máximo, P , variable entre 0.2 y $0.4\gamma H$ como se muestra en la siguiente figura,

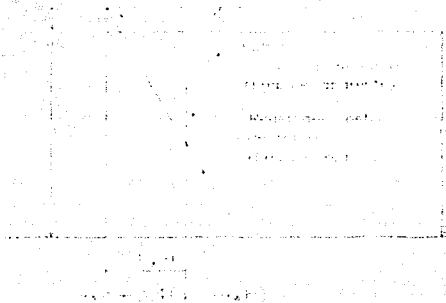


FIGURA 3.2.4 EMPUJES TOTALES

Es probablemente válida tratándose de arcillas saturadas localizadas por encima del nivel freático. Cuando el nivel freático es superficial, como el caso de la ciudad de México recomienda utilizar la siguiente ecuación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$P = \gamma_w h + 0.4 (\gamma H - \gamma_w H)$$

Donde:

- H profundidad de la excavación
h diferencia de elevación entre el nivel freático y el fondo de la excavación
 γ peso específico del terreno saturado
 γ_w peso específico del agua

Peck en 1969 proporcionó valores de empuje de tierras en excavaciones ademadas, basados en observaciones reales. En la figura 3.2.5a se muestra el diagrama de presiones recomendado para la arcilla de la ciudad de México, para la que se recomienda un valor de "m" del orden de 0.4. El diagrama de la fig 3.2.5a presenta el inconveniente de que para excavaciones profundas la presión horizontal resulta en ocasiones menores que el empuje del agua, por lo que se recomienda que se sobrepongan los diagramas de Peck y del coeficiente en reposo, y se utilice la envolvente de ambos diagramas, como se indica en la figura 3.2.5b

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

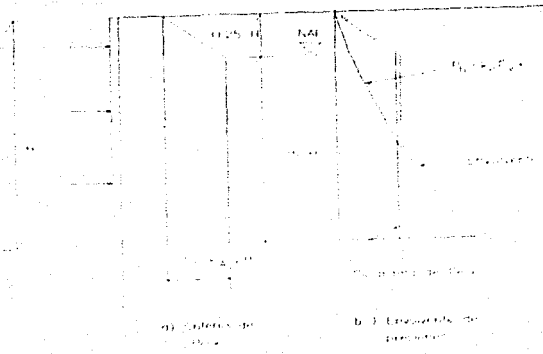
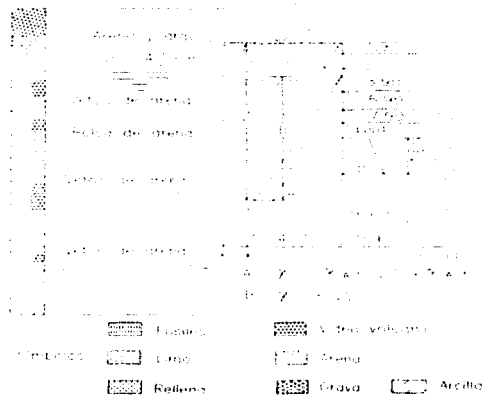


FIG 3.2.5 PRESIONES HORIZONTALES SOBRE EL ADEME DE LA EXCAVACION

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Para el caso de excavaciones, realizadas en México y con N_b superior a 4, las cargas en los puntales no se ajusta a la regla empírica de dada por R.B. PECK. Las mediciones efectuadas muestran que las reacciones en los puntales son superiores a las observadas en otros sitios. Esta distribución excepcional de las cargas sobre los puntales puede deberse a las deflexiones sufridas por la tablestaca antes de colocar cada hilera de puntales, sin que sea necesario justificarla considerando una redistribución de los empujes laterales reales.

