



PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN
ARCILLAS BLANDAS SATURADAS

T E S I S

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL

Presenta:
LUIS LUNA ROSAS



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

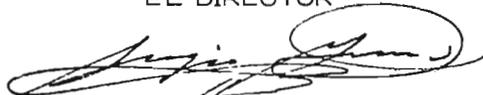
UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

LUIS LUNA ROSAS
P R E S E N T E .

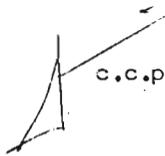
En contestación a su solicitud de fecha 3 de diciembre del año próximo pasado, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. RODRIGO MURILLO FERNANDEZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN ARCILLAS BLANDAS SATURADAS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi atenta consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Méx., enero 15 de 1987.
EL DIRECTOR



Lic. SERGIO GUERRERO VERDEJO

  c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Asesor de Tesis.

SGV'AMCP'11a.

AGRADECIMIENTOS

A MI PADRE.- A LA MEMORIA DEL HOMBRE
QUE ME LEGO EL CORAJE
PARA LUCHAR Y EL CORAZON
PARA NO CLAUDICAR.
DIOS TE BENDIGA.

A MI MADRE.- POR SU CONSTANTE ESTIMULO Y
EJEMPLO, ASI COMO POR SU GRAN
AYUDA PARA PODER CONCLUIR MIS
ESTUDIOS.
GRACIAS POR ESTAR A MI LADO.

A MIS HERMANOS.- POR SU INTERES Y AYUDA
DESINTERESADA EN TODOS
LOS MOMENTOS DE MI VIDA.



**PROCEDIMIENTOS
CONSTRUCTIVOS
EN ARCILLAS
BLANDAS
SATURADAS**



INDICE GENERAL

	<u>PAGINA</u>
1. INTRODUCCION	3
2. ESTUDIOS PREVIOS	7
3. CIMENTACIONES SUPERFICIALES	37
4. CIMENTACIONES PROFUNDAS	66
5. EXCAVACIONES	103
6. TERRAPLENES Y BORDOS	134
7. APLICACIONES	163
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	195
ANEXO. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.D.F.	199
9. REFERENCIAS	212

1



INTRODUCCION

1. INTRODUCCION.

Los problemas que generalmente se presentan al construir estructuras en suelos arcillosos blandos, tales como la baja capacidad de carga, la baja resistencia al corte, la alta compresibilidad, etc., tienen como consecuencia que en este tipo de suelos los estudios, la tecnología y los procedimientos de construcción a emplear deben ser más profundos y seguros que en los casos en donde se tienen suelos con mejores propiedades mecánicas, donde los procedimientos constructivos pueden ser los convencionales y los estudios por realizar no sean tan minuciosos, debido en gran parte a la amplia información que se tiene tanto en estudios realizados y en estructuras que se localizan en o sobre estos suelos, como a la seguridad que éstos proporcionan.

Antiguamente, la intuición jugaba un papel preponderante, así como la experiencia propia del constructor o ingeniero. A pesar del gran tiempo en que los suelos han sido empleados como material de construcción, nunca habían sido exhaustivamente estudiados, esto debido a su gran diversidad y a la variabilidad de sus propiedades, tanto físicas como mecánicas, las cuales se modifican en el tiempo y espacio. Actualmente debido al desarrollo de teorías relativas a suelos arcillosos blandos, es posible saber o al menos predecir con mayor certeza, el comportamiento de los mismos bajo diversas condiciones y sollicitaciones de servicio, con lo cual el ingeniero logra una mayor seguridad, considerando siempre el factor económico.

Todas estas teorías están respaldadas tanto por los estudios de exploración y pruebas de laboratorio, que tan minuciosa y pacientemente se realizan, como por la detallada observación de las estructuras en que estas teorías se aplicaron. Esto trae como consecuencia que las muestras que representan al suelo, deban poseer las mismas cualidades que éste tiene en el lugar donde se encuentra, lo que constituye un obstáculo difícil de salvar, debido a lo complicado que resulta obtener muestras que verdaderamente cumplan con éste requisito, pero no por ello se debe considerar que la información resultante no sea valiosa e importante y por ende aplicable a la solución de algún problema, aunque debemos tener siempre en mente las muchas limitaciones e incertidumbres que inevitablemente acompañan a cualquier teoría.

Si a las condiciones anteriormente descritas, sumamos la dificultad que representa tener un NIVEL DE AGUAS FREATICAS o NIVEL FREATICO (NAF), localizado cerca del nivel del terreno, las condiciones de trabajo serán más conflictivas. Primeramente se tiene que decidir si se abate el NAF, ya sea por medio de bombeo o por algún otro sistema o mecanismo que drene la zona de trabajo y facilite la tarea que en ese lugar se quiere realizar; cualquier procedimiento empleado en la evacuación del agua, ya sea temporal o permanente, suele provocar un costo respetable que influirá determinantemente en la realización y costo del proyecto. El problema principal ocasionado al abatir el NAF es el incremento de la presión efectiva en el suelo, lo

que origina un aumento en la resistencia del suelo y que inevitablemente predispone a que en el terreno se presente o experimente la consolidación, la cual dependerá en rapidez y magnitud directamente del incremento de la presión efectiva y de las propiedades del suelo. Este asentamiento debe ser prevenido en forma adecuada, ya que puede traer como consecuencia que la estructura tenga o presente una falla o comportamiento indeseable, que desvirtúe la finalidad para la que fué concebida dicha edificación.

Como el presente trabajo se limita al estudio del comportamiento de suelos donde el principal constituyente es la arcilla, a continuación se mencionan las características generales de este tipo de suelo:

- son finos y plásticos, tienen baja resistencia a la deformación cuando están húmedos, pero al secarse forman masas duras y cohesivas
- son virtualmente impermeables, difíciles de drenar por medios ordinarios
- son difíciles de compactar estando húmedos
- son características de algunas arcillas las grandes expansiones y contracciones al cambiar su contenido de agua
- su pequeño tamaño, su forma laminar y su composición mineral se combinan para hacerlos materiales plásticos y compresibles; mientras mayor sea su límite líquido, mayor será su compresibilidad al compararla en igualdad de aplicación de carga previa.

Como los limos son en general semejantes en apariencia a las arcillas, aunque con características mecánicas muy diferentes, con frecuencia se les confunde, lo que ocasiona resultados no muy gratos, por lo que el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) recomienda la aplicación de algunas pruebas que se pueden emplear fácilmente en el sitio de reconocimiento y nos dan una aproximación del suelo que estamos tratando.

Un elemento importante que afecta a los suelos, primordialmente a los finos, es la materia orgánica, constituida casi en su totalidad por la descomposición de plantas, originando así la formación de limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad, así como las arcillas de plasticidad media y alta. Pequeñas cantidades de material orgánico producen en las arcillas un incremento en el límite líquido sin aumento de su índice plástico. Los suelos que contienen materia orgánica, aún en pequeñas proporciones, son más compresibles y menos estables que los suelos inorgánicos.

El presente trabajo pretende analizar las condiciones anteriormente señaladas , es decir , la presencia de arcillas saturadas al realizar cualquier tipo de proceso constructivo. Las partes para desarrollarlo se presentan de la manera siguiente: en el capítulo 2 se indican los ESTUDIOS PREVIOS que se requieren en el desarrollo de cualquier método constructivo o en el diseño de una cimentación; en los capítulos 3 y 4 se presenta el análisis y diseño de las CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS , respectivamente ; en el capítulo 5 se detalla el análisis de estabilidad en EXCAVACIONES abiertas y ademadas; en el capítulo 6 se estudian los procedimientos constructivos empleados en el caso de TERRAPLENES y BORDOS ; en el capítulo 7 se presentan EJEMPLOS DE APLICACION de algunos de los casos estudiados ; en el capítulo 8 se mencionan las RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES de éste trabajo y finalmente en el ANEXO se presenta los artículos contenidos en el REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.D.F. relativos a los temas tratados.

Afortunadamente , todo el panorama antes descrito para el caso de las arcillas saturadas , se presenta en nuestro país , sobre todo en el VALLE DE MEXICO, donde las investigaciones realizadas pueden darnos una amplia información . En cada uno de los capítulos se indican las condiciones que más frecuentemente se presentan en la realidad y el modo en que se debe actuar en la realización de cualquier trabajo; además se señalan algunas recomendaciones pertinentes cuando la situación no se manifiesta en las condiciones más favorables.

2

**ESTUDIOS
PREVIOS**

	<u>CONTENIDO</u>	<u>PAGINA</u>
2.	ESTUDIOS PREVIOS -----	10
2.1	PLANEACION DEL ESTUDIO -----	10
2.2	PROCEDIMIENTOS PARA REALIZAR EL ESTUDIO --	11
2.2.1	RECONOCIMIENTO DEL TERRENO -----	12
2.2.2	INVESTIGACIONES EXPLORATORIAS -----	13
2.2.2.1	PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO -----	14
2.2.2.2	PROGRAMA DE SONDEOS -----	14
2.2.2.3	NUMERO DE SONDEOS REQUERIDOS -----	14
2.2.2.4	PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS -----	15
2.2.2.5	COSTO Y SEGURIDAD -----	16
2.2.2.6	CLASIFICACION DE LOS ENSAYOS DE MUESTREO -	16
2.2.2.6.1	POZOS A CIELO ABIERTO, GALERIAS Y ZANJAS -	17
2.2.2.6.2	BARRENAS -----	17
2.2.2.6.3	PRUEBAS DE PENETRACION -----	17
2.2.2.6.3.1	HINCADO A PERCUSION -----	18
2.2.2.6.3.2.	HINCADO ESTATICO -----	21
2.2.2.6.4	METODOS INDIRECTOS -----	24
2.2.2.7	AGUAS SUBTERRANEAS -----	25
2.2.2.8	ANALISIS DE LOS RESULTADOS DE LA INVESTIGACION DE EXPLORACION -----	26
2.2.2.8.1	PRUEBAS DE LABORATORIO -----	26
2.2.2.8.2	REPRESENTACION GRAFICA DE LOS REGISTROS DEL SONDEO -----	27
2.2.2.8.3	REALIZACION DE LOS PERFILES DEL SUELO ----	28
2.2.2.8.4	CALCULOS PRELIMINARES -----	28

	<u>CONTENIDO</u>	<u>PAGINA</u>
2.2.3	INVESTIGACION DETALLADA -----	29
2.2.3.1	OBTENCION DE MUESTRAS -----	29
2.2.3.1.1	MUESTRAS REQUERIDAS -----	29
2.2.3.1.2	MUESTRAS INALTERADAS -----	30
2.2.3.1.3	MUESTREADORES -----	31
2.2.3.2	PRUEBAS EN SITIO -----	32
2.2.3.3	PRUEBAS EN LABORATORIO Y SU EVALUACION ----	34
2.3	NATURALEZA DEL SUBSUELO EN EL VALLE DE MEXICO -----	36

2. ESTUDIOS PREVIOS.

Por ESTUDIOS PREVIOS debemos entender aquellos que se realizan antes del desarrollo o inicio de cualquier proyecto, ya que debemos tener en cuenta las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que intervendrán en dicho proyecto.

En el caso de los suelos, estos estudios son de una gran importancia, pues no se cuenta con una amplia información como en el caso del concreto o del acero, en los que sus propiedades físicas y mecánicas están determinadas de tal manera que su uso como materiales de construcción brindan un amplio margen de seguridad al proyectista. La finalidad primordial de estos estudios es proporcionar las características principales del suelo sobre del cual se piensa trabajar o del que se desea obtener materiales que se emplearán en otra obra. A continuación se señalan todas las fases a seguir, tanto para obtener información preliminar como definitiva, las cuales están regidas por los procedimientos relativos al tipo de suelo que se analizará en esta tesis, y que son los suelos blandos.

2.1 PLANEACION DEL ESTUDIO.

El buen planteamiento de una investigación debe indicar los objetivos o información a determinar, y que están en función del tipo de suelo y de su uso futuro, así como de los procedimientos más factibles a emplear. Una investigación completa de las condiciones del subsuelo debe incluir:

1.- NATURALEZA DEL DEPOSITO.

Estudio de la Geología, historia de los rellenos recientes, excavaciones, inundaciones, posibilidad de explotación de minerales, existencia de bombeo y hundimiento regional.

2.- PROFUNDIDAD, ESPESOR y COMPOSICION DE LOS ESTRATOS DEL SUELO.

Determinación del perfil estratigráfico del suelo.

3.- DETERMINAR LA POSICION Y VARIACION DEL AGUA SUBTERRANEA (NAF).

4.- OBTENCION DE MUESTRAS DE LAS CAPAS CARACTERISTICAS PARA SU ESTUDIO EN LABORATORIO.

Obtención de la cantidad y tipo de muestras necesarias para determinar las propiedades requeridas en el diseño.

5.- COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS EN LA ZONA.

2.2 PROCEDIMIENTOS PARA REALIZAR EL ESTUDIO.

Para poder cumplir con los objetivos anteriores, generalmente se siguen los siguientes pasos :

1.- RECONOCIMIENTO.

Se realiza para determinar la naturaleza del depósito y estimar las condiciones del suelo (visita al terreno y/o estudio en oficina de planos y otras fuentes de información como boletines, publicaciones, etc.).

2.- INVESTIGACIONES EXPLORATORIAS.

Realización de sondeos, apenas los necesarios, para obtener las características generales del subsuelo , como propiedades índice y para realizar algunos ensayos de esfuerzo-deformación (resistencia)

3.- ESTUDIO COMPLETO Y DETALLADO.

Es el programa detallado de sondeos adicionales y/o ensayos de esfuerzo-deformación (resistencia) más cuidadosos. Esta investigación facilita los datos del suelo necesarios para un proyecto definitivo. Este estudio puede incluir pruebas de campo a escala.

Para proyectos pequeños o rutinarios, los pasos 1 y 2 ó una ampliación del 3 , completan el estudio. En algunos casos , la fase 2 determina la factibilidad de usar el lugar.

Para proyectos importantes, como grandes puentes, presas, plantas de energía e imponentes edificaciones, se requiere una mayor aplicación de cada uno de los puntos mencionados , para poder obtener los datos adecuados y poder realizar un proyecto económico y seguro, que son las bases de la ingeniería.

A continuación se detallan los procedimientos o técnicas utilizadas en la realización de éstas tres importantes fases.

Aunque la mayoría de los suelos están constituidos por una acumulación heterogénea de partículas minerales no cementadas que tienen características diversas entre sí, como puede ser el tamaño (gravas, arenas, finos), la forma (laminar, angulosa, redondeada), la humedad (seco, húmedo, saturado), la deformabilidad, su comportamiento individual frente a las acciones externas, etc., existen grandes extensiones, más en área que en profundidad, donde predomina un tipo de partículas minerales. Cuando esta condición se presenta, puede suceder que el suelo sea apto para trabajarlo inmediatamente, sin necesidad de un tratamiento previo para mejorarlo, como puede ser el caso de los suelos gruesos compactos. Pero si nos encontramos con formaciones de arcilla o limo, es decir, suelos generalmente blandos, el problema de su utilización es mayor debido a sus características de gran deformabilidad, baja resistencia al esfuerzo cortante y a su inestabilidad frente a la presencia de agua, ya que muchos de los suelos finos se encogen al secarse y se expanden al humedecerse, pudiendo originar fallas a las estructuras contenidas o localizadas sobre éstos. Otro de los inconvenientes es la alteración que sufren los depósitos al ser excavados o penetrados por pilotes, por modificación al estado de esfuerzos, lo que causa que se rompa su estructura, y por ende un cambio en sus propiedades.

El reconocimiento de una porción de tierra se realiza para determinar la naturaleza del depósito y estimar las condiciones del suelo. Esta etapa puede consistir en:

A ESTUDIO GEOLOGICO

Su principal propósito es determinar la posible naturaleza de los depósitos subyacentes en el lugar de la investigación y seleccionar los mejores métodos y los sitios representativos para las exploraciones. Las posibles fuentes de información son los estudios geológicos realizados en proyectos petroleros, carreteros y de ferrocarriles; en ellos se pueden ver los perfiles del terreno, situación de ríos y lagos con sus terrazas, deltas y rellenos, etc.

B ACTIVIDAD SISMICA POTENCIAL

Es determinar la posibilidad de sismos en la zona de estudio y la posible magnitud de éstos, dato de gran utilidad para el diseño de la estructura. Los daños que causan los terremotos en las cimentaciones son de dos formas:

- El desgarramiento directo de las estructuras que yacen sobre la falla
- La aceleración de la estructura situada dentro de la zona de movimientos más intensos

C INSPECCION DEL LUGAR

Es la observación de las características superficiales y las condiciones de las construcciones vecinas para poder indicar topografía, drenaje, tipo de erosión, vegetación, uso de la tierra, determinación de barrancas y hondonadas, etc. .

D FOTINTERPRETACION

Obtención de los datos anteriores mediante fotografías aéreas, que abarcan mayor zona y más detallada.

2.2.2 INVESTIGACIONES EXPLORATORIAS.

La exploración del terreno suministra datos acerca de las condiciones del subsuelo del lugar, como son la profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos, profundidad del Nivel de Aguas Freáticas (NAF); proporciona además muestras del suelo para inspección, clasificación, para ensayos de resistencia y compresibilidad de los estratos y así poder realizar los estudios preliminares de seguridad y asentamiento de la estructura. Un programa cuidadosamente planeado de los sondeos y de la toma de muestras, es el mejor método para obtener la información específica del lugar y es el centro de la investigación de exploración.

Por exploración se entiende algo más formal y completo que la inspección geológica superficial. La excavación de unos cuantos pozos a cielo abierto para la extracción de un número limitado de muestras representativas o la perforación de unos cuantos pozos de exploración con extracción de muestras, nos proporciona datos cuantitativos del comportamiento probable de la cimentación, de sus hundimientos totales y diferenciales, el tiempo que tardarán en producirse éstos, la capacidad de carga debajo de cada uno de los elementos de apoyo, la posibilidad de una falla por esfuerzo cortante, o los empujes y subsupresiones, etc. .

Es indispensable que esta información cualitativa, que se deriva de la clasificación visual e intuitiva de los materiales, se complemente con datos precisos de las características mecánicas de cada uno de los estratos en su estado natural, es decir, la manera como responderán estos materiales bajo las nuevas condiciones de carga y de equilibrio hidrostático que se les impondrán; esto significa dos cosas:

- 1.- La exploración debe incluir la obtención de muestras "inalteradas" que conserven, hasta donde sea físicamente posible, las propiedades originales (estructura interna, resistencia, contenido de agua, deformabilidad, etc.) para que se puedan medir sus características hidráulicas y mecánicas por medio de pruebas de laboratorio.

2.- Deberán muestrearse todos los estratos que quedarán comprendidos dentro de la zona de influencia de las presiones o de las modificaciones de cualquier clase que vaya a producir en el interior del suelo la nueva cimentación.

En la práctica todo estudio geotécnico debe comenzar por un reconocimiento en sitio. El reconocimiento del terreno debe permitir localizar las diferentes capas del mismo y precisar la configuración general de la zona, por lo tanto, debe dar información sobre las características mecánicas de cada estrato y para ello puede recurrirse al empleo de dos técnicas:

- Toma de muestras (muestreo) para su análisis en laboratorio
- Ensayos en sitio

2.2.2.1 PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO.

De un buen muestreo depende un buen estudio de Mecánica de Suelos y en consecuencia el perfecto enlace que pueda lograrse entre las previsiones y las realidades. La utilidad de una muestra de suelo va perdiéndose mientras más se modifican sus propiedades iniciales u originales. Por ello, los métodos de muestreo que protegen en forma más eficaz a los suelos contra las alteraciones en sus propiedades, son los más deseables, aunque en algunos casos, estas alteraciones son relativamente poco importantes para la determinación de las propiedades índice de los suelos.

2.2.2.2 PROGRAMA DE SONDEOS.

Este es función de las características de la obra a realizar y de la naturaleza geotécnica, debe evitarse la simple extrapolación de resultados obtenidos en una obra próxima. Es necesario efectuar una elección del tipo de reconocimiento en función del tipo de obra y de las condiciones morfológicas y geológicas. Los resultados de las pruebas en sitio, complementan los análisis de laboratorio.

2.2.2.3 NUMERO DE SONDEOS REQUERIDOS.

Los intereses económicos no siempre permiten un gran número de éstos, hay que distinguir entonces si se trata de un anteproyecto o un proyecto definitivo. Este depende también del tipo de estructura y uniformidad del depósito de suelo, por lo que es difícil indicar una distancia aproximada. La separación debe ser la menor en las áreas más cargadas y mayor en las menos críticas. Un criterio para obtener la separación de sondeos preliminares (Ref. 1), puede obtenerse de la tabla 2.1.

ESTRUCTURA U OBRA	ESPACIAMIENTO (m)
Carretera (investigación de la subrasante)	300 - 600
Presa de tierra, dique	30 - 60
Excavación para préstamo	300 - 120
Edificio de varios pisos	15 - 30
Edificio industrial de una planta	30 - 90

Tabla 2.1.- ESPACIAMIENTO RECOMENDABLE ENTRE SONDEOS (REF.1)

Cuando las condiciones del suelo son regulares y uniformes, los espaciamentos antes indicados se pueden duplicar, y si son irregulares se reducen a la mitad. Es recomendable no dejar un sondeo aislado, con el fin de no correr riesgos de proyectar con poca información; un mínimo de tres puede ser una cifra aceptable.

2.2.2.4 PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS.

Esta debe ser tal que todas las capas que puedan quedar influenciadas por la sobrecarga impuesta en la superficie del terreno, puedan ser alcanzadas y estudiadas. En la práctica se realiza (Ref.1):

- PARA CIMENTACION AISLADA.- el triple de la anchura de la zapata con mínimo de 6 m
- PARA LOSA DE CIMENTACION O PARA UN CONJUNTO DE OBRAS DONDE LOS EFECTOS SE SUPERPONEN EN LAS CAPAS PROFUNDAS.- vez y media la anchura del área cargada.

La última regla proporciona una profundidad exagerada en estructuras anchas de un solo piso y demasiado somera para torres esbeltas. Otra regla más simple (Ref.1) sería :

Tabla 2.2.- PROFUNDIDAD RECOMENDABLE DE LOS SONDEOS (REF.1)

CONDICION	
Estructura ligera de acero o estrecha de concreto	$Z = 3 S^{0.7}$
Estructura pesada de acero o ancha de concreto	$Z = 6 S^{0.7}$
Z = Profundidad aproximada en metros S = Número de pisos	

Para presas y terraplenes la profundidad varía entre la mitad y el doble de la altura, de acuerdo a la resistencia, compresibilidad y permeabilidad de las cimentaciones. Los sondeos para excavaciones profundas debe extenderse de 1.5 m a 5 m por debajo del fondo de la excavación y más abajo para el caso de arcillas blandas.

2.2.2.5 COSTO Y SEGURIDAD.

En obras de bajo costo , es posible efectuar un menor número de sondeos , en este caso , se deberá compensar la escasez de datos completos , incrementando los factores de seguridad (FS) , ya que es débil su efecto sobre el precio de la construcción. Por el contrario , en obras de gran inversión , el costo de reconocimiento es mínimo en comparación con la economía que puede provocar en caso de la falla de las obras.

El costo de una adecuada exploración del lugar , incluyendo ensayos de laboratorio y la presentación de un informe que detalle lo que se encontró y las recomendaciones de construcción, es alrededor del 0.1 a 0.3 % del costo total para la mayoría de las estructuras, excepto puentes y lugares para presas, en los que el costo de exploración puede exceder del 1 % . Frecuentemente no se destina una cantidad concreta para los gastos de estudio, los fondos se obtienen del costo de la obra propiamente dicha.

2.2.2.6 CLASIFICACION DE LOS ENSAYOS DE MUESTREO.

Para poder tener una visión de los procedimientos y pruebas que se realizan para la obtención de información durante la exploración, se presenta una clasificación de los métodos de muestreo más usuales en la práctica.

- 1 POZOS A CIELO ABIERTO, GALERIAS Y ZANJAS
- 2 BARRENAS
- 3 PRUEBAS DE PENETRACION
- 3.1 HINCADO A PERCUSION
 - PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR
 - PENETRACION DINAMICA
- 3.2 HINCADO ESTATICO
- 4 SONDEOS (MUESTREO INALTERADO) ver inciso 2.2.3.1.2
- 5 METODOS INDIRECTOS

2.2.2.6.1 POZOS A CIELO ABIERTO, GALERIAS Y ZANJAS.

Estos métodos consisten en excavar un pozo de dimensiones, en las que se basan sus nombres, suficientes para que un técnico baje y examine los diferentes estratos del subsuelo. Por otro lado permite la inspección directa y revela detalles de agrietamientos, estratificación, intercalaciones y filtraciones de agua que difícilmente podrían descubrirse con otra clase de sondeos. En estos pozos pueden obtenerse muestras alteradas o inalteradas; las primeras son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad. Las inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente se labra la muestra en una oquedad que se realiza en una pared del pozo; la muestra debe protegerse contra la pérdida de humedad envolviéndola en varias capas de manta debidamente impermeabilizadas con brea y parafina. Deben cuidarse los criterios para distinguir la naturaleza del suelo 'in situ' y la misma por la excavación realizada.

2.2.2.6.2 BARRENAS.

La barrena para suelos es la herramienta más simple para realizar un agujero de poca profundidad en el terreno y obtener muestras en condiciones de gran alteración. Si se emplean barrenos helicoidales, el paso entre las hélices debe ser muy grande para usarlo en suelos plásticos. La barrena de mano es más efectiva que la posteadora, que consiste en dos hojas curvas que retienen el suelo que recortan; las hay en tamaños desde 5 a 15 cm de diámetro, se le puede adicionar extensiones al mango o maneral para llegar hasta profundidades de 10 m. Las muestras de cuchara son mucho más alteradas que las obtenidas con barreno helicoidal y posteadora, la razón es el efecto del agua que entra en la cuchara junto con el suelo, formando en el interior una seudosuspensión parcial del mismo. El uso de las barrenas se dificulta en arcillas blandas y debajo del NAF, pero la obtención de estas muestras es útil a la hora de determinar la humedad promedio, tamaño de los granos y características de plasticidad.

