

38

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

"CIMENTACIONES COMPENSADAS"

T E S I S:

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

RAFAEL JAIME FARIAS VARGAS

DIRECTOR DE TESIS:

M.I. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA

295073

MÉXICO, D.F.

2001





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/065/01

Señor
RAFAEL JAIME FARIAS VARGAS
Presente

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

"CIMENTACIONES COMPENSADAS"

- INTRODUCCION
- I. CLASIFICACION DE CIMENTACIONES
- II. ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO
- III. ESTADO LIMITE DE FALLA
- IV. ESTADO LIMITE DE SERVICIO
- V. PROCESO CONSTRUCTIVO
- VI. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria 3 de marzo de 2001
EL DIRECTOR

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

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	II
INTRODUCCIÓN.....	1
1)CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES.....	4
1.1.-Cimentaciones superficiales.....	4
1.2.-Cimentaciones profundas.....	10
2)ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	13
2.1.-Exploración profunda.....	14
2.2.-Pozos a cielo abierto.....	20
2.3.-Pruebas de laboratorio.....	23
3)ESTADO LÍMITE DE FALLA.....	35
3.1.-Flotación.....	36
3.2.-Falla local y colapso general.....	40
4)ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	44
4.1.-Expansión.....	45
4.2.-Recompresión.....	54
4.3.-Deformaciones de compresión instantáneas.....	55
4.4.-Deformaciones de compresión a largo plazo.....	65
5)PROCESO CONSTRUCTIVO.....	74
5.1.-Control de nivel freático.....	74
5.2.-Excavación y apuntalamiento.....	78
5.3.-Estabilización de taludes.....	83
5.4.-Movimientos asociados a las excavaciones.....	85
6)CONCLUSIONES.....	88
BIBLIOGRAFÍA.....	91

AGRADECIMIENTOS:

-Antes que nada a mis Abuelitos, Jalme y Lupita (a quien siempre he llamado mamá), y a mi Tía Danira por la gran ayuda en mis estudios hasta el final, y por el apoyo que me han dado toda mi vida.

-A mi papá, a Paola y a Felipe Mercado.

-A todos mis amigos de la escuela, en especial Juan, Felipe, Tere, Lalo Romero, Lalo Cárdenas y Jose Luis.

-Al M.I. Héctor Sanginés su gran apoyo en la elaboración de esta Tesis.

-A mi tío Jalme por la ayuda al principio de mi carrera y a mi tío Rafael Vargas.

-A la Universidad.

-Y a la memoria de mi Mamá Lorna, a tí y a mi abuelita Lupe les dedico todo lo que llegue a lograr en mi vida a partir de hoy.

INTRODUCCIÓN

La cimentación compensada, o cajón de cimentación, tiene como misión así como una losa de cimentación, distribuir la carga en una zona tan ancha como sea posible, así como evitar el asentamiento diferencial, y posee una función adicional e importante, puesto que reducen la carga neta sobre el suelo, de este modo, el asentamiento total de la cimentación es reducido, así como también los asentamientos diferenciales, esto se consigue con una subestructura hueca de tal profundidad que el peso del suelo eliminado al efectuar la excavación equilibra el peso combinado de la superestructura y la estructura, esto es conocido como compensación total o bien si el peso del suelo excavado es mayor (sobrecompensación), o menor (subcompensación), en el que el peso de la tierra excavada solo compensa una parte del peso de la estructura.

Las cimentaciones compensadas son utilizadas generalmente en suelos muy compresibles, ya que al eliminar el peso del suelo de la excavación, prácticamente se evitan los asentamientos porque al terreno no se le aplica sobrecarga, los problemas de la cimentación compensada generalmente son las expansiones que se producen al realizar la excavación, esto lo veremos en posteriores capítulos.

Cabe mencionar que el cajón de cimentación se considera una cimentación superficial siempre que su profundidad de desplante no sea mayor a 2.5 m., si es mayor, se le considerará una cimentación profunda.

Para elegir el tipo de cimentación y poder proyectarla bien, se debe hacer un estudio completo de campo y laboratorio llamado programa de exploración, entre los estudios de campo que más se utilizan en nuestro caso se encuentran los pozos a cielo abierto que nos permiten una inspección directa del material de las paredes del pozo, se puede obtener muestras inalteradas que nos permitirán realizar las pruebas de laboratorio más importantes para conocer las propiedades del suelo como determinar su contenido de humedad, determinar su resistencia a la penetración, al corte, así como sus coeficientes de compresibilidad, estos datos son fundamentales para la correcta elección del tipo de cimentación, que será la más adecuada y la más económica.

Para el caso de cimentaciones compensadas las pruebas de laboratorio más útiles son la determinación de propiedades índice, análisis granulométrico, pruebas de compresibilidad, de expansividad y pruebas de resistencia y deformabilidad y obtención del peso volumétrico.

En ésta investigación estudiaremos primeramente el estado límite de falla, ya que con esto revisamos la seguridad del terreno de apoyo de capacidad de carga por resistencia al corte, los criterios que se toman para este propósito son los de

las Normas Técnicas Complementarias para la construcción y diseño de cimentaciones de 1993. Los estados límite de falla para una cimentación son: desplazamiento del suelo bajo la cimentación, flotación y falla de los elementos de la estructura de cimentación.

Posteriormente veremos el estado límite de servicio de una cimentación compensada, que para este caso serán : expansión, recompresión deformaciones de compresión instantáneas y deformaciones de compresión a largo plazo.

Finalmente veremos el proceso constructivo de cimentaciones compensadas, en ese capítulo veremos como controlar el nivel freático, el proceso de excavación y apuntalamiento, ya que es el primer paso para la construcción de cimentaciones compensadas, la estabilización de taludes, ya que se requiere hacer cortes verticales en suelos cohesivos, y por último los movimientos asociados a excavaciones de este tipo de cimentación, ya que la excavación siempre está asociada a movimientos de la superficie del terreno adyacente.

1.- CLASIFICACION DE CIMENTACIONES

1.1.-Cimentaciones superficiales.

La cimentación es aquella parte de la estructura que tiene como fin exclusivo transmitir el peso de la misma al terreno natural.

Las cimentaciones superficiales son aquellas en las que la profundidad de desplante sea menor o igual a 2.5 metros y en las que el peso unitario máximo de la estructura sea de $5t_f/m^2$.

En la actualidad se dispone de gran variedad de tipos de cimentación poco profunda, adaptable cada uno de ellos a tipos peculiares de suelos y estructuras, consiguiéndose seguridad y economía.

Las cimentaciones superficiales son las zapatas aisladas (cuadradas o circulares), zapatas corridas y losas de cimentación, la cimentación compensada será considerada como superficial cuando su profundidad de desplante no exceda los 2.5 m.

Si a poca profundidad existe un estrato de suelo adecuado para soportar la estructura, esta puede establecerse sobre el mismo con una cimentación directa, pero si los estratos superiores son débiles, las cargas se transfieren a un material

mas adecuado, situado a mayor profundidad, por medio de pilotes o pilas de cimentación, como veremos mas adelante.

Las cimentaciones superficiales , pueden ser de piedra brasa o de concreto reforzado, elementos de considerable peso volumétrico.

Cuando el cimiento es para una columna, la zapata de cimentación se hace generalmente cuadrada y su armado se coloca ortogonalmente, calculándolo de acuerdo con las fatigas que las cargas del terreno producen en la pieza como esfuerzo de flexión, esfuerzo cortante, adherencia. Este refuerzo queda mas espaciado en los extremos de la losa que en su centro, de acuerdo con el diagrama de momentos flexionantes.

Al diseñar una zapata de este tipo, se debe rectificar cuidadosamente el esfuerzo de penetración que ejerce el cimiento dentro del terreno.

Este tipo de cimentación aislada, es el mas económico ,pero en subsuelos como el de la Ciudad de México, en el que se tienen diferentes hundimientos de acuerdo con la calidad del terreno, lo mas recomendable es el tipo de cimentación de zapatas corridas, el cual se presta tanto para el tipo de estructura de muros de carga, como para una estructura sobre columnas.

Las zapatas corridas o continuas, son elementos análogos a las zapatas aisladas, en los que la longitud supera en mucho al ancho.

En caso de que el suelo ofrezca una resistencia baja que obligue al empleo de mayores áreas de repartición o cuando se deban transmitir grandes cargas, la zapata se calcula y se diseña por flexión y adherencia, calculando su superficie de acuerdo con la resistencia o fatiga del terreno.

Si la cimentación es para una estructura, la liga debe hacerse mediante contratraves, las cuales soportan los esfuerzos de flexión producidos por la reacción del terreno y los transmiten en forma de reacción a las columnas. Estas contratraves quedan apoyadas sobre losas de cimentación o zapatas corridas.

El calculo es similar al de una trabe de estructura y sus máximos esfuerzos son los producidos por la flexión, aunque debe revisarse el esfuerzo cortante para tomar con un armado conveniente la tensión diagonal.

En las losas de cimentación, los valores del esfuerzo cortante deben quedar dentro de los permisibles, cuando la resistencia del terreno es muy baja o las cargas muy altas, las cargas requeridas para apoyo de la cimentación se aumentan, llegándose al empleo de losas de cimentación, construidas de concreto reforzado, las que ocupan toda la superficie construida.

Para no tener espesores muy grandes en estas losas, se puede afirmar que el claro máximo conveniente es de 4m x 4m, trabajando como losas perimetrales.

Su calculo es igual al de cualquier losa de concreto , solo que la carga procede de abajo hacia arriba y es igual a la reacción del terreno. El armado se coloca en la parte superior para momentos flexionantes positivos y en la parte inferior para los negativos. Este ultimo debe quedar con un recubrimiento mínimo de 5 cms para protegerlo de la humedad.

También existen muchas cimentaciones combinadas en las que los 3 tipos básicos se entremezclan al gusto del proyectista o del constructor.

Si aun empleando una losa corrida la presión transmitida al subsuelo sobrepasa la capacidad de carga de este, se tiene que recurrir a soportar la estructura en estratos mas firmes, que se encuentren a mayores profundidades, llegando así a las cimentaciones profundas que veremos mas adelante.

CIMENTACIONES COMPENSADAS

El principio en que se basan las cimentaciones compensadas es que se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura de manera que al nivel de desplante, el suelo no sienta la substitución efectuada, al no llegarle ninguna presión además de la originalmente existente.

Este tipo de cimentación requiere que las excavaciones efectuadas no se rellenen posteriormente, colocando una losa corrida en toda el área de cimentación para formar un cajón.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues teóricamente los eliminan, por no dar al terreno ninguna sobrecarga, pero como el proceso de carga no es simultaneo con el de descarga originado por la excavación, se presentan expansiones en el fondo que se traducen en asentamientos cuando regresa a su posición original por efecto de la carga de la estructura.

Los problemas principales de la cimentación compensada provienen de la excavación necesaria generalmente profunda, todo esto por lo que se refiere a las cimentaciones de compensación total, en las que el peso de la estructura es

igual al de la tierra excavada, aunque también existe la compensación parcial, en donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el restante se toma por medio de contacto sobre el terreno o pilotes, si la capacidad de carga y la compresibilidad del mismo lo permiten

En cimentaciones parcialmente compensadas en las que la diferencia del peso de la estructura se toma mediante pilotes, se deben colocar de tal forma que la posición del centroide del alivio de la compensación y de los pilotes coincidan perfectamente con la posición del centroide de las cargas.

En suelos de alta compresibilidad, pueden transmitir un incremento de presión (presión de contacto menos presión equivalente al peso del suelo excavado) de una tonelada por metro cuadrado, por lo que se refiere al cálculo de los asentamientos, debe considerarse el efecto de la expansión del suelo que pueda ocurrir al efectuarse la excavación y el procedimiento de construcción debe ser proyectado y ejecutado de modo que las expansiones sean mínimas.

Por lo que se refiere a suelos de baja compresibilidad, es correcto cimentar con losas, siempre que se compruebe que no existen rellenos artificiales sueltos, galerías, grietas y otros defectos del subsuelo.