Para verificar esta hipótesis vamos a tomar como ejemplo la excavación que se realizo en el sifón de Morazán en la Ciudad de México, la tablestaca se ha analizado como continua, sometida a empujes activos y pasivos, calculados de acuerdo con la teoría de Rankine, y apoyada en los puntales como se muestra en la figura 3.2.6;



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG.3.2.6. ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO EN EL SIFÓN DE MORAZAN

Las cargas de los puntales dependen de los desplazamientos de la tablestaca previos a la colocación de aquel para la cuarta etapa de excavación, resultaron iguales a la siguiente tabla;

$R_1 = 1.0 + 884 V_1 - 2006 V_2 + 1407 V_3 - 289 V_4$
$R_2 = 8.3 - 2006 V_1 + 2006 V_2 - 5140 V_3 + 1735 V_4$
$R_3 = 15.6 + 1407 V_1 - 54140 V_2 + 6894 V_3 - 3273 V_4$
$R_4 = 39.4 - 289 V_1 + 1735 V_2 - 3273 V_3 - 1932 V_4$
$P = 8.7 + 4 V_1 - 25 V_2 + 112 V_3 - 105 V_4$

TABLA 3.2.7.

Donde R_i y V_i son las cargas y los desplazamientos de los puntales i , y P la carga en el extremo inferior de la tablestaca.

En estos cálculos se ha despreciado el efecto de la primera etapa de construcción anterior a la excavación, del sifón. Durante esta primera etapa se excavo hasta 2.30 m de profundidad una zona de 10 m de ancho que rodeaba el perímetro del futuro sifón.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La aplicación de esta formulas para los valores medidos de los desplazamientos relativos de los puntos de apoyo, tomando como referencia la extremidad inferior de la tablestaca, queda resumida en la siguiente tabla.

Tabla 3.2.8 Reacción en los apoyos en función de sus desplazamientos relativos

APOYO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN CM.	REACCION CALCULADA EN TON.	REACCION MEDIDA EN TON.
1	-2.5	-3.9	6.5
2	-5.4	14.2	15.2
3	-9.0	8.8	8.0
4	-12.3	9.9	6.5

TESIS CON
FALLA DE JACEN

Por lo tanto la regla empírica de R.B. Peck para calcular las cargas en puntales no se aplica al de la excavación del sifón de Morazán, y esto se debe, como se acaba de ver, a la excepcional magnitud de los desplazamientos de la tablestaca. Conviene subrayar, además, que tales desplazamientos pueden provocar una disminución notoria de la resistencia al corte de la arcilla en prueba no drenada; este efecto contribuirá a aumentar los empujes activos con la teoría de Rankine.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

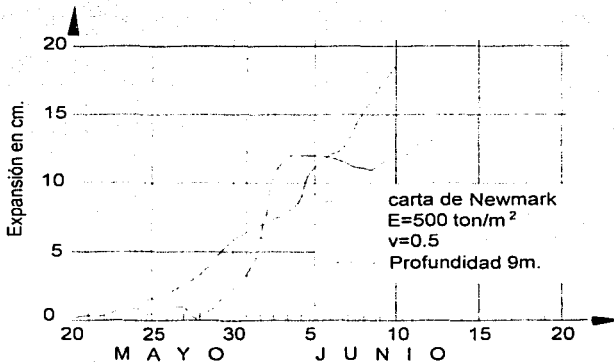
CAPITULO 4.0.

Movimiento del fondo y de las zonas vecinas de la excavación

4.0.1 Desplazamiento a corto plazo

El fondo de una excavación sufre levantamientos durante el proceso de descarga.

Este fenómeno es a corto plazo, elástico, las figuras 4.0.2, 4.0.4, presentan varios casos de desplazamientos verticales del fondo de una excavación, analizados mediante el diagrama construido por N. M. Newmark ; la comparación entre los calculados por este método y los medidos directamente se observa que concuerdan con una buena aproximación.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.0.2 Movimiento vertical-tiempo

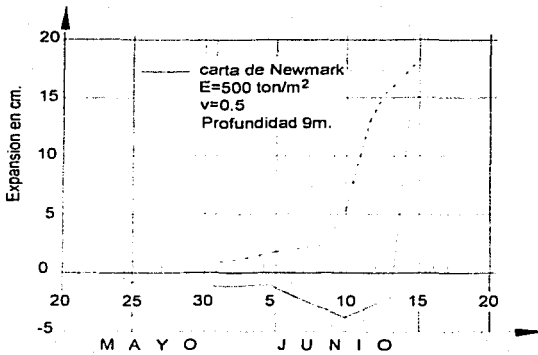


Figura 4.0.3 Movimiento vertical-tiempo

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Obsérvese, en las figuras 4.0.2, 4.0.3, que las expansiones medidas y calculadas son iguales a 15 cm, aproximadamente, y se trata de excavaciones protegidas con muros colados in situ. En el caso de la figura 4.0.4,