2.2.2.6.3 PRUEBAS DE PENETRACION.

Los cambios en las condiciones del subsuelo se pueden advertir por las diferentes resistencias que oponen los estratos a ser atravesados por un penetrómetro. La mayoría de los penetrómetros modernos consisten en una punta cónica unida a una barra de pequeño diámetro que sirve para hincarla. La penetración del cono fuerza al suelo hacia los lados produciendo una compleja falla. Existen dos técnicas para realizar la penetración en el suelo:

- HINCADO A PERCUSION O GOLPEO
- HINCADO ESTATICO O A PRESION.

Algunos factores que afectan la resistencia al hincado en suelos arcillosos blandos son :

- Cohesión del suelo
- Esfuerzo debido a la sobrecarga
- Esfuerzo neutro (agua)
- Geometría del penetrómetro
- Método de hincado
- Efecto del hincado sobre la cohesión y el esfuerzo neutro.

2.2.2.6.3.1 HINCADO A PERCUSION.

Para este tipo de sondeos es útil el empleo de muestreadores tubulares de 'media caña' que se hincan a golpes con un martinete. Se puede medir el trabajo específico de penetración a partir del número de golpes (n), el peso del martillo (w), la altura de caída (h), la penetración del muestreador (p) y su área transversal media (a). La construcción de gráficas que expresen este trabajo es muy útil, pues con ello se localizan los estratos resistentes para el apoyo de pilotes, y además se pueden deducir datos de compresibilidad y resistencia de los suelos, basados en numerosas correlaciones obtenidas en la misma región.

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR.

Consiste en dos etapas :

- perforar para abrir un agujero en el terreno
- tomar muestras

La perforación se hace con barrena o sondeo rotatorio normalmente. En arcillas blandas el agujero se mantiene abierto hincando un tubo de acero (tubo de ademe o camisa) o con un relleno de 'lodo de perforación' (bentonita y agua).

El método consiste en hacer penetrar el penetrómetro o muestreador, el cual tiene dimensiones establecidas y es lo que dá nombre a esta prueba, conectado al extremo de la tubería de perforación y que por medio de golpes originados por un martinete que cumple con características determinadas para esta prueba, se cuenta el número de golpes necesarios para introducirlo 30 cm, después de que ha penetrado los primeros 15 cm en relación con el fondo del sondeo, la resistencia a la penetración es una indicación de la resistencia del suelo.

Las pruebas de penetración no solo se utilizan ampliamente en materiales no cohesivos, para los cuales se desarrolló el procedimiento sino también se utilizan en suelos cohesivos pero con una confiabilidad mucho menor. En medios coherentes, tras numerosas experiencias comparativas, Terzaghi y Peck propusieron relacionar el número de golpes (n) con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a la compresión simple medida en laboratorio sobre muestras inalteradas. En la fig. 2.3 se muestran los resultados a los que llegaron (Ref. 2).

NUMERO DE GOLPES (n)	CONSISTENCIA DE LA ARCILLA	RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE (kg/cm ²)
0 - 1	MUY BLANDA.	0.25
2 - 4	BLANDA	0.25 - 0.50
5 - 8	FIRME	0.50 - 1.0
9 - 15	CONSISTENTE	1.0 - 2.0
16 - 30	MUY CONSISTENTE	2.0 - 4.0
30	DURA	4.0 - 8.0

Tabla 2.3.- CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION Y LA RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE EN SUELOS AR CILLOSOS (REF.2)

Es evidente que las relaciones anteriores son aproximadas ya que no influyen en su variación factores tales como :

- el estado de la superficie interior y exterior del muestreador, ya que si están abolladas u oxidadas pueden modificar considerablemente la fricción con las capas atravesadas.
- el afilado, y en general, el buen estado de los biseles cortantes del muestreador
- la posición del NAF respecto del ensayo
- la forma y superficie de los orificios o ventanas de expulsión del agua
- la posición relativa del fondo del muestreador con respecto al límite inferior del entubado al comienzo del hincado
- el tiempo transcurrido entre la perforación del sondeo y la ejecución del ensayo propiamente dicho
- la flexibilidad del varillaje que absorbe parte de la energía de hincado
- la variación de la altura de caída del martinete
- el empleo de varillaje más pesado que el provisto, etc.

El método es el más empleado para obtener datos con respecto a la profundidad, espesor y composición de los estratos de suelo y una información aproximada de la resistencia del suelo, debido a la alta distorsión en la muestra obtenida que es originada por las paredes gruesas del muestreador. Este método es económico, rápido y aplicable a casi todos los suelos (excepto gravas gruesas).

PENETROMETROS DINAMICOS.

Este tipo de ensayo consiste en hincar en el terreno un varillaje metálico mediante un martillo que golpea en caída libre.

Hay que distinguir esencialmente tres tipos de penetrómetros dinámicos :

- a) aquellos en los que la punta y el fuste tienen el mismo diámetro
- b) los que llevan un varillaje central de diámetro sensiblemente menor al de la punta
- c) los que además de varillaje central de diámetro menor al de la punta están equipados con un tubo hueco con diámetro igual al de la punta.

En medios coherentes deben descartarse absolutamente los dos primeros tipos, pues el rozamiento lateral puede ser considerable y resultar casi imposible toda interpretación seria de los diagramas de penetración dinámica. En cada uno de los tipos anteriores existen dos categorías : penetrómetros ligeros y pesados, esta distinción responde a veces al diámetro del varillaje, pero fundamentalmente se refiere al martillo y a su altura de caída, dicho de otra forma, los adjetivos corresponden a energías de hincado importantes o débiles.

El penetrómetro usado para medios cohesivos tiene doble función : ensayo de penetración y toma de muestras, lo que permite conocer los cambios del suelo por dos métodos diferentes. Si bien estos ensayos dinámicos pueden alterar al suelo por el choque y la vibración, son simples de realizar.

Para una arcilla, la resistencia se puede determinar por medio de la expresión (Ref.1) :

$$s = \frac{w h m n}{p N_p A}$$

s = esfuerzo cortante

w = peso del penetrómetro

h = altura de caída

m = eficiencia mecánica total (de 0.1 a 0.5)

n = número de golpes

p = altura de penetración

N_p = factor adimensional que depende del penetrómetro (de 5 a 9)

A = área del penetrómetro proyectada en dirección del sondeo

Esta relación empírica ha originado correlaciones como la que se presenta en la fig. 2.4, las cuales no dejan de ser meras consideraciones.

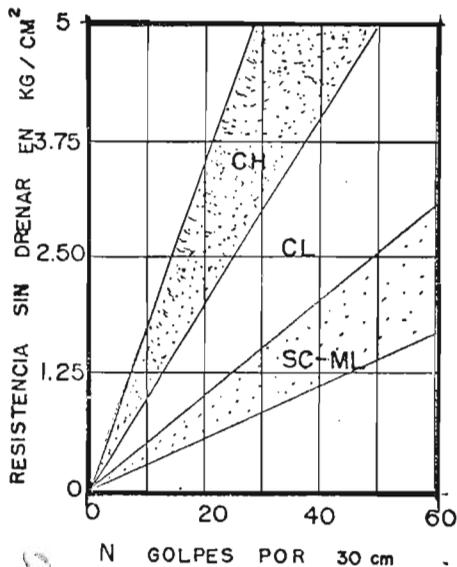


Fig. 2.4.- CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR Y LA RESISTENCIA SIN DRENAR (REF.1)

Los resultados obtenidos pueden ser falseados por diversos factores tales como :

- el suelo puede refluir alrededor de la punta y descomprimirse debajo de ella
- la rapidez de hincado hace que en los suelos sumergidos y de escasa permeabilidad , una parte notable de la energía de hincado se transmita al agua intersticial aumentando la resistencia instantánea
- una porción variable y desconocida de la fricción lateral se suma a la de punta y es prácticamente imposible medir separadamente durante el ensayo, al esfuerzo en la punta y la fricción lateral.

Cualquiera que sea el tipo de aparato utilizado tendrá que tener en cuenta que el penetrómetro dinámico en medios coherentes, no puede dar sino medidas cualitativas sobre la sucesión de las capas.

2.2.2.6.3.2 HINCADO ESTATICO.

En este método la punta es forzada hacia adelante a una velocidad regulada y se mide la fuerza necesaria para producir el movimiento.

Los penetrómetros estáticos son aparatos que permiten introducir a velocidad lenta y constante (de 10 a 60 cm/min) el varillaje,

gracias a la ayuda de un gato hidráulico. Están diseñados para medir separadamente la reacción de las capas atravesadas en la punta y la fricción lateral sobre los tubos exteriores que rodean al varillaje central. La transmisión a la punta puede efectuarse por el varillaje (en penetrómetros Holandés , Meurisse o Andina) o por medio de una transmisión hidráulica o eléctrica.

El penetrómetro Holandés tiene un cono móvil con ángulo en el vértice de 60° y de 10 cm² de sección. El anclaje en el suelo se realiza por medio de tornillos y a veces cargándolo con tierra o agua. Por dentro del tubo exterior que mide la fricción lateral , se desliza el varillaje que transmite las presiones a los aparatos de medición, compuesta de cabezales hidráulicos o manómetros. Es éste, el prototipo de los aparatos de penetración estática que todos , más o menos, parten de la misma idea. En efecto , lo fundamental es separar la fricción lateral de la resistencia de punta. Los diagramas de penetración estática dan, en función de la profundidad alcanzada por el extremo del varillaje, provisto de una punta especial, por una parte la resistencia a la rotura (R_p) en la punta y por otra la fricción lateral acumulada a lo largo de los tubos exteriores , o medido cada 25 o 50 cm sobre el manguito especial colocado encima de la punta.

Para una arcilla , la resistencia se puede calcular con la expresión (Ref. 1) :

$$s = \frac{Q_p}{N_p \cdot A}$$

- s = esfuerzo cortante
- Q_p = resistencia de penetración
- N_p = factor adimensional que depende del penetrómetro (de 5 a 9)
- A = área proyectada del penetrómetro en la dirección de hincado

Para cimentaciones superficiales se puede obtener la capacidad admisible por medio del ábaco de Meyerhoff (fig. 2.5, Ref. 3).

q_{ad} = CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

R_p = RESISTENCIA EN LA PUNTA DEL PENETRÓMETRO ESTÁTICO

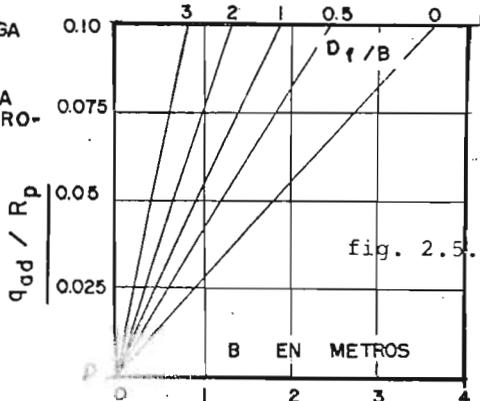


fig. 2.5.- ABACO DE MEYERHOFF

B = ANCHO DE LA ZAPATA

En cimentaciones profundas la experiencia demuestra que los esfuerzos bajo el pilote y el penetrómetro pueden considerarse iguales con la única reserva de que el empotramiento de la capa considerada sea suficiente. En tal caso, la resistencia a la rotura del pilote es igual a R_p .

Además de esta valoración directa de la capacidad de carga, el penetrómetro proporciona una idea de la cohesión, pero hay que tener en cuenta si el cono del penetrómetro tiene el manguito o no. Este manguito absorbe energía por rozamiento contra el terreno, por tanto, la lectura de R_p en los aparatos de medición, queda influenciada por la fricción lateral.

Si el cono no tiene manguito:

$$C_u = R_p / 10$$

Si lo tiene, entonces:

$$C_u = R_p / 15$$

En arcillas donde $R_p > 10 \text{ kg/cm}^2$ se puede admitir que la influencia del rozamiento lateral en el cono es despreciable.

La cohesión también se puede medir a partir del rozamiento lateral, ya que si $\varphi = 0$, el rozamiento se toma unitario, y entonces: (Ref. 3)

$$C_u = \frac{1}{\pi d} \frac{\Delta Q_f}{\Delta z}$$

φ = ángulo de fricción

d = diámetro del cono

ΔQ_f = variación del rozamiento lateral correspondiente a Δz

Δz = incremento de profundidad

Obviamente el rozamiento lateral deberá medirse con precisión; los manguitos especiales tipo Begemann o Andina, permiten medirlo a diferentes profundidades con gran aproximación. Hay que recordar que también permite una valoración del módulo odométrico, que interviene en el cálculo de los asentamientos, mediante la expresión (Ref.3):

$$E = \alpha R_p$$

donde $5 < \alpha < 10$ para arcilla blanda ($R_p > 10$ bares)

$1.5 < \alpha < 2.6$ para arcilla muy blanda ($R_p > 5$ bares)

Los valores obtenidos de E son aproximados y se determinan por el solo hecho de tener una idea antes de su determinación en laboratorio.

Después de esta breve descripción de las pruebas de penetración , cualquiera que sea su tipo, es bueno señalar que solamente proporcionan indicaciones indirectas del comportamiento del suelo , por consiguiente siempre deben considerarse como un suplemento a los métodos directos de exploración, como lo son el sondeo y la toma de muestras.

2.2.2.6.4 METODOS INDIRECTOS.

Existen ocasiones en que pueden aprovecharse las variaciones de las propiedades físicas de los estratos que componen un suelo para poder determinar , aproximadamente , el perfil de éste sin necesidad de perforarlo. Los métodos geofísicos se emplean para determinar en forma próxima las características del subsuelo. A continuación se presenta (tab. 2.6) un cuadro donde se señalan sus principales usos y limitaciones.

Tabla 2.6.- METODOS GEOFISICOS.USOS Y LIMITACIONES

METODO	USO	LIMITACIONES
SISMICO	Determinación de: la profundidad del NAF, profundidad de estratos sucesivamente más duros	Interpretación dudosa con límites irregulares o pobremente definidos.No identifica suelos blandos bajo estratos duros.
ELECTRICO	Determinación de: la profundidad de los estratos de diferente resistencia y del NAF, ubicación de masas de arena y grava secas o roca dura; huecos y concentración salina del agua.	Interpretación dudosa con límites irregulares pobremente definidos.
GRAVIMETRICO	Ubicación de las más importantes anomalías estructurales: fallas, domos , posiblemente grandes cavernas.	No identifica estructuras a menos que haya gran diferencia de densidades.
MAGNETICO	Determinación del NAF y del limo blando sobre fondo duro.	Poca o ninguna aplicación en suelos continuos.

2.2.2.7 AGUAS SUBTERRANEAS.

El agua es uno de los factores más importantes en la resistencia, compresibilidad y cambios de volumen del suelo. Aunque el agua está presente en todos los suelos, por AGUA SUBTERRANEA se entiende la masa continua de agua bajo tierra que llena los vacíos del suelo y que puede moverse libremente por efecto de la gravedad. El nivel freático (NAF) es la superficie superior de una masa de agua subterránea, se define como el nivel del agua, en un agujero abierto en el terreno, en el que la presión es igual a la atmosférica. La elevación del NAF no es constante, la corriente de agua se abastece por infiltración desde la superficie y ésta agua se pierde por evaporación y por filtración hacia los ríos, lagos y el océano, principalmente. Cuando el agua se encuentra atrapada en el subsuelo se llama acuífero y si parte se localiza entre dos estratos impermeables, a presión, será artesiano. Cuando el NAF intercepta la superficie del terreno, puede formar manantiales u originar zonas pantanosas.

La localización del agua subterránea es una parte esencial de cualquier exploración. En la mayoría de los sondeos, el nivel de agua se mide en los sondeos exploratorios; sin embargo frecuentemente es necesario realizar sondeos expresamente para medir el NAF. El NAF se puede determinar con cualquiera de los métodos siguientes:

POZOS DE OBSERVACION.

En la mayoría de los casos es necesario entubar el agujero para mantenerlo abierto y asegurar que los cambios del NAF en el terreno se producen sin retardo en el agujero. En suelos blandos se realiza un pozo con un tubo plástico, en la parte inferior se ranura y se cubre con una malla plástica. El espacio anular entre el suelo y la malla se rellena con arena limpia, en todo el espesor del acuífero y hasta el nivel máximo probable de agua.

PIEZOMETROS.

El ascenso de nivel de agua en el terreno significa un incremento en la presión del agua y el descenso un decremento. Si se inserta un tubo vertical en el suelo y se permite el ascenso de agua en él, hasta su nivel estático, la altura del agua en cualquier instante es la presión de poro en la punta del tubo. Un tubo como éste se denomina piezómetro y se usa en el campo para medir la presión del agua en el terreno. Los piezómetros deben ser tubos de diámetro suficiente como para que los efectos capilares sean despreciables.

En el trabajo geotécnico, un piezómetro puede consistir en un tubo de 3 a 5 cm de diámetro con la punta inferior colocada en un sistema de filtro de arena y dentro de una perforación de sondeo. Se taponea la parte superior de la perforación con un sello de arcilla de tal manera que el agua superficial sea excluida y solo sean observadas las presiones del agua en la punta. La carga piezométrica se mide haciendo descender una plomada calibrada o una sonda eléctrica que completa su circuito con el agua que se encuentra dentro del tubo; algunas instalaciones usan manómetros, pero esto resulta costoso.

2.2.2.8 ANALISIS DE LOS RESULTADOS DE LA INVESTIGACION DE EXPLORACION.

Una vez que los trabajos de campo se han terminado, se requiere que todas las muestras obtenidas, así como las pruebas realizadas, se analicen para poder así cuantificar las propiedades del subsuelo estudiado. Las etapas de este estudio se presentan a continuación.

2.2.2.8.1 PRUEBAS DE LABORATORIO.

A pesar de la imagen preliminar que puede darnos la exploración de un suelo, los ensayos de laboratorio aclaran esta imagen y permiten analizar las condiciones del suelo basándose en datos reales. La tab. 2.7 relaciona las pruebas de laboratorio más usuales para determinar las propiedades índice en suelos cohesivos.

Tabla 2.7.- PRUEBAS DE LABORATORIO USUALES PARA DETERMINAR - PROPIEDADES INDICE Y MECANICAS

PRUEBA	PESO DE LA MUESTRA (g)	TIPO DE MUESTREADOR	USO DE LOS DATOS
Peso específico relativo de sólidos	50	Barrena o muestreador de media caña	Determinar composición del suelo y su relación de vacíos.
Límite líquido y plástico	125	Barrena o muestreador de media caña	Clasificación, estimar compresibilidad y compactación.
Contenido de humedad	125	Barrena o muestreador de media caña	Correlacionar con resistencia, compresibilidad y compactación.
Relación de vacíos	125	Muestreador de media caña	estimar compresibilidad y resistencia
Compresión sin confinar	125	Muestreador de media caña	estimar resistencia al esfuerzo cortante.

2.2.2.8.2 REPRESENTACION GRAFICA DE LOS REGISTROS DE SONDEO.

El primer paso para el análisis de los resultados obtenidos en la exploración, es presentar gráficamente los registros de los sondeos en una hoja preparada para tal motivo y que cumple con las siguientes indicaciones :

- el sondeo se representa en una faja vertical en la que se indican los diferentes estratos por símbolos y abreviaturas con las elevaciones (sobre el plano de referencia local) como ordenadas
- la resistencia a la penetración del suelo se representa por una línea quebrada que se dibuja junto a los datos del sondeo ; esto permite correlacionar la resistencia de los diferentes suelos encontrados
- una gráfica adyacente a la anterior, contiene los datos de humedad y los límites líquido y plástico. La humedad se representa por una línea quebrada y los límites por puntos aislados.

Un sondeo ejemplificado con estas características se ilustra en la figura 2.8.

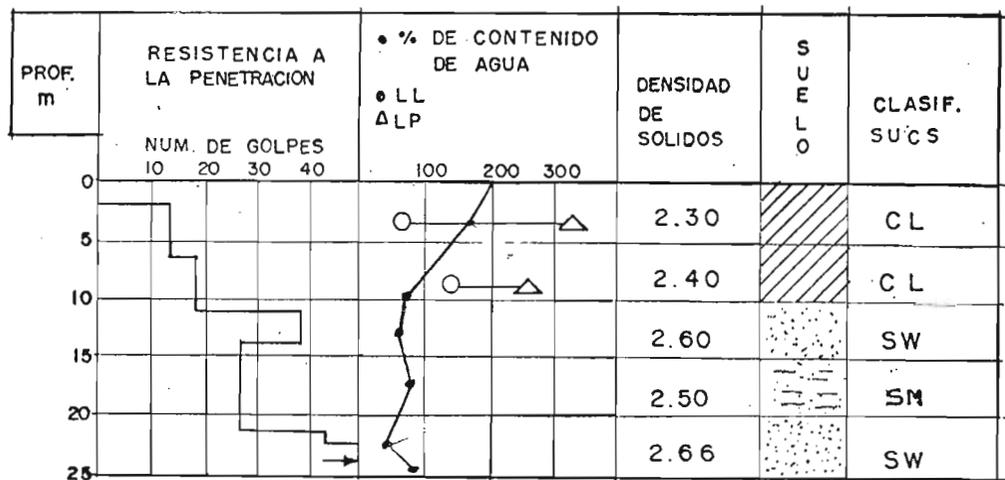
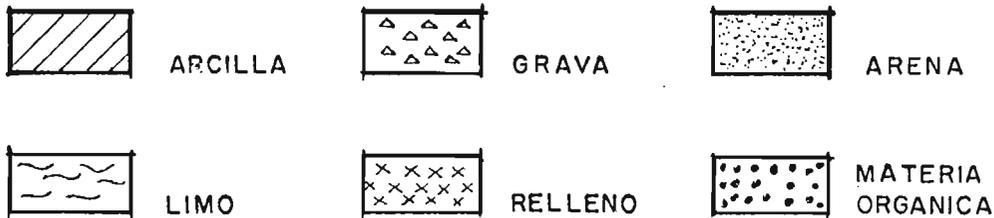


fig. 2.8.- REPRESENTACION DE UN SONDEO.

Para la estratigrafía, los símbolos que generalmente son empleados en la representación de los suelos son (fig. 2.9) :



→ + DE 50 GOLPES EN LA RESISTENCIA A LA PENETRACION

fig. 2.9.- SIMBOLOGIA EMPLEADA EN LA REPRESENTACION DE UN SONDEO.

2.2.2.8.3 REALIZACION DE LOS PERFILES DEL SUELO.

El perfil del suelo o sección transversal geológica se representa correlacionando los sondeos a partir de cada uno de los estratos encontrados. Haciendo interpolaciones entre los sondeos se puede establecer un perfil razonable del suelo estudiado. Se pueden realizar perfiles tridimensionales si los sondeos se realizan siguiendo dos líneas ortogonales entre sí y que sean paralelas a los límites de la construcción proyectada, en estos diagramas la observación es más sencilla.

2.2.2.8.4 CALCULOS PRELIMINARES.

La resistencia a compresión sin confinar, la relación de vacíos y la compresibilidad de las arcillas, son datos necesarios en los casos donde se presenta este tipo de suelos y donde se requiere que la seguridad y el asentamiento de la masa de tierra sean adecuados para las estructuras que guarda o soporta.

Los resultados de estos cálculos se pueden agrupar en 4 categorías :

- 1.- La estructura está segura contra la falla y asentamiento excesivo, por lo que no se necesitan estudios adicionales y los datos obtenidos se pueden utilizar como base para el proyecto.
- 2.- La estructura es segura y no se producirán asentamientos excesivos, pero un estudio adicional detallado del suelo puede conducir a un proyecto más económico.
- 3.- La estructura parece no ser segura o probablemente se asentará demasiado, por tanto, será necesario un estudio adicional detallado del suelo antes que pueda hacerse un proyecto satisfactorio.
- 4.- La estructura es tan insegura o se asentará tanto que los estudios adicionales del suelo serían inútiles.

2.2.3 INVESTIGACION COMPLETA Y DETALLADA.

Esta investigación facilita los datos del suelo que son necesarios para un proyecto definitivo. La investigación generalmente se centra en aquellos estratos o sitios que la exploración señaló como críticos.

Hay dos caminos posibles para obtener los datos necesarios :

- Obtener muestras representativas de óptima calidad para las pruebas de laboratorio
- Realizar pruebas en sitio.

2.2.3.1 OBTENCION DE MUESTRAS

Los sondeos, que no son en sí más que perforaciones realizadas con extremo cuidado y con herramientas que permiten la obtención de muestras del terreno, se utilizan para realizar un estudio serio ; se pueden profundizar tanto como se quiera, haya o no agua. El instrumento de perforación que permita tomar las mejores muestras no es único, hay que saberlo elegir. Estos aparatos tienen por finalidad aflorar a la superficie del suelo una muestra inalterada.

El realizar pruebas en laboratorio tiene la ventaja de que el medio ambiente, incluyendo los esfuerzos, se puede variar a voluntad, para representar los cambios producidos por la construcción y por la futura estructura, además permite medir casi la totalidad de las propiedades del suelo necesarias para el diseño. Sin embargo, todo esto dependerá de la calidad de la muestra obtenida, que está afectada desde su obtención hasta su traslado al laboratorio, así como del grado en que éstas representan a la totalidad del estrato.