1.2.- CIMENTACIONES PROFUNDAS

Una cimentación se considera profunda siempre que su profundidad de desplante sea mayor de 2.5 m.

En la ciudad de México, las condiciones del suelo superficial, no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación superficial, por lo que es preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades, en éste caso se hace necesario recurrir a las cimentaciones profundas.

En general, se construye una cimentación profunda con el fin de encontrar un estrato de apoyo resistente.

Las cimentaciones profundas que se utilizan mas frecuentemente, se distinguen entre si por la magnitud de su ancho, los elementos esbeltos, con dimensiones transversales de entre 0.30 m. y 0.60 m. se llaman pilotes, los elementos cuyo ancho es mayor de 0.60 m. se llaman pilas.

Las cimentaciones profundas se clasifican en:

-Cajón de cimentación (siempre que su profundidad de desplante sea mayor a 2.5 m)

-Pilotes:

1)De punta: Son los que desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en el estrato resistente.

2)De fricción: Son los que desarrollan su resistencia por la adherencia lateral que se genera entre el fuste del pilote y el suelo que lo rodea. Este tipo de pilote, generalmente se hinca en las zonas dónde se encuentran depósitos de arcillas blandas de gran espesor.

3)Especiales:

-De control: Su funcionamiento consiste en que los pilotes penetran libremente a través de la losa de cimentación estando ésta última en contacto con el suelo transmitiéndole a éste parte de la carga total de la construcción y el resto al pilote.

-Entrelazados: Consisten en un conjunto de pilotes ligados a la cimentación, pero que no se apoyan en la capa resistente (pilotes A) mas otro conjunto no colineal con el primero (pilotes B) apoyado en la capa dura y desligado a la cimentación.

-Penetrante de sección variable: Las características de la primera capa dura de la zona del lago, sugirieron el empleo de un tipo de pilote de sección variable apoyado por punta en esta capa y que no requeriría el mantenimiento de los pilotes de control.

Pilas o cilindros: La distinción entre los pilotes y las pilas es que los elementos con dimensiones transversales de entre 0.30 m. y 0.60 m. se llaman pilotes y los elementos cuyo ancho sobrepasa los 0.60 m. se llaman pilas.

2) ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO

Para que se pueda proyectar una buena cimentación, se debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo. A las operaciones necesarias de campo y laboratorio para obtener esa información se le llama exploración del suelo o programa de exploración.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos, para hacerles pruebas. Para sondear, comúnmente se usan varios métodos. De la misma forma, se dispone de una gran variedad de métodos de muestreo. La elección depende de la naturaleza del material y del objeto del programa de exploración.

Después de que se han conocido mediante sondeos preliminares las características generales de los materiales del subsuelo, puede ser adecuado un programa mas extenso de sondeo y muestreo.

En algunos casos, se ejecutan pruebas de carga en el fondo de los pozos a cielo abierto.

En esta investigación se estudiarán 3 tipos de pruebas:

- 1) Exploración profunda
- 2) Pozos a cielo abierto
- 3) Pruebas de laboratorio

2.1) EXPLORACION PROFUNDA

SONDEOS

1) Sondeos hechos con barrenas.- La herramienta más sencilla para hacer un sondeo en el terreno es la barrena. Aunque pueden hacerse sondeos con barrenas de mano a profundidades mayores a 30 m, añadiendo tramos sucesivos al vástago de la barrena, se usan más comúnmente en conexión con las investigaciones en suelos para ferrocarriles, carreteras o para la construcción de aeropuertos, donde es usualmente necesario explorar a profundidades mayores de aproximadamente 4m.

Además, hay barrenas portátiles impulsadas mecánicamente, en diámetros que varían de 7.5 a 30.5 cm o más.

Estas se usan con frecuencia para hacer agujeros más profundos en suelos que tengan suficiente cohesión que evite que se derrumben las paredes al extraer material. También se usan muchas máquinas

perforadoras del tipo de barrena y de cubeta montadas en camiones, para la perforación de sondeos grandes para inspección.

Si las paredes del sondeo no se sostienen solas, puede evitarse el derrumbamiento utilizando un tubo llamado ademe. El ademe se hinca una corta distancia en el terreno y se hinca con la barrena. Luego se van añadiendo tramos de ademe, se vuelven a hincar, y nuevamente se limpia.

El ademe rara vez se usa con barrenas de mano, y su uso es incomodo en las barrenas de propulsión mecánica debido a que la barrena debe sacarse mientras se hinca el ademe

Por lo tanto, las barrenas no se usan comúnmente en materiales que requieren soporte lateral. Una excepción es la barrena de vástago hueco, que funciona como su propio ademe.

2)Sondeos con barrenas de vástago hueco: El equipo de perforación con lavado se reemplaza frecuentemente por perforadoras montadas en camiones y tractores, que pueden hacer girar una barrena para hincarla en el suelo. Las perforaciones pueden hacerse rápidamente hasta profundidades de 60 m, usando espas helicoidales continuas como vástago hueco a través del que pueden hacerse funcionar herramientas muestreadoras. De esta manera, no se trata de que la barrena funcione como muestreador sino que se usa para avanzar y ademar el agujero

simultáneamente. Se usa un tapón que puede quitarse, unido a una barra central, para tapar la entrada del suelo en el vástago hasta que se ha llegado a la profundidad de muestreo necesaria. Luego se sacan el tapón y la barra central, y se introducen el muestreador y su varilla.

En los suelos cohesivos se usa frecuentemente la barrena de vástago hueco sin tapón, ya que estos materiales penetrarán en la boca del tramo de barrena mas bajo, solamente 5 o 10 cm, antes de formar su propio tapón. Luego puede hincarse el muestreador o hacerse penetrar con lavado a través del tapón de tierra en el material inalterado. Las barrenas que se usan con más frecuencia son las de diámetros interiores de 63.5 u 85.7 mm.

Cuando se usa la barrena de vástago hueco en suelos sin cohesión abajo del nivel freático, las presiones en exceso de la hidrostática pueden empujar la arena saturada, varios metros en el vástago al quitar el tapón, lo que afloja el material que está debajo del vástago, por lo que las indicaciones sobre su compacidad relativa serán demasiado bajas. También se requieren procedimientos de limpieza especiales para lavar el material del vástago antes de proseguir con el muestreo. Por lo tanto, bajo éstas condiciones no debe usarse el tapón, y el agua debe mantenerse dentro del vástago a un nivel superior al del agua freática.

Si se usa la barrena de vástago hueco en depósitos de limo suelto o en material granular, puede disminuir la relación de vacíos natural, y aumentar la presión de confinamiento cerca de la boca del tramo de barrena más bajo. Ambos procesos conducen a ideas falsas y del lado de la inseguridad, respecto a la compresibilidad y resistencia del material.

3) Perforación con lavado: Un procedimiento sencillo para hacer sondeos relativamente profundos en los depósitos de suelo es el lavado.

Se comienza la perforación hincando un tramo de ademe, con diámetro de 5 a 10 cm. a una profundidad de 1.50 a 3.0 m. Luego se limpia el ademe utilizando una broca de trépano sujeta al extremo inferior del tubo de lavado que se introduce en el ademe. Se inyecta agua en el tubo de lavado, misma que sale a elevada velocidad por el pequeño agujero de la broca. Luego el agua sube arrastrando fragmentos de suelo, a través del espacio anular entre el ademe y el tubo de lavado. Derrama en el extremo superior del ademe a través de una conexión en T en una cubeta, de la cual se bombea nuevamente, a través de una manguera al tubo de lavado. La conexión entre la manguera del agua y el tubo de lavado se hace por medio de una cabeza giratoria, de manera que el tubo de lavado y el trépano puedan hacerse girar al subir y bajar en el suelo en el fondo del agujero. Esto facilita el corte. Se alarga el tubo de lavado y se hinca otro tramo de ademe conforme avanza la perforación. Sin

embargo, si el material se sostiene sin derrumbarse, no es necesario prolongar el ademe mas de 3 o 4.5 m debajo de la superficie del terreno.

Aunque este procedimiento ha sido reemplazado en gran parte por el uso de máquinas perforadoras montadas en camiones, permite penetrar en todos los suelos, menos en los estratos más resistentes. Como el equipo es sencillo y ligero, puede usarse en sitios relativamente inaccesibles, a los que no pueden llegar los camiones grandes y pesados.

4) Perforación con barrena rotatoria: La perforación con barrena rotatoria puede usarse en roca, en arcilla, y aún en arena. Es el método más rápido para penetrar en materiales muy resistentes, a menos que el depósito esté muy suelto o muy fisurado. En éste método, una broca que gira rápidamente, corta o muele el material en el fondo del sondeo hasta reducirlo a pequeñas partículas. Las partículas las saca el agua o el líquido de perforación que se use, de modo semejante a los sondeos por lavado. Para obtener una muestra, se quita la broca y se reemplaza por un muestreador.

En la exploración del subsuelo con perforadoras rotatorias, el ademe es usualmente innecesario, excepto cerca de la superficie del terreno. El colapso de la perforación se evita empleando líquido para perforación, que consiste en una papilla de agua y arcilla. Este líquido conocido como lodo de perforación o lodo bentonítico, recubre y soporta las

paredes del barreno y tapa los estratos permeables. Los diámetros de los sondeos hechos con máquina para la exploración de cimentaciones, normalmente varían de aproximadamente 5 a 20 cm.

5) Perforación por percusión: Si la perforación debe atravesar estratos de suelo el método adecuado para explorar éstos depósitos es el de percusión. En éste método se levanta y se deja caer una barrena pesada, de modo que muele el material inferior hasta que tenga la consistencia de arena o limo. De ser posible el sondeo se mantiene seco, excepto por una pequeña cantidad de agua que forma lodo con el material molido por la broca. Cuando la acumulación de lodo interfiere con la perforación, se sacan del barreno las herramientas de la perforación y el lodo se retira con un achicador. El sondeo puede ademarse si se derrumba. Aunque la perforación por percusión se usa frecuentemente para la exploración de pozos de agua, generalmente no se presta para la exploración cuando deben obtenerse muestras intactas para su identificación y prueba.

2.2.-POZOS A CIELO ABIERTO

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 verticales como el material lo permita, ya que los pequeños derrumbes no tienen importancia, ya que el costo de extraer el material de los derrumbes es mucho menor que el de la excavación adicional necesaria para tener taludes menos inclinados.

Los taludes menos inclinados que pueden usarse en una localidad se determinan por la experiencia. La mayor parte de las arenas tienen pequeñas cantidades de material cementante, o aparentan un cierto monto de cohesión debido a la humedad que contienen. Esta cementación no garantiza la seguridad de los taludes expuestos permanentemente, aunque son útiles mientras la excavación esta abierta.

El talud máximo que un suelo arcilloso puede soportar es función de la profundidad del corte y de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla.

Además las arcillas rígidas comúnmente desarrollan grietas cerca de la superficie del terreno. Si estas grietas se llenan de agua, la presión hidrostática reduce mucho el factor de seguridad y pueda producir fallas en los taludes

POZOS A CIELO ABIERTO Y SOCAVONES

En algunas circunstancias es ventajoso inspeccionar las formaciones subterráneas en su estado natural, lo que puede realizarse haciendo excavaciones a cielo abierto y socavones de diámetro grande o perforando túneles a través de los materiales. La sección expuesta en estas aberturas debe ser examinada, no sólo por ingenieros, sino también por geólogos. Ordinariamente no es económico efectuar un programa completo de exploración por éstos medios, pero la inspección directa de un depósito extremadamente variable, puede proporcionar una impresión más válida de su naturaleza, que la que puede obtenerse de muchos sondeos. Estas aberturas proporcionan un medio de obtener muestras inalteradas labradas a mano que son esenciales para ejecutar pruebas de carga en suelos y rocas.