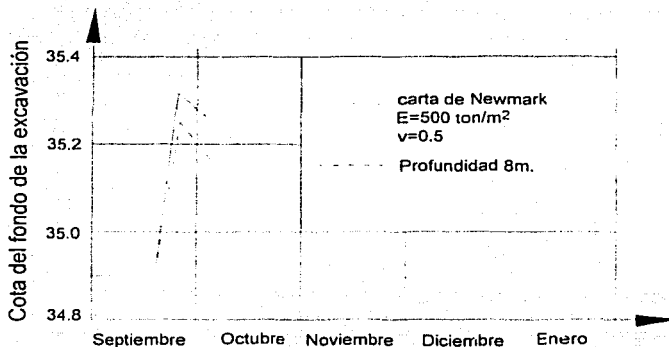


Figura 4.0.4 Movimiento vertical-tiempo

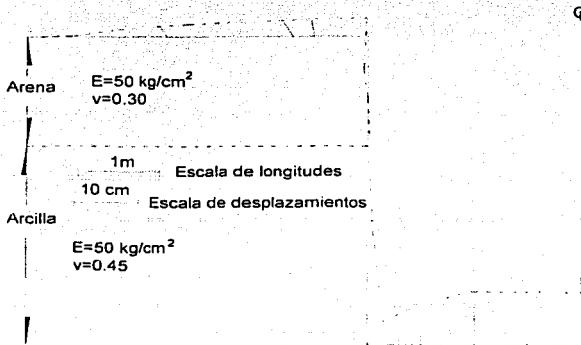
Relativas a una excavación realizada a cielo abierto con taludes de 0.75 a 1, las expansiones medidas y calculadas son iguales aproximadamente a 30 cm. En los tres casos presentados, las profundidades de excavación son 8.50 m, 7.10 m, y 7.0 m, respectivamente.

Se admite también que la superficie del terreno en las cercanías de la excavación sufre un asentamiento. Sin embargo debe precisarse que la duración del proceso

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

de excavación y de bombeo, pues cuando a largo plazo el bombeo puede provocar un asentamiento de la superficie por consolidación, a corto plazo, y de acuerdo con los resultados de la teoría elástica, el movimiento de las zonas cercanas a la excavación debe ser de expansión.

La figura 4.0.5 presenta la configuración de los desplazamientos de la frontera de la excavación, calculados por el método del elemento finito.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.0.5 Desplazamiento en la frontera de la excavación, Método del elemento finito

Tales movimientos de expansión han sido observados, en la práctica, en las cercanías de las excavaciones del metro de la Ciudad de México lo cual se muestra en la figura 4.0.6

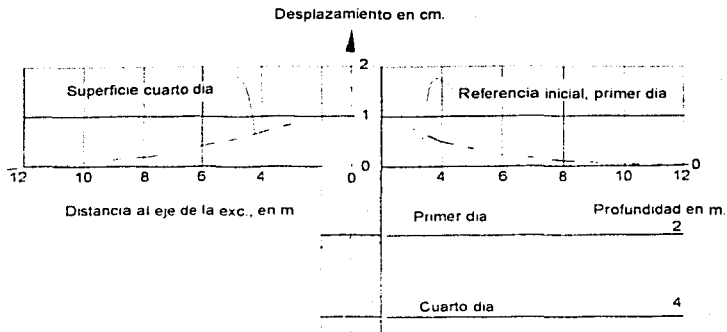


Figura 4.0.6 Expansiones en las cercanías de la excavación.

Estos ejemplos muestran que, a corto plazo, los movimientos de expansión elástica en las cercanías de las excavaciones no son despreciables; sus efectos son variados y, en particular, causa la aparición de grietas de tensión, tanto en el fondo de la excavación como en la parte central de los taludes. A su vez la presencia de estas grietas modifica radicalmente la forma de las superficies potenciales de falla, que en numerosos casos se transforman en planos que pasan por el pie del talud.