2.2.3.1.1 MUESTRAS REQUERIDAS

Cuando se presentan suelos cohesivos, el proyecto se complica debido a su naturaleza inestable, por lo que para su detallada evaluación se requiere de muestras inalteradas de tamaño adecuado para los ensayos. A continuación se presenta una tabla (fig. 2.10) donde se señalan las principales pruebas a realizar para determinar las propiedades mecánicas del suelo, así como del número de especímenes requerido y su tamaño. El número está determinado por la uniformidad del estrato. La profundidad está regida por la exploración preliminar para poder hacer posteriormente una correlación entre ambas.

Tabla 2.10.- PRUEBAS PARA DETERMINAR PROPIEDADES MECANICAS

PRUEBA	TAMAÑO		Nº	OBSERVACIONES
	DIAM. cm	ESPESES. cm		
CONSOLIDACION	8.00	1.00 a 2.54	4-6	Se definirá la curva de relación de vacíos - presión efectiva. Asentamientos probables y el tiempo en que se producen.
RESISTENCIA A CORTE DIRECTO	7.62	2.54	4-6	
	DIAM. cm	LONG. cm		
COMPRESION NO CONFINADA	3.55 7.11	7.62 15.24	2	La falla de esta prueba deberá ser por corte y no por agrietamiento longitudinal o según fisuras preexistentes.
PRUEBAS TRIAXIALES (UU,CU,CD)	3.55 7.11	7.62 15.24	2-4 2-4	UU=no consolidada no drenada CU= consolidada no drenada CD= consolidada drenada Todas las pruebas de resistencia indican datos de capacidad de carga, presiones en muros de contención o en un túnel y estabilidad de un talud.
PERMEABILIDAD				
CON CARGA VARIABLE	8	VAR.	2	
CON CARGA CONSTANTE	8	VAR.	2	

2.2.3.1.2 MUESTRAS INALTERADAS

El paso más importante de la investigación detallada es la obtención de muestras con un mínimo de alteración posible. Las mejores muestras son aquellas en que la humedad y la composición no sufren cambios y la relación de vacíos y la estructura sufren el menor cambio posible.

La calidad de inalterada depende de :

1. desplazamiento del suelo por el muestreador
2. método de introducir el muestreador
3. rozamiento de la muestra con la cara interior
4. compresión del suelo debida a la presión de la sobrecarga de tierra
5. manipulación y almacenaje de las muestras hasta ser ensayadas.

La primera es probablemente la causa de alteración más importante de todas, esto se puede aminorar haciendo uso de un muestreador de borde cortante fino y largo y haciendo que el área transversal de las paredes sea la menor posible, además provisto de anchas aberturas para la evacuación del agua que asciende por encima de la muestra, a fin de evitar comprimirla. La calidad se relaciona con el área mediante la expresión:

$$A_r (\%) = \frac{D_m^2 - D_i^2}{D_i^2} 100 \quad \text{ec. II.1.}$$

D_m = diámetro exterior
 D_i = diámetro interior

Para decidir si la penetración es dinámica o estática, algunos estudios demuestran que si con el gato hidráulico no se alcanza una velocidad de penetración comprendida entre 15 y 30 cm/seg, es mejor utilizar martinete. En suelos cohesivos los sondeos se realizan generalmente por percusión, y por economía son de diámetro pequeño. El método que se siga para introducir el muestreador es importante en arcillas blandas, ya que el continuo golpeo junto con el choque y vibración son perjudiciales. El mejor método es forzarlo con un movimiento continuo y uniforme.

La succión que se produce al sacar el muestreador, distorsiona la parte inferior de la muestra y hasta puede sacar el suelo fuera del tubo, esto es difícil de evitar. Un pistón o válvula de retención colocada por arriba de la muestra puede ayudar desarrollando una succión hacia arriba comparable a la que tiende a sacar la muestra del tubo.

2.2.3.1.3 MUESTREADORES.

MUESTREADOR DE PARED DELGADA (TUBO SHELBY).

Para considerar que el muestreador es de pared delgada debe cumplirse que $A_r < 10\%$ (A_r obtenido de la ecuación II.1). El muestreador más simple y usado es éste. Esta hecho de tubería de acero estirado en frío de 5 a 20.0 cm de diámetro, con paredes de 1/20 a 1/8 de pulgada. La parte superior está unida a una válvula de retención. El muestreador se introduce hasta el fondo del agujero del sondeo y se forza en el suelo para que penetre una distancia no mayor de 15 diámetros para reducir al mínimo el rozamiento con el suelo. La muestra se sella en el mismo tubo con cera fundida y así se envía al laboratorio. El muestreador reduce a un mínimo las causas más serias de alteración: el desplazamiento y el rozamiento.

MUESTREADORES CON HOJAS DELGADAS DE METAL.

Este tipo de muestreador reduce el rozamiento, introduciendo continuamente en el terreno, tiras finas de hojas delgadas. Estas forman un forro delgado móvil de metal que impide que el suelo toque el tubo. Las tiras de hojas delgadas de metal son jaladas por un pistón a la misma velocidad con la que avanza el muestreador, de modo que no hay tendencia a que el suelo se distorsione porque se apriete o roce con las paredes.

MUESTRAS CUBICAS INALTERADAS.- este punto se trató en el inciso 2.2.2.6. .

2.2.3.2 PRUEBAS EN BITIO.

El realizar las pruebas en el campo tiene, teóricamente, la ventaja de reducir al mínimo las alteraciones causadas por los cambios de los esfuerzos y otras distorsiones inherentes a la toma de muestras, además incluyen los efectos de las características realizadas con la formación. Permiten determinar las características de los suelos en condiciones naturales (resistencia al corte, permeabilidad, cohesión, etc.).

En este tipo de pruebas se pueden distinguir dos clases :

1. INDIRECTOS.- son aquellos que proporcionan orientaciones generales
2. DIRECTOS.- son los que dan valores precisos de alguna propiedad bien sea puntual o a lo largo de una misma vertical.

A continuación se detallan brevemente las principales pruebas que se realizan en campo.

A PRUEBA DE VELETA.

Consiste en medir en arcillas blandas saturadas el par de torsión necesario para hacer que un cilindro de suelo falle por esfuerzo cortante, originado por dos placas rectangulares idénticas hincadas previamente en la capa que se estudia. Se determina la resistencia bajo el fondo de un pozo con el mínimo de alteración; se introduce forzándola hasta que su parte superior quede 2 diámetros bajo de dicho fondo. La rotación de la veleta corta el suelo en una superficie cilíndrica, se mide el momento de torsión para iniciar el corte y frecuentemente se indica el aumento de deformación torsional como función del momento de torsión. Después de la falla se dan varias vueltas más y se aplica un segundo momento para medir la resistencia del suelo remoldeado. Se puede calcular la cohesión con la expresión (Ref. 4) :

$$s = \frac{M_{max}}{\pi D^2 (H/2 + D/6)} = \frac{M_{max}}{C}$$

- s = resistencia al esfuerzo cortante
 D = diámetro de la veleta
 $M_{max} = T_1 + T_2$
 T_1 = par resistente sobre la superficie cilíndrica vertical
 T_2 = par resistente sobre cada una de las dos bases horizontales del cilindro
 H = altura de la veleta

Frecuentemente $H = 2D$, por lo tanto:

$$C = \frac{7}{6} \pi D^2 s$$

De lo anteriormente señalado se origina el término SENSIBILIDAD, que se define como el efecto que el remoldeo produce sobre las arcillas saturadas, independientemente de las causas que originan éste fenómeno. Las arcillas al ser remoldeadas tienen la característica de perder resistencia por ablandamiento, a un contenido de agua constante. El ablandamiento o pérdida de resistencia en la arcilla se puede presentar por dos causas :

- destrucción del ordenamiento de las capas adsorbidas .
- destrucción de la estructura formada durante la sedimentación del suelo

El grado de sensibilidad (S_e) de una arcilla saturada se puede definir como :

$$S_e = \frac{\text{RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE DE LA ARCILLA INALTERADA}}{\text{RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE DE LA ARCILLA REMOLDEADA}}$$

De la Ref. 2 se definen los siguientes límites:

	S_e
PARA LA MAYORIA DE LAS ARCILLAS	2 - 4
ARCILLAS SENSITIVAS	4 - 8
ARCILLAS EXTRA-SENSITIVAS	8 - 16
ARCILLAS FLUIDAS	> 16

B EXPANSION INTERNA (PRESIOMETRO)

Se puede evaluar el carácter de la relación esfuerzo-deformación de un suelo por la resistencia que ofrece a expansionarse un pozo de sondeo debido a una presión que se ejerce en su interior. El

medio más fácil para realizarlo , consta de un manguito de goma con casquetes rígidos en los extremos , que se colocan en una porción del suelo del pozo. Se llena el manguito de líquido y se aplica una presión que se transmite al suelo. La deformación radial se puede medir por una sonda especial o indirectamente por el cambio de volumen del líquido del manguito. De esta medida se obtiene un módulo radial de deformación que corresponde a los estados de esfuerzo en el suelo a ese nivel. Este módulo se puede relacionar empíricamente con el módulo de elasticidad E y con la compresibilidad, según sea la velocidad con que se haga el ensayo

C PERMEABILIDAD

En la práctica solo unas medidas de permeabilidad bien efectuadas en sitio permiten, por comparación con las medidas de laboratorio ejecutadas sobre muestras inalteradas, precisar la heterogeneidad del terreno. En arcillas es sencillo, si son homogéneas su permeabilidad es tan pequeña que no es posible medirla en sitio. Por el contrario, si dicho ensayo dá algún valor, es debido a que la capa está fisurada o bien que contiene delgados estratos de arena fina.

2.2.3.3 PRUEBAS DE LABORATORIO Y SU EVALUACION

El sistema estructural del suelo en su totalidad se define en la fase exploratoria , la etapa final consiste en evaluar las propiedades necesarias de los estratos críticos identificados , utilizando los resultados de las pruebas de laboratorio de muestras inalteradas y de los datos de las pruebas en campo , correlacionando estrato por estrato con los ensayos de identificación , los parámetros geofísicos y la resistencia a la penetración ; ésta correlación se emplea por falta de recursos y tiempo. En la tabla 2.11 se indican las correlaciones más frecuentes y convenientes para los suelos cohesivos blandos.

PRUEBA	CORRELACION
CONTENIDO DE AGUA	Resistencia al esfuerzo cortante Indice de compresibilidad
LIMITES DE CONSISTENCIA	Compresibilidad
CONTENIDO DE AGUA / PLASTICIDAD	Expansión y contracción en arcillas
INDICE PLASTICO	Expansión y contracción en arcillas Carga de preconsolidación
RELACION DE VACIOS PESO ESPECIFICO	Compresibilidad Resistencia al esfuerzo cortante
RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTATICA Y DINAMICA	Resistencia al esfuerzo cortante Módulo de compresibilidad

Tabla 2.11.- CORRELACION ENTRE PROPIEDADES INDICE Y CARACTERISTICAS MECANICAS EN SUELOS COHESIVOS

Las condiciones de suelos blandos saturados, objeto de éste estudio , se presentan en el subsuelo de la parte baja del Valle de México , el cual se asienta sobre lo que antiguamente fué un lago. El terreno está constituido principalmente por :

- tierra de acarreo de las zonas altas
- lavas de las erupciones volcánicas.
- cenizas volcánicas hidratadas (arcillas)

El acomodo de todas éstas materias fué lenta , y más porque su caída era atenuada por el agua. El terreno así formado tiene una estructura celular y sus intersticios o vacíos están llenos de agua, llamada freática. El terreno firme tiene una gran profundidad , a 400 m en ciertas partes no se ha podido encontrar. A diferentes profundidades de acuerdo al lugar donde se apliquen los sondeos , se encuentran capas de cierta resistencia. Las principales particularidades de este subsuelo son :

- El NAF se encuentra entre los 70 y 300 cm medidos a partir de la superficie
- Debido al bombeo que se realiza para la extracción de agua del subsuelo, se han producido importantes asentamientos
- El suelo presenta una gran impermeabilidad
- La expansividad es muy notoria , ya que al quitar una construcción el terreno sufre un rápido levantamiento, por la relajación de esfuerzos en la masa de suelo , que si es de gran magnitud puede afectar a las estructuras cercanas.

Por otra parte, los edificios se asientan frecuentemente , aunque sus cimientos no se encajen en el terreno donde se apoyan ; éste asentamiento se verifica durante varios años.

La primera capa dura , de poco espesor, está situada generalmente a unos 33.50 m de profundidad y sobre ella se cimientan algunos de los principales edificios. Otro fenómeno característico, es la excepcional magnitud de los asentamientos, provocados por el abatimiento de los niveles piezométricos. La CD. DE MEXICO de una manera paulatina , pero constante , se va asentando, esto no solo se debe a la extracción de agua en el terreno, sino también al acomodo de sus partículas, debido al peso de construcciones.

3

**CIMENTACIONES
SUPERFICIALES**

	<u>CONTENIDO</u>	<u>PAGINA</u>
3.	CIMENTACIONES SUPERFICIALES -----	39
3.1	REQUISITOS PARA UNA BUENA CIMENTACION ----	39
3.2	CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES -----	40
3.3	FACTORES QUE DETERMINAN LA ELECCION DE LA CIMENTACION -----	44
3.4	CAPACIDAD DE CARGA -----	44
3.4.1	DEFINICION DE TERMINOS A EMPLEAR -----	44
3.4.2	FORMULAS DE CALCULO -----	45
3.4.3	FACTOR DE SEGURIDAD -----	50
3.5	ASENTAMIENTOS -----	51
3.5.1	CALCULO DE ASENTAMIENTOS -----	51
3.5.1.1	ASENTAMIENTOS ELASTICOS -----	53
3.5.1.2	POR CONSOLIDACION PRIMARIA -----	55
3.5.1.3	POR CONSOLIDACION SECUNDARIA -----	57
3.5.2	ASENTAMIENTOS ADMISIBLES -----	58
3.5.3	EXPANSIONES POR DESCARGA DEL TERRENO -----	60
3.5.4	SUELOS EXPANSIVOS -----	60
3.5.5	DISTRIBUCION DE PRESIONES DE CONTACTO ----	62

3. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Las cimentaciones son aquellas " conexiones " entre las obras civiles y el sistema suelo , es decir , que en ella se integran una porción de la estructura y una porción del suelo que interactúan en forma conjunta.

Si las 'conexiones' se realizan cerca de la superficie del terreno, son llamadas CIMENTACIONES SUPERFICIALES. Por el contrario, si los primeros estratos no tienen las propiedades necesarias para soportar y proteger debidamente a la 'conexión', es indispensable un apoyo más profundo y se tendrá entonces una CIMENTACION PROFUNDA. Generalmente , el criterio que distingue a cada tipo de cimentación es: (Ref. 3)

$$\frac{\text{profundidad del desplante}}{\text{ancho del cimiento}} > 4$$

si la relación se cumple se tendrá un cimiento profundo , en caso contrario será un cimiento superficial.

3.1 REQUISITOS PARA UNA BUENA CIMENTACION.

Los principales requerimientos que debe cumplir cualquier cimentación son :

- no debe romperse.- debe ser segura contra fallas por corte en el suelo de apoyo
- no debe deformarse excesivamente.- los asentamientos o expansiones deben ser los tolerables por la estructura misma y las colindantes
- no debe descubrirse.- debe localizarse en tal forma que quede protegida contra la acción de los agentes externos

Los tres aspectos anteriores deben cumplirse para garantizar la estabilidad , tanto de la cimentación como de la estructura. Deberá cuidarse además el aspecto económico que esto implica.

La necesidad de un elemento de transición entre la estructura y el suelo, nace de la diferencia que existe entre la resistencia y deformabilidad de los materiales estructurales y los suelos, generalmente los primeros son mucho más resistentes que los segundos, por lo que el concepto más simple de la cimentación consistirá en una ampliación de la base de las columnas o muros que transmiten la carga al suelo. Esta concepción elemental de cimentación, se va complicando en la medida en que las cargas de la estructura son mayores o la resistencia del suelo menor, hasta llegar al extremo de requerir un área mayor que el área disponible, en estos casos, se puede recurrir al concepto de compensación o bien a una cimentación a base de pilotes.

En lo referente a las cimentaciones superficiales, se les puede agrupar de la siguiente manera:

- ZAPATAS AISLADAS.- es aquella que se emplea bajo columnas aisladas
- ZAPATAS CORRIDAS.- se emplean bajo muros de carga o en hileras de columnas que se encuentran unas cerca de otras
- LOSAS DE CIMENTACION.- se utilizan en suelos de baja capacidad de carga, o en partes donde las zonas cargadas están tan próximas, en ambas direcciones, que las zapatas llegarían a encimarse. Son útiles para reducir las diferencias de asentamiento o donde existe una gran variación de carga entre columnas. El cálculo del asentamiento es bastante importante, debido a que las presiones verticales se transmiten a los estratos compresibles del subsuelo a una profundidad considerable bajo el nivel de la cimentación.
Los asentamientos diferenciales pueden ser críticos en el caso de grandes placas flexibles, y si llegan a ser excesivos, la placa habrá de ser enderezada mediante vigas en dos o más direcciones o bien, mediante el uso de pilotes.

Algunos tipos de losa son:

- Losa plana.- está constituida por una simple losa armada, unida sólidamente a los elementos estructurales. Se justifica su aplicación si el claro entre apoyos es menor de 4 m. Este caso es el más común y económico

- Losa nervada.- cuando el espesor de la losa debe ser mayor de 60 cm , es más ventajoso hacerla nervada , con el consiguiente ahorro de concreto y un mejor trabajo del acero de refuerzo. La repartición de los nervios depende de cada caso en particular, ya que son función de la disposición de columnas y muros

- Losa abovedada.- su principio es igual al de una viga trabajando a la inversa, o sea , los esfuerzos uniformemente repartidos son dirigidos hacia arriba (reacción del terreno) y los esfuerzos puntales hacia abajo. Si la reacción no está perfectamente centrada, hay que empezar por calcular la repartición de los esfuerzos y el cálculo de la losa. Este tipo de cimentación soporta a la estructura sin tener en cuenta la utilización de los espacios disponibles del interior de la subestructura hueca, se diseñan con el solo interés de conseguir rigidez y ligereza.

- CAJON DE CIMENTACION.- cuando el terreno es poco homogéneo , la losa no puede ser utilizada a condición de proyectarla como un 'cajón' de gran rigidez. Esta es la única solución que evita deformaciones al existir asentamientos diferenciales , y en el caso de presentarse una ligera inclinación en la construcción ,las perturbaciones serán menores.
El caso de los cajones es mixto , ya que su análisis de capacidad de carga, corresponde a cimentaciones superficiales, y su procedimiento constructivo a cimentaciones profundas. Si se proyectan para permitir el uso de la subestructura, requiere superficies grandes sin columnas o paredes juntas.

Un cajón de cimentación compensa una porción importante del peso de la estructura, mediante la extracción correspondiente de suelo, en este caso puede suceder:

si PE= peso de la estructura, incluyendo cimentación
PS= peso del suelo extraído

PE = PS Compensación Total
PE > PS Compensación Parcial
PE < PS Sobrecompensación

La profundidad de excavación para lograr cierta compensación, suele calcularse tomando en cuenta exclusivamente el peso volumétrico natural del suelo, y la presión de contacto transmitida por la obra.

Algunos problemas para lograr el equilibrio en la compensación son:

- variación del NAF
- inexactitud en la variación de la intensidad y distribución de las sobrecargas
- reconsolidación del suelo sobre la expansión obtenida de la excavación.

En suelos con NAF cerca de la superficie, se presenta el fenómeno de la flotación, para placas y cajones de cimentación, denotándose como una elevación neta. Algunos medios para contrarrestar éste fenómeno son:

- abatimiento del NAF
- cargando la estructura (lastres)
- elementos de anclaje (ejemplo: pilotes de anclaje).

A continuación se ilustran los casos de las cimentaciones ya descritas (fig. 3.1).

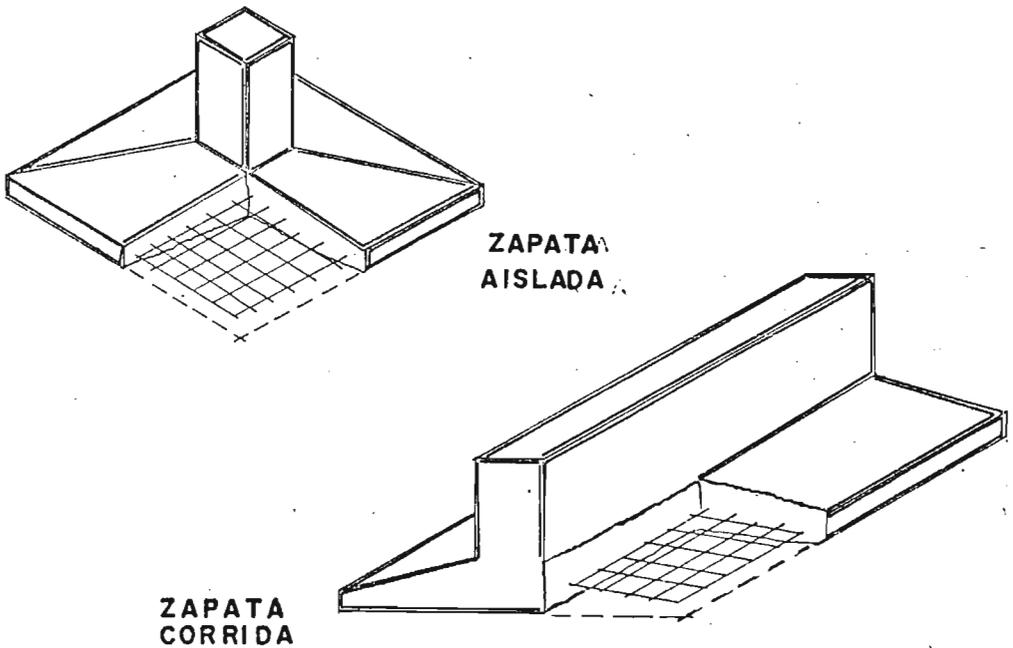
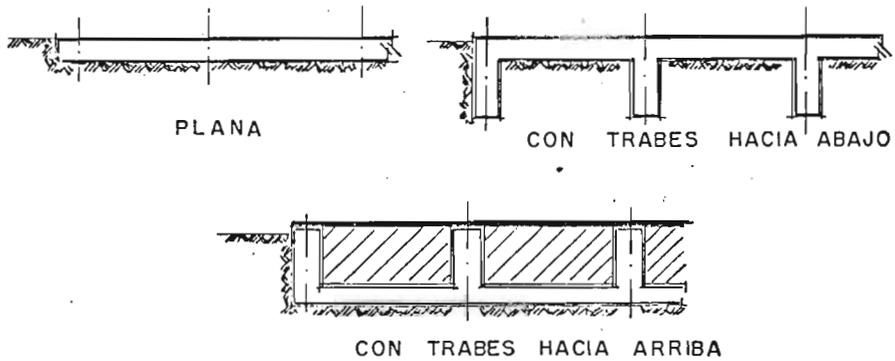


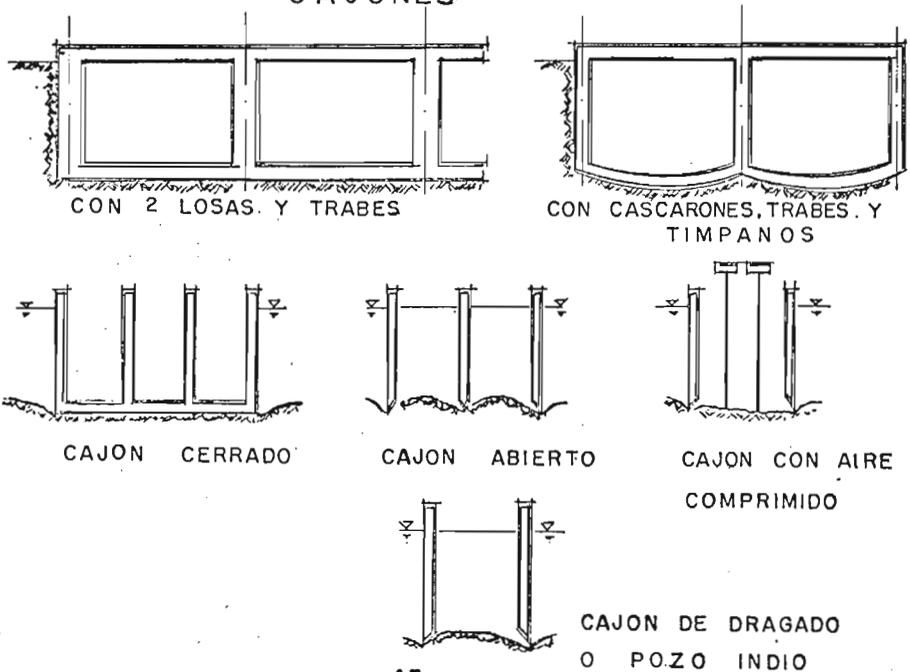
Fig. 3.1.- EJEMPLOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Fig. 3.1.- EJEMPLOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

LOSAS



CAJONES



3.3 FACTORES QUE DETERMINAN LA ELECCION DE LA CIMENTACION.

Con base en el conocimiento de las diferentes características del suelo, y conociendo también las de la estructura que se apoyará en él, se procederá a seleccionar el tipo de cimentación más conveniente.

En este caso, los aspectos que juegan un papel destacado son:

- tipo de estructuración, peso y dimensiones de la obra
- tipo de suelo de apoyo (resistencia y deformabilidad)
- procedimiento constructivo (este punto se detalla en el capítulo V).

De lo anterior se deriva que un factor importante para la elección de la cimentación, es el conocimiento de la llamada 'CAPACIDAD DE CARGA' tanto a la falla como admisible, así como la deformación, tanto volumétrica como por cambio de forma, que experimenta el suelo por la aparición de esfuerzos generados por la acción de las estructuras sobre él colocadas.