Pueden perforarse barrenos de inspección relativamente baratos, con diámetros comprendidos entre 0.9 y 1.2 m en roca, utilizando brocas con balines de acero. Las perforaciones de éste tipo se usan principalmente en la exploración para cimentaciones de presas, pero bajo ciertas

circunstancias han sido útiles en otro tipo de estructuras. Existen grandes barrenos con diámetros hasta de 2 m, que se usan comúnmente para explorar los depósitos de suelo a profundidades mayores de 15 m. Para protección se usan algunas veces ademes de gran diámetro con compuertas que pueden cerrarse.

La inspección directa de formaciones de roca puede hacerse en perforaciones tan pequeñas como 5 o 10 cm, gracias al desarrollo de cámaras de televisión, que permiten inspeccionar la roca u obtener filmaciones para su posterior estudio.

2.3.-PRUEBAS DE LABORATORIO

Los puntos importantes en un estudio de campo y laboratorio son los siguientes:

- 1.- Conocimiento de los tipos de suelo en la columna estratigráfica
- 2.-Determinación de los contenidos de humedad para su correcta clasificación, así como la posición del nivel freático.
- 3.- Determinación de la resistencia a la penetración.
- 4.- Determinación de la resistencia al corte.
- 5.- Determinación de los coeficientes de compresibilidad.

Con el conocimiento de éstos valores, se podrá aplicar en una forma más exacta las expresiones determinadas en la mecánica de suelos, para el conocimiento de los hundimientos probables, que tendrá la construcción a cimentar, la capacidad y tipo adecuado de pilote a utilizar y en general se conocerá ampliamente los resultados que se pueden esperar de los diferentes tipos de cimentación que se propongan y hecho lo anterior, la cimentación elegida será la mas adecuada, y tal vez la más económica.

Es preciso señalar que es un ahorro falso el evitar hacer estudios del subsuelo por más experiencia que se tenga, pues se puede caer en soluciones sobradas e incosteables o en soluciones inadecuadas que a la larga resultan en recimentaciones costosas.

Las pruebas de laboratorio que son más útiles en el caso de cimentaciones compensadas son;

- 1) Determinación de propiedades índice (γ , w%, LL, LP, IP)
- 2) Análisis granulométrico
- 3) Pruebas de compresibilidad
- 4) Pruebas de expansividad
- 5) Pruebas de resistencia y deformabilidad.

I.- DETERMINACION DE PROPIEDADES INDICE

PESO VOLUMETRICO

El peso volumétrico es la característica más importante que se debe tomar en cuenta para el diseño de una cimentación compensada, y debido a que el suelo puede estar compuesto por diferentes materiales como arcilla, limo, arena, materia orgánica, fósiles etc. el peso volumétrico puede ser muy variable entre un material y otro, por lo que el peso volumétrico se obtiene dividiendo el peso del material entre la unidad de volumen y así obtenemos γ .

CONTENIDO DE AGUA

El contenido de agua de un suelo es el cociente del peso del agua que contiene, entre el peso de su fracción sólida. Se identifica con el símbolo w, y usualmente se expresa en porcentaje.

El método convencional consiste en determinar el peso de agua removida por secado en un horno con temperatura constante de 110 ± 5 grados centígrados, por diferencia del peso inicial del espécimen húmedo y su peso seco.

Se introducen espécimen y recipiente en el horno y se mantienen ahí hasta alcanzar un peso constante. Al sacarlos del horno se colocan dentro del desecador y después de que se enfrían, se pesan, para determinar el peso del agua perdida durante el secado.

La determinación del contenido de agua de un suelo es la prueba más simple y la que más frecuentemente se realiza en un laboratorio de mecánica de suelos; la variación del contenido de agua con la profundidad es siempre parte de un perfil estratigráfico típico.

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, dependen en gran parte de la humedad. Cuando el contenido de agua es muy elevado, se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática al esfuerzo cortante; al perder agua, va aumentando esa resistencia hasta llegar a un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el secado continúa, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión y tensión considerables.

Procedimiento:

- 1.-La copa de Casagrande debe ser ajustada para que tenga una altura de 1 cm exactamente.
- 2.-Del material que se preparó y guardó en frascos durante 24 horas se pone en la copa del aparato una cantidad de 50 g., se vuelve a mezclar hasta que la muestra quede homogénea; con una espátula se dispone del material hasta que su espesor máximo sea de 1 cm. y la superficie quede totalmente plana.
- 3.- Se hace una ranura en el centro de la muestra.
- 4.-Se da vuelta a la manija de forma uniforme a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes requerido hasta que se cierre el fondo de la ranura en una distancia de 1 cm.
- 5.- Con una espátula se mezcla el material y se repite la operación. Si el número de golpes es igual o se diferencia 1 golpe, se anota el resultado en el registro.
- 6.- Se ponen 30g. De la porción de la muestra en un vidrio de reloj.
- 7.- Se pesa con una aproximación de 0.01 g y se anota en la columna tara + muestra húmeda.
- 8.- Se repiten los pasos tomando diferentes muestras para ir variando la consistencia del material. Es recomendable contar con 4 determinaciones que estén comprendidas entre 5 y 40 golpes.
- 9.- Todos los vidrios de reloj con las muestras tomadas se introducen en un horno a 110 grados centígrados, durante 18 hrs. Mínimo para que se sequen. Después se pesan y se ponen en la columna tara+ muestra seca.

10.-Al obtener la cantidad de agua en %, correspondiente a cada número de golpes, se construye la curva numero de golpes contra humedad en el rayado semilogarítmico de la misma lamina. El límite líquido se encuentra donde el contenido de agua en la curva corresponda a 25 golpes.

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

Procedimiento:

- 1.-Del material remoldeado preparado para determinar el límite líquido se toma una porción de 20 a 40 g y se extiende en la placa de vidrio para que pierda agua.
- 2.-Cuando el espécimen alcanza una consistencia plástica no pegajosa, se levanta y se divide en dos o tres porciones, con cada una de las cuales se forma un cilindro de 30 mm de diámetro.
- 3.- El rolado debe hacerse con movimientos de la mano, hacia atrás y hacia delante, de tal forma que todo el rollito alcance un diámetro uniforme.
- 4.-El procedimiento anterior se repite hasta que el suelo se ha secado al punto en que habiendo alcanzado un diámetro de 3 mm, se agrieta y disgrega en pedazos.
- 5.-Se recogen los pedazos y se determina su contenido de agua, que corresponde con el límite plástico W_p .

6.-Lo descrito se repite con las otras porciones plásticas iniciales, y el valor de W_p es el promedio de tales determinaciones, siempre y cuando estos valores no difieran entre si mas del 5% del promedio.

DETERMINACION DEL INDICE DE PLASTICIDAD

Conocidos los límites de consistencia, W_l y W_p , el intervalo en el que el suelo muestra propiedades plásticas se conoce como índice de plasticidad I_p :

$$I_p = W_l - W_p$$

2.- ANALISIS GRANULOMETRICO

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen.

A partir de la distribución de los granos en un suelo, es posible formarse una idea de otras propiedades del mismo.

Según su composición, la granulometría puede determinarse por medio de mallas, por el método del hidrómetro, o bien, combinando ambos.

El análisis mecánico se concreta a segregar el suelo por medio de una serie de mallas, que definen el tamaño de la partícula.

El método del hidrómetro se basa en la aplicación de la ley de Stokes a una esfera que cae libremente en un líquido.

El análisis combinado o total, consiste en la aplicación de los métodos antes citados, a las porciones gruesa y fina de un mismo material; este es el caso que comúnmente se presenta en los suelos que se emplean en la construcción de presas de tierra.

3.- PRUEBAS DE COMPRESIBILIDAD.

La realización de la prueba de consolidación unidimensional permite obtener una curva de compresibilidad de esfuerzos efectivos vs. relación de vacíos o deformación unitaria y las curvas de consolidación, deformación vs. tiempo, para los incrementos de carga que se apliquen, con la información citada se puede estimar la magnitud de los asentamientos y el tiempo para que ocurran.

Debe plantearse como premisa del ensaye que éste debe reproducir de la manera mas fiel posible el nivel de esfuerzos a que se verá sometido el espécimen en el campo, para el problema particular de que se trate y tener presente que el espécimen solo se consolida en la dirección vertical, ya que sus dimensiones horizontales no cambian, el espécimen debe ser inalterado y representativo del estrato por estudiar.

Procedimiento: Los procedimientos para obtener muestras inalteradas se mencionaron con detalle al principio de éste capítulo, el procedimiento de carga es el siguiente. La prueba de consolidación unidimensional consiste en aplicar una secuencia establecida de cargas verticales a un espécimen delgado confinado en un anillo flotante rígido, y medir la deformación progresiva que sufre. En cada una de las etapas incrementales de carga, el espécimen experimenta una primera fase de compresión que se atribuye al proceso de expulsión de agua y aire, y se conoce como consolidación primaria; ocurre también una compresión adicional ocasionada por fenómenos de flujo plástico del suelo, conocida

como consolidación secundaria, que es mas evidente cuando la consolidación primaria ha concluido.

El procedimiento convencional para cargar axialmente al espécimen consiste generalmente en aplicar durante 24 hrs. Un cierto incremento que al día siguiente se duplica y así sucesivamente. Se van aplicando las cargas de acuerdo a las características del suelo y de la carga que vamos a aplicarle, no necesariamente ir duplicando los incrementos; por su parte, la descarga se hace en tres o cuatro decrementos .

Resultados: La información obtenida durante el ensaye permite graficar la curva de compresibilidad (presión vs. relación de vacíos), en escala logarítmica, o en algunos casos en escala aritmética.

4.-PRUEBAS DE EXPANSIVIDAD.

Se utilizan para obtener información sobre el comportamiento de un suelo arcilloso en un ensaye odométrico que permita estimar la magnitud de la expansión y su desarrollo con el tiempo, como consecuencia de una descarga del terreno (sobrecompensación) de cimentaciones o estructuras de cajón, al igual que la deformación por consolidación que experimentan los suelos bajo carga, la expansión por descarga es también un proceso que depende del tiempo.

Dependiendo del problema geotécnico de que se trate debe reproducirse en el laboratorio la magnitud de los esfuerzos involucrados; para esto se debe cuantificar el esfuerzo efectivo in situ a que estuvo sometido el

espécimen en el campo, así como una estimación de la magnitud de la descarga que puede ocurrir por sobrecompensación.

El desarrollo de la prueba se controla con las gráficas tiempo-deformación, tanto para las etapas de carga como de descarga; en cuanto al incremento de cargas se deben seguir las recomendaciones aplicables a las pruebas de consolidación, salvo que se agrega otro ciclo de carga y descarga

5.-PRUEBAS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD

COMPRESION SIMPLE

El ensayo de compresión simple se realiza sobre muestras de suelo sin soporte lateral alguno.

Se trata de un ensayo rápido y por lo tanto sin expulsión del agua.

Cuando el suelo puede asimilarse a coherente puro, puede hallarse la cohesión aparente, C_u , de forma muy simple, la cohesión es igual a la mitad de la tensión de compresión medida en el momento de la rotura.

$$C_u = \sigma_3 / 2$$

TRIAXIAL RAPIDA (No consolidada, no drenada)

En este ensayo rápido el esfuerzo vertical se mide inmediatamente después de haber aplicado la carga vertical. La velocidad con que se realiza el ensayo es tal que no permite la evacuación del agua que

contiene la muestra y por lo tanto, no existe la consolidación de la misma.

TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA (Consolidada, no drenada)

En este ensayo la probeta se deja consolidar bajo la presión vertical, introduciendo rápidamente el esfuerzo horizontal cuando esto haya sucedido.

Este ensayo es el adecuado en el caso en que se quiera conocer el comportamiento de un suelo dotado de una carga vertical permanente al que se le introducen esfuerzos de corte a través de un vaciado rápido que cree una situación de alud en parte del mismo.

TRIAXIAL CONSOLIDADA LENTA (Consolidada, drenada)

En este ensayo el esfuerzo horizontal se aplica lentamente sobre una muestra ya consolidada por la carga vertical, de manera que no se introduce un nuevo escalón de carga (de la horizontal) hasta que no se hayan estabilizado las deformaciones debidas a la anterior. Si bien este es el procedimiento que mejor refleja la mayoría de los fenómenos naturales no puede ser aplicado mas que a arenas, pues la lenta consolidación de las arcillas haría que un ensayo de este tipo se eternizara.

ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

Este aparato está constituido por dos medias cajas, capaces de deslizar una sobre otra, que pueden contener una muestra de suelo de 10x10 cm. y de 1 a 1.5 cm. de espesor; la cual queda por sus dos caras directamente en contacto con dos placas porosas. Los mecanismos de esta prueba permiten:

- Someter a la prueba a una presión vertical determinada.
- Deslizar horizontalmente la parte superior de la caja produciendo sobre la probeta un esfuerzo de corte.

Las deformaciones y los esfuerzos son medidos a través de comparadores y dinamómetros muy precisos.

Casos en los que se utiliza cada ensayo

Triaxial rápida: Durante el ensayo no se produce la consolidación de la muestra. Se utiliza en el caso de una puesta en carga rápida sobre un suelo poco permeable, el tipo de suelo es cohesivo.

Triaxial consolidada rápida: Consolidación bajo presión hidrostática antes de realizar el ensayo de rotura. Se utiliza para estudiar la variación de la resistencia de un terreno poco permeable cuando actúa una carga rápida después de una consolidación previa, se utiliza en suelo cohesivo.

Triaxial consolidada lenta: La consolidación durante el ensayo es casi instantánea y se realiza a medida que se va aplicando la carga, se utiliza en los casos en que se analiza la estabilidad de un macizo pulverulento salvo en el caso de arenas movedizas , se utiliza en suelo granular.

3.-ESTADO LÍMITE DE FALLA

En el análisis de una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, de capacidad de carga por resistencia al corte, esto se logra verificando que no se exceda el estado límite de falla.

El estado límite de falla es cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga.(RCDF 1993)

Los siguientes son ejemplos de estado límite de falla de una cimentación:

- 1)Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación
- 2)Flotación
- 3)Falla de los elementos de la estructura de cimentación

Se comprobará que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. Para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático (NTC cimentaciones 1995)

3.1.-FLOTACIÓN

FALLA DE FONDO POR SUBPRESIÓN

Esta falla ocurre cuando la presión hidráulica en el estrato permeable supera a la presión debido al peso del suelo impermeable comprendido entre el fondo de la excavación y el estrato permeable. La falla incipiente se presenta cuando (fig 1):

$$\gamma_m h_m = \gamma_w h_w$$

γ_m =peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable

γ_w =peso volumétrico del agua

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

h_s = espesor de la capa entre el fondo de la excavación y el estrato permeable

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

$$h_w < h_s \gamma_s / \gamma_w$$

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 presente una falla de fondo por subpresión.

Ejemplo de flotación para un suelo cohesivo totalmente saturado:

Para alojar un cajón de cimentación se requiere una excavación de 3.0 m.de profundidad, en un área de 10m. por 8m. en planta, el edificio tiene un peso unitario máximo de 5.8 t/m² (ya considerando el peso del cajón de cimentación). Revisar si existe flotación, la estratigrafía del subsuelo es la siguiente:

ESTRATIGRAFIA	PROF(m)	γ (t/m ³)
1	0-1	1.6
2	1-1.5	1.421
3	1.5-2	1.52
4	2-2.1	1.5
5	2.1-3	1.4
6	3-3.6	1.15 Nivel freático
7	3.6-3.9	1.7
8	3.9-6.8	1.75

$$h_{sys} = h_w \gamma_w$$

$$h_w < h_{sys} / \gamma_w \quad \text{Nivel freático a 3.6 m de prof.}$$

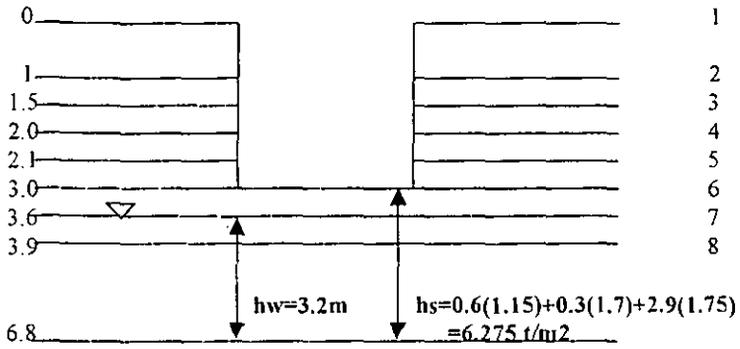
$$h_{sys} = 0.6(1.15) + 0.3(1.7) + 2.9(1.75) = 6.275 \text{ t/m}^2$$

$$h_w = 3.2 \text{ m} (1 \text{ t/m}^3) = 3.2 \text{ t/m}^2$$

$$3.2 \text{ t/m}^2 < 6.275 \text{ t/m}^2 \quad \text{Por lo tanto no hay flotación}$$

EJEMPLO DE FLOTACIÓN

Estrato



3.2.-FALLA LOCAL Y COLAPSO GENERAL DEL SUELO BAJO LA CIMENTACION

En un cimiento somero apoyado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado la condicion más desfavorable ocurre a corto plazo, ya que la resistencia tiende a aumentar al producirse el fenómeno de consolidación del suelo. Por lo tanto, se recomienda la ejecución de pruebas triaxiales no consolidadas, no drenadas (tipo UU, pruebas rápidas) para la resistencia al corte del terreno.

Dado que la extracción de una muestra inalterada de arcilla produce cierta alteración de la misma, algunos autores recomiendan la ejecución de pruebas consolidadas no drenadas para la obtención de la cohesión aparente del material, claro que la presión de confinamiento de laboratorio deberá ser lo más cercano posible a la presión de confinamiento de campo.

La capacidad de carga está dada por la sig. Ecuación:

$$q_r = c N_c + \gamma D_f F_{r1} + q F_{r2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{r3} \dots\dots\dots 1$$

y:

$$N_q = c \frac{\pi \tan \phi}{\tan^2 (45^\circ + \phi/2)} \dots\dots\dots 2$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \dots\dots\dots 3$$

$$N_c = (N_q + 1) / \tan \phi \dots\dots\dots 4$$

En una prueba rápida $c = c_u$ y $\phi = \phi_u = 0$

Por lo tanto, sustituyendo en 2, 3 y 4.

$$N_q = 1, N_\gamma = 0, f_q = 1$$

Además, en la teoría de la plasticidad se demuestra que en un material puramente cohesivo:

$$N_c = 2 + \pi = 5.14 \dots \dots \dots 5$$

Sustituyendo los valores correspondientes a un suelo puramente cohesivo obtenemos:

$$q_r = 5.14 c_u f_c F_{r1} + p_v F_{r2} \dots \dots \dots 6$$

donde:

$$f_c = 1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L \dots \dots \dots 7$$

Para $D/B < 2$

$$B/L < 1$$

En caso de que no cumplan las desigualdades anteriores las relaciones se tomarán igual a 2 y 1 respectivamente.

La presión de contacto media entre cimiento y suelo vale:

$$q = \text{sumatoria de } Q / A$$

Carga última:

$$q_{ult} = (q_{total} \times f_c) / A$$

EJEMPLO DE CAPACIDAD DE CARGA

1) Para alojar el cajón de cimentación de un edificio se requiere hacer una excavación de 2.1 m. de profundidad, en un área de 10m. X 8m. en planta. El edificio tiene un peso unitario máximo de 5.8 t/m², y un peso unitario medio de 5.0 t/m² (ya considerando el peso del cajón de cimentación). La estratigrafía del subsuelo se muestra en la tabla:

ESTRATO	PROF	H(m)	W(%)	γ (t/m ²)	DESCRIPCION
1	0-1	1	36.4	1.6	cascajo
2	1-1.5	0.5	66.5	1.421	arcilla café con micas
3	1.5-2	0.5	66.45	1.52	arcilla café gruesa
4	2-2.1	0.1	64.13	1.5	limo arcilloso café claro
5	2.1-3	0.9	64.13	1.4	arcilla café oscuro
6	3-3.6	0.6	94.58	1.15	arcilla limosa café claro
7	3.6-3.9	0.3	91	1.7	arcilla con arena fina
8	3.9-6.8	2.9	152.14	1.75	arcilla café claro

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga del cajón de cimentación:

Datos:

Df=2.1 m

B=8 m

L=10 m

Cu= 2.5 t/m²

Fc= 1.4

FR₁=0.7

FR₂=1

$$f_c = 1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L$$

$$f_c = 1 + 0.25 (3.0/8) + 0.25 (8/10)$$

$$f_c = 1.4937$$

$$p_v = 1.6(1) + 1.421(0.5) + 1.52(0.5) + 1.5(0.1) + 1.4(0.9) = 4.0578$$

Sustituyendo en la ec 6

$$q_r = 5.14 (2.5) (1.4937)(0.7) + 4.0578(1)$$

$$q_r = 17.493 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Carga última} = q_n (\text{F.C.}) \quad q_n (1.4)$$

$$\text{Carga del edificio - peso de la excavación} = 5.8 - 4.0578 = 1.7422 \text{ t/m}^2$$

$$q_{ult} = 1.7422 \times 1.4 = 2.43908 \text{ t/m}^2$$

$$q_{ult} < q_r$$

Por lo tanto si cumple por capacidad de carga.

4.-ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Como ya vimos anteriormente, se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario.

Para este tipo de cimentación se considerarán

- a) Expansión
- b) Recompresión
- c) Deformaciones de compresión instantáneas
- d) Deformaciones de compresión a largo plazo

4.1.-EXPANSIÓN

En un principio se juzgó que el proceso de la expansión del fondo de una excavación era idéntico al de consolidación , aunque ocurriese en sentido contrario. El agrietamiento del fondo y el de los taludes de excavación, así como los asentamientos observados en edificios totalmente compensados demostraron , sin embargo, que existían diferencias de importancia entre ambos procesos, razón por la que resultó necesario realizar medidas y estudios específicos para el proceso de expansión.

La expansión inicial es extraordinariamente importante; en excavaciones de 60 x 18 m , por 6 m de profundidad, Marsal y Mazari han medido expansiones iniciales rápidas al centro del área de 55cm. y de 20 cm. cerca de los taludes, lo que llegó a corresponder a un 60 % de la expansión total. Una vez terminada la excavación y ocurrida la expansión inicial, la evolución del fenómeno es similar a una curva de consolidación

Para determinar las deformaciones del terreno de cimentación, consideremos un elemento de suelo sometido a un estado de esfuerzos como el de la figura, y consideremos que este estado de esfuerzos se puede sustituir por una presión de

confinamiento equivalente al esfuerzo normal en el plano octaédrico P_c , dada por el promedio de los tres esfuerzos normales:

$$P_c = 1/3 (p_x + p_y + p_z) \dots \dots \dots (1)$$

Supongamos que las presiones horizontales p_x y p_y son iguales entre sí y proporcionales a la presión vertical p_z .

$$p_x = p_y = k_0 p_z$$

Donde k_0 es el coeficiente de presión en reposo de tierra, sustituyendo en la ec.

1

$$P_c = p_z / 3 (1 + 2k_0)$$

La fig. 2 muestra al elemento de suelo sometido a una presión de confinamiento equivalente p_c .

Suponiendo que se construye una cimentación la cual ocasiona incrementos de esfuerzo normal σ_z , σ_x , y σ_y en el elemento (fig. 3)

Estos incrementos de esfuerzo producen deformaciones verticales y horizontales en el elemento. La deformación que generalmente es la más importante en cimentaciones es la deformación vertical δz del elemento, uno de los métodos para calcular ésta deformación es la ley de Hooke.