Los desplazamientos horizontales en la cercanía de la excavación a corto plazo, refleja el comportamiento elástico del terreno y de la estructura de retención.

Los resultados de las mediciones se presentan en la siguiente figura 4.0.7.

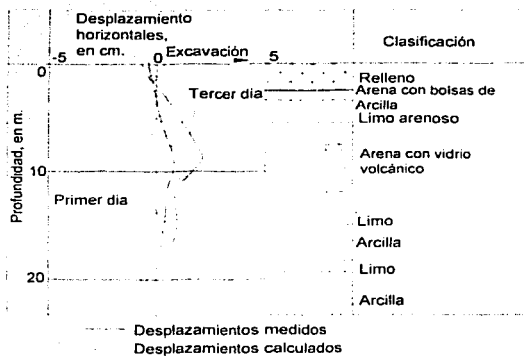


Figura 4.0.7 Comparación de desplazamientos medidos y calculados

Junto con un diagrama que resume la historia de la construcción en ese tramo.

Hay que hacer notar que los movimientos horizontales medidos y calculados por el método del elemento finito concuerdan satisfactoriamente.

El cálculo se llevó a cabo suponiendo que el terreno de cimentación está formado por una capa de 4 m. de espesor de relleno.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO 4.1

EXPANSIÓN DE FONDO.

4.1.1 EXPANSIÓN DEL FONDO EN MATERIALES BLANDOS.

Al efectuar la excavación se reducen las presiones verticales debidas al peso propio del suelo. Tales reducciones provocan expansiones en el fondo por dos efectos que son: uno, cambio de forma que ocurre a volumen constante y dos, cambio de volumen por efecto de la reducción de esfuerzos efectivos. El primer efecto puede tomarse en cuenta aplicando la teoría de la elasticidad, Para considerar el segundo efecto se deben calcular los decrementos de esfuerzo en puntos debajo de la excavación e integrar las deformaciones calculadas empleando los valores de m_v en descarga.

A continuación se presentan las siguientes figuras para la evaluación de la expansión de un suelo.

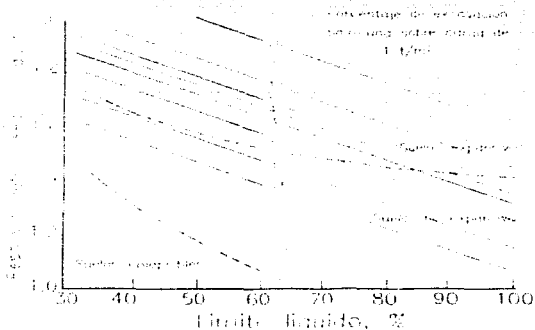


figura 4.1. 2

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

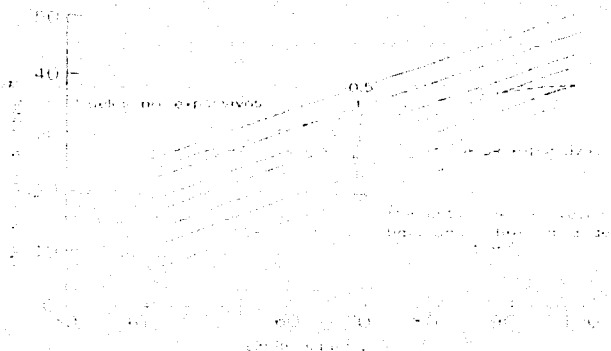


Fig. 4.1.3. Evaluación cualitativa del potencial de expansión de un suelo

Para determinar la magnitud de los bufamientos potenciales que pueden presentarse a diferentes profundidades al saturarse el suelo, se recurrirá a pruebas de expansión. Las pruebas se realizarán bajo las cargas correspondientes a los esfuerzos verticales que actuarán después de la construcción a las profundidades en las que se recuperaron las muestras.