3.4 CAPACIDAD DE CARGA.

Intuitivamente, consideramos la CAPACIDAD DE CARGA como la resistencia del suelo a cualquier fuerza aplicada en éste sin producir falla, la cual puede ser por rotura o por deformación excesiva del suelo. El primer caso se presenta cuando la capacidad del esfuerzo cortante es sobrepasada, la estructura gira en su base y se colapsa el suelo; en el segundo, la estructura pierde su funcionalidad, pero no su estabilidad. En este inciso trataremos las teorías de cálculo para no sobrepasar la resistencia del suelo, es decir, determinar la capacidad de carga admisible, y en el siguiente las correspondientes a los asentamientos, con ello la carga de trabajo, verificándose que sean las permisibles en cada caso.

3.4.1 DEFINICION DE TERMINOS A EMPLEAR.

Conviene definir algunos de los conceptos que se manejan en el estudio de las cimentaciones, para tener una visión más clara y precisa del tema.

- Capacidad de Carga Última (q_u).- presión máxima que resiste el suelo antes de romperse, independientemente de cualquier asentamiento
- Capacidad de Carga Admisible (q_a).- presión admisible en el suelo sin que se rompa, usualmente $q_a = q_u / FS$; $FS > 1$. Deberá considerarse la magnitud y velocidad del asentamiento y la capacidad de la estructura de adaptarse a éste.
- Capacidad de Carga de Trabajo (q_t).- presión que admite el suelo sin sufrir rotura ni asentamientos excesivos ; en suelos compresibles $q_a > q_t$.
- Factor de Seguridad (FS).- valor que considera las incertidumbres acumuladas durante el cálculo ; aplicabilidad de las teorías , consideración de las cargas, proceso constructivo,etc.
- Profundidad de desplante (D_f).- es la distancia más corta que existe entre la superficie del terreno y la porción más baja de la cimentación.

3.4.2 FORMULAS DE CALCULO.

El procedimiento general para el cálculo de la capacidad de carga admisible parte del conocimiento de los siguientes términos:

- Resistencia al esfuerzo cortante (s).- en suelos cohesivos en su totalidad, $s =$ cohesión, ésta última obtenida en laboratorio o en campo
- Profundidad de desplante y dimensiones del cimiento
- Grado de asentamiento aceptable en la estructura
- Estratigrafía del subsuelo bajo la cimentación hasta las zonas afectadas, peso volumétrico natural de los estratos y la posición del nivel de aguas freáticas (NAF).

Desde el punto de vista de capacidad de carga se distinguen tres tipos de falla:

- a) FALLA POR CORTE GENERAL.- se caracteriza por la aparición de una superficie de deslizamiento continua, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno. Generalmente es súbita y catastrófica, la cimentación se inclina y el suelo lateral a la cimentación sufre bufamiento (fig. 3.2).

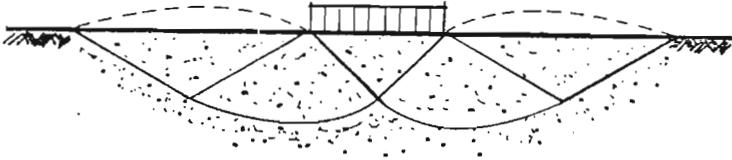


fig. 3.2.- FALLA GENERAL.

- b) FALLA POR CORTE LOCAL.- es aquella en que la superficie de falla sólo se define claramente en la vecindad inmediata del cimiento (fig. 3.3).

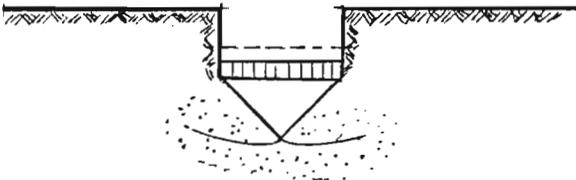


fig. 3.3.- FALLA LOCAL.

- c) FALLA POR PUNZONAMIENTO.- en ésta, se realiza un movimiento vertical de la cimentación, debido a la compresión del terreno inmediatamente debajo del cimiento (fig. 3.4).

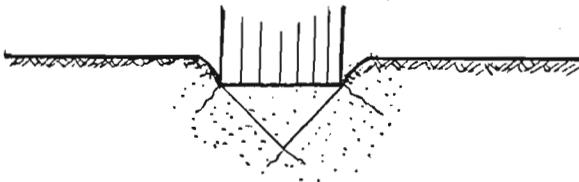


fig. 3.4.- FALLA POR PUNZONAMIENTO.

Cualquiera que sea el caso, la falla ocurre por rotura del suelo de apoyo, debido a la aparición de esfuerzos cortantes inducidos por la sobrecarga impuesta por la cimentación.

En términos generales, en un suelo muy compresible la falla se presentará por punzonamiento, aunque en arcillas saturadas y compresibles puede generarse una falla general, si el procedimiento constructivo empleado es tal que no se produzca un cambio de volumen en el suelo, en tanto que, la falla puede ser por punzonamiento si se permite cambio de volumen, esto se presentaría si la carga se aplica con relativa lentitud.

De lo antes descrito se deduce que la capacidad de carga dependerá del tipo de falla que se presente y que de éstas, solo en el caso general se define claramente, puesto que, en los otros dos casos se lleva implícita la variable deformación, siendo necesario determinar de que magnitud son las deformaciones que producen éstas fallas. En arcillas compresibles saturadas estos asentamientos pueden ser del orden del 3 al 7 % del ancho del cimiento, valores que se incrementan hasta en un 15 % al incrementarse la profundidad.

Usualmente las teorías suponen un material de apoyo homogéneo y ocupando un semiespacio con resistencia $s = c + \tan \varphi$ (donde c = cohesión y φ = ángulo de fricción interna), con un comportamiento rígido plástico, además el ancho B se supondrá bastante menor a su longitud L , se desprejará la resistencia del material arriba del desplante y no se tomará en cuenta la fricción entre el cimiento y el material de apoyo; generalmente estas consideraciones son adecuadas para el caso de las cimentaciones superficiales.

Terzaghi dedujo una ecuación general semiempírica para la falla por resistencia al corte, basándose en la gráfica de la curva que describe el suelo al hundirse, llegando a una expresión del tipo:

$$q_u = \text{componente cohesiva} + \text{componente de confinamiento} + \text{componente friccionante}$$

Es decir:

$$q_u = c N_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma$$

γ_1, γ_2 = peso volumétrico (ton/m³) por arriba y debajo del nivel de desplante, respectivamente

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga (adimensionales) que dependen del ángulo de fricción interna (φ)

B = ancho del cimiento (m)

Esta expresión nos proporciona el esfuerzo medio por unidad de superficie. Como en nuestro estudio $\varphi = 0$ y para cimientos de dimensiones definidas se tiene:

ZAPATA CONTINUA

$$q_u = c N_c + \gamma_1 D_f$$

ZAPATA CUADRADA
 Ø RECTANGULAR

$$q_u = c N_c + (1 - 0.3 B/L) \gamma_1 D_f$$

ZAPATA CIRCULAR

$$q_u = 1.3 c N_c + \gamma_1 D_f$$

Para definir la capacidad de carga pueden emplearse las propiedades del material de apoyo, en depósitos uniformes para cada zona de variación regular; en sitios donde el NAF está a baja profundidad, conviene definirla considerando que este nivel se puede elevar hasta la base de la cimentación y más alto aún.

Terzaghi define dos clases de falla: Falla General y Falla Local (fig. 3.5).

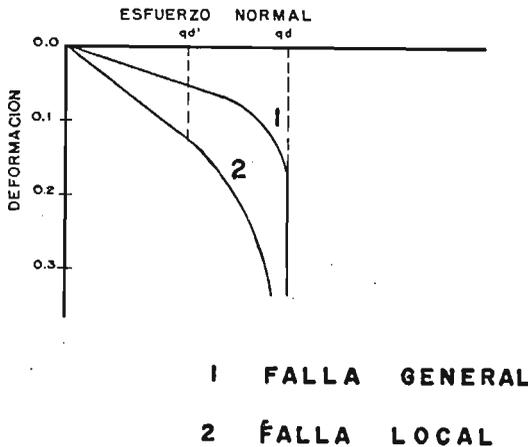


Fig. 3.5.- TIPOS DE FALLA SEGUN TERZAGHI

Meyerhoff, con más información, propuso otro sistema de falla (fig. 3.6) prolongando las superficies de deslizamiento hasta la superficie del terreno. Su ecuación general es la misma de Terzaghi, la diferencia estriba en los valores de N_c , N_q y N_γ . En cimentaciones superficiales ambas teorías dan valores similares; para el caso de cimentaciones profundas, la aplicación de los factores de carga de Meyerhoff ofrece mejores predicciones.

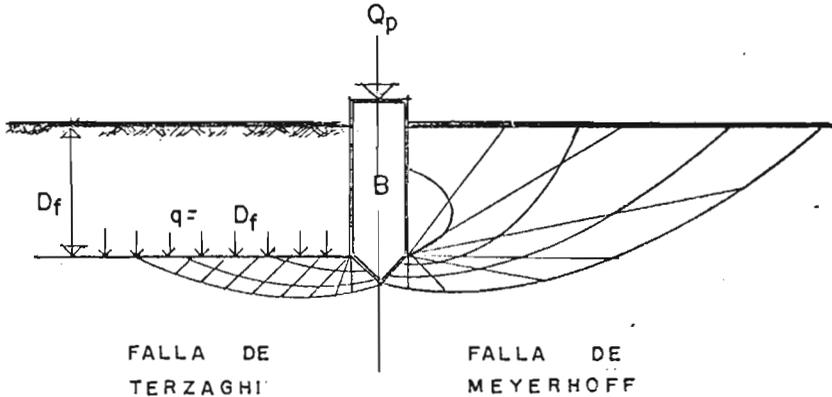


fig. 3.6.- SISTEMAS DE FALLA SEGUN TERZAGHI Y MEYERHOFF

En el caso de suelos cohesivos la expresión de Skempton es de uso frecuente:

$$q_u = c N_c + \gamma_s D_f$$

En este caso $N_q = 1$ y N_c varía con el ancho, profundidad y forma de la cimentación.

A continuación se presentan los ábacos de Terzaghi, Meyerhoff y de Skempton (fig. 3.7).

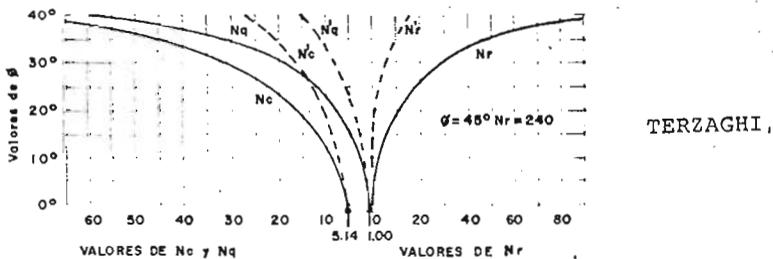
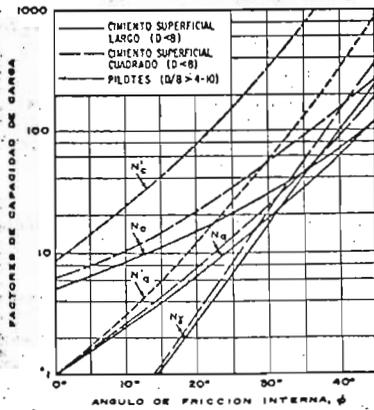


Fig. 3.7.- ABACOS DE TERZAGHI, SKEMPTON Y MEYERHOFF PARA OBTENER FACTORES DE CARGA



- C. LARGO
- - - C. CUADRADO
- · - PILOTES

SKEMPTON

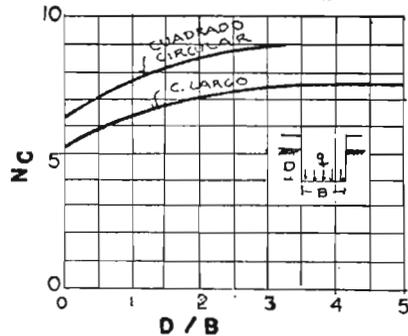


Fig. 3.7.- ABACOS DE TERZAGHI, SKEMPTON Y MEYERHOFF PARA OBTENER FACTORES DE CARGA

3.4.3 FACTOR DE SEGURIDAD.

Para poder definir la capacidad de carga admisible, es necesario dividir la capacidad de carga última entre un número mayor de 1 conocido como FACTOR DE SEGURIDAD (FS). La selección de este valor depende de que tan bien son conocidas las propiedades del suelo, del tipo de carga y del peligro impuesto por una falla completa de la cimentación. Es usual (Ref. 3) un FS= 3 para condiciones estáticas normales; FS=2 para la combinación más desfavorable de cargas estáticas permanentes y cargas dinámicas o estáticas eventuales; para estructuras provisionales FS=1.5.

Las propiedades mecánicas del material de apoyo y la magnitud y distribución de cargas, son los factores dominantes para determinar la capacidad de carga y el factor de seguridad adecuado.

Se ha mencionado, que las cimentaciones no deben experimentar deformaciones excesivas, ya que aunque cumpla con los otros requisitos, puede ocasionar que la estructura pierda la funcionalidad para la que fué proyectada. La mayoría de las fallas en las cimentaciones son debidas a asentamientos excesivos e intolerables para las estructuras; las fallas por resistencia son poco frecuentes, debido a que se aplican márgenes de seguridad más amplios.

Entre las principales causas de asentamiento de estructuras están:

- peso propio
- recompresión al volver a cargar un suelo expandido
- saturación del terreno, que puede ocasionar colapso o expansión
- contracción de las arcillas al secarse
- falta o pérdida de apoyo lateral en la cimentación
- erosión del subsuelo: socavación y tubificación
- extracción de agua del suelo: bombeo profundo en acuíferos o en construcciones cercanas
- asentamiento de construcciones o sobrecargas vecinas
- acción química y degradación de materia orgánica
- remodelo de arcillas
- hundimiento regional.

En pocas ocasiones es posible predecir la magnitud de la deformación, al menos en una aproximación adecuada. En la mayoría de los casos esto no es posible e incluso es difícil predecir su ocurrencia y los posibles daños. Una de las medidas aplicadas es el empleo de cimentaciones profundas, esto reduce el número de causas probables aunque no las elimina totalmente.

3.5.1

CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

Toda masa de suelo, al experimentar un incremento de carga, se comprime y deforma, pudiendo ocurrir esta última a un corto o largo tiempo, o en ambas condiciones.

La deformación a corto plazo es de tipo elástico y se presenta inmediatamente después de aplicada la carga, y se le denomina **ASENTAMIENTO ELASTICO**. La deformación a largo plazo se produce por aplicación de cargas de larga duración que produce consolidación en el

terreno de apoyo ; en este último caso se distinguen dos componentes: CONSOLIDACION PRIMARIA y CONSOLIDACION SECUNDARIA. La consolidación primaria ocurre en suelos finos plásticos de baja permeabilidad, en que el tiempo que tarda en producirse, es función de la rapidéz de expulsión del agua que los satura y se estudia a partir de la teoría de consolidación de Terzaghi. La consolidación secundaria se produce en algunos suelos (principalmente arcillas muy compresibles, suelos altamente orgánicos, micáceos, etc.) que después de sufrir el proceso de consolidación primaria, continúan deformándose en forma similar al comportamiento de un cuerpo viscoso, este proceso requiere de muchos años. Cuando el terreno es descargado, las deformaciones serán ascendentes de una manera similar y se llamarán EXPANSIONES A CORTO Y A LARGO PLAZO.

La expresión general del asentamiento debido al peso aplicado de una cimentación es:

$$\Delta H = \Delta H_e + \Delta H_p + \Delta H_s$$

- ΔH = asentamiento total
- ΔH_e = asentamiento elástico
- ΔH_p = asentamiento por consolidación primaria
- ΔH_s = asentamiento por consolidación secundaria

Dependiendo del tipo y características (inherentes o adquiridas) del suelo , uno o dos de estos asentamientos serán los que se consideren debido a su mayor influencia. En suelos arcillosos inorgánicos saturados la componente más importante es la consolidación primaria siguiendo la deformación elástica, pero esta última suele no tomarse en cuenta por ser muy pequeña en comparación con aquella.

$$\Delta H = \Delta H_p + \Delta H_s = \Delta H_p$$

Para suelos tales como arcilla muy blanda, orgánicos, micáceos y turba, se tendrá:

$$\Delta H = \Delta H_p + \Delta H_s$$

A partir de teorías simplificadorias y aproximadas, apoyadas en pruebas de laboratorio, los tres tipos de asentamiento pueden evaluarse en algunos suelos.

3.5.1.1 CALCULO DE ASENTAMIENTOS ELASTICOS.

La deformación elástica para un área uniformemente cargada se calcula con la expresión que integra la solución de Boussinesq :

$$\Delta H_s = \frac{w B (1 - \mu^2)}{E} I_w \quad \text{ec. III.1}$$

- B = ancho del cimiento
 w = carga uniforme repartida
 μ = módulo de Poisson
 E = módulo elástico
 I_w = valor de influencia

Sowers (Ref.1) propone los siguientes valores de I_w

Forma del área		Valor de influencia I _w		
		CENTRO	ESQUINA	MEDIO
cuadrada		1.12	0.56	0.95
rectangular	L/B=2	1.52	0.76	1.30
	L/B=5	2.10	1.05	1.83
	L/B=10	2.54	1.27	2.20
circular	D=B	1.00	0.64borde	0.85

En la mayoría de los suelos el rango de μ está comprendido entre 0.2 - 0.5 . Estos valores son de difícil determinación y su influencia en el cálculo es poca , por lo que el valor de μ será a criterio del proyectista.

El módulo E se determinará de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de pruebas de compresión triaxial no drenada (CU) , en el caso de las arcillas. Los valores de E pueden estimarse a partir de correlaciones, como las siguientes, propuestas por Bowles (Ref.6):

- ARCILLAS SENSITIVAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS

$$E = (250 \text{ a } 500) C_u$$

C_u = resistencia al corte obtenida de la prueba triaxial no consolidada no drenada (UU)

- ARCILLAS DE BAJA SENSITIVIDAD

$$E = 1000 C_u$$

La expresión III.1 es válida para cimientos flexibles, donde es permitido suponer una distribución uniforme en la presión de contacto (este punto se detalla más adelante). Para cimientos cuadrados rígidos, el asentamiento es uniforme y suponiendo w como el valor medio de la presión de contacto, el asentamiento se determina con la expresión:

$$\Delta H_s = \frac{0.8 w B (1 - \mu^2)}{E}$$

Para cimentaciones rígidas debe considerarse una corrección en el asentamiento bajo el centro del área cargada, calculando como si se tratara de una cimentación flexible, afectado de los siguientes factores, que dependen de la profundidad de desplante:

Profundidad	Factor
0 a 0.5 B	0.85
B	0.90
1.5 B	0.95
2 B	1.00

Esta teoría se aplica también para estimar las expansiones a corto plazo de excavaciones en arcilla, las cuales ocurren inmediatamente después de retirar el peso del terreno. Es importante conocerlas para planear los procedimientos o etapas de excavación, en tal forma que los asentamientos producidos por recompresión del terreno expandido sean tolerables con la estructura por construir.

3.5.1.2 CALCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION PRIMARIA

El asentamiento ΔH por compresión de un estrato de espesor H y relación de vacíos inicial e_o , debido a un cambio de esta (Δe_o) se evalúa con la expresión :

$$\Delta H = \frac{\Delta e_o}{1 + e_o} H \quad \text{ec. III.2}$$

Para calcular ΔH se requiere determinar el espesor inicial del estrato mediante exploraciones de campo y conocer la variación de relación de vacíos en el suelo que la experimentará, al someterlo a un incremento de carga; con este fin se requiere la curva de compresibilidad ($e - \log p$), obtenida mediante pruebas de consolidación en laboratorio. Si el perfil está formado por varios estratos compresibles, el asentamiento total será igual a la suma del asentamiento de cada uno.

Algunos autores (Skempton y Bjerrum) proponen factores de corrección (f_c) al asentamiento obtenido, los cuales son función de la relación espesor del estrato - ancho de la cimentación (H/B) y del estado de consolidación de la arcilla. El asentamiento corregido (ΔH_c) es :

$$\Delta H_c = f_c \Delta H \quad \text{ec. III.3}$$

A continuación se presenta el ábaco para la obtención de los valores del factor de corrección f_c (Ref. 8).

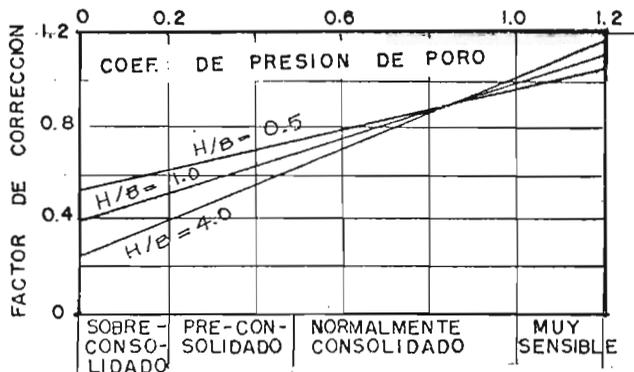


fig. 3.8.- FACTOR DE CORRECCION PARA ASENTAMIENTO (REF. 8)

De la gráfica anterior se puede observar que para el caso de la CD. de MEXICO , f_c es aproximadamente igual a 1 (Ref. 8).

En arcillitas normalmente consolidadas , el asentamiento puede estimarse a partir de correlaciones del límite líquido LL y del índice de compresión C_c (Ref. 4).

$$C_c = 0.009 (LL - 10)$$

y con la expresión

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{P_c + \Delta p}{P_c}$$

P_c = presión de preconsolidación

Δp = incremento de presión

La secuela general de cálculo se resume en los siguientes puntos:

- 1.- Elección del tipo de cimentación
- 2.- Cálculo de la capacidad de carga admisible por resistencia al corte
- 3.- Cálculo del diagrama de presiones
- 4.- Cálculo del incremento de presión por la sobrecarga impuesta
- 5.- Suma de los diagramas anteriores
- 6.- División del subsuelo en estratos o capas de iguales propiedades cada una
- 7.- Determinación de la presión efectiva inicial (P_o) al centro de cada estrato, así como el incremento de presión media (Δp)
- 8.- Cálculo en cada estrato de Δe para el incremento Δp , utilizando las gráficas $e - \log p$
- 9.- Aplicación de la expresión III.2 para el cálculo de ΔH
- 10.- Corrección del asentamiento según la expresión III.3
- 11.- Corrección del asentamiento por rigidez de la estructura
- 12.- Comparación de los asentamientos total y diferencial con los permisibles para la estructura.

Como se mencionó , en suelos muy blandos , la componente de asentamiento por consolidación secundaria es más importante que las otras.

Antes de proceder a calcular el asentamiento , es conveniente señalar la escasez de trabajos sobre este tema , y la particularidad sobre un problema de los existentes, sin embargo , la siguiente secuela permite obtener valores razonables para cuando se presente este caso:

- 1.- Calcúlese la distribución de presiones totales, efectivas y neutras en el subsuelo
- 2.- De las curvas de consolidación , obténgase los valores de la relación de vacíos al término de la consolidación primaria (e_{100}). Dibújense estos valores contra el logaritmo de la presión final en cada incremento ($\sigma + \Delta\sigma$) para obtener la curva de compresibilidad A, la cual corresponde a la compresión inicial debida a la aplicación de cada incremento más la debida a consolidación primaria. Además queda incluido el efecto de consolidación secundaria obrando en el tiempo transcurrido hasta completar la consolidación hidrodinámica.
- 3.- De las curvas de consolidación , obténganse los coeficientes de consolidación secundaria (C_{α}) para cada incremento. Estos coeficientes son adimensionales , iguales a la pendiente del tramo recto final de cada curva, es decir , a la variación de la relación de vacíos por un ciclo de la escala logarítmica de tiempo. Según algunos autores , estos coeficientes son función de la presión efectiva al final de cada incremento y , por tanto , de la relación de vacíos para el 100 % de la consolidación primaria correspondiente (e_{100})
- 4.- Calcúlese el decremento de la relación de vacíos que tendrá lugar por efecto de la consolidación secundaria obrando un tiempo igual al que transcurrirá en el campo , entre el término de la consolidación primaria y el período útil de la obra , aplicando la expresión :

$$\Delta e = C_{\alpha} (\log_{10} t_2 / t_1)$$

Δe = decremento de relación de vacíos

C_{α} = coeficiente de consolidación secundaria

t_1 = tiempo requerido para completar la consolidación primaria en campo (años)

t_2 = vida útil de la obra (años)

Para aplicar la expresión anterior es necesario, en general, conocer los valores de t_1 para diferentes presiones aplicadas. Para ello se calculan los valores del coeficiente de consolidación C_v , representativo de cada incremento de presión aplicado en laboratorio. Los valores de C_v obtenidos se dibujan en una gráfica como función de la presión media para cada incremento. Con los valores de C_v , se determinan aproximadamente los valores de t_1 , considerados iguales a los requeridos para alcanzar el 95 % de consolidación en el campo.

Una vez definidos los valores de t_1 , se aplica la expresión para el cálculo de Δe , considerando los valores de C_{∞} obtenidos para las relaciones de vacíos al término de la consolidación primaria en cada incremento de presión de campo.