LEY DE HOOKE

La ley de Hooke consiste en lo siguiente:

Ecuación de la Ley de Hooke

$$s = (\sigma_x - \nu(\sigma_x + \sigma_y)) / E$$

$$\delta_x = s_x H$$

donde

s = deformación unitaria del elemento

E = módulo de deformación o rigidez del material (depende del esfuerzo de confinamiento)

ν = relación de poisson

H = espesor del elemento

Los esfuerzos σ_x , σ_y y σ_z se pueden obtener con la teoría de elasticidad, que se presentan a continuación que sirven para determinar los esfuerzos normales verticales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme q aplicada en la superficie

Para σ_z (Dany 1985)

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

Para σ_x y σ_y (Dashko y Kagan 1980)

$$\sigma_x = q/2\pi(\pi/2 - xyz/(x^2+z^2)A - \text{ang tan } zA/xy + (1-2\nu)$$

$$(\text{ang tan } y/x - \text{ang tan } yA/xz))$$

$$\sigma_y = q/2\pi(\pi/2 - xyz/(y^2+z^2)A - \text{ang tan } zA/xy + (1-2\nu)$$

$$(\text{ang tan } x/y - \text{ang tan } xA/yz))$$

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

La forma de determinar los diferentes valores de E es la siguiente;

En los suelos ocurren diversos tipos de deformaciones: elástica, plástica, elastoplástica, viscosa, etc, por lo que el valor de E se toma de acuerdo con el tipo de suelo y el fenómeno que se está estudiando.

La determinación de las propiedades de deformación para el análisis de movimientos en una cimentación, se puede ilustrar considerando al elemento de suelo en una prueba de compresión triaxial, sometido al estado de esfuerzos mostrado en la figura 4; consideremos además que se trata de una arcilla saturada. Suponiendo que la probeta de suelo tiene un esfuerzo de confinamiento P_c y un esfuerzo desviador σ_r iniciales, primeramente se reduce el esfuerzo σ_r a cero (para representar la descarga por excavación, decremento de carga, etc), con lo que se obtiene el módulo de rebote elástico E_r del suelo (fig 5). A continuación, manteniendo aplicado el confinamiento P_c , se vuelve a aplicar el esfuerzo σ_r , con lo que se determina el módulo de recompresión E_{rc} (fig 5), aplicando un esfuerzo de compresión σ_x se presentará un asentamiento adicional debido al incremento neto de carga $\sigma_n = \sigma_x - \sigma_r$ donde σ_x es el esfuerzo normal debido a la carga total de la estructura: a esta deformación se le puede llamar

asentamiento por compresión: el módulo de deformación correspondiente sera E_c (fig 5) con lo que tenemos 3 módulos de deformación:

$$\text{Módulo de expansión: } E_e = \sigma_v / \epsilon_e$$

$$\text{Módulo de recompresión: } E_{re} = \sigma_v' / \epsilon_{re}$$

$$\text{Módulo de compresión: } E_c = \sigma_n / \epsilon_c$$

Dependiendo del tipo de deformación que se esté determinando, se emplea alguno de los módulos E_e , E_{re} o E_c en la ecuación de la ley de hooke . Finalmente, y dado que el suelo es una arcilla saturada, manteniendo el esfuerzo σ_v constante se presentará una deformación a largo plazo ϵ_{sv} (fig 5)

Como vemos las propiedades de deformación para una cimentación se pueden determinar todas ellas en una prueba de compresión triaxial. Sin embargo, este tipo de ensaye resulta difícil de realizar en arcillas saturadas, debido a que la deformación diferida ϵ_{sv} toma mucho tiempo en esta prueba por esta razón, las deformaciones debidas al incremento neto de carga, entre las que se encuentra la deformación a largo plazo, se determinan a partir de los resultados de una prueba de consolidación. Además se ha observado que los módulos E_e y E_{re} se pueden obtener a partir de una prueba de compresión no confinada, debido a que el esfuerzo efectivo cambia poco al ser extraída una muestra de arcilla saturada del terreno natural, es decir, se considera que el esfuerzo efectivo en una prueba de compresión no confinada es aproximadamente igual al esfuerzo efectivo de campo, con el módulo E_e se obtiene la componente elástica de la deformación debida al incremento neto de carga.

En resumen, la expansión por descarga y el asentamiento por recompresión, se determinan con los módulos de rebote elástico y de recompresión, respectivamente, ambos obtenidos en una prueba de compresión no confinada. Con el módulo de compresión E_c se calcula la deformación instantánea debida al incremento neto de carga de la cimentación. La deformación diferida, ocasionada por el incremento neto de carga de la cimentación, se determina a partir de los resultados de una prueba de consolidación.

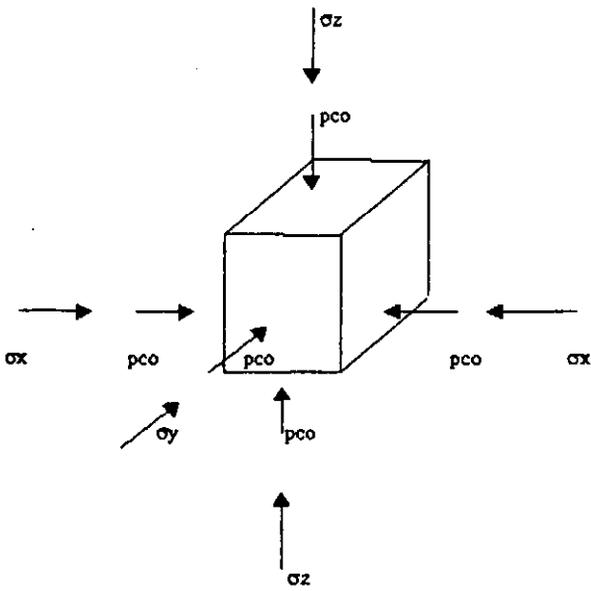


FIGURA 3

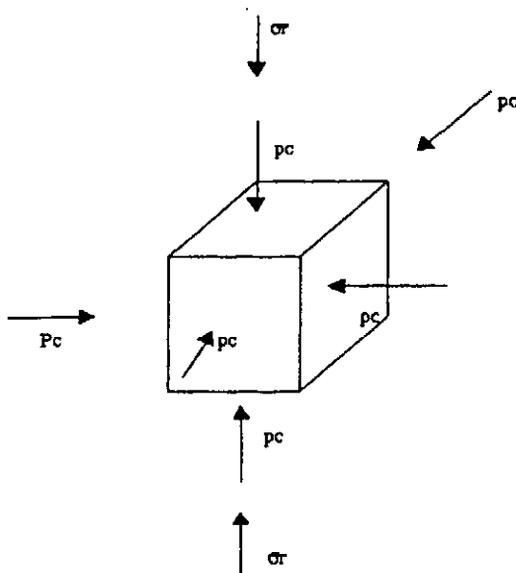


FIGURA 4

Esfuerzo
desviador

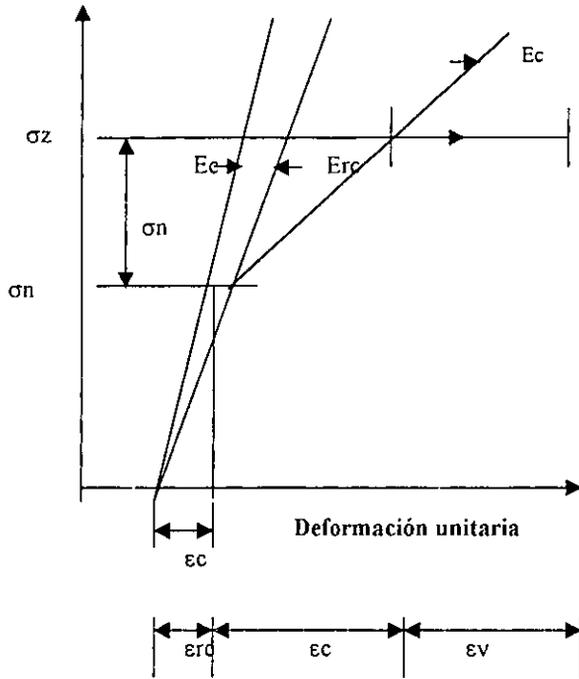


Fig 5.-Determinación de los módulos de deformación

4.2.-RECOMPRESIÓN

Los asentamientos inmediatos por recompresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero conviene considerar que el módulo de deformación E_{rc} aumenta con la presión de confinamiento.

El cálculo se efectúa en forma similar al de las expansiones, pues el módulo de recompresión es muy parecido al de expansión; el signo de los esfuerzos es ahora de compresión.

Para efectos de nuestra investigación consideraremos:

$$E_c = E_{rc}$$

4.3.-DEFORMACIONES INSTANTÁNEAS POR COMPRESIÓN.

Los asentamientos inmediatos por compresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero considerando que el módulo de deformación E_v aumenta con la presión de confinamiento.

En general, al aumentar la presión de confinamiento se incrementa la rigidez de un suelo, siendo más notorio este fenómeno en suelos friccionantes, por lo anterior, en la mayoría de los suelos y en algunas rocas la rigidez aumenta con la profundidad. En consecuencia, una conclusión importante en mecánica de suelos es que se puede usar la teoría de la elasticidad para el cálculo de los asentamientos, pero considerando que la rigidez aumenta con la profundidad, en la mayoría de los casos prácticos se tiene que tomar en cuenta éste fenómeno, de otra forma los resultados difieren mucho de la realidad.

A menos que se conozca la variación de la rigidez con la profundidad, en particular cerca de la cimentación, hay poca probabilidad de una predicción precisa del asentamiento. Una forma común de no homogeneidad es aquella en que la rigidez aumenta linealmente con la profundidad, de tal forma que

$$E' = E'_0 + k_z$$

La no homogeneidad cuando aumenta la rigidez con la profundidad tiene un pequeño efecto en la distribución del esfuerzo vertical.

Una forma aproximada de tomar en cuenta el fenómeno del incremento de la rigidez con el confinamiento consiste en el empleo del criterio de Jambú, que establece que el módulo tangente inicial de deformación está dado por:

$$E_i = E_{i0} + K p_a (p'_c / p_a)^n$$

Donde:

E_i = módulo tangente inicial de deformación

E_{i0} = módulo tangente inicial de deformación para un confinamiento efectivo igual a cero

K = coeficiente que depende de la rigidez del material.

p_a = presión atmosférica = 10.3 t/m²

p'_c = presión de confinamiento efectiva

n = exponente que depende de la clase de suelo

En forma preliminar, para la arcilla de la ciudad de México se pueden emplear los siguientes valores estadísticos aproximados:

Deformación de expansión (no drenada):

$$E_{e0} = 100 \text{ t/m}^2, n = 0.3, K_e = 50$$

Deformación de compresión (no drenada):

$$E_{u0} = 75 \text{ t/m}^2, n = 0.3, K_u = 35$$

Los módulos de deformación de los materiales se deben determinar mediante pruebas de campo o laboratorio, y los valores estadísticos sólo para fines preliminares de análisis.

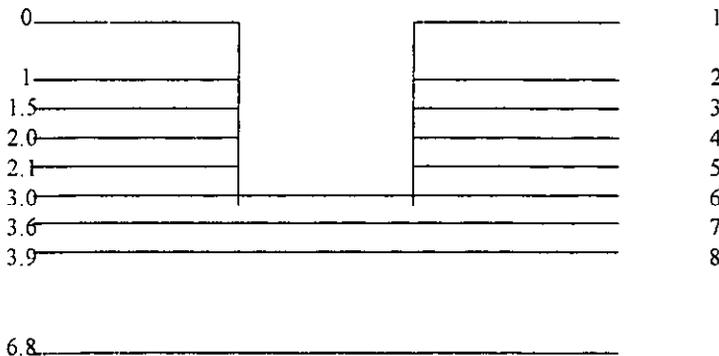
La deformación de un suelo depende de la trayectoria de esfuerzos, un ejemplo muy claro de esto consiste en la diferencia de rigidez entre un suelo normalmente consolidado y un suelo preconsolidado, en un preconsolidado, su rigidez puede ser 3 a 4 veces mayor que la del material normalmente consolidado; por lo tanto sus deformaciones serán muy diferentes en cada caso.