El procedimiento a seguir podrá ser el siguiente:

- a) Se obtendrán muestras inalteradas representativas de la arcilla superficial en un momento en el que las tensiones capilares sean efectivas (que la superficie no haya sido sometida a inundación o lluvias fuertes) y representativas de las condiciones que prevalecerán inmediatamente antes de la construcción.

- b) En un consolidómetro, se aplicará a los especímenes (con su contenido de agua natural) una presión vertical igual a la que existirá después de la construcción a las profundidades correspondientes, incluyendo la presión transmitida por la estructura. Se agregará entonces agua para saturar los especímenes y se medirán las expansiones resultantes.
- c) Se calcularán las expansiones finales como porcentaje de la altura inicial del espécimen y se dibujarán estos valores contra la profundidad como se muestra en la siguiente figura 4.1.4.
- d) Se calculará la expansión total, la cual es igual al área A debajo de la curva porcentaje de expansión vs. profundidad como se muestra en figura,4.1.4

Figuras. para la estimación de la expansión total bajo la carga estructural

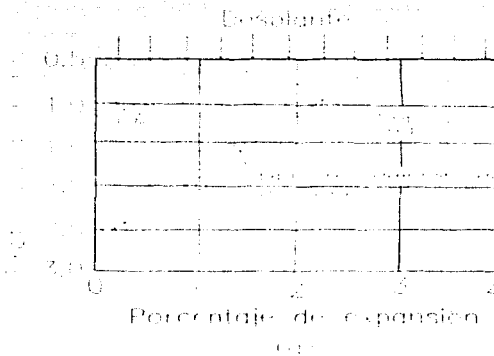
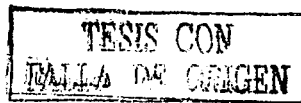


figura 4.1.4



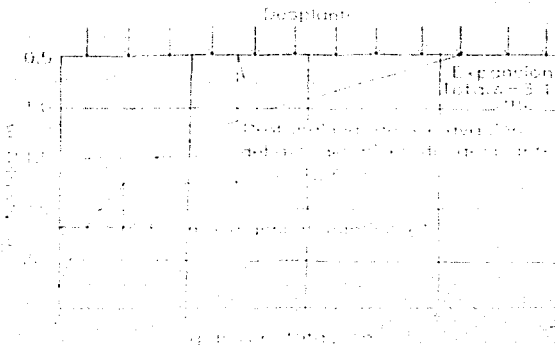


Figura 4.1.5. Estimación de la expansión total bajo la carga estructural

En la memoria de diseño, se definirán las medidas a tomar para evitar los hinchamientos y /o limitar sus efectos sobre la cimentación y la estructura. Si se opta por sustituir el material expansivo superficial por un material adecuado, el espesor de suelos a remover podrá definirse como sigue:

- A partir de la curva porcentaje de expansión vs. Profundidad, se dibujará la expansión total contra la profundidad. La expansión total a cualquier nivel es igual al área A bajo la curva, abajo del nivel considerado como se muestra en la figura 4.1.4.
- Para el valor de expansión total considerado aceptable, se leerá la profundidad de excavación a la izquierda de la curva de expansión total contra profundidad (como se muestra en la figura 4.1.5. El material removido se sustituirá por una capa del mismo espesor de material volumétricamente estable (grava-arena por ejemplo).

4.1.6 ESTABILIDAD DEL FONDO.

En las siguientes figuras 4.1.6a,4.1.6b se establecen los factores de capacidad de carga para analizar la estabilidad del fondo de excavaciones apuntaladas.

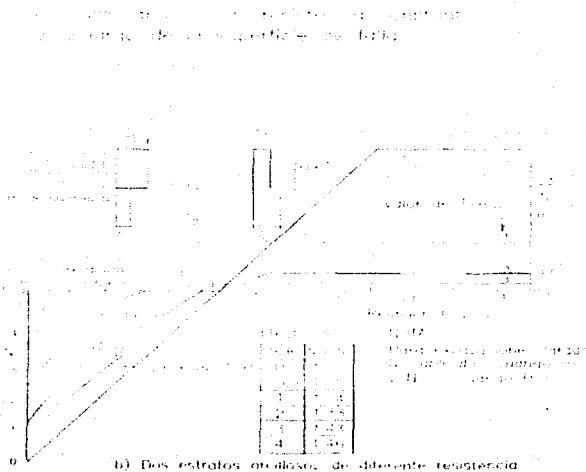
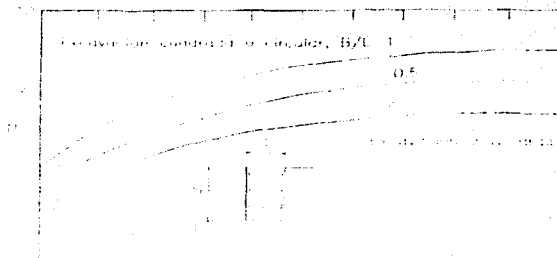