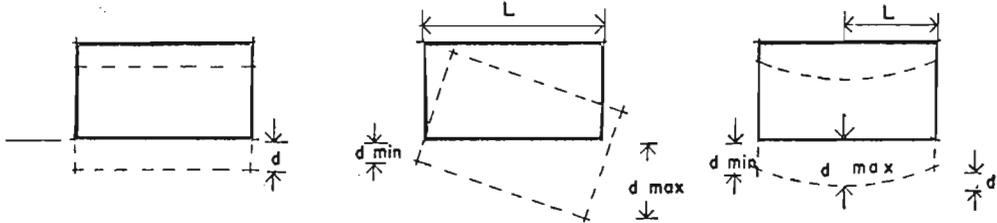
Los decrementos de Δe obtenidos, son los decrementos de relación de vacíos que tendrán lugar por consolidación secundaria desde el término de la consolidación hidrodinámica en campo, a partir de colocada la presión correspondiente. Disminuyendo estos decrementos de la relación de vacíos que se obtienen de la curva de compresibilidad A, se obtiene la curva B, que da el valor que alcanzará esta propiedad índice por compresión inicial y consolidación primaria y secundaria al cabo de un tiempo determinado de obrar la presión transmitida por una sobrecarga en el terreno en estudio.

3.5.2 ASENTAMIENTO ADMISIBLE.

El asentamiento puede tener importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente: aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura.

Algunos de los diversos tipos de asentamiento son (fig. 3.9):

- A.- ASENTAMIENTO UNIFORME.- el que se produce debido a cimientos rígidos
- B.- GIRO o VUELCO UNIFORME.- en que toda la estructura tiene la misma distorsión angular
- C.- ASENTAMIENTO DIFERENCIAL.- el cual puede producirse por:
 - presiones uniformes que actúan sobre un suelo homogéneo
 - presiones diferentes sobre el terreno
 - condiciones heterogéneas del terreno.



a) UNIFORME

b) GIRO

c) DIFERENCIAL

fig. 3.9.- DIFERENTES TIPOS DE ASENTAMIENTO.

El asentamiento que una estructura puede tolerar, o ASENTAMIENTO ADMISIBLE, depende de factores tales como: tipo, forma, situación y finalidad de la estructura, así como la forma, velocidad y causa del asentamiento. Generalmente la magnitud del asentamiento total no constituye un factor crítico, sino principalmente una cuestión de conveniencia; si éste es de 15 o 20 cm pueden presentarse problemas en las instalaciones conectadas a la estructura (gas, agua, drenaje, etc.), sin embargo las juntas deben proyectarse pensando en dicho asentamiento.

En el proyecto de una cimentación tiene más importancia el asentamiento diferencial que el total. Por otro lado, es mucho más difícil estimar el asentamiento diferencial que el máximo, esto debido a que la magnitud del primero viene afectado por la heterogeneidad del terreno y por la capacidad de la estructura para salvar las zonas blandas de la cimentación. A continuación se presenta (fig. 3.10, Ref. 3) un criterio donde se definen algunos límites del asentamiento admisible para algunos tipos de estructuras.

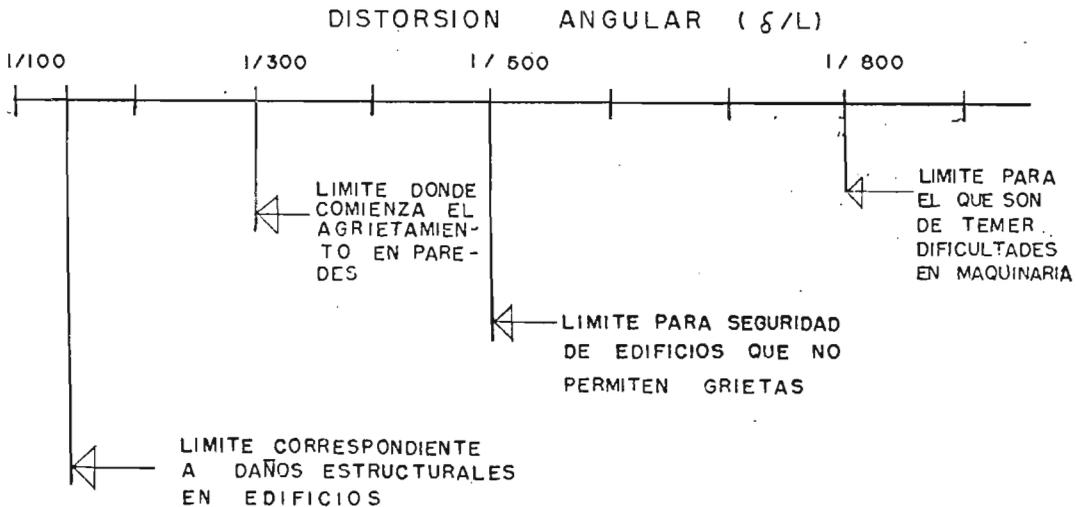


fig. 3.10.- CRITERIO PARA ESTABLECER ASENTAMIENTOS PERMISIBLES (REF. 3).

3.5.3

EXPANSIONES POR DESCARGA DEL TERRENO.

En cimentaciones compensadas , que requieren de grandes excavaciones del terreno para alojarlas, es importante conocer las expansiones producidas por la descarga del mismo. Las expansiones pueden ser de dos tipos : a corto y a largo plazo.

- EXPANSIONES A CORTO PLAZO.- llamadas elásticas , se presentan inmediatamente , a medida que se excava el terreno. Su importancia estriba en la prevención de posibles daños a construcciones vecinas por desplazamientos ascendentes diferenciales y a la propia estructura al cargar con su peso al terreno expandido. Su orden de magnitud permitirá establecer etapas de excavación y los procedimientos que las limiten a valores mínimos tolerables. Para fines prácticos , se acepta que la magnitud de los asentamientos por recompresión , sean del mismo orden de las expansiones que ocurran en el terreno.

- EXPANSIONES A LARGO PLAZO.- este fenómeno es el inverso de la consolidación ; implica incremento en la relación de vacíos y contenido de agua , debido a la acción de una descarga de larga duración en un terreno de baja permeabilidad. Las expansiones a largo plazo en suelos arcillosos , ocurren a continuación de las elásticas, cuando una excavación ha permanecido abierta un periodo de tiempo largo , o bien , en cimentaciones sobrecompensadas donde el peso del suelo excavado es mayor que el de la construcción , siendo la carga sin compensar la responsable de esas expansiones. En algunos casos se recurre al empleo de artificios para reducir las expansiones a un valor tolerable , como la utilización de lastre , empleo de pilotes o anclajes trabajando a tensión, reduciendo la profundidad de desplante etc. .

3.5.4

SUELOS EXPANSIVOS.

Algunos suelos arcillosos son susceptibles de experimentar cambios volumétricos importantes al cambiar su contenido de agua , presentando como consecuencia , expansiones al aumentarlo y contracciones al disminuirlo ; los depósitos de estos suelos son generalmente superficiales . Este tipo de suelos suele identificarse en función de algunas de sus propiedades índice , principalmente presentando un alto límite líquido e índice plástico. La tabla (fig. 3.11) da algunas características para la identificación de estos suelos.

POTENCIAL DE EXPANSION	EXPANSION EN CONSOLIDOMETRO, BAJO PRESION VERTICAL DE 0.7 KG / CM ²	LIMITE DE CONTRACCION	INDICE DE PLASTICIDAD	% DE PARTICULAS < DE UNA MICRA
MUY ALTO	> 30	< 10	> 32	> 37
ALTO	20 - 30	6 - 12	23 - 45	18 - 37
MEDIO	10 - 20	8 - 18	12 - 34	12 - 27
BAJO	< 10	> 15	< 20	< 17

Tabla 3.11.- CLASIFICACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS SEGUN HOLTZ Y GIBBS (REF.5)

Por otro lado, en zonas urbanas donde existen este tipo de suelos, su presencia es evidenciada por la experiencia local, basada en el comportamiento que presentan las estructuras ligeras ya construidas. La prueba más comúnmente empleada para medir las características de deformación y presión de expansión del suelo, en laboratorio, es la llamada de SATURACION BAJO CARGA.

En este tipo de suelos, las soluciones constructivas más empleadas son:

- retiro, parcial o total del suelo expansivo, sustituyéndolo con material granular.- la profundidad dependerá del espesor del suelo indeseable y de la presión de expansión
- utilización de elementos estructurales capaces de admitir, sin dañarse, las deformaciones a que quedarán sujetos
- utilización de zapatas en las que se concentren las cargas, con objeto de que al transmitir al suelo una presión mayor que la de expansión, se evite su levantamiento
- uso de elementos de cimentación profundos alojados en suelos no expansivos.- en el análisis y diseño de estas cimentaciones deberá tomarse en cuenta la presión de tensión que pueda presentarse a lo largo del fuste de las pilas o pilotes. Los pisos de planta baja suelen ser los más afectados y cuando es económico, se sustituyen por losas de cimentación.

Se llama 'PRESION DE CONTACTO' a la presión que actúa entre la base del cimiento y el terreno de cimentación. Tiene importancia en el diseño de cimientos ya que determina la distribución de fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

Los métodos de diseño se pueden clasificar en dos tipos: los que consideran la interacción suelo-estructura y los que la ignoran. Estos últimos se emplean en el diseño de zapatas (aisladas y corridas), suponiendo que el suelo es un medio elástico homogéneo que corresponde a las acciones de la cimentación con una reacción uniformemente distribuida o con variación lineal, según que la resultante esté centrada o no. También es posible obtener la reacción del suelo en éstos términos, si la cimentación es lo suficientemente rígida para despreciar los asentamientos diferenciales del suelo.

La cimentación de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad plantea el problema de determinar los asentamientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos, tanto en la subestructura como en la superestructura, ocasionados por los hundimientos de la cimentación. Estos valores dependen por un lado de la compresibilidad del suelo, y por otro, de la rigidez de la estructura. Tomando en cuenta que en los análisis estructurales convencionales se considera a la estructura empotrada o articulada en su cimentación, o se supone una presión de contacto uniforme, y que además, el cálculo de asentamientos del terreno se considera a la estructura 100 % flexible o totalmente rígida, lo cual dista mucho de la realidad en ambos casos (estructural y de mecánica de suelos), se justifican los métodos que toman en cuenta los efectos de los asentamientos y al mismo tiempo calcularlos.

RIGIDEZ DE UNA CIMENTACION.- para determinar si una cimentación es rígida, y por lo tanto, es válida la hipótesis de que la reacción del suelo no es afectada por la rigidez de la cimentación, se puede aplicar el siguiente criterio:

SI	$@L < 0.8$	cimentación rígida y se puede considerar una distribución lineal de la reacción del suelo
	$0.8 < @L < 3.0$	cimentación intermedia
	$@L > 3.0$	cimentación flexible

donde
$$\theta_L = \frac{K_s B L}{4 E I}$$

- L = longitud de la cimentación (m)
- K_s = módulo de reacción del suelo (kg / m³)
- B = ancho de la cimentación (m)
- E, I = módulo de elasticidad y momento de inercia de la cimentación (kg/m² y m⁴) respectivamente

- En el valor EI puede incluirse la rigidéz de la estructura
- El módulo de reacción es igual a la relación entre presión (kg/m²) y la deformación del suelo (m) del suelo (fig. 3.12) y representa la propiedad más importante en el análisis de interacción.

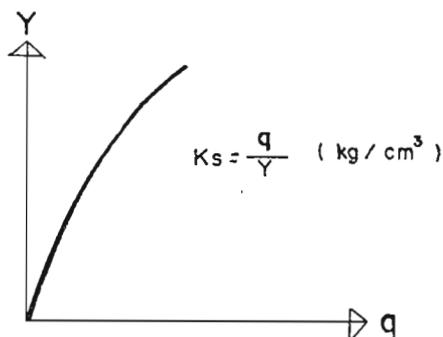


fig. 3.12.- MODULO DE REACCION K_s .

Este módulo se obtiene por medio de pruebas de placa, la cual consiste en aplicar una presión al suelo por medio de una placa de dimensiones determinadas. A los valores obtenidos deben aplicarse ciertas correcciones que toman en cuenta las dimensiones reales de la cimentación. Para suelos cohesivos se tiene:

$$K_s = \frac{B_p K_p}{B}$$

K_p = módulo de reacción obtenido de la prueba

B_p = ancho de la placa

B = ancho de la cimentación

Existen otras formas y recomendaciones para obtener el valor de K_u , que por otro lado, varía de acuerdo con la intensidad de q , es decir al igual que en materiales no elásticos, por lo que el valor no es constante. Esta es entonces la principal limitación o incertidumbre de los métodos de interacción basados en K_u , pues su aproximación dependerá de la exactitud con la que se haya obtenido este último.

Bajo un área superficial uniformemente cargada, equivalente a una cimentación idealmente flexible, el cimiento se deforma, siendo también uniforme la distribución de la presión de contacto, sobre un material idealmente elástico (como arcilla saturada), como se indica en la figura 3.13 .

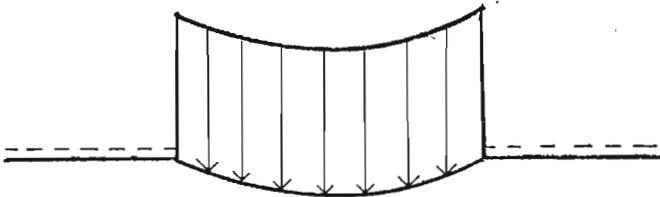


fig. 3.13.- DEFORMACION DE UN CIMIENTO FLEXIBLE EN ARCILLA SATURADA.

Si el cimiento es rígido, la distribución de presiones sobre el mismo suelo será de la forma (fig. 3.14):

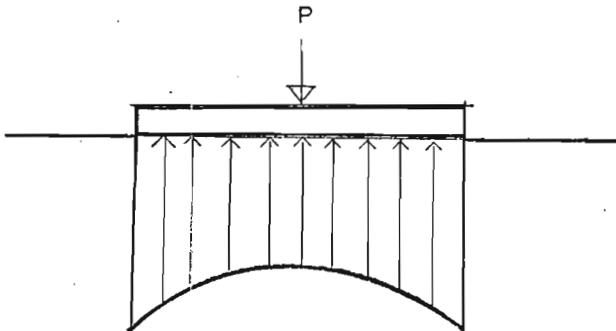


fig. 3.14.- DISTRIBUCION DE PRESIONES BAJO UN CIMIENTO RIGIDO COLOCADO EN ARCILLA SATURADA.

Es común que en el diseño se considere que la presión de contacto es uniforme, aunque en arcilla saturada donde la presión es mayor en los bordes, quedará del lado de la inseguridad. En el diseño de cimentaciones rígidas de grandes dimensiones, como losas y cajones, desplantados en suelos compresibles, es importante tomar en cuenta la distribución no uniforme de la presión de contacto; por lo general se diseñan como techos invertidos sujetos a una presión de contacto uniforme.

4



**CIMENTACIONES
P R O F U N D A S**

	<u>CONTENIDO</u>	<u>PAGINA</u>
4.	CIMENTACIONES PROFUNDAS -----	69
4.1	CLASIFICACION DE PILAS Y PILOTES -----	69
4.1.1	POR SU FORMA DE TRANSMITIR LA CARGA -----	69
4.1.2	POR LOS MATERIALES QUE LOS CONSTITUYEN ---	70
4.1.3	POR SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO -----	71
4.2	ELECCION DE LA CIMENTACION -----	72
4.3	DISEÑO GEOTECNICO -----	72
4.3.1	CAPACIDAD DE CARGA BAJO SOLICITACIONES ESTATICAS VERTICALES -----	73
4.3.1.1	CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES AISLADOS ---	76
4.3.1.2	CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPOS DE PILOTES --	79
4.3.1.3	ASENTAMIENTO DE PILOTES INDIVIDUALES -----	79
4.3.1.4	ASENTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES -----	79
4.3.1.5	FRICCION NEGATIVA -----	82
4.3.1.6	PILOTES Y PILAS COLADOS EN SITIO -----	85
4.3.1.7	PILOTES HINCADOS CERCA DE LADERAS -----	88
4.3.1.8	BUFAMIENTO DURANTE EL HINCADO DE PILOTES -	88
4.3.1.9	PILOTES EN ARCILLAS EXPANSIVAS -----	88
4.3.2	SOLICITACIONES HORIZONTALES -----	89
4.3.2.1	GRUPOS DE PILOTES INCLINADOS -----	90
4.3.2.2	COMENTARIOS GENERALES SOBRE SOLICITACIONES HORIZONTALES -----	91
4.3.3	PILOTES DE TENSION -----	92
4.3.3.1	CAPACIDAD DE CARGA A LA TENSION DE PILOTES INDIVIDUALES -----	92

	<u>CONTENIDO</u>	<u>PAGINA</u>
4.3.3.2	CAPACIDAD DE CARGA A LA TENSION EN GRUPOS DE PILOTES -----	92
4.3.4	FUERZAS AMBIENTALES -----	93
4.3.5	SOLICITACIONES DINAMICAS EN PILOTES -----	93
4.3.6	CONSTRUCCION DE PILAS Y PILOTES -----	94
4.3.6.1	PILAS -----	94
4.3.6.2	PILOTES -----	97
4.4	PRUEBAS DE CARGA -----	99

Quando los estratos superficiales , que soportarán la cimentación de la estructura , poseen una capacidad de carga inferior a la magnitud de los esfuerzos inducidos por dicha estructura, o son tan deformables que provocarían intensos asentamientos , se requerirá el empleo de una CIMENTACION PROFUNDA para que sea ésta quien transmita la carga originada por las solicitaciones en la estructura a estratos profundos más resistentes o menos deformables , o bien cuando , las restricciones de funcionamiento así lo requieran. Los elementos constructivos que pueden adoptarse como cimentaciones profundas son : PILOTES, PILAS y MUROS COLADOS EN SITIO, estos últimos se calculan como pilas corridas. Por las dimensiones de su sección transversal se distinguen las pilas de los pilotes , usualmente a las primeras se les considera de lado o diámetro mayor de 60 cm . Los pilotes son los más estudiados y empleados en la actualidad , por lo que el desarrollo de este tema se enfoca principalmente a este elemento , haciéndose mención de los otros tipos.

4.1CLASIFICACION DE PILAS Y PILOTES.

A los pilotes se les puede distinguir , dependiendo de cualquiera de las variables siguientes:

4.1.1POR SU FORMA DE TRANSMITIR LAS CARGAS

(con carga vertical, con carga vertical y horizontal)

En el primer caso tenemos los pilotes y pilas de punta , pilotes de fricción y pilotes de anclaje por fricción ; y en el segundo , los pilotes inclinados.

PILOTES Y PILAS DE PUNTA.- en el caso de que la cimentación se tenga que apoyar en estratos compresibles de espesor considerable , con el uso de pilotes de punta la carga de la estructura se transmite a estratos profundos resistentes y de menor deformabilidad, los cuales soportan esta carga sin permitir la falla de la estructura. En ocasiones la densidad de zapatas es tal, que se justifica el uso de pilotes o pilas , tanto económica como técnicamente. Para aumentar la capacidad de los pilotes o pilas, se suele ensanchar su base, lo que permite una mejor distribución de la carga en el estrato y un menor esfuerzo para el suelo. Otra forma de lograr este aumento, es empotrando al elemento transmisor una cierta profundidad que dependerá fundamentalmente de la constitución del estrato y del equipo disponible ; en pilotes se recomienda de 4 a 10 veces su diámetro, y en pilas lo que se pueda, constructivamente hablando.

PILOTES DE FRICCIÓN.- transmiten la carga al suelo que los rodea , a través de la fricción lateral existente entre ambos; esta magnitud depende del área perimetral del pilote. Esta solución opera cuando no se puede aplicar carga a los pilotes por punta, o cuando la zona de construcción es afectada considerablemente por el fenómeno de consolidación regional, o en estructuras con riesgo de flotación.

PILOTES DE ANCLAJE.- se emplean en suelos arcillosos expansivos, para absorber los movimientos estacionales que ocurren en la superficie y provocan expansiones. Su profundidad de hincado será hasta un estrato estable. Son utilizados para reducir hinchamientos en grandes excavaciones en suelos arcillosos o en estructuras con probabilidad de sufrir el fenómeno de flotación.

PILOTES INCLINADOS.- se utilizan cuando la estructura origina fuerzas horizontales o para soportar las originadas por sismos.

Además de los casos anteriores se emplean otros tipos más de pilotes conocidos como PILOTES PENETRANTES , PILOTES ENTRELAZADOS , DE CONTROL, ETC.

4.1.2 POR LOS MATERIALES QUE LOS CONSTITUYEN (concreto, acero, mixtos y madera)

PILOTES DE CONCRETO.- en este caso se pueden tener los prefabricados o los colados en sitio. Los primeros pueden ser de concreto simple , reforzado, presforzado o postensado; este tipo es el de mayor uso por su durabilidad y facilidad de unión con la estructura , sus desventajas se presentan en su fabricación , manejo e hincado. Los pilotes fabricados en sitio tienen menor uso , y se pueden elaborar con concreto simple o reforzado. En el caso de arcillas es factible usar concreto simple cuando son cortos y en una zona no muy sísmica.

PILOTES DE ACERO.- la sección a utilizar , ya sea ligera o pesada, dependerá de la magnitud de la carga que soporta. Por su constitución facilita el hincado , además de su corte o alargamiento, según sea necesario, al igual que su manejo. Las desventajas de este tipo se presentan en su protección contra la corrosión.

PILOTES MIXTOS (acero y concreto).- se emplea una protección de acero en pilotes de concreto durante el hincado. Este tipo tiene poco uso.

PILOTES DE MADERA.- este tipo de pilote, de gran empleo anteriormente, ha caído en desuso debido al desarrollo del concreto y al incremento de protección forestal, ya que el empleo de este tipo requiere de una gran cantidad de elementos. Su principal ventaja estriba en su fácil manejo y a su buena resistencia al impacto de hincado. Su desventaja se presenta cuando éste no se encuentra sumergido totalmente en agua y las variaciones del nivel de agua disminuyen su resistencia y duración.

4.1.3 POR SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

(con desplazamiento , con poco desplazamiento y sin desplazamiento).

A pesar del gran número de procedimientos constructivos existentes , éstos se pueden clasificar , según la cantidad del suelo desplazado durante su colocación o fabricación , en cualquiera de los tipos siguientes:

CON DESPLAZAMIENTO.

HINCADO A PRESION .- este método emplea un sistema hidráulico, con un marco de carga sobre el cual se van colocando tramos de pilote de 1.5 metros de longitud . Este sistema es usado frecuentemente en recimentaciones de estructuras.

HINCADO A PERCUSION.- se caracteriza por el empleo de una masa golpeadora directa sobre el pilote de gran longitud , en relación con su Área transversal.

CON POCO DESPLAZAMIENTO.

HINCADOS EN UNA PERFORACION PREVIA.- los métodos anteriores se pueden realizar con poco desplazamiento si se efectúa previamente una perforación , que en el caso de suelos arcillosos blandos , la estabilización se puede realizar con él mismo, si antes se mezcla con agua. Esta técnica se emplea cuando:

- el proceso de hincado induce disminución en la resistencia al corte del suelo
- se tiene que atravesar estratos duros y se dificulta el hincado , y por lo mismo se daña el pilote
- en un número considerable de pilotes , la suma de desplazamientos puede provocar el levantamiento del terreno y originar arrastre en los pilotes ya colocados.

PILOTES DE AREA TRANSVERSAL PEQUEÑA.- este es el caso de los pilotes de acero porque su relación perímetro/área transversal es hasta 15 veces mayor que en el caso de los de concreto , y esto hace suponer que origina poco desplazamiento.

SIN DESPLAZAMIENTO.

Este caso se presenta tanto en pilas y pilotes colados en sitio, donde no se produce desplazamiento más que en el suelo excavado.

En el primero de los criterios (por la forma de transmitir las cargas) , basado en la interacción suelo-cimiento , se considera como parte significativa la fricción a lo largo del fuste del pilote , y que la resistencia de punta depende de manera sustancial del peso y la resistencia de la superficie del suelo en la que está embebido el cimiento, además, se analiza el comportamiento de las cimentaciones una vez instaladas. Este será el lineamiento a seguir en los siguientes pasos.

4.2 ELECCION DE LA CIMENTACION

Esta dependerá de la estratigrafía de los suelos, así como de sus propiedades mecánicas . Una vez elegida se definirán : profundidad de desplante , dimensiones , se propondrá procedimiento constructivo y su predicción en cuanto a su comportamiento. Se dará una gran importancia al procedimiento constructivo en el comportamiento de la cimentación, así como a las pruebas de carga en la verificación del diseño.

4.3 DISEÑO GEOTECNICO

Las cimentaciones profundas se proyectan y diseñan para transmitir cargas verticales , por punta o por fricción o por ambos casos al suelo que los rodea , generalmente a estratos profundos; además pueden ser empleados para anclar estructuras en suelos expansivos

El diseño se desempeña tratando de cubrir los dos aspectos fundamentales en cualquier cimentación:

- tener un adecuado FS contra falla por carga última
- no provocar asentamientos mayores a los permisibles en la estructura

Uno de los dos términos anteriores será el que determine el dimensionamiento de la cimentación , que en el caso de los suelos arcillosos blandos , será el asentamiento. No obstante , la mayoría de los principios de cálculo se basan en el primer aspecto , pues los basados en el segundo son todavía complejos e imprecisos , además de no existir patrones efectivos para los asentamientos permisibles en cada tipo de estructura.

El diseño geotécnico , generalmente se integra de las fases siguientes :

INVESTIGACION GEOTECNICA.- como se analizó anteriormente (cap. II), se trata de determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, para así poder cuantificar la capacidad de carga y los posibles asentamientos , además se analizará la afectación del hincado sobre el pilote.

SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION Y PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.- el estudio de las condiciones de apoyo , basadas en conocimientos de mecánica de suelos y en la experiencia en la instalación de la cimentación , determinará el tipo más idóneo en cada caso particular; aunado a los puntos anteriores , las colindancias y la localización , determinarán el método constructivo a emplear.