SE UTILIZARÁ EL SIGUIENTE EJEMPLO PARA TODOS LOS
MOVIMIENTOS

1) Para alojar el cajón de cimentación de un edificio se requiere hacer una excavación de 3.0 m. de profundidad, en un área de 10m. X 8m. en planta. El edificio tiene un peso unitario máximo de 5.8 t/m², y un peso unitario medio de 5.0 t/m² (ya considerando el peso del cajón de cimentación). Calcular la expansión inmediata del fondo del corte. La estratigrafía del subsuelo se muestra en la tabla 1:

ESTRATO	PROF(m)	H(m)	w(%)	γ (t/m ²)	DESCRIPCIÓN
1	0-1	1	36.4	1.6	cascajo
2	1-1.5	0.5	66.5	1.421	arcilla café con micas
3	1.5-2	0.5	66.45	1.52	arcilla café grumosa
4	2-2.1	0.1	64.13	1.5	limo arcilloso café claro
5	2.1-3	0.9	64.13	1.4	arcilla café oscuro
6	3-3.6	0.6	94.58	1.15	arcilla limosa café claro
7	3.6-3.9	0.3	91	1.7	arcilla con arena fina
8	3.9-6.8	2.9	152.14	1.75	arcilla café claro

Estrato



En las tablas 2 y 3 se muestran los resultados de las deformaciones instantáneas

En la tabla 4 se muestra el resultado de la deformación a largo plazo

1.-EJEMPLO DE EXPANSIONES

La descarga por excavación se muestra en la sig. Tabla:

Estrato	Prof [m]		H [m]	γ [T/m ³]	P [T/m ²]
	de	a			
1	0.00	1.00	1.00	1.6	1.6
2	1.00	1.50	0.50	1.421	0.7105
3	1.50	2.00	0.50	1.52	0.76
4	2.00	2.10	0.10	1.5	0.15
5	2.10	3.00	0.90	1.4	1.26

TOTAL= 4.4805 t/m²

Tabla 2

Estr.	Profundidad		EXPANSIÓN															
	de: [m]	a: [m]	H [m]	z [m]	γ_{sat} [T/m ³]	Pv' [t/m ²]	q [t/m ²]	σ_z [t/m ²]	σ_x [t/m ²]	σ_y [t/m ²]	k	E ₁₀	P _{c0}	P _c	E _i	ϵ_z	δ [m]	
1	0.00	1.00	1.00		1.6	1.6												
2	1.00	1.50	0.50		1.421	2.3105												
3	1.50	2.00	0.50		1.52	3.0705												
4	2.00	2.10	0.10		1.5	3.2205												
5	2.10	3.00	0.90		1.4	3.8505												
6	3.00	3.60	0.60	0.3	1.15	4.8255	4.4805	4.4794	3.8617	3.8594	50	100	2.8953	2.895	451.93	0.0022	0.001334	
7	3.60	3.90	0.30	0.45	1.7	5.4255	4.4805	4.4769	3.682	3.6481	50	100	3.2553	3.255	464.53	0.0025	0.000761	
8	3.90	6.80	2.90	1.9	1.75	8.218	4.4805	4.2625	2.1424	1.9115	50	100	4.9308	4.931	512.88	0.0048	0.013787	

0.015882

NOTA: como $E_c = E_{rc}$, la recompresión será igual a .015882 m también.

Donde:

H=Espesor del estrato

z=profundidad a la mitad de cada estrato

γ =peso volumétrico del suelo

$$p_v' = \gamma z$$

Para el estrato 6

$$P_v' = 1.6(1) + 1.421(0.5) + 1.52(0.5) + 1.5(0.1) + 1.4(0.9) + 1.15(0.3) = 4.8255 \text{ t/m}^2$$

q=carga excavada

$$q = 1.6(1) + 1.421(0.5) + 1.52(0.5) + 1.5(0.1) + 1.4(0.9) = 4.4805 \text{ t/m}^2$$

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

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

Se multiplica por 4 ya que el esfuerzo es calculado en el centro del área.

$$x=5 \quad y=4 \quad z=0.3 \quad A = (5^2 + 4^2 + .3^2)^{1/2} = 6.4101$$

$$\sigma_z = 4 \times (4.4805/2\pi) \left(\frac{1}{(5^2 + 0.3^2)} + \frac{1}{(4^2 + 0.3^2)} \right) (5 \times 4 \times 0.3)/(6.4101)$$

$$+ \text{ang tan } (5 \times 4)/(0.3 \times 6.4101) = 4.4794$$

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

$$\left(\text{ang tan } y/x - \text{ang tan } yA/xz \right)$$

$\nu = 0.45$ para arcilla de Cd. De México a corto plazo

$$\sigma_x = 4 \times (4.4805/2\pi) \left(\frac{\pi}{2} - \frac{5 \times 4 \times .3}{(5^2 + 4^2)(6.4101)} - \text{ang tan } .3(6.4101)/(5 \times 4) \right)$$

$$+ (1 - 2(0.45)) \left(\text{ang tan } 4/5 - \text{ang tan } ((4 \times 6.4101)/(5 \times 0.3)) \right) = 3.8617$$

$$\sigma_y = q/2\pi (\pi/2 - xyz/(y^2+z^2))A - \text{ang tan } zA/xy + (1-2\nu)$$

$$(\text{ang tan } x/y - \text{ang tan } xA/yz)$$

$$\sigma_y = 4 \times (4.4805/2\pi)(\pi/2 - 5 \times 4 \times 3 / (42 + 32)(6.4101)) - \text{ang tan}(.3(6.4101)/(5 \times 4))$$

$$+ (1 - 2(0.45))(\text{ang tan } 5/4 - \text{ang tan}((5 \times 6.4101)/(5 \times 4))) = 3.8594$$

Para la arcilla de la Cd. De México

K_c = coeficiente que depende de la rigidez del material.

$$K_c = 50$$

E_{eo} = módulo tangente inicial de deformación

$$E_{eo} = 100 \text{ t/m}^2$$

P_c = presión de confinamiento

$$P_{co} = (1 + 2k_o)pv' / 3$$

$$P_{co} = (1 + 2(0.4)) 4.8255 / 3 = 2.8953$$

$$P_c = P_{co}$$

$$P_c = P_{co} = 2.8953$$

$$E_i = E_{io} + K_c (p'c/pa)^n$$

$$E_i = 100 + 50(10.3) (2.8953/10.3)^{0.3} = 451.93$$

$$\varepsilon_z = 1/E_i (\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y))$$

$$\varepsilon_z = 1/451.93 (4.4794 - 0.45(3.8617 + 3.8594)) = 0.0022$$

$$\delta = \varepsilon_z \times H = 0.022(0.60) = 0.001334$$

Deformación del estrato 6

Donde:

H=Espesor del estrato

z=profundidad a la mitad de cada estrato

γ =peso volumétrico del suelo

$$p_v' = \gamma z$$

Para el estrato 6

$$P_v' = 1.6(1) + 1.421(0.5) + 1.52(0.5) + 1.5(0.1) + 1.4(0.9) + 1.15(0.3) = 4.8255 \text{ t/m}^2$$

q=carga neta

$$q = 5.8 - 4.4805 = 1.3195 \times 1.4 = 1.8473$$

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

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

Se multiplica por 4 ya que el esfuerzo es calculado en el centro del área.

$$x=5 \quad y=4 \quad z=0.3 \quad A = (5^2 + 4^2 + 0.3^2)^{1/2} = 6.4101$$

$$\sigma_z = 4 \times (1.8473/2\pi) \left(\frac{1}{(5^2 + 0.3^2)} + \frac{1}{(4^2 + 0.3^2)} \right) (5 \times 4 \times 0.3) / (6.4101)$$

$$+ \text{ang tan } (5 \times 4) / (0.3 \times 6.4101) = 1.8468$$

$$\sigma_x = q/2\pi \left(\frac{\pi/2 - xyz/(x^2 + z^2)A}{xy} + (1 - 2\nu) \right)$$

$$\left(\text{ang tan } y/x - \text{ang tan } yA/xz \right)$$

$\nu = 0.45$ para arcilla de Cd. De

México

$$\sigma_x = 4 \times (1.8473/2\pi) \left(\frac{\pi/2 - 5 \times 4 \times 0.3 / (5^2 + 0.3^2)(6.4101)}{5 \times 4} - \text{ang tan } 0.3(6.4101) / (5 \times 4) \right)$$

$$+ (1 - 2(0.45))(\text{ang tan } 4/5 - \text{ang tan } ((4 \times 6.4101) / (5 \times 0.3))) = 1.5919$$

$$\sigma_y = q/2\pi (\pi/2 - xyz/(y^2+z^2))A - \text{ang tan } zA/xy + (1-2\nu)$$

$$(\text{ang tan } x/y - \text{ang tan } xA/yz)$$

$$\sigma_y = 4 \times (1.8473/2\pi)(\pi/2 - 5 \times 4 \times 3 / (42 + .32)(6.4101)) - \text{ang tan}(.3(6.4101)/(5 \times 4))$$

$$+ (1 - 2(0.45))(\text{ang tan } 5/4 - \text{ang tan } ((5 \times 6.4101)/(5 \times 4))) = 1.5909$$

Para la arcilla de la Cd. De México

K_c = coeficiente que depende de la rigidez del material.

$K_c = 35$ Para compresión

E_{co} = módulo tangente inicial de deformación

$$E_{co} = 75 \text{ t/m}^2$$

P_c = presión de confinamiento

$$P_{co} = (1 + 2k_o) p_v / 3$$

$$P_{co} = (1 + 2(0.4)) 4.8255 / 3 = 2.8953$$

$$P_c = P_{co}$$

$$P_c = P_{co} = 2.8953$$

$$E_i = E_{io} + K_{cp} (p' / p_a)^n$$

$$E_i = 75 + 35(10.3) (2.8953/10.3)^{0.3} = 321.35$$

$$\epsilon_z = 1/E_i (\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y))$$

$$\epsilon_z = 1/321.35 (1.8466 - 0.45(1.5919 + 1.5909)) = 0.0013$$

$$\delta = \epsilon_z \times H = 0.0013(0.60) = 0.000773$$

Deformación del estrato 6

Donde, para el estrato 6.

H=Espesor del estrato

z=profundidad a la mitad de cada estrato

γ =peso volumétrico del suelo

$$p_v' = \gamma z$$

Para el estrato 6

$$p_v' = 1.6(1) + 1.421(0.5) + 1.52(0.5) + 1.5(0.1) + 1.4(0.9) + 1.15(0.3) = 4.8255 \text{ t/m}^2$$

q=carga neta

$$q = 5.0 - 4.4805 = 0.5195 \text{ t/m}^2$$

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

$$A = (5^2 + 4^2 + .3^2)^{1/2} = 6.4101$$

$$\sigma_z = 4 \times (0.5195/2\pi) \left(\frac{1}{(5^2 + 0.3^2)} + \frac{1}{(4^2 + 0.3^2)} \right) (5 \times 4 \times 0.3) / (6.4101)$$

$$+ \text{ang tan } (5 \times 4) / (0.3 \times 6.4101) = 0.5194$$

$$\text{CRS} = 0.39$$

e=relación de vacíos inicial=7.8

$$p_v' + \sigma_z = 5.34$$

$$\delta = ((\text{CRS} \times H) / (1 + e_0)) \log \left((p_v' + \sigma_z) / p_v' \right)$$

$$\delta = ((0.39 \times 0.60) / (1 + 7.8)) \log (5.34 / 4.8255) = 0.001181 \text{ m}$$

En el estrato 6 se obtuvo un asentamiento diferido de 0.117 cm

En total se obtuvo un asentamiento diferido de 0.5 cm.

El asentamiento total fue de: $\delta_{rc} + \delta_c - \delta_{dif} = 0.015882 + 0.0092 + 0.005 = 0.030082$ m

Con lo cual se cumple con el límite máximo para movimientos originados en la cimentación de las NTC 1995 que es de 30 cm para construcciones aisladas y de 15 cm para construcciones colindantes.