FIG.4.1.6b Factores de capacidad de carga para el análisis de la estabilidad del fondo en excavaciones apuntaladas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Por lo tanto podemos calcular el factor de seguridad contra el levantamiento con la siguiente formula;

$$F_s = \frac{N_c C}{\gamma H + q}$$

Donde;

N_c factor de capacidad de carga, que depende de las dimensiones de la excavación: B, L y H

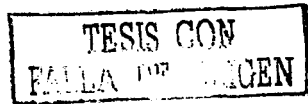
C resistencia no drenada de la arcilla en la zona de falla y alrededor del fondo

q sobrecarga superficial

L es la longitud de la excavación

B ancho de la excavación

H es la profundidad de la excavación



CAPITULO 4.2

Movimiento de las zonas vecinas de la excavación.

4.2.1 Desplazamiento a largo plazo

Los desplazamientos a largo plazo en las cercanías de las excavaciones son el resultado de fenómenos de consolidación y pueden deberse a diversas causas. Sobrecompensación, abatimiento del nivel freático, agrietamiento de la masa próxima a la excavación y redistribución de esfuerzos, aumento de los esfuerzos desviadores a raíz de la excavación, etc...

En la mayoría de los casos observados, estas causas se conjugan, lo cual hace difícil una predicción precisa de los movimientos verticales que se presentan, a largo plazo, en la cercanía de la obra.

La experiencia en estructuras construidas en la Ciudad de México con sobrecompensación de aproximadamente 1.5 ton/m^2 es escasa. En ciertos pasos a desnivel de las vías de circulación rápida de la ciudad, construidas con una sobrecompensación de 1.5 ton/m^2 no han sufrido daño; pero muchos con sobrecompensación superior han emergido, causando problemas considerables, daños a pavimentos, a construcciones veces y la propia estructura. En consecuencia, la sobrecompensación en las estructuras del metro se ha fijado tomando en cuenta este hecho.

TESIS CON
FALLA DE TIPO TIPO

Para abatir el nivel freático, la presión hidrostática en el terreno disminuye y la presión de poro en arcilla del subsuelo se disipa para ajustarse a estas nuevas condiciones de frontera, ocasionando, a largo plazo, un asentamiento; tal asentamiento no es uniforme e induce a esfuerzos de tensión en el manto superficial del terreno que se suman a los debidos al movimiento elástico generado por la excavación.

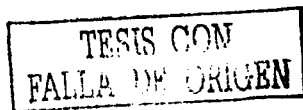
Estos fenómenos los podemos observar en las siguientes figuras

A su vez estos esfuerzos de tensión provocan la aparición de grietas; al romperse la continuidad del suelo a lo largo de las grietas verticales se incrementan los esfuerzos verticales en el suelo bajo la cimentación de las estructuras colindantes, generándose un proceso de consolidación subsiguiente. Este fenómeno ha sido analizado cuantitativamente para el caso de una excavación del metro en la zona de la Ciudad de México.

El incremento de esfuerzos desviadores, debido al proceso de excavación, provoca un incremento de presión de poro que al transcurrir el tiempo da lugar a asentamientos que no son despreciables.