DETERMINACION PRELIMINAR DE LA GEOMETRIA Y CAPACIDAD DE CARGA DEL CIMIENTO.-En perfiles estratigráficos donde se presenten suelos blandos en la etapa preliminar se determinarán: elección del estrato de apoyo para trabajar por punta si no hay asentamiento regional, tipo, número y separación de los elementos, así como su carga individual y en grupo, tamaño y geometría para tener asentamientos mínimos.; en base a los análisis anteriores se determinará la solución económica aceptable.

VERIFICACION DE LAS FASES 2 y 3, empleando pruebas de carga.

La determinación de la capacidad de carga , se basa en cualquiera de los 2 criterios siguientes:

POR CARGA ULTIMA.- es la carga promedio por unidad de área que puede originar la falla por esfuerzo cortante o el asentamiento excesivo del suelo

POR CARGA PERMISIBLE.- es la carga promedio por unidad de área que no rebasa límites permisibles tanto de asentamiento como de carga.

4.3.1 CAPACIDAD DE CARGA BAJO SOLICITACIONES VERTICALES EN SUELOS COHESIVOS

Por simplicidad , la carga de rotura se supone compuesta de dos sumandos independientes , la resistencia por Fricción Lateral (Q_f) y la Resistencia de Punta (Q_p), de modo que :

$$Q_r = Q_f + Q_p = A_f q_{f_{med}} + A_p q_{p_{med}}$$

A_f = área del fuste
 $q_{f_{med}}$ = fricción unitaria promedio de la rotura
 A_p = sección transversal de apoyo de la punta
 q_p = resistencia unitaria de punta

En la realidad la resistencia de punta depende en parte de la fricción lateral que se desarrolla en la zona inferior del fuste de la cimentación.

Si un cimiento profundo se colocara sin afectar la distribución de esfuerzos naturales del terreno, se presentarían las condiciones siguientes :

RESISTENCIA POR FRICCIÓN.

$$q_f = K_o Z \tan \psi + C_a$$

K_o = coeficiente de reposo
 Z = peso unitario efectivo a la profundidad Z
 $\tan \psi$ = coeficiente de fricción entre suelo y pilote
 C_a = adherencia entre suelo y pilote

Estos dos últimos términos dependen de las condiciones de drenaje inherentes al tipo y perfil del suelo y a la velocidad de aplicación de la carga sobre el pilote.

RESISTENCIA POR PUNTA.

$$q_p = c N_c + \gamma_1 D N_\gamma + 0.5 B \gamma N_q$$

Esta ecuación fué discutida en el inciso 3.4.2.

Varios factores complican este cuadro simple:

- 1.- Imposibilidad de conocer con certeza la distribución de presiones y las condiciones de drenaje que definen el comportamiento de cada estrato, tanto el de apoyo como los suprayacentes.
- 2.- Dificultad en determinar con exactitud la resistencia al corte de los suelos afectados por la cimentación.
- 3.- Influencia del método constructivo empleado, sobre el estrato de sollicitación y las propiedades del suelo, en particular sobre el estado de reposo y sobre la resistencia en las cercanías de la cimentación.

- 4.- Falta de simultaneidad en el desarrollo proporcional de la resistencia de punta y la de fricción.
- 5.- Presencia de factores internos o externos que modifican el movimiento relativo entre suelo y cimentación e invierten el sentido de la fricción lateral, provocando fricción negativa.

Los 2 primeros factores son básicos en toda la mecánica de suelos, en cambio, los 3 últimos son específicos de las cimentaciones profundas, en particular de los pilotes.

Los asentamientos que experimentan los cimientos profundos dependen de la estratigrafía y deformabilidad específica del terreno, así como de la distribución con que se realiza la transferencia de esfuerzos al suelo en régimen de servicio. El asentamiento puede ser también afectado por las modificaciones que la instalación de la cimentación produce en el suelo; por ejemplo, cuando se hincan pilotes en suelos blandos muy sensitivos, en los cuales el amasado provocado por la hincada puede llegar a disminuir sustancialmente la deformabilidad específica de la masa del suelo que sostiene el pilotaje.

Es común en la práctica el empleo de fórmulas semiempíricas para la determinación de las capacidades de carga y de los probables asentamientos de la cimentación.

Principalmente se emplea el diseño de cimentaciones profundas en:

- el diseño preliminar de grandes cimentaciones; aquí es recomendable efectuar pruebas de carga como parte del diseño
- el diseño definitivo de cimentaciones pequeñas; siempre y cuando se adopten FS adecuados.

En cualquiera de los casos se requiere conocer la resistencia al corte del suelo a corto plazo (no drenada) C_u , que generalmente es la condición crítica de comportamiento, además se debe considerar la alteración producida durante el hincado, que puede inducir, en el caso de arcillas blandas sensitivas, el remoldeo total del suelo, ocasionando la suspensión total del proceso constructivo. Dicha alteración disminuye con el tiempo y trae consigo una reducción o un aumento de la resistencia, en caso de tratarse de un suelo preconsolidado o normalmente consolidado respectivamente. Se sabe que la máxima intensidad de la alteración no se extiende con efectos sensibles a más de una vez y media el diámetro o lado del pilote, y que una vez terminado el hincado, se inicia un proceso de rápida recuperación que, por reconsolidación interna y tixotropía, restituye la resistencia al material amasado. La consecuencia final de este proceso depende del tipo de arcilla; en la gran mayoría de las arcillas blandas a medias, al cabo de 1 mes la resistencia del suelo en inmediato contacto con el pilote es igual o mayor (en general mayor) que la resistencia C_u de la arcilla, lo que posibilita una fricción por

adherencia $q_f > C_u$. Esto es válido tanto para pilotes colados en sitio como para prefabricados de concreto, no ocurriendo lo mismo para pilotes de acero u otro material totalmente liso e impermeable; en síntesis, para pilotes de concreto que penetran arcillas blandas, la fricción lateral adquiere un valor equivalente a C_u . No existe conocimiento suficiente para determinar la influencia que pudieran ejercer los diferentes métodos constructivos, aún cuando es válido suponer alguna ventaja en la resistencia de la arcilla debida al mejor confinamiento del tipo prefabricado.

Al hincar un pilote en una arcilla saturada y si su punta no descansa sobre un estrato duro, entonces sucederá que toda la capacidad de carga del pilote derivará de la fricción entre su fuste y el suelo circundante. El valor de esta fricción depende del suelo y del confinamiento lateral que contra el pilote ejerce su masa. El hincado modifica el estado de reposo, realizado por desplazamiento aumenta los esfuerzos horizontales y mejora el confinamiento; por excavación, relaja los esfuerzos horizontales y lo disminuye. El conocimiento de la fricción lateral desarrollada en el terreno, solo puede obtenerse de ensayos a la rotura de pilotes, pilotes instrumentados, o como mínimo, se solicitará que se separe la resistencia de fricción de la de punta. En base a la experiencia, se ha observado que el desplazamiento relativo suelo-pilote necesario para desarrollar la fricción lateral, cualquiera que sea el suelo o el diámetro del pilote, es pequeño, del orden de 1-1.5 cm para alcanzar su valor máximo de rotura; en cambio, el asentamiento necesario para movilizar un cierto porcentaje de la carga de punta, depende de la naturaleza y de las características de deformación del suelo y aumenta con el diámetro del pilote.

La práctica general es evaluar la capacidad de carga en base al criterio de esfuerzos totales (C_u), donde se emplean correlaciones entre C_u , la resistencia por punta y la fricción lateral del pilote, aunque su confiabilidad no ha sido demostrada; por esto el caso alternativo puede ser por esfuerzos efectivos. A continuación se presentan las expresiones empleadas en cada caso, en función de la resistencia C_u de la arcilla.

4.3.1.1 CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES AISLADOS

A.1 SI $C_u < 10 \text{ ton / m}^2$

Se considera que el pilote deriva la totalidad de su capacidad de carga de la fricción lateral.

1 ESFUERZOS TOTALES

Para arcillas saturadas homogéneas es común el empleo de la expresión:

$$Q_u = \alpha C_u A_s$$

Q_u = capacidad de carga última

α = factor de adherencia

C_u = resistencia al corte no drenada promedio a lo largo del fuste (ton/m²)

A_s = área lateral del fuste del pilote (m²)

Para obtener el factor α se emplearán las gráficas siguientes (fig. 4.1):

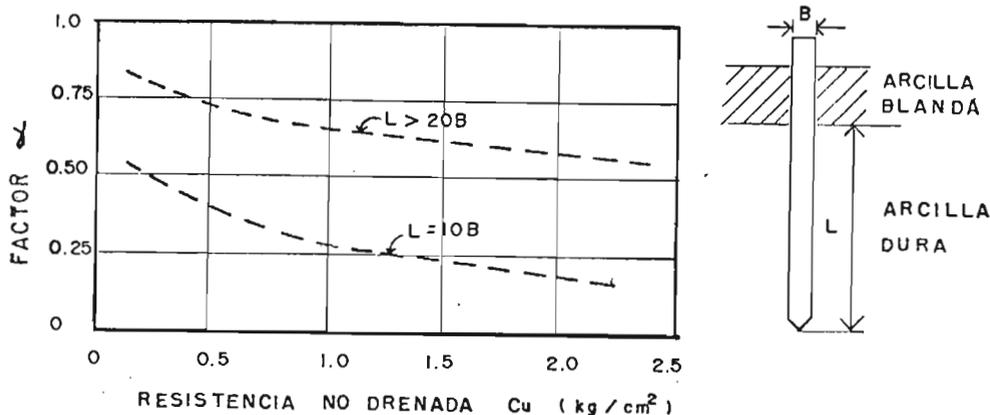


Fig. 4.1.- FACTOR DE ADHERENCIA (α) VS. RESISTENCIA AL CORTE (C_u)

Esta capacidad de carga resultante debe ser confirmada con pruebas de carga.

2 ESFUERZOS EFECTIVOS.

Después del hincado del pilote la adherencia o fricción lateral está en función de la resistencia C_u de la arcilla remoldeada. Ya al final de la construcción de la cimentación, estará regida por los parámetros efectivos al corte drenada (c y ϕ') obtenidos de la prueba triaxial CD de la arcilla remoldeada que falló cerca del fuste. En el caso de las arcillas saturadas la fricción lateral última se puede determinar con los parámetros anteriores suponiendo la cohesión nula ($c=0$) y solo dependerá del ángulo de fricción efectiva entre la arcilla y el fuste (ϕ') y se empleará la expresión:

$$Q_u = A_s (\zeta s)_p$$

$(\zeta s)_p$ = fricción lateral efectiva promedio a lo largo del fuste
(ton/m²)

El valor promedio de ζs se determina con ayuda de la expresión, para diferentes profundidades :

$$\zeta s = p_o' K_o \tan \theta'$$

p_o' = presión efectiva por sobrecarga a la profundidad considerada

K_o = coeficiente de reposo

θ' = ángulo de fricción efectiva entre el pilote y la arcilla

Los términos K_o y θ' son difíciles de determinar y es por esto que se empleará, en la práctica, la equivalencia:

$$\zeta s = 0.3 p_o'$$

En este caso se recomienda un FS = 2.5 si se emplearán pruebas de carga y de 3 si no se realizan.

A.2 SI $C_u > 10$ ton/m²

En este caso la resistencia se basa tanto en la fricción lateral como en la resistencia por punta. La determinación de la fricción lateral no es tan confiable como en el caso anterior, ya que se desconocen los efectos del hincado en la adherencia y sobre el área de contacto efectiva final en el fuste, y en el caso de un diseño preliminar se emplearán los criterios del caso anterior. En lo que respecta a la resistencia por punta el análisis se determinará con algún método para cimientos superficiales en arcilla. Para el diseño definitivo se recomienda determinar la capacidad de carga última mediante pruebas de carga.

4.3.1.2 CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPOS DE PILOTES.

Si un grupo de pilotes , hincado en arcilla homogénea no sujeta a fricción negativa , tiene sus cabezas sobre el terreno natural , define su valor mínimo de capacidad , con alguno de los criterios siguientes:

- a) la capacidad de un pilote individual por el número de pilotes
- b) multiplicando la capacidad de carga en la punta por el área en planta de la envolvente del grupo y sumándole la fricción sobre el área lateral del volumen del grupo.

Usualmente se emplea el primer criterio , aplicando un factor de reducción , que depende del espaciamiento entre pilotes y que se muestra en la tab. 4.2 .

FACTOR DE REDUCCION	1	0.95	0.90	0.85	0.75	0.65	0.55
ESPACIAMIENTO EN DIAMETROS DE PILOTE	10	8	6	5	4	3	2.5

Tabla 4.2.- FACTOR DE REDUCCION EN FUNCION DEL ESPACIAMIENTO ENTRE PILOTES (REF. 7)

4.3.1.3 ASENTAMIENTO DE PILOTES INDIVIDUALES EN ARCILLA.

Si el pilote cumple con una separación máxima de 7 diámetros, suele considerarse aislado y si además no existe contacto entre su cabezal y la superficie del suelo, observaciones realizadas indican que el asentamiento se produce principalmente por deformaciones locales por cortante a lo largo del fuste, en lugar de condiciones de consolidación, por ello el análisis se regirá por pruebas de carga.

4.3.1.4 ASENTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES.

Este tipo de asentamiento tiene dos componentes:

- la deformación elástica o acortamiento de los pilotes
- el hundimiento debido a la deformación de los estratos del suelo debajo de la punta de los pilotes.

El asentamiento del grupo generalmente es mayor que el de un pilote aislado sometido a la misma carga que cualquiera de los del grupo, esto para pilotes de fricción (fig. 4.3).

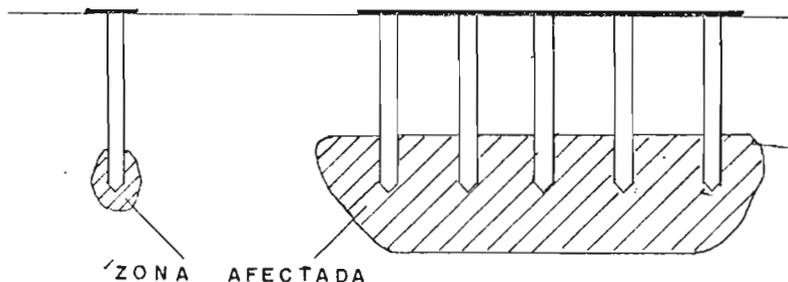


Fig. 4.3.- ZONA AFECTADA POR LOS ESFUERZOS INDUCIDOS POR LOS PILOTES

El empleo de pilotes de fricción cortos en suelos arcillosos compresibles de gran espesor, pueden afectar un mayor volumen de suelo compresible que el involucrado por una losa o cajón de cimentación, como se indica en la fig. 4.4 .

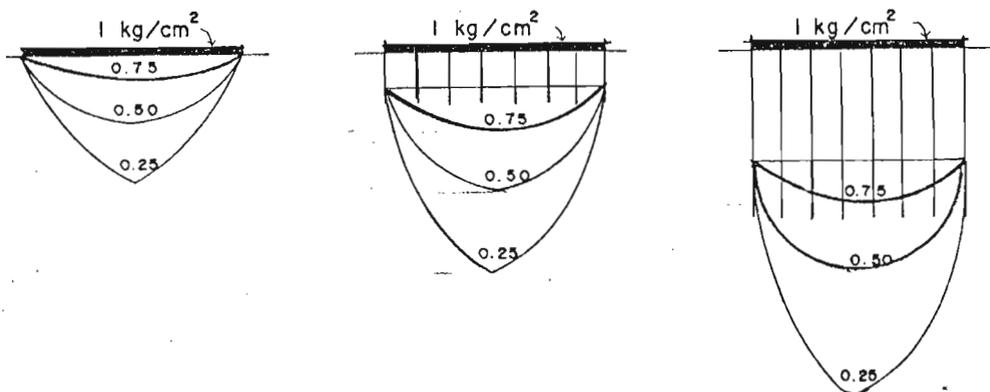


Fig. 4.4.- DISTRIBUCIONES DE ESFUERZOS INDUCIDOS POR VARIOS TIPOS DE CIMENTACION

Para el cálculo de la deformación elástica o acortamiento de los pilotes se aplica la teoría de la elasticidad. En cambio, para el desplazamiento de la punta del grupo de pilotes no existe método único, sino criterios aislados que el ingeniero puede elegir y aplicar conforme a las condiciones particulares del caso en estudio; las principales dificultades en el cálculo son la determinación de la carga transmitida por los pilotes del grupo, su distribución a lo largo del fuste, la distribución de esfuerzos bajo la punta y la determinación de las propiedades del estrato compresible.

Todos los métodos suponen un grupo de pilotes de fricción en arcilla comportándose como una gran pila que transmite la carga neta de los pilotes a través de un plano paralelo a la base del conjunto. La principal diferencia entre los distintos métodos está en la profundidad de dicho plano y en el criterio para el cálculo de la distribución de los esfuerzos impuestos, así mismo, hay diferencia en la elección del espesor del suelo compresible.

El criterio más empleado es el de Terzaghi y Peck, que supone que la carga soportada por los pilotes, es transmitida a partir del tercio inferior del pilote, con una distribución piramidal con lados inclinados de 30° , así el esfuerzo será la relación de la carga transmitida entre el área de la sección transversal de la pirámide a ese nivel. El asentamiento será igual a la compresión del estrato de espesor H bajo la distribución de las cargas y se evaluará mediante la expresión:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o}$$

- ΔH = asentamiento en cm
- C_c = índice de compresibilidad
- Δp = incremento de presión efectiva (kg/cm^2)
- e_o = relación de vacíos inicial
- H = espesor del estrato compresible medido a partir del tercio inferior de los pilotes
- P_o = presión inicial efectiva (kg/cm^2)

Estos efectos solo deben considerarse efecto de la consolidación primaria, y además serán mayores que los reales. Sowers recomienda corregir el método, considerando que el espesor compresible se extiende a partir de la punta de los pilotes. En todo caso, se aplica la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En otros métodos la distribución de esfuerzos se calcula por Boussinesq, a partir también del tercio inferior. Otros consideran la carga aplicada en el cabezal de los pilotes y distribuida según líneas con pendiente 1:2 ó 1:4. Se presenta a continuación (fig. 4.5) la idea de Terzaghi y Peck.

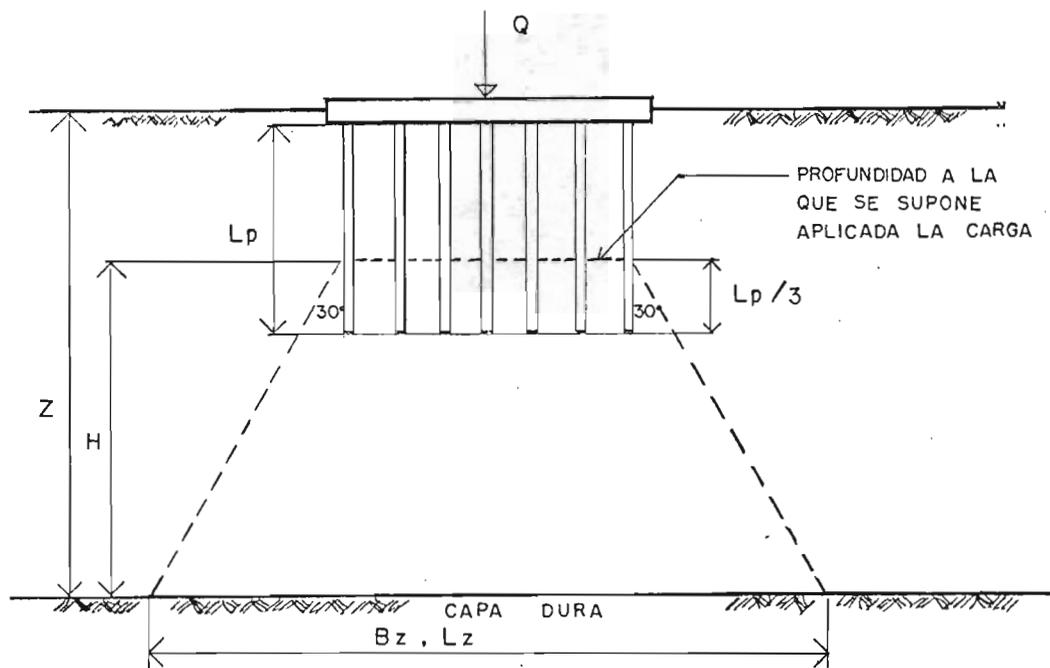


fig. 4.5.- DISTRIBUCION DE PRESIONES BAJO UN GRUPO DE PILOTES SEGUN TERZAGHI Y PECK (REF. 2).

De lo anteriormente expuesto se deduce que el problema no está resuelto y el criterio de cálculo lo debe elegir el ingeniero, de acuerdo a su experiencia y conocimiento del suelo. En el estudio de este tipo de cimentaciones debe tenerse presente la longitud de los pilotes y la separación relativa entre éstos. " Si la profundidad de los pilotes es varias veces mayor que el ancho de las zapatas o cabezales y estos están muy separados entre sí, el asentamiento de la cimentación será pequeño, por malo que sea el suelo. Pero si, por el contrario, dicha profundidad es mucho menor que el área cargada y ésta área es grande, el asentamiento final puede resultar excesivo aún bajo carga muy moderada" (Ref. 2).

4.3.1.5 FRICCIÓN NEGATIVA.

Este fenómeno, en suelos arcillosos en proceso de consolidación, se presenta como un arrastre que tiende a reducir la capacidad de carga del pilote, y se puede desarrollar si existe alguna de las condiciones siguientes:

- existe abatimiento del NAF por la extracción de agua
- se efectúan sobrecargas en el terreno
- se efectúa alrededor de los pilotes una reconsolidación en la capa de arcilla.

Esta fricción negativa, se acentúa mayormente en arcillas con sensibilidad mayor de 3, que se consolidan después del remoldeo; en este caso todo el material compresible entre pilotes se considera como arrastre. En arcillas con sensibilidad menor de 3, la consolidación posterior se limita al anillo de arcilla que circunda al pilote y el peso a considerar será pequeño. En arcillas blandas el problema provocado por este arrastre se convierte en uno de asentamientos, donde la capacidad de carga está regida por la resistencia de punta y por la fricción lateral.

Para el diseño de cimentaciones donde exista hundimiento regional se debe tomar en cuenta alguno de los criterios siguientes:

- empleo de pilotes de fricción que seguirán el hundimiento, sin afectación alguna a la estructura
- empleo de pilotes de punta, considerando las cargas de la estructura y la fricción negativa, con la consecuente emersión de la obra
- empleo de pilotes que constan de un mecanismo de control de carga de comportamiento elastoplástico con carga de fluencia menor que la impuesta por la estructura, la cual sigue la dirección del hundimiento. El suelo queda sometido a la diferencia entre la carga transmitida por la estructura y la tomada por el pilote mediante el mecanismo de control (fig.4.6).

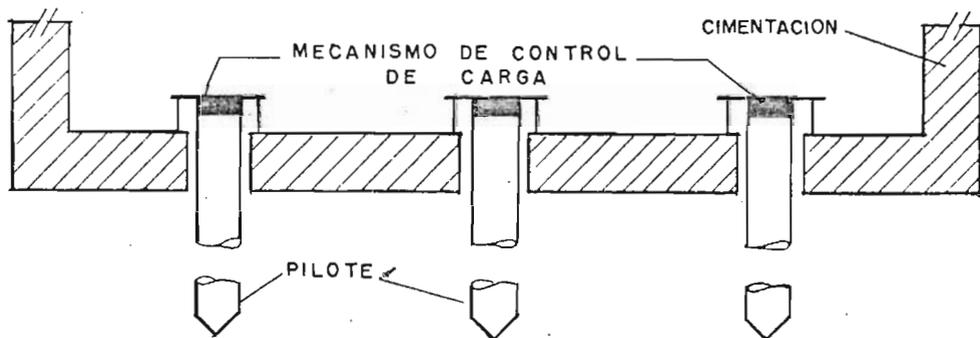


fig. 4.6.- PILOTES DE CONTROL.

Es común el cálculo de la fricción negativa (ζ_n) en suelos arcillosos, con la expresión:

$$\zeta_n = \alpha C_u$$

α = factor de adherencia (fig. 4.1)
 C_u = resistencia al corte no drenada (de la triaxial UU)

En términos de esfuerzos efectivos se emplea:

$$f_n = P_o' K \tan \phi'$$

- P_o' = presión efectiva por sobrecarga incluyendo el esfuerzo debido a la parte consolidada del relleno
- K = coeficiente del empuje de tierras, igual a K_o
- ϕ' = ángulo de fricción efectivo de la arcilla

Para fines prácticos se puede utilizar:

$$f_n = 0.3 P_o'$$

FRICCIÓN NEGATIVA EN PILOTES AISLADOS

La fuerza total de fricción negativa será en este caso:

$$F_n = f_n A_s$$

A_s = área de contacto del pilote con la arcilla en proceso de consolidación

En pilotes de fricción, la fricción negativa origina dos zonas con signo contrario (fig. 4.7), y para su diseño se requerirá localizar el nivel neutro, zona donde no hay deslizamiento relativo suelo-pilote, considerando que este nivel penetra a la misma velocidad que el pilote lo hace en el estrato, por aproximaciones sucesivas, mediante la expresión:

$$Q_u + F_p = \Sigma Q + F_n$$

Q_u = capacidad de carga por punta sin factor de resistencia (F_r)

F_p = fuerza total debida a la fricción positiva, $F_r = 1$

F_n = fuerza total debida a la fricción negativa, $F_r = 1$

ΣQ = combinación de cargas permanentes sin F_r

La fricción negativa debe incluirse en las cargas verticales para la combinación más desfavorable. El nivel neutro debe de ser lo suficientemente alto para evitar la emersión de la cimentación, pero no tanto que origine grandes asentamientos. Las ideas expuestas se ilustran en la fig. 4.7.