Método Deméneghi para suelos cohesivos totalmente saturados

En un suelo cohesivo totalmente saturado, al aplicar una carga ocurre una deformación inmediata por cambio de forma (ya que el volumen permanece prácticamente constante) y si la carga se mantiene en forma permanente (lo que ocurre usualmente en una cimentación) se presentará a largo plazo una compresión diferida por cambio de volumen, por lo tanto debemos diferenciar en suelos cohesivos totalmente saturados la deformación inmediata (con cambio de forma) y la deformación diferida (con cambio de volumen)

Deformación inmediata

$$\delta_{cf} = [1 - \exp(- (p_a^{1/2} t^2 \sigma_z^2) / (2 A_u p_{ce}^2))] h_0$$

Deformación diferida

$$\delta_{cv} = [1 - (p_{vc} - s_z / p_{ve})^{-1/A'}] h_0$$

TABLA 5 PROPIEDADES DEL SUBSUELO

ESTRATO	γ (t/m ²)	Ip (%)	profundidad
6	1.15	27.1	3-3.6
7	1.7	19.4	3.6-3.9
8	1.75	46.7	3.9-6.8

En las tablas 6 a la 8 se muestran los cálculos de los asentamientos según el método Deméneghi

TABLA 6
EXPANSIÓN POR EXCAVACIÓN

EST	H(m)	z(m)	Pv' (t/m ²)	σ_z	σ_x	σ_y	Aerc	f	c	pc'o (t/m ²)	pce (t/m ²)	δ (m)
6	0.6	0.3	4.8255	6.46387	2.64796576	4.26000	25.90613	0.51908	0.68956	2.8953	3.6953	0.00341
7	0.3	0.45	5.2455	6.46836	2.09256627	4.24599	35.88	0.55903	0.65997	3.1473	3.9473	0.00134
8	2.9	1.9	7.8055	6.50792	0.42550461	4.11055	15.17124	0.68634	0.56566	4.6833	5.4833	0.03356

Donde: para el estrato 6

$$\delta_{total}=0.03831$$

$$q_{exc}=4.8255 \text{ t/m}^2$$

$$p_{v'} = \gamma z$$

$\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y$ =esfuerzos principales

A_{erc} = módulo de expansión

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad a_1 = 2.6479 / 6.4638 = 0.441 \quad a_2 = 4.26 / 6.4638 = 0.659$$

$$f = 1 - \nu (a_1 + a_2) = 1 - 0.45 (0.441 + 0.659) = 0.5190$$

$$c = b_1 + b_2(a_1, a_2) = 1/3 + 1/3(0.441 + 0.659) = 0.689$$

$$p_{c'o} = (1 + 2k_0/3)p_{v'o} = (1 + 2 \cdot 0.4/3)4.8255 = 2.8953$$

$$p_t = 0.8 \text{ t/m}^2 \quad s = 1$$

$$p_{cc} = b_3 p_t + p_{c'o} = 1 \cdot 0.8 + 2.8953 = 3.69$$

$$\delta = [1 - \exp(-pa^{s-2} f^2 sz^2 / 2 A p_{cc}^s)] h_0$$

$$\delta = [1 - \exp(-10.3^{-1} \cdot 0.5190 \cdot 6.46^2 / 2 \cdot 25.9 \cdot 3.69)] = 0.00341 \text{ deformación estrato 6}$$

TABLA 7

ASENTAMIENTO INMEDIATO POR COMPRESIÓN

EST	H(m)	z(m)	Pv'(t/m ²)	σ_z	σ_x	σ_y	A _{urc}	f	c	pc'o (t/m ²)	pce (t/m ²)	δ (m)
6	0.6	0.3	4.8255	6.36299633	1.09175028	1.756391268	82.1958	0.79857	0.48253670	2.8953	3.6953	0.002470
7	0.3	0.45	5.2455	6.36748160	0.86276033	1.750613268	111.771	0.81530	0.47014166	3.1473	3.9473	0.000888
8	2.9	1.9	7.8055	6.40704530	0.17543458	1.694770766	49.1149	0.86864	0.43063275	4.6833	5.4833	0.016145

$$\delta_{\text{total}} = 0.01950$$

Donde: para el estrato 6

$$q_{\text{exc}} = 1.8473 \text{ t/m}^2$$

$$pv' = \gamma z$$

$\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y$ = esfuerzos principales

A_{urc} = módulo de compresión

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad a_1 = 1.0917 / 6.3629 = 0.1715 \quad a_2 = 1.75 / 6.362 = 0.275$$

$$f = 1 - \nu (a_1 + a_2) = 1 - 0.45 (0.1715 + 0.275) = 0.7985$$

$$c = b_1 + b_2(a_1, a_2) = 1/3 + 1/3(0.1715 + 0.275) = 0.4825$$

$$p_{c0} = (1 + 2k_0/3)p_{v0} = (1 + 2 \cdot 0.4/3)4.8255 = 2.8953$$

$$p_t = 0.8 \text{ t/m}^2 \quad s=1$$

$$p_{cc} = b_s p_t + p_{c0} = 1 \cdot 0.8 + 2.8953 = 3.69$$

$$\delta = [1 - \exp(-p a^2 f^2 \sigma z^2 / 2 A p_{cc}^s)] h_0$$

$$\delta = [1 - \exp(-10.3^{-1} \cdot 0.7985 \cdot 6.36^2 / 2 \cdot 82.19 \cdot 3.69)] = 0.00247$$

deformación estrato 6

TABLA 8
ASENTAMIENTO DIFERIDO POR COMPRESIÓN

EST	H(m)	z(m)	Pv'(t/m ²)	σ_z	σ_x	σ_y	A'rc	f	c	pc'o (t/m ²)	Pve (t/m ²)	δ (m)
6	0.6	0.3	4.8255	6.31212552	0.30702	0.493934	14.1126	0.94289	0.375630	2.8953	5.6255	0.002588
7	0.3	0.45	5.2455	6.31661079	0.24262	0.492309	16.4051	0.94764	0.372116	3.1473	6.0455	0.001235
8	2.9	1.9	7.8055	6.35617449	0.04933	0.476605	10.4097	0.96276	0.360914	4.6833	8.6055	0.009198

$$\delta_{total}=0.013021$$

Donde: para el estrato 6

$$q_{exc}=0.5195 \text{ t/m}^2$$

$$pv' = \gamma z$$

$\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y$ =esfuerzos principales

A_{erc} = módulo de expansión

$$f = 1 - \nu (a_1 + a_2) = 0.9428$$

$$c = b_1 + b_2(a_1, a_2) = 0.3756$$

$$p_{c'o} = (1 + 2k_0/3)p_{v'o} = (1 + 2 \cdot 0.4/3)4.8255 = 2.8953$$

$$p_v = 0.8 \text{ t/m}^2 \quad s > 1$$

$$p_{c'e} = b_3 p_v + p_{c'o} = 1 \cdot 0.8 + 2.8953 = 3.69$$

$$d_{c,v} = [1 - p_{c'e} + sz/pve]^{-1/A} h_0 = 0.002588$$

MEDIANTE EL MÉTODO DEMÉNEGHI

El asentamiento total es de: $\delta_{rc} + \delta_c + \delta_{dif} = 0.03356 + 0.016145 + 0.009198 = 0.05889$ m

MEDIANTE LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD

El asentamiento total es de: 0.030082 m

Se recomienda el método Deméneghi por ser un método no lineal.

5.-PROCESO CONSTRUCTIVO

5.1.-Control del nivel freático

El agua existente en el terreno suele ser uno de los problemas de mayor dificultad en los trabajos de excavación. Un bombeo continuo resulta ser un procedimiento bastante costoso y la entrada de agua de los terrenos circundantes puede provocar el asentamiento de las estructuras adyacentes. Un flujo elevado puede causar la erosión o colapso de los lados de excavaciones abiertas. En ciertos casos puede producirse inestabilidad en la base, debido a la filtración ascendente hacia el pozo de bombeo, o si el fondo de una excavación en arcilla está situado sobre una capa permeable que contiene agua a presión artesiana. Sin embargo, con un conocimiento del suelo y de las condiciones de agua del terreno, es posible adoptar métodos de control del agua del terreno que garanticen un esquema de construcción económico y seguro para cualquier condición.

Métodos de control del agua del terreno.

En los trabajos de excavación así como en los procesos geotécnicos asociados pueden utilizarse los métodos siguientes de control del agua en el terreno:

- 1.-Bombeo desde pozos abiertos.
- 2.-Bombeo con tubos de achique.
- 3.-Bombeo desde pozos perforados.

4.-Bombeo desde pozos horizontales.

5.-Electrósmosis

1.-Bombeo desde pozos abiertos

Este es el procedimiento que más se emplea para agotar el agua del terreno. La característica esencial de este método es la presencia de un pozo colector por debajo del nivel general de excavación en uno o varios lados o esquinas. Para mantener el suelo de excavación limpio de agua estancada se efectúa una zanja alrededor del fondo de la excavación, dirigiéndola hacia el pozo colector.

2.-Bombeo con tubos de achique

El sistema de tubos de achique para agotar el agua del terreno comprende la instalación de un cierto número de pozos de filtración, de unos 0.90 m. de longitud, alrededor de la excavación. Estos se conectan, por medio de unas tuberías verticales de elevación a una tubería principal al nivel del terreno que está sometida al vacío por una unidad de bombeo. El agua fluye por gravedad hasta el pozo filtrador y es absorbida por el vacío hasta la tubería principal, siendo descargada a través de la bomba. El sistema de tubos de achique tiene la ventaja de que el agua es extraída de la excavación, estabilizándose así los lados y permitiéndose unas pendientes mas inclinadas.

3.-Bombeo desde pozos perforados

Este procedimiento puede efectuarse mediante unas bombas de superficie con las tuberías de succión instaladas en pozos perforados. La profundidad de extracción por éste método no suele superar los 7.5 m. Las principales aplicaciones de este procedimiento se refieren a las ocasiones en que se precisa un gran descenso en el nivel del agua o en aquellos lugares en que debe reducirse una columna artesiana en estratos permeables a una profundidad considerable por debajo del nivel de excavación. En tales casos suelen instalarse unas bombas eléctricas sumergibles en unos agujeros de gran profundidad con una tubería de elevación a la superficie. El costo de instalación de un sistema de pozos profundos es alto, por lo tanto este procedimiento suele restringirse a trabajos que requieren un largo período de tiempo como son los diques secos o los pozos de acceso para largos túneles subacuáticos.

4.-Bombeo desde pozos horizontales

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

5.-Eliminación del agua del terreno por electro-ósmosis

Los distintos métodos que hemos descrito se emplean principalmente en gravas y arenas. Los suelos con un tamaño de partículas más fino, como los limos y arcillas, son más difíciles de drenar debido a que las fuerzas capilares impiden su libre circulación bajo las fuerzas de gravedad hacia un pozo colector o filtrador. En el sistema de electro-ósmosis, se hace circular una corriente continua desde unos ánodos que consisten en unas varillas de acero hincadas en el suelo, hasta los pozos filtradores que actúan de cátodos. Las partículas de agua cargadas positivamente fluyen a través de los poros del suelo y son recogidas en los cátodos desde donde son bombeadas a la superficie.

5.2.-Excavación y apuntalamiento.

Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras se desplantan debajo de la superficie del terreno, por lo tanto, no pueden construirse hasta que se ha excavado el suelo o la 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 recusar el procedimiento de construcción propuesto por el constructor y revisar el proyecto de apuntalamiento.

Al ejercer estas funciones, solamente concierne al ingeniero comprobar que los procedimientos propuestos permitan hacer la construcción satisfactoria de la estructura.

En los suelos permeables, para hacer excavaciones abajo del nivel del agua freática, usualmente se requiere desaguar el lugar antes o durante la construcción.