4.2.2 Zona de tensiones en las cercanías de la excavación.

Basándose en los resultados del método del elemento finito, se han dibujado en las siguientes figuras 4.2.3 (A B, C, D)



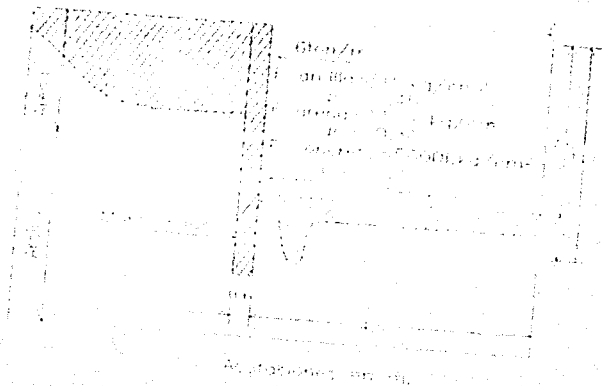


FIGURA 4.2.3 A. Zona de tensiones.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

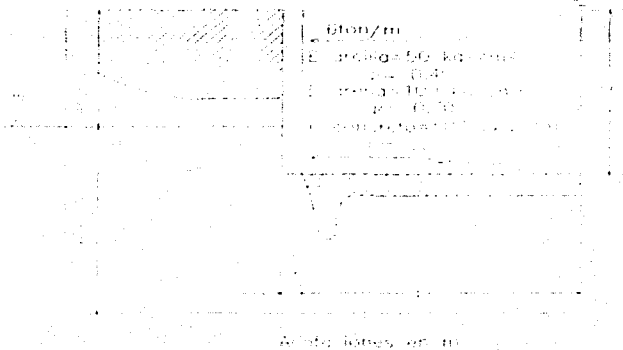


FIGURA 4.2.3D. Zona de tensiones.

las zonas de tensiones que se generan en las cercanías de la excavación para los casos anteriores. Resulta que en todos ellos existe además de la zona de tensiones próxima al fondo de la excavación, una zona de tensiones en la superficie del terreno y cerca de los muros colados en situ.

Estos resultados pueden explicar la existencia de desplazamientos horizontales en las cercanías de las excavaciones que provocan abertura de juntas entre edificios, aun cuando el desplazamiento de la cabeza del muro es despreciable.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO 5.0

CONCLUSIONES:

No ha sido posible considerar una gran cantidad de procedimientos que existen y que se han utilizado con éxito en la ciudad de México, para la realización de excavaciones profundas con soportes verticales. Mas bien el objetivo es señalar los principios bajo los cuales los diversos métodos reducen la pérdida de suelo, asentamiento y dan seguridad a las excavaciones profundas.

Los problemas más graves surgen en depósitos muy profundos de sedimentos blandos cohesivos. Aquí, los movimientos del suelo asociados con los cambios en tensión causados por la excavación probablemente sean tan extensos y tan profundos que el uso de muros semi-rígidos, o la inserción de puntales en intervalos cercanos conforme avanza la excavación, probablemente resulten ser auxiliares inadecuados.

Las reducciones significativas en los movimientos pueden lograrse solo mediante los procedimientos que reducen la magnitud del cambio en tensión de la masa del suelo asta que el sistema de soporte ha sido terminado y es capaz de soportar las fuerzas y deformaciones. Esta reducción de movimiento se logran mediante la demora de la excavación de la mayor parte del material hasta que los soportes están terminados, o sustituyendo una presión líquida o aérea en vez de la presión originalmente ejercida por el suelo que se retiró.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

En otros tipos de suelo donde los movimientos probablemente sean menores, el uso de muros semi-rígidos puede reducir el asentamiento hasta volúmenes tan pequeños que los edificios no necesitan soporte. En estos casos, el costo adicional de los muros semi-rígidos puede ser más que contrarrestado por el costo reducido de soportar las estructuras adyacentes.

La cantidad de datos observados respecto a la magnitud y distribución de los asentamientos sigue siendo muy pequeña y no suele permitir un estimado confiable de los movimientos que deben esperarse para diferentes tipos de construcciones en diversos materiales debajo de la superficie. En todos los métodos de excavación, el sistema de anclaje debe ser decidido, con atención minuciosa para tener una buena mano de obra, es decir es necesaria si los asentamientos se van a mantener en un mínimo compatible con el método seleccionado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En suelos sin cohesión puede haber asentamientos como consecuencia de pérdida real o flujo de suelo hacia la excavación. El control apropiado de agua subterránea y presiones de filtrado se vuelven los medios más importantes para mantener los asentamientos en un mínimo.