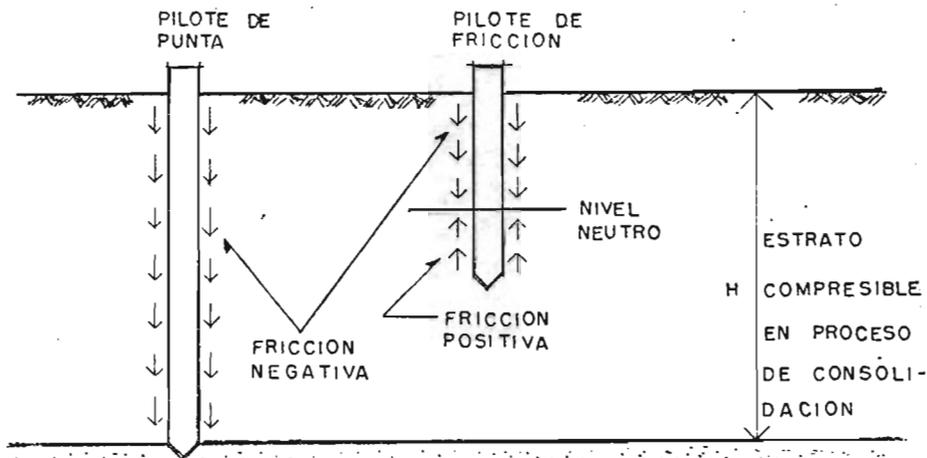


fig. 4.7.- FRICCION NEGATIVA EN PILOTES.

FRICCION NEGATIVA EN GRUPOS DE PILOTES.

El peso de la arcilla entre los pilotes limita a ζF_n con la relación :

$$F_n = \zeta n A_s \leq S_p^2 H \gamma$$

F_n = fricción negativa

S_p = separación entre pilotes

H = espesor del estrato de arcilla

γ = peso volumétrico de la arcilla

A_s = área de contacto entre pilote y arcilla

4.3.1.6 PILOTES Y PILAS COLADOS EN SITIO.

Este proceso induce remoldeo y reblandecimiento considerable del suelo perimetral a la perforación. Mediante pruebas de carga se ha observado que la capacidad de carga no aumenta, debido a que la consolidación alrededor del pilote es muy lenta.

F.1 FRICCION LATERAL EN BASE A ESFUERZOS TOTALES.

En este caso se tiene:

$$Q_f = C_{ua} A_s$$

Q_f = fricción lateral última

C_{ua} = adherencia última (en la práctica 0.3-0.4 de C_u)

A_s = área lateral del fuste

C_{ua} depende en gran parte del proceso de excavación , así como de la estructura de la arcilla y de su fisuración. Se recomienda determinar C_{ua} con el valor mínimo de C_u y con un límite superior de 10 ton/m².

F.2 FRICCION LATERAL EN BASE A ESFUERZOS EFECTIVOS.

Para calcular la fricción lateral se empleará la expresión para pilotes hincados en arcilla , aunque solo se utilizará si K_o ha sido determinada mediante pruebas de carga.

F.3 FUERZAS DE ARRASTRE.

Estas son la fricción negativa y las fuerzas laterales sísmicas, que se consideran en el diseño de grandes elementos para soportar cargas de gran magnitud. La primera fuerza ya ha sido analizada; la segunda origina un movimiento del vástago de la pila con la masa del suelo , lo que induce fuerzas cortantes y momentos flexionantes en los extremos. Debe proporcionarse la resistencia y rigidez necesaria para soportar esta fuerza, al igual que las verticales.

F.4 RESISTENCIA POR PUNTA.

La carga última que pueden transmitir las pilas o pilotes colados será:

$$Q_p = N_c' c_u A_p$$

A_p = Área de la sección transversal de la punta
 c_u = valor mínimo de C_u bajo el nivel de desplante de la punta
 N_c' = coeficiente de capacidad de carga en función del diámetro de la punta del pilote, así como de su forma y de la profundidad de desplante.

F.5 CAPACIDAD DE CARGA.

Las cargas permisibles (Q_m) se evalúan con la combinación de fricción lateral (Q_f) y la resistencia por punta (Q_p), con FS adecuados. La contribución de cada una de estas resistencias depende de la rigidez del pilote y de la compresibilidad de la arcilla que está alrededor y debajo de la base del pilote. Si la compresibilidad del suelo bajo la base es mayor o igual a la de la arcilla alrededor del fuste, entonces :

$$Q_m = (Q_f + Q_p) / 2.5$$

en caso contrario:

$$Q_m = 0.5 Q_p$$

Estos valores pueden considerarse como límites. Para decidir si se considera la fricción lateral además de la resistencia por punta, se fundamentará en pruebas de carga. La elección de la carga permisible se basará en dichas pruebas.

F.6 ASENTAMIENTOS.

Debido a la alta capacidad de carga de los pilotes y pilas colados ($C_u > 10 \text{ ton/m}^2$), estos se analizan como pilotes individuales, aunque este análisis resulta difícil debido a la escasa información que se tiene sobre este tema; en el caso de pilas se empleará la expresión:

$$\delta = \frac{\sum Q L}{E_c A_p} + 1.57 \frac{\sum Q}{E_s \sqrt{A_p}} (1 - \mu^2)$$

δ = asentamiento inmediato

Q = combinación de cargas más desfavorables

L = longitud de la pila

E_c = módulo de deformabilidad representativo de la pila (a largo plazo)

A_p = área de la sección transversal de la pila

E_s = módulo de deformabilidad representativo del estrato de apoyo

μ = relación de Poisson del estrato de apoyo.

4.3.1.7 PILOTES HINCADOS CERCA DE LADERAS.

Se ha observado que los excesos de presión de poro provocados por el hincado, se distribuyen a grandes distancias, pudiendo originar la falla de algún talud cercano.

4.3.1.8 BUFAMIENTO DURANTE EL HINCADO DE PILOTES.

El hincado produce un bufamiento sobre el nivel del terreno producido por el desplazamiento del suelo. Aproximadamente entre el 40 y el 60 % del volumen del pilote es el del suelo desplazado; si este porcentaje es inaceptable, se requerirá de una perforación previa.

4.3.1.9 PILOTES EN ARCILLAS EXPANSIVAS.

En estos suelos el empleo de pilotes es para soportar fuerzas de tensión provocados por la expansión de la capa activa.

A menudo los pilotes han de soportar fuerzas horizontales, además de las axiales, y éstas se resisten por medio de las componentes en pilotes inclinados o por la resistencia lateral del suelo circundante en pilotes verticales.

La capacidad de carga lateral depende de:

- la resistencia del suelo
- la rigidez relativa entre el pilote y el suelo
- el efecto de repetición de cargas
- el agrupamiento y espaciamiento entre pilotes.

La rigidez del pilote se deriva de su geometría, del material de fabricación y de las condiciones de apoyo tanto en el terreno como en la superestructura.

La repetición de la carga horizontal puede producir una compactación lateral y un desplazamiento del suelo, lo que originaría una flexión progresiva y finalmente la falla del pilote.

En pilotes verticales las capas superiores deben soportar las fuerzas horizontales sin desplazamientos laterales excesivos, esto se logra si se conecta al pilote con contrarabes. Si no se logran condiciones favorables en pilotes verticales, se emplearán pilotes inclinados.

La capacidad horizontal en pilotes aislados verticales se limita por:

- al sobrepasar la capacidad última del suelo, se generan movimientos muy grandes en los pilotes y, por tanto, la falla de la cimentación
- la flexión puede ser grande, causando la falla estructural del pilote
- la deflexión en la cabeza del pilote puede ser demasiado grande para ser compatible con la estructura.

Todos los criterios anteriores se considerarán en el diseño. Los métodos actuales se consideran empíricos, por tanto, es recomendable efectuar pruebas de carga horizontal en pilotes verticales, siempre y cuando su costo sea inferior al empleo de otras alternativas como lo son los pilotes inclinados o las tablaestacas.

4.3.2.1 GRUPOS DE PILOTES INCLINADOS.

El grupo nunca deberá tener la misma dirección de inclinación en todos sus pilotes, ésta variará entre 20° y 30° con la vertical ; para mayor eficiencia pueden combinarse con pilotes verticales o con otros inclinados en diferente dirección.

CAPACIDAD HORIZONTAL DE PILOTES VERTICALES.

Si la magnitud de la fuerza horizontal no justifica el uso de pilotes inclinados , se verificará que ésta no sobrepase la capacidad horizontal del terreno.

A Métodos Teóricos de diseño.

Estos consideran 3 problemas distintos:

- encontrar un adecuado FS contra falla del suelo de apoyo
- determinar la magnitud de los desplazamientos en la cabeza del pilote y su influencia en el comportamiento de la estructura
- determinar la magnitud de los momentos flexionantes y su influencia en el comportamiento estructural del pilote.

Estos métodos son de difícil aplicación , debido a la evaluación de las características del suelo. En suelos cohesivos es común emplear la expresión (Ref.7) :

$$P_u = C_u D (L_p - 1.5 D)$$

P_u = capacidad de carga última horizontal (ton)

L_p = longitud del pilote (m)

D = diámetro del pilote (m)

C_u = resistencia al corte no drenada (ton/m²)

Al valor obtenido se le puede aplicar un factor de resistencia igual a 0.5

B DISEÑO BASADO EN PRUEBAS DE CARGA.

Debe considerarse:

- en la mayoría de los casos no basta con medir el desplazamiento de la cabeza al aplicar la carga horizontal ; para considerar adecuadamente el comportamiento suelo-pilote , debe instrumentarse al pilote para la determinación de deformaciones o momentos flexionantes
- la naturaleza de las cargas horizontales es transitoria, y quizá se deba reproducir condiciones cíclicas de carga.

4.3.2.2 COMENTARIOS GENERALES SOBRE SOLICITACIONES HORIZONTALES

Algunos puntos importantes de considerar en el caso de fuerzas horizontales son:

- 1.- En suelos sujetos tanto a grandes cargas como a considerables asentamientos, no se recomienda el empleo de pilotes inclinados , o en su defecto reforzarlos adecuadamente.
- 2.- Las cargas horizontales de diseño difieren de las actuantes debido a: variación en el alineamiento , al asentamiento y a la rigidez de la cabeza del grupo de pilotes.
- 3.- Las variaciones estacionales del contenido de agua en las capas superficiales del terreno puede condicionar la resistencia a carga horizontal ; si es posible se recomienda remover el suelo blando superficial por grava bien compactada.
- 4.- La repetición de cargas casi duplica la deflexión , en comparación con carga permanente.
- 5.- Las deflexiones laterales de pilotes confinados , son mucho menores que las de pilotes de cabeza libre.
- 6.- Para lograr el máximo confinamiento se recomienda una separación máxima de 8 diámetros en dirección de la carga y de 4 perpendicular a la carga.

4.3.3 PILOTES DE TENSION.

En ocasiones se presentan tensiones en la cimentación debidas a la excentricidad al aplicar la carga en un grupo de pilotes , o en estructuras hidráulicas , por la subpresión hidrostática en exceso del peso propio de la estructura ; en estructuras elevadas , por efecto del viento , además de la expansividad en arcillas preconsolidadas , y ello justifica el empleo de este tipo de pilotes.

La fuerza de levantamiento sobre una estructura se transmite al pilote por adherencia entre la superficie del pilote y el concreto o con un anclaje mecánico. Cuando la fuerza de tensión resulte mayor que la resistencia por adherencia, se debe emplear el anclaje mecánico.

4.3.3.1 CAPACIDAD DE CARGA A LA TENSION DE PILOTES INDIVIDUALES.

A PILOTES DE FUSTE RECTO.

El fuste generalmente tiene sección constante. La resistencia última a tensión es igual a la fricción lateral desarrollada en el vástago, determinada con las expresiones anteriormente vistas.

B PILOTES DE SECCION VARIABLE.

En pilotes fabricados expresamente para trabajar a tensión, es usual , para aumentar la resistencia a la extracción , dejar secciones de diámetro mayor a la promedio. Esta resistencia está dada, a lo largo de todo el fuste, por la fricción lateral.

C MEDIANTE PRUEBAS DE CARGA.

Sólo se realizarán cuando las fuerzas de tensión sean una seria limitante para el diseño. La capacidad permisible se definirá a partir de la resistencia última a la extracción multiplicada por un valor igual a 0.5, o sea, emplear un FS = 2.

4.3.3.2 CAPACIDAD DE CARGA A TENSION EN GRUPOS DE PILOTES.

Se tomará el menor de los dos valores siguientes:

- la suma de la resistencia a tensión de cada uno de los pilotes
- la suma de la resistencia al corte movilizada a lo largo de la superficie lateral de la envolvente del grupo más el peso total del suelo y de los pilotes individuales del grupo.

4.3.4 FUERZAS AMBIENTALES.

Se definen como tales a aquellas que se generan por condiciones ambientales, diferentes de las fuerzas horizontales o verticales. En el diseño de pilotes, ya sea que trabajen por punta o fricción lateral o por ambas, se deberán tomar en cuenta. Entre las condiciones para que éstas se presenten, se mencionan los siguientes casos:

- movimientos de nieve, hielo y la congelación del agua
- movimiento rápido o durante avenidas del agua de ríos sobre los apoyos de puentes
- hundimientos regionales de la superficie del terreno y reducción de la capacidad de carga de pilotes de fricción
- en suelos arcillosos de tipo expansivo, cabe esperar que los pilotes queden sujetos a fuerzas considerables de expansión debido al aumento de humedad, ocasionando una reducción de la resistencia por punta
- fuerzas laterales debidas al viento
- fricción negativa originada por: abatimiento del NAF o por sobrecargas adyacentes a la cimentación
- fuerzas dinámicas laterales, cortantes y momentos de volteo que se generan por la interacción suelo-pilote por efecto de origen sísmico
- otras fuerzas ambientales se relacionan con la degradación del material constituyente del pilote dentro de la masa del suelo.

4.3.5 SOLICITACIONES DINAMICAS EN PILOTES.

Al analizar la cimentación bajo condiciones dinámicas, se determinará la respuesta de la cimentación, expresada ya sea como deformación, esfuerzo, etc., y comparándola con el criterio de diseño adoptado.

Para valorar esta respuesta se tomará en cuenta:

- 1.- La definición de cargas directas a la cimentación (cargas de maquinaria, oleaje, hincado de pilotes) y de las cargas aplicadas a través del suelo (cargas sísmicas, explosiones y fuentes de vibración ligera).
- 2.- El empleo de métodos adecuados de análisis
- 3.- La selección de parámetros representativos del suelo y la cimentación en el análisis y diseño.

4.3.6 CONSTRUCCION DE PILAS Y PILOTES.

Se presenta la descripción de los procesos constructivos en pilas y pilotes de concreto. En el desarrollo de esta parte del capítulo, se entenderá de antemano que las pilas se fabrican en base a concreto colado en sitio, usando como cimbra las paredes de la excavación, y en condiciones excepcionales, un ademe metálico. En el caso de los pilotes la fabricación se hará en superficie y después hincados en el lugar definitivo.

4.3.6.1 PILAS.

Las principales causas que determinan el proceso constructivo de una pila son:

- estratigrafía y condiciones del NAF
- profundidad, espesor y tipo de suelo que servirá de apoyo a la pila
- áreas de trabajo, acceso al sitio, instalaciones que deben protegerse y las tolerancias permisibles, pueden ser otras causas que favorezcan o hagan inadecuado a determinado proceso constructivo, esto debido a la gran relación entre éste y el comportamiento final de la estructura.

Cualquiera que sea el proceso empleado, debe contemplarse:

- 1.- Formar por excavación o perforación un barreno cilíndrico vertical en el subsuelo, que sea estable por sí misma o con ayuda de lodos, hasta la profundidad de desplante del proyecto, y que tenga la sección (dimensiones y forma) acorde con la magnitud de las cargas a transmitir y con la capacidad de carga del subsuelo.
 - 2.- El habilitado y colocado del acero de refuerzo requerido en el diseño estructural, de la manera más fácil dentro del barreno.
 - 3.- Colocación del concreto dentro del barreno, asegurando en cualquier instante su integridad y continuidad (sin segregación).
 - 4.- Verificación, por muestreo directo (brocas) o indirecto (en base al sonido), de la calidad y continuidad del concreto respectivamente.
- Para la realización de éstas actividades, se cuenta con una gran variedad de equipo y herramientas de construcción que en el caso específico de la fabricación de una pila, se encuentran las siguientes:
- grúas
 - perforadoras
 - excavadoras
 - martillos

A continuación se comenta cada uno de los 4 puntos antes mencionados.

PERFORACION.

Cualquiera que sea el proceso empleado , deberá tener en cuenta los aspectos siguientes:

- localización exacta de la excavación
- verticalidad , limpieza y sección transversal del barreno a lo largo de toda la profundidad
- alteración mínima del terreno circundante
- evitar sobreexcavación
- el tiempo entre perforación y colado deberá ser el mínimo, para evitar el relajamiento de esfuerzos , y por ende , el desplazamiento de las paredes hacia la excavación.

En este proceso , es de gran importancia la elección tanto de la capacidad del equipo , como el tipo de herramienta idóneos al terreno de trabajo.

El aspecto primordial a tratar en este punto, es la estabilidad de la perforación. Las propiedades del suelo , y sus relaciones con el NAF son los principales factores que determinan la estabilidad del barreno, así como la decisión de emplear o no, una protección. El diagrama siguiente da una idea sobre este último punto (fig.4.8).

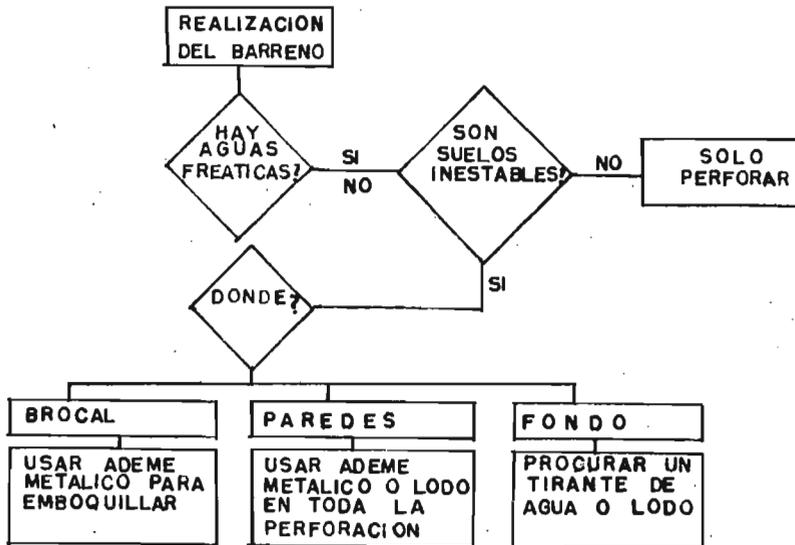


fig. 4.8. DIAGRAMA PARA DETERMINAR EL USO DE ADEME.

Usualmente se emplea perforación sin protección en el caso de arcillas o limos arcillosos, sobre o bajo el nivel de aguas, donde no se presentan derrumbes o socavación al ser cortados los suelos. La protección es requerida por la inestabilidad misma de los suelos o por la presencia del NAF , y ésta generalmente se proporciona mediante ademes o lodos de perforación.

2 ACERO DE REFUERZO

El habilitado (cortado y doblado) , armado y colocado se debe pegar directamente a los planos estructurales.

3 COLOCADO DEL CONCRETO.

En este proceso se pueden distinguir 2 situaciones:

COLOCADO EN SECO

Se requiere de una limpieza cuidadosa del fondo del barreno y para el colocado se emplea un recipiente especial llamado 'bacha'. También se pueden emplear tuberías de conos (trompas de elefante) o bien bombas de concreto ; si el diámetro de la pila es mayor de 2.4 m se pueden emplear canaletas en espiral. El concreto deberá colocarse en una sola operación continua.

COLOCADO BAJO AGUA O LODO

En este caso se emplean tramos de tubería (tremie) de 3 m como máximo de longitud , que se conectan por medio de cuerda en los extremos y es aconsejable que la tubería sea lisa por dentro y fuera para evitar fricciones con el acero de refuerzo y facilitar el flujo de la mezcla. Una condición en el empleo de esta tubería, es el mantener embebido el extremo inferior dentro de la mezcla y cerca del fondo , lo que permite el desplazamiento continuo del agua o del lodo. El empleo de bombas para concreto en esta condición , usualmente resulta difícil , debido a los taponamientos que se originan al mantener embebido el extremo inferior.

4 VERIFICACION DE CALIDAD.

Sólo se mencionarán los métodos existentes, que se emplean :

MÉTODOS DIRECTOS.

MUESTREO.- Obtención de muestras mediante el uso de brocas

CIRCUITO DE TELEVISION.- Inspección directa dentro de la pila con ayuda de cámaras de televisión.

MÉTODOS INDIRECTOS.

MÉTODO DEL ECO.- Se basa en la propagación y reflexión de una vibración generada en la base de la cabeza

METODO 'CROSS-HOLE'.- Basado en el criterio anterior pero la vibración es dentro de tubos llenos de agua previamente colocados antes del colado

POR RAYOS GAMMA.- Se basa en el fenómeno de absorción de un haz de rayos gamma por el material atravesado.

4.3.6.2 PILOTES.

El procedimiento constructivo en el caso de pilotes dependerá del tipo de material que lo constituye, así que se describirá brevemente una secuencia de éste en cada tipo de pilote, de los más comunmente empleados.

PILOTES DE CONCRETO PRECOLADO.-

En el diseño y fabricación de estos, se tomarán en cuenta los esfuerzos debidos a las cargas por transmitir y a los producidos durante el hincado. Las principales fases son:

a) EQUIPO Y HERRAMIENTA

En esencia es el mismo que se emplea para la construcción de pilas, es decir: grúas, perforadoras y martillos. Estos últimos son el más importante y su elección es fundamental. Se recomienda que la energía y peso del martillo sean acordes al pilote (de 0.3 a 0.5 el peso del pilote). Por lo que respecta a las herramientas, se definen como los implementos auxiliares que se emplean en el manejo e hincado de los pilotes, las más usuales son:

Resbaladeras.- sobre ésta se desliza tanto el martillo como el dispositivo de disparo

Gorro de protección y Sufridera.- protegen la cabeza del pilote durante el hincado, amortiguando y distribuyendo la energía de hincado. Estos implementos se ilustran en la fig. 4.9.

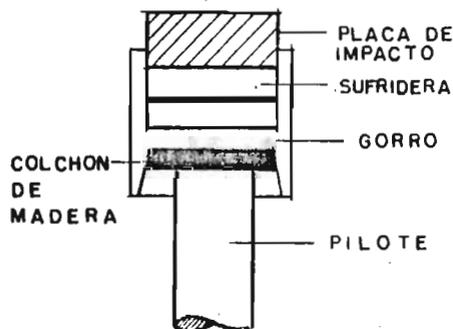


fig. 4.9.- DISPOSITIVOS DE PROTECCION AL HINCAR UN PILOTE.

b) PERFORACION GUIA

Se emplea para facilitar el hincado o para evitar desplazamientos excesivos en el terreno circundante.

c) FABRICACION DE PILOTES.

Esta faceta requiere que se determinen cada uno de los siguientes puntos para lograr una buena calidad:

- preparación de camas de colado
- moldes o cimbras
- habilitado y colocado del acero de refuerzo
- fabricación, colocado y curado del concreto
- juntas.

Este último punto se presenta cuando se requieren 2 o más tramos de pilote y para unirlos se requiere de dispositivos o juntas que garanticen la continuidad y verticalidad en el pilote

- orejas

Se forman estas últimas con acero en determinados lugares y son los puntos de izaje para el manejo del pilote.

d) HINCADO.

Algunas recomendaciones para efectuarlo son:

- colocar marcas a cada metro de separación a todo lo largo para facilitar el conteo de número de golpes por metro de hincado
- ubicar al pilote en el lugar indicado según el proyecto
- colocar el pilote en posición vertical o en el ángulo requerido con ayuda de plomadas ubicadas en 2 sentidos diferentes
- usar material de amortiguamiento (sufridera) entre el gorro y el martillo
- emplear pistón pesado de carrera corta , para reducir los esfuerzos de hincado , en lugar de uno ligero de carrera larga.

Durante el hincado se pueden presentar grietas horizontales de tensión en resistencias bajas a la penetración , o aplastamiento de la cabeza por un severo hincado.

PILOTES DE CONCRETO PRESFORZADO.-

Son elementos más ligeros , su sección transversal es H y principalmente trabajan a fricción. Su fabricación requiere de equipo especial (camas,moldes,maniobras,etc.).

PILOTES DE ACERO.-

Se construyen con perfil estructural H o I, con tubo o con rieles de ferrocarril; su colocación es fácil y no se requiere de tantos cuidados como en el caso anterior, solo es necesario hacerle punta en el extremo inferior y sus juntas son mediante soldadura. Su principal desventaja es la corrosión.

4.4 PRUEBAS DE CARGA.

Se realizan cuando existe gran incertidumbre acerca de los datos empleados en el análisis de la capacidad de carga, tanto en las teorías de las cimentaciones profundas, como en la determinación de las propiedades índice; se aplican tanto a pilas como a pilotes.

Los objetivos principales a considerar en una prueba de carga son:

A. INFORMACION PREVIA REQUERIDA

- Investigación geotécnica
- Diseño preliminar de la cimentación

Este punto ya fué tratado en el capítulo 2.

B. DEFINICION DE LOS OBJETIVOS

Entre éstos podemos mencionar :

- Determinación de la capacidad de carga del pilote; tanto vertical como lateral
- Determinar la longitud necesaria en pilotes de fricción
- Ensayo del tipo de pilote, técnica y equipo de hincado y verificación si se requiere perforación previa
- En pilas, ensayar procedimiento constructivo

C. SELECCION DEL TIPO DE PRUEBA

La prueba de carga, generalmente, depende de los aspectos siguientes:

- Grado de reproducción de las condiciones de trabajo de la estructura

- Costo
- Tiempo de ejecución
- Simplicidad en su ejecución.