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 el 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 tiene 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.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

Los taludes menos inclinados que pueden usarse en una localidad dada se determinan por experiencia. El talud máximo que un suelo arcilloso puede soportar es función de la profundidad del corte y de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla. Si la arcilla es blanda, abajo del nivel de la base de la excavación, pueden ser necesarios taludes mas inclinados para evitar el bufamiento del fondo. Además, las arcillas rígidas o duras comúnmente poseen o desarrollan grietas cerca de la superficie del terreno. Si estas grietas se llenan de agua, la presión hidrostática reduce mucho el factor de seguridad y puede producir fallas en los taludes. El agua en las grietas también reblandece la arcilla progresivamente, de manera que es probable que la seguridad del talud disminuya con el tiempo. Por estas razones, se usa con frecuencia el

apuntalamiento para soportar los frentes de las excavaciones en arcilla, aunque pueda sostenerse por poco tiempo la arcilla a la altura necesaria sin apoyo lateral.

Entibamiento y apuntalamiento en las excavaciones poco profundas.

Muchas 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. Bajo estas circunstancias, los frentes de las excavaciones deben hacerse verticales y usualmente requieren ademe. En la práctica, se usan varios métodos para ademar.

Si la profundidad de la excavación no es mayor a 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 aproximadamente 1.5 m. de anchura, 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 llamados rastrillos o rastras. Para su uso se requiere que el suelo en la

base de la excavación sea lo suficientemente firme para que de el soporte adecuado a los miembros inclinados.

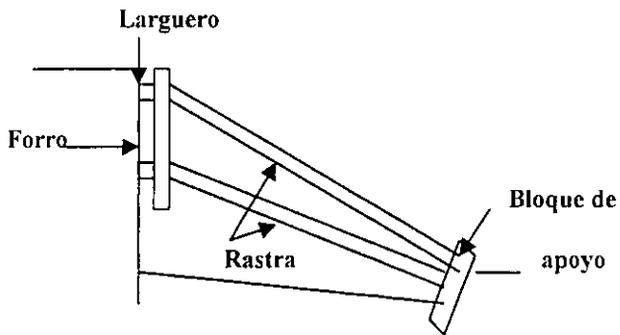
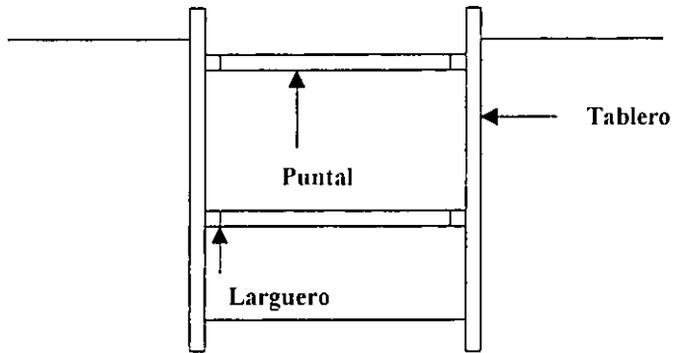


Fig. 1: Dos formas típicas para apuntalamiento a poca profundidad.

Entibamiento y 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 entibar y 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.

Cuando la excavación se ha profundizado unos cuantos metros, se insertan largueros y puntales, 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 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 postes abajo del 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.

5.3.-Estabilización de taludes

En algunos casos se pueden hacer cortes verticales en suelos cementados o que se componen de limos o arcillas de gran cohesión. También se pueden efectuar cortes verticales en suelos arenosos que tienen una “cohesión temporal aparente”, debido a su contenido de agua.

En general, los cortes verticales se deben considerar temporales y rellenarse o estabilizarse en alguna otra forma, tan pronto como sea posible.

En general, la máxima altura vertical a la que se puede mantener un suelo limoso o arcilloso es igual a la expresión siguiente:

$$\text{Altura}=2 \times \text{cohesión}/\text{peso del suelo}$$

La cohesión se mide mediante pruebas de laboratorio. En general, se deben evitar los cortes verticales. Los operadores de equipos no deben iniciar ninguna excavación verticalmente para descubrir, cuando concluye el trabajo, que es muy difícil tender el talud. Las excavaciones deben iniciarse de acuerdo con las líneas de corte requeridas para la pendiente deseada.

Protección del fondo

Los suelos del fondo de una excavación pueden secarse excesivamente, agrietarse y contraerse, si se dejan expuestos durante periodos prolongados a un clima seco y cálido. Si los suelos se dilatan al recuperar su contenido normal de agua esto puede provocar un problema después del colado de losas de pisos de edificios. Por consiguiente, puede resultar necesario rociar el suelo o cubrirlo temporalmente con arena o láminas de plástico, para limitar la evaporación del agua.

Saturación

Con mucha frecuencia, los suelos del fondo de una excavación pueden estar saturados. Aun cuando el nivel freático del terreno puede estar por debajo del fondo de la excavación o el sitio puede drenarse por medio de zanjas perimetrales o pozos, es común descubrir que el fondo de una excavación se vuelve inestable para el funcionamiento de camiones de volteo y otros equipos pesados sobre ruedas.

5.4.- Movimientos asociados a las excavaciones

Para excavar siempre es necesario extraer el material y, en consecuencia, se produce un cambio en el estado de esfuerzo en la roca o suelo, debajo y a los lados del espacio excavado. Este cambio ocurre se entiben o no los frentes del corte. Como ningún material puede sufrir un cambio de esfuerzo sin las deformaciones correspondientes, la excavación siempre está asociada a movimientos de la superficie del terreno adyacente. Estos movimientos usualmente tienen el carácter de asentamientos, pero en algunos casos, la superficie del terreno puede subir.

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 uno de los deberes principales del ingeniero asegurarse de que el método propuesto para apuntalar las excavaciones es capaz de reducir los asentamientos a valores tolerables.

Una precaución común y conveniente para reducir los movimientos del terreno adyacente al mínimo práctico, consiste en preesforzar cada puntal cuando se inserte. 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 a 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 de aflojen los gatos.

En muchas obras, han ocurrido movimientos excesivos y aun fallas aunque el sistema de apuntalamiento estaba bien proyectado. Las dificultades se originaron debido a que los pasos de la secuencia de la excavación y del apuntalamiento no estaban bien especificados o no se siguieron, y se permitió que la excavación avanzara demasiado, antes que se instalara el siguiente grupo de apoyos. No es raro que la excavación y el apuntalamiento de una misma obra lo hagan diferentes contratistas. Como el apuntalamiento interfiere con la excavación, la tendencia del contratista de excavación es adelantar todo lo posible antes de que se coloque el apuntalamiento, lo que debe evitarse con procedimientos estipulados y cumplidos.

Cuando las consecuencias de los asentamientos de la propiedad adyacente o una falla sean serios, se hacen observaciones en el campo para advertir con anticipación las tendencias desfavorables. Estos estudios pueden incluir la medida de movimientos laterales y verticales del entibamiento y el apuntalamiento, de las fuerzas que se producen en las rastras y en los puntales, de los asentamientos de las estructuras adyacentes, y de los niveles piezométricos colocados debajo y al lado de las excavaciones.

Los deslizamientos de tierras y las fracturas de las laderas no se producen de pronto y sin advertencias. Dan señales de la inminencia de la fractura, antes de que se produzca realmente. El problema más importante consiste en que muchas veces no se observan estas indicaciones.

Durante el funcionamiento de equipos en posiciones precarias en la parte superior de pendientes, debe darse a alguien la tarea de inspeccionar la parte superior del talud. Se deberá observar si hay señales de agrietamientos a una distancia del borde igual a la altura del talud.

6.-CONCLUSIONES

Como vimos a lo largo de esta tesis, la principal función de las cimentaciones compensadas es reducir la carga neta sobre el suelo, y así reducir el asentamiento tanto inmediato como diferido de la cimentación, la adecuada elección de la cimentación resultará de un conocimiento profundo de las propiedades del subsuelo, lo cual se obtiene con el programa de exploración, en nuestro caso vimos que el método mas conveniente de exploración son los pozos a cielo abierto, ya que nos permiten obtener muestras inalteradas para realizar las pruebas de laboratorio que nos permiten conocer las propiedades que nos son indispensables para poder calcular las deformaciones que ocasionará nuestra cimentación en el subsuelo.

En cuanto al estado límite de falla que es la revisión de la seguridad del terreno de apoyo, se realizó una revisión por desplazamiento del suelo bajo la cimentación y la falla por flotación que ocurre cuando la presión hidrostática en el estrato permeable supera a la presión del suelo impermeable comprendido entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, la revisión por flotación dio por resultado un correcto proyecto de la profundidad de desplante del cajón, ya que se encontró lejos la posibilidad de falla incipiente, en cuanto al colapso del suelo bajo la cimentación también se calculó que la carga resistente del subsuelo fue mucho mayor que la carga última del mismo, por lo tanto el ejemplo de cajón aquí proyectado cumplió con los requisitos de seguridad del terreno de apoyo.

En cuanto al estado límite de servicio se estudiaron los 4 tipos de movimientos en arcillas que son ocasionados por un cajón de cimentación, se comprobó que el proceso de expansión no es igual al de consolidación, pero se consideró que el proceso de expansión es igual al de recompresión ya que sus módulos son iguales para fines prácticos.

Para el cálculo de el asentamiento total se utilizaron 2 métodos , el primero fue el de la teoría de la elasticidad, y el segundo fue el método Deméneghi, el terreno de cimentación era fundamentalmente arcilloso y con la teoría de la elasticidad el asentamiento total, es decir la suma de la recompresión, la compresión y el asentamiento diferido fue de aproximadamente 3 cm, y utilizando el método Deméneghi el cálculo del asentamiento total fue de aproximadamente 5.5 cm, se recomendó este último criterio por ser un método no lineal y más cercano a la realidad, aunque por cualquiera de los 2 métodos que se utilizaron, el asentamiento fue aceptable por las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones para el D.F.

En cuanto al proceso constructivo vimos que hay 4 factores importantes a considerar, el primero es el control del nivel freático, ya que esto puede traer como consecuencia la flotación de la que ya se habló, o bien el colapso de las paredes de la excavación, otro factor fundamental a considerar es la excavación y apuntalamiento, ya que de el correcto procedimiento de excavación, depende que no se produzcan fallas en taludes .

También es importante considerar que de la correcta elección de la excavación depende el costo. Cuando la excavación es suficientemente profunda, se hace uso de apuntalamiento.

La excavación está relacionada con la estabilidad de taludes, en los cuáles es muy importante la cohesión del material, el último factor a considerar son los movimientos asociados a las excavaciones, ya que al proyectar una cimentación compensada, es obligatorio tener en cuenta que consecuencias puede traer consigo la excavación, sobre todo considerar si los asentamientos pueden dañar estructuras adyacentes.

Después de realizar este trabajo yo concluyo que la cimentación compensada es un método muy conveniente para cimentar en las condiciones del subsuelo de la ciudad de México, ya que bien proyectado es muy seguro, y probablemente menos costoso que otras formas de cimentación, lo que se tiene que cuidar es que el cajón de cimentación sea estanco, además de que los asentamientos que provoca en arcilla un cajón de mediana profundidad como el nuestro, no daña las estructuras adyacentes.

BIBLIOGRAFÍA

- “Análisis de deformaciones en suelos granulares”
Deméneghi, A. Rev. Ingeniería
Vol LIV n° 3 pp 34-38, 1984

- “Apuntes de Cimentaciones” A. Deméneghi, H. Sanginés y M. Puebla, Facultad de
Ingeniería, UNAM, 1999.

- “Cimentaciones superficiales”
F. Maña.
Editorial Blume-Barcelona

- “Diseño y construcción de cimientos”
Urmo
S.A. de ediciones.
Bilbao, 1963

- “El subsuelo de la ciudad de México”
Marsal R.J. y Mazari M.
Facultad de Ingeniería UNAM

- “Ingeniería de cimentaciones”
Ralph B. Peck
Walter E. Hanson
Thomas H. Thornburn
Editorial Limusa

- “Manual de Mecánica de suelos”
Secretaría de recursos Hidráulicos
5ª Edición. México D.F. 1970
1959

- “Mecánica de suelos”
Ing. E. Juárez Badillo
Tomos I, II, III
Edit. Limusa 1992

- “Normas Técnicas Complementarias del reglamento de construcción del D.F.”.