La falla a largo plazo en excavaciones se debe a una reducción de la cohesión de la arcilla y no al agrietamiento de la masa involucrada. Un talud con un factor de seguridad a corto plazo superior o igual a 1.5 es estable a largo plazo.

Los ejemplos de fallas ocurridas en taludes, fondo de excavaciones realizadas en la arcilla del valle de México y presentados en este trabajo, parecen confirmar la bondad de los análisis teóricos efectuados mediante la teoría de las líneas características, según J. Alberro. en el inciso 2.2 (estabilidad a largo plazo de los taludes de excavación)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El coeficiente de estabilidad del fondo de una excavación se relaciona directamente con los procesos constructivos utilizados y en particular con la magnitud y distribución de la precarga en los puntales.

Para el estudio de los empujes y desplazamientos en las cercanías de las excavaciones llevadas a cabo en el transporte colectivo "Metro" de la Ciudad de México, de coeficiente de estabilidad N_b inferior a 4, es válido usar la teoría de elasticidad lineal

El empuje lateral total sobre el muro puede, en este caso dividirse en dos partes: empuje hidrostático del agua y empuje del suelo en función de los esfuerzos efectivos, con un coeficiente de empuje igual a 0.4.

En el caso de la regla de Peck para el coeficiente de estabilidad menor a 4 se considera que el suelo tiene un comportamiento elástico como se pudo comprobar en el ejemplo presentado en el inciso 3.2

Para el estudio de los empujes y desplazamientos en las cercanías de las excavaciones del metro de la Ciudad de México, de coeficiente de estabilidad N_b inferior a 4, es válido la utilización de la teoría de la elasticidad lineal.

Para el caso de las excavaciones, realizadas en México y con N_b superior a 4, las cargas de los puntales no se ajustan a la regla empírica dada por R.B. Peck ya que los valores se disparan como se muestra en el inciso antes mencionado

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En el caso en que el coeficiente de estabilidad de estabilidad N_b de la excavación sea superior a 4, los desplazamientos laterales de la tablestaca son grandes y ocurren concentraciones de carga en los puntales de apoyo. La carga máxima en ciertos puntales puede alcanzar el 50 por ciento, aproximadamente, del empuje lateral total sobre la tablestaca, calculado mediante la teoría de Rankine.

Los desplazamientos a largo plazo en las cercanías de las excavaciones son el resultado de fenómenos de consolidación o sobrecompensación abatimiento de nivel freático, agrietamiento y redistribución de esfuerzos.

Se admite también, que por lo general, que la superficie del terreno en las cercanías de la excavación se asienta.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, GEOTECNIA BI.2.3 CIMENTACIONES EN SUELOS C.F.E. INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS, EDITORIAL MEXICANA, MÉXICO, D.F. (1981)
- 2.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, GEOTECNIA BII.2.3 CIMENTACIONES EN SUELOS C.F.E. INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS, EDITORIAL MEXICANA, MÉXICO, D.F. (1983)
- 3.- PECK R.B. DEEP EXCAVATIONS AND TUNNELING SOFT GROUND STATE OF THEAR VOLUM. VII INT CONF SOIL MECH FOUND ENG, MEXICO, D.F. (1969)
- 4.- MECANICA DE SUELOS TOMO III, FLUJO DE AGUA EN SUELOS, EULALIO JUAREZ BADILLO Y ALFONSO RICO RODRÍGUEZ, EDITORIAL LIMUSA, MEXICO (1980).
- 5.- ALBERRO, J. "LINEAS CARACTERÍSTICAS Y ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES EN LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO", MEMORIAS DEL SIMPOSIO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNICA DE SUELOS BLANDOS, SMMS, VOL. 1 (1987).
- 6.- ALBERRO, J. "APLICACIÓN DE LA ELETROSOSIS EN LAS OBRAS DEL METRO DE LA CIUDAD DE MÉXICO", INFORME 252, INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM (ENERO DE 1970)