A las pruebas de carga se les puede clasificar de la manera siguiente (Ref.7):

PRUEBAS DE CARGA

ESTATICA
(Pilas y pilotes)

- CARGA VERTICAL - COMPRESION
- EXTRACCION
- CARGA LATERAL
- CARGA COMBINADA (VERTICAL Y
LATERAL)

DINAMICA
(Pilotes)

- CARGA VERTICAL
CARGA HORIZONTAL O LATERAL

COMPRESION

- CARGA CONTROLADA
- VELOCIDAD DE ASENTAMIENTO MINIMA
AL TERMINO DE CADA INCREMENTO DE
CARGA
- INCREMENTO DE CARGA EN TIEMPOS
CONSTANTES
- CON 2 CICLOS DE CARGA
- CON CARGA CICLICA
- DESPLAZAMIENTOS
- CONTROLANDO ASENTAMIENTOS
- VELOCIDAD DE PENETRACION CTE.

D. DISEÑO DE LA PRUEBA

Las partes a tratar son :

1. SISTEMA DE REACCION.- es el dispositivo que da el apoyo necesario al equipo de carga, sin influir en el comportamiento del pilote de prueba. Los sistemas más empleados son :

- Plataforma con lastre
- Pilotes de anclaje
- Viguetas de anclaje

2. EQUIPO DE APLICACION.- la carga se puede aplicar con cualquiera de los sistemas siguientes :

- Con lastre (cuyo peso se incrementa gradualmente durante la prueba)
- Con sistema hidráulico a presión

E. FABRICACION E HINCADO DEL PILOTE PROTOTIPO O FABRICACION DE LA PILA PROTOTIPO

F. CONSTRUCCION Y ARMADO DEL SISTEMA DE REACCION

G. INSTALACION DE LA PRUEBA

H. EJECUCION DE LA PRUEBA

1. EQUIPO DE APLICACION

2. DISPOSITIVOS DE MEDICION:

- a) DE LA CARGA: manómetro o celda electrónica de carga
- b) DE LOS ASENTAMIENTOS: micrómetros y un sistema de referencia adicional (un cable o un nivel topográfico)
- c) DE LOS ASENTAMIENTOS EN LA PUNTA: micrómetro en la punta
- d) DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS: celdas de carga axial a distintas profundidades

I. PRESENTACION, INTERPRETACION E INFORME

En esta fase se acostumbra, una vez realizada la prueba, presentar la información en gráficas, las cuales son:

- Penetración vs. número de golpes o vs. carga estática
- Recuperación elástica
- Carga vs. asentamiento contra tiempo
- Carga vs. asentamiento de fluencia
- Número de ciclos vs. asentamiento

Por lo que respecta a la interpretación, ésta pretende :

- Definir la capacidad de carga de la pila o pilote
- Evaluar el procedimiento constructivo adoptado.

En el primero de los casos, se emplean las gráficas anteriormente señaladas para determinar la capacidad de carga, ya sea en función de la carga última o de la carga de fluencia; la definición de éstos límites sería :

CARGA ULTIMA.- se presenta cuando se ha movilizadо la resistencia del suelo, bajo la punta y rodeando al elemento.

CARGA DE FLUENCIA.- corresponde a la carga máxima aplicable sin generar un asentamiento excesivo.

Cuando se realicen PRUEBAS DE CARGA en pilotes donde el subsuelo esté formado por arcillas, debe considerarse el tiempo entre su hincado y la ejecución de la obra, ya que este proceso induce un aumento de esfuerzos alrededor del pilote; pasado el tiempo, la arcilla se reestructura y se consolida alrededor del elemento, disminuyendo el exceso de la presión de poro, lo que provoca un aumento en la capacidad de carga por adherencia o fricción.

5

EXCAVACIONES

	<u>CONTENIDO</u>	<u>PAGINA</u>
5.	EXCAVACIONES -----	105
5.1	EXCAVACIONES ABIERTAS -----	105
5.1.1	TIPOS DE FALLA -----	105
5.1.2	ANALISIS DE ESTABILIDAD -----	107
5.1.3	FALLAS POR ROTACION -----	108
5.1.3.1	ANALISIS BIDIMENSIONAL -----	108
5.1.3.2	ANALISIS TRIDIMENSIONAL -----	110
5.1.4	FALLAS POR TRASLACION -----	114
5.1.5	FALLA PLANA O DESLIZAMIENTO DE BLOQUES ---	115
5.1.6	FACTOR DE SEGURIDAD -----	117
5.1.7	LEVANTAMIENTO DEL FONDO POR SUBPRESION ---	118
5.2	EXCAVACIONES ADEMADAS -----	119
5.2.1	EMPUJES LATERALES -----	120
5.2.1.1	ALTURA CRITICA -----	120
5.2.1.2	CARGAS SOBRE PUNTALES -----	122
5.2.1.3	FALLA DE FONDO -----	126
5.2.1.4	NUMERO DE ESTABILIDAD -----	127
5.3	EXPANSIONES -----	128
5.4	CONTROL DE FILTRACIONES -----	128
5.4.1	METODOS DE ABATIMIENTO DEL NAF -----	129
5.4.1.1	POZOS CON SISTEMA DE VACIO -----	130
5.4.1.2	ELECTROSMOSIS -----	131
5.5	DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS -----	131
5.6	INSTRUMENTACION -----	132

5. EXCAVACIONES

Ciertos tipos de cimentación pueden ser completamente aceptables desde los puntos de vista de capacidad de carga y de asentamientos, pero pueden ser extremadamente difíciles o imposibles de construir, o su construcción provoca asentamientos excesivos en las estructuras vecinas, por lo que la selección de un buen procedimiento constructivo de la cimentación deberá considerarse como factor importante y, en algunos casos, decisivo en el tipo de cimentación adoptada.

La mayoría de las cimentaciones son apoyadas por debajo de la superficie del terreno, lo que implica realizar excavaciones, cuya profundidad depende del tipo de cimentación elegida. El proyecto de una excavación depende principalmente de 2 factores:

- 1.- naturaleza del suelo
- 2.- dimensiones de la excavación

El punto 2 es generalmente el más importante e incluye el volumen de excavación (área y profundidad) y el espacio disponible (tanto para el trabajo de equipo como para la estructura). En el punto 1 se considera la resistencia o facilidad del suelo para ser excavado, así como la profundidad del NAF y la rapidéz del agua para atravesar el suelo. Esto influye tanto en el proyecto como en el método de excavación.

Se distinguen dos tipos de excavación: ABIERTAS Y ADEMADAS.

5.1 EXCAVACIONES ABIERTAS O CON TALUD

Estas son las que no requieren ademe para sostener el suelo o dominar el agua subterránea. La principal condición para realizar este tipo de excavación, es que exista suficiente espacio en las vecindades donde se efectuará ésta para desarrollar taludes con la inclinación que se obtenga de los análisis. Esta inclinación es función del tipo y propiedades del suelo, de la profundidad de la excavación y del tiempo que ésta permanecerá abierta.

5.1.1 TIPOS DE FALLA

La rotura súbita de un talud demasiado inclinado para su altura es un fenómeno que se ha observado frecuentemente en arcillas blandas.

La fig. 5.1 presenta sus características principales:

- la parte superior del suelo (3'-4') está ligeramente inclinada hacia atrás
- el revestimiento exterior presenta una concavidad en la parte superior del suelo y una convexidad en la zona inferior
- la superficie de rotura es una curva cóncava continua y la parte inferior del suelo aparece por delante (1') de la intersección (1) de la superficie de rotura del terreno.

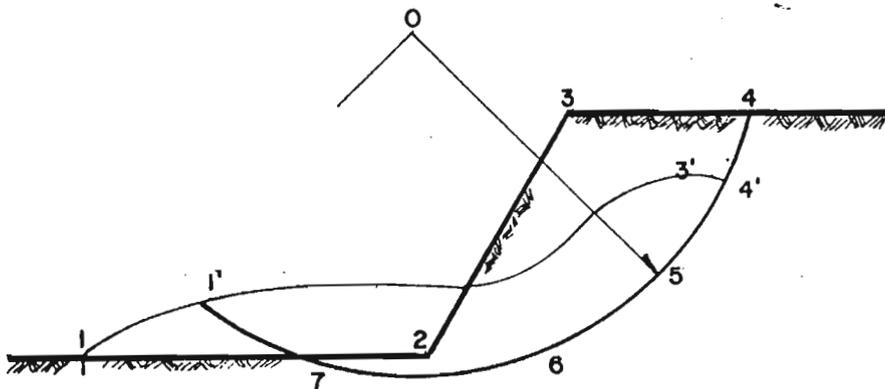


fig. 5.1.- FALLA TÍPICA DE UN TALUD.

Según Terzaghi, la superficie de rotura semeja un arco de elipse y el radio de la curvatura tiene un valor mínimo en la parte superior (4-5) y máximo en la parte intermedia (6-7). Para facilitar el estudio teórico de los problemas de estabilidad de los taludes, conviene sustituir la superficie de rotura real por una superficie aproximada equivalente, que tenga características geométricas más fáciles de manejar, ésta generalmente es una circunferencia.

Los tipos de falla que más frecuentemente se presentan en los taludes de una excavación son :

- Fallas por ROTACION
- Fallas por TRASLACION O DESLIZAMIENTO.

En el primer caso se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Sus principales tipos son : LOCAL, POR PIE DE TALUD Y DE BASE, esta última es la más común en arcillas blandas. Estas fallas se indican en la fig. 5.2 .



fig. 5.2.- TIPOS DE FALLA EN UN TALUD.

En el segundo caso , la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud , o en su cimentación, las cuales suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a lá horizontal.

En la figura 5.3 se indica este tipo de falla.

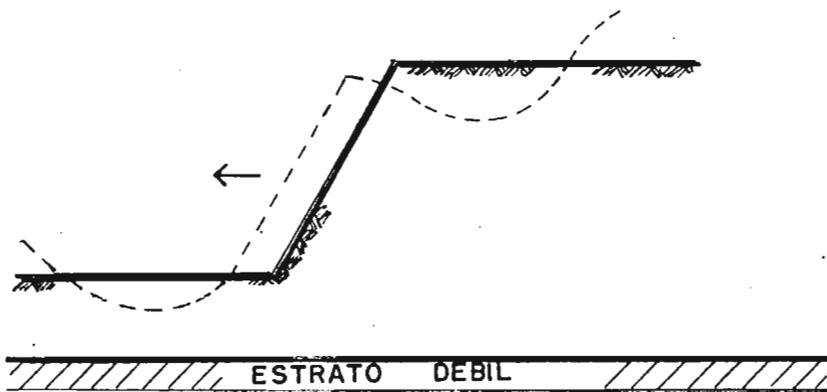


fig. 5.3.- FALLA POR TRASLACION.

5.1.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD

La seguridad de una masa de tierra contra falla o movimiento es lo que se llama su ESTABILIDAD. El movimiento ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continúa.

Es difícil determinar la causa de muchos movimientos de masas de tierra, realmente cualquier cosa que produzca una disminución de la resistencia del suelo o un aumento en los esfuerzos en el suelo, contribuye a su inestabilidad. La gravedad, en la forma del peso de la masa de suelo y del agua que pudiera estar sobre ella, es la fuerza principal que tiende a producir la falla, mientras que la resistencia al esfuerzo cortante es la principal fuerza resistente. El efecto del agua es vital, la presión del agua o los cambios en el agua forman parte de la mayoría de los factores que afectan la inestabilidad.

5.1.3 FALLAS POR ROTACION

En estos métodos se supone una falla circular, la que debido a su sencillez es de gran aplicación.

La posición del círculo de rotura depende de las características mecánicas del material que constituye el talud, del nivel del suelo firme subyacente y de las características geométricas (altura y pendiente) del talud considerado.

El principio fundamental consiste en trazar distintos círculos de rotura, y en buscar el más desfavorable desde el punto de vista de la seguridad, este círculo se llama CIRCULO CRITICO. Se considera la seguridad adecuada para un círculo de rotura determinado, cuando a lo largo de este, la acción de todos los esfuerzos que tiende a que se deslice el cuerpo superior sobre el suelo de apoyo (esfuerzos motores) es inferior a la acción de todas las resistencias al corte que ofrece éste (esfuerzos resistentes). El margen representa la SEGURIDAD.

Dependiendo de la forma como se considere la longitud de la masa deslizante de un talud, el problema de la estabilidad se resuelve tomando en cuenta el efecto bidimensional o tridimensional.

5.1.3.1 ANALISIS BIDIMENSIONAL

Generalmente los análisis normales de estabilidad se consideran como un problema bidimensional, es decir, la longitud de la masa deslizante se supone tan grande que los efectos en la zona lateral del talud se desprecian; sin embargo, esto es un tanto conservador, por lo que este criterio se justifica cuando las excavaciones son muy largas en comparación con la profundidad de las mismas.

En suelos puramente cohesivos , se trata de un talud constituido por un material homogéneo con su suelo de cimentación y en el que la resistencia es igual a la cohesión. En este caso, puede aplicarse un procedimiento sencillo propuesto por A. CASAGRANDE , el cual se describe tomando en cuenta la figura 5.4 y basado en el método sueco, el cual comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes respecto a la falla por rotación en los que se considera la superficie de falla cilíndrica.

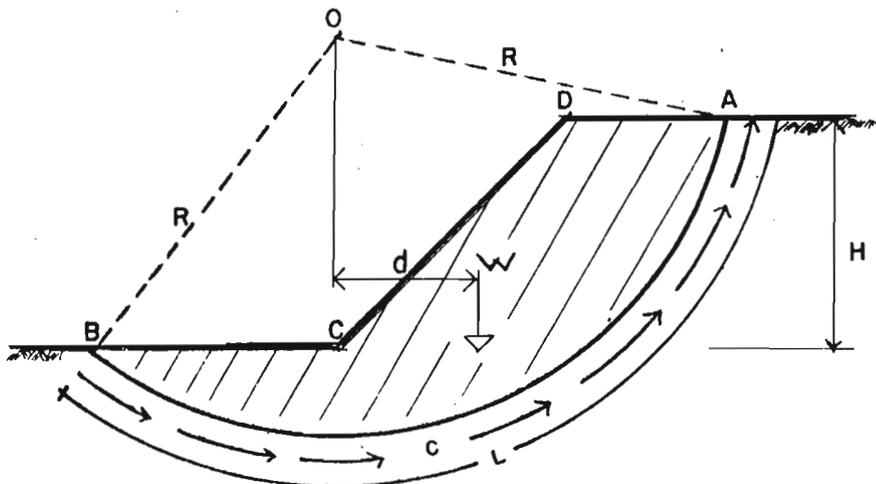


fig. 5.4.- FALLA POR ROTACION.

Considerese un arco de circunferencia de centro O y radio R , la masa del talud que se movilizará , si ésa fuera la superficie de falla (zona sombreada) y suponiendo que las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, llamadas fuerzas actuantes, son el peso del área. ABCDA , el momento de esas fuerzas en torno a un eje normal a través de D , llamado momento motor será:

$$M_m = W d$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta, así, el momento de esas fuerzas respecto al eje de rotación con centro O , llamado momento resistente, será :

$$M_r = C L R$$

en el momento de la falla incipiente, se cumple que :

$$M_m = M_r$$

y así se define el factor de seguridad como :

$$FS = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C L R}{W d}$$

La experiencia permite considerar un $FS = 1.5$ como valor compatible con una estabilidad práctica razonable. Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud en estudio (círculo crítico), siempre existirá la posibilidad de que el FS resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el procedimiento sea un método de tanteos, en el cual deberán elegirse diversos círculos de falla con otros radios y centros y verificar que el FS mínimo no sea menor a 1.5 antes de dar el talud por seguro. En la práctica es recomendable encontrar primero el círculo crítico de los que pasen por el pie del talud y posteriormente el crítico que pase por la base. El círculo del talud será el más crítico de los dos.

5.1.3.2 ANALISIS TRIDIMENSIONAL

En la realidad, la masa deslizante tiene siempre una longitud finita y definida, y las fuerzas laterales que se generen en las caras laterales del talud adquieren importancia, ya que se incrementa la resistencia contra el deslizamiento, por lo que es recomendable analizar tridimensionalmente cuando la excavación sea profunda y la longitud de la masa deslizante sea corta.

Para el caso de suelos cohesivos, se determina el M_r adicional que representa la resistencia en las caras laterales, respecto a la resistencia total de la masa deslizante, considerando el efecto de la cohesión. La expresión para obtener el momento resistente adicional será :

$$M_{ra} = \frac{2 \sum H_i b_i C_i r_i}{B}$$

donde: $H_i b_i$ = área del estrato en cuestión
 C_i = cohesión del estrato en cuestión

La figura 5.5 muestra el significado de las literales.

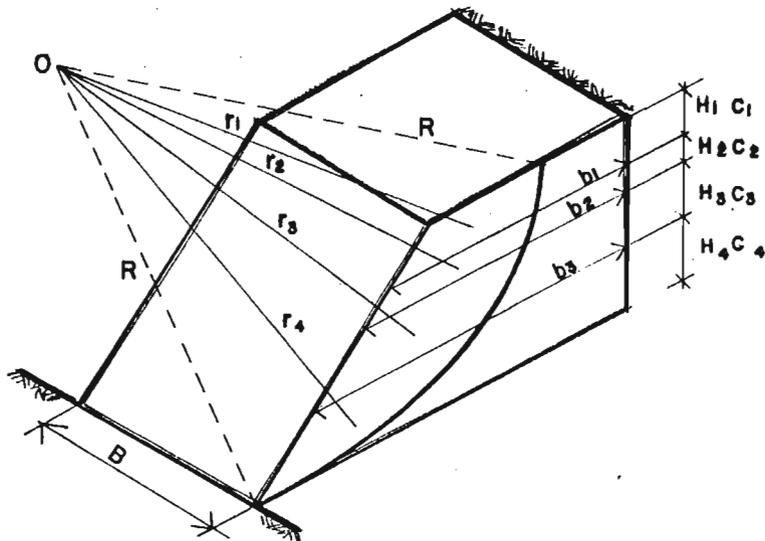


fig. 5.5.- FALLA ROTACIONAL TRIDIMENSIONAL.

Obtenido el M_{ra} debido a las fuerzas resistentes que se generan en las caras laterales de la masa deslizante, el FS por el efecto tridimensional vale:

$$FS = \frac{M_{bidim} + M_{ra}}{M_m \text{ bidim}}$$

EFFECTOS SISMICOS EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES.-

Para que un talud tenga resistencia dinámica contra deslizamiento por sismo, debe tener un cierto margen de seguridad contra falla estática. En el análisis de estabilidad bajo sismo debe contarse con que las propiedades mecánicas de los suelos serán diferentes que en el caso estático, en especial la resistencia al esfuerzo cortante, que puede reducirse considerablemente debido al efecto sísmico de las presiones neutrales.

Un método simple que permite conclusiones razonables , consiste en determinar el momento motriz sísmico (M_{ms}), dado por la expresión:

$$M_{ms} = cs \sum W_i d_i$$

W_i = peso de cada estrato

d_i = distancia vertical entre el círculo de falla el punto medio del estrato considerado

cs = coeficiente sísmico ($0.06 < cs < 0.12$)

Finalmente el factor de seguridad , tomando en cuenta el efecto sísmico será :

$$FS = \frac{M_r}{M_m + M_{ms}}$$

En la fig. 5.6 se muestra el significado de las variables para el cálculo del momento motor sísmico.

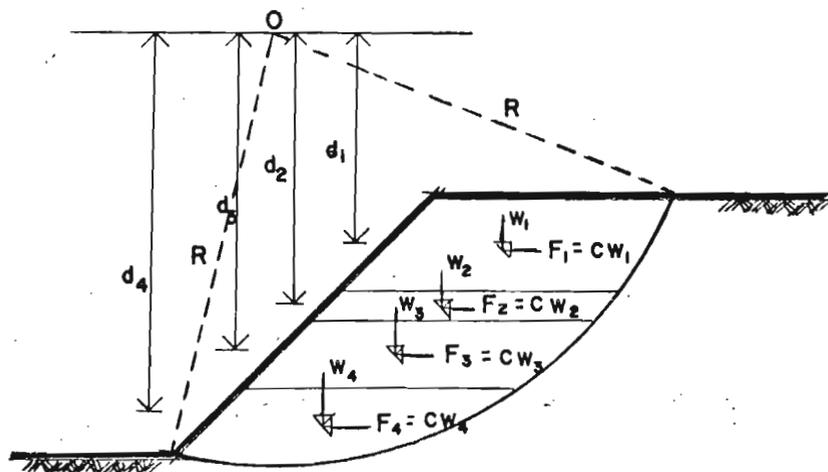


fig. 5.6.- FALLA ROTACIONAL EN UN SUELO PURAMENTE COHESIVO.

EFFECTO DE UNA SOBRECARGA EN LA ESTABILIDAD DEL TALUD.-

Es importante considerar sobrecargas sobre la corona del talud, especialmente las del peso propio del equipo de excavación. Un método de análisis que permite tomar en cuenta el efecto de sobrecarga es considerar el efecto motriz producido por la sobrecarga como :

$$M = W d$$

W = peso de la sobrecarga

d = distancia horizontal entre el centro del círculo de falla y el eje de la sobrecarga

Este momento se incrementa entre un 20 y 30 % por efecto de impacto, entonces se tendrá :

$$M = 1.30 W d$$

así el factor de seguridad vale :

$$FS = \frac{M_r}{M_m + 1.3 W d}$$

En la figura 5.7 se indica este caso.

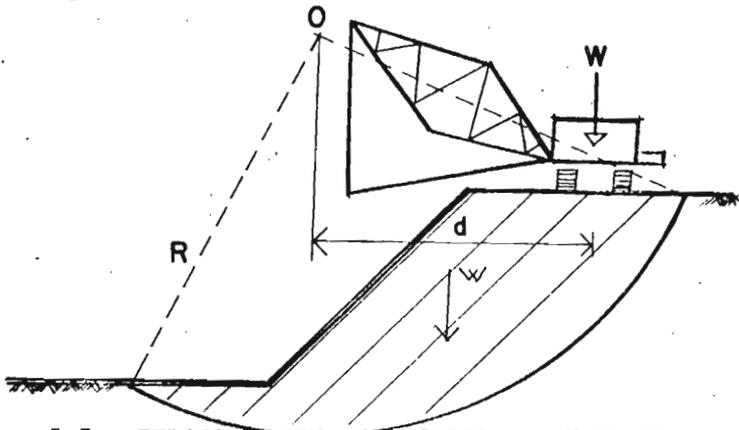


fig. 5.7.- EFECTO DE UNA SOBRECARGA EN UN TALUD.

Resumiendo los párrafos anteriores, las hipótesis simplificadorias empleadas son :

- la superficie de falla es cilíndrica
- el prisma deslizante se moviliza como cuerpo rígido girando sobre el eje del cilindro
- la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento
- el FS del conjunto de dovelas es el promedio de los valores de todas éstas

5.1.4. FALLAS POR TRASLACION

Las fallas por TRASLACION O DESLIZAMIENTO de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad, existe un estrato de baja resistencia y paralelo a la superficie del terreno (fig. 5.8).

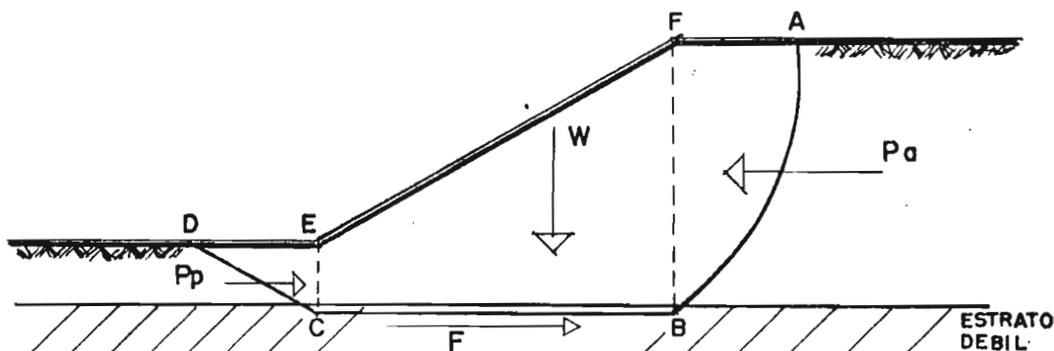


Fig. 5.8.- FUERZAS QUE INTERVIENEN EN LA FALLA POR DESLIZAMIENTO O TRASLACION

Suponiendo que la masa del suelo que se moviliza es la ABCD, puede admitirse que la cuña ABF, ejerce un empuje activo sobre la parte central BCEF; este empuje trata de hacer deslizar la parte mencionada, oponiéndose a ello una reacción F a lo largo de la superficie CB y el empuje pasivo desarrollado de la cuña CDE. Los valores de los empujes activo (Pa) y pasivo (Pp) pueden calcularse por la teoría de Rankine.

Si el suelo del estrato débil es puramente cohesivo, el valor de la fuerza F es simplemente el segmento CB por la cohesión y el factor de seguridad será:

$$FS = \frac{F + Pp}{Pa}$$

A continuación se discuten algunas soluciones que se aplican a este tipo de fallas:

- a) TENDIDO DE TALUDES.- En suelos cohesivos, la estabilidad del talud está condicionada por la altura del mismo y la ganancia al tender el talud es mínima. Por otro lado, muchos requisitos prácticos tales como invasión de zonas urbanas, condiciones económicas derivadas del movimiento de grandes volúmenes de tierra, etc., hacen imposible tender el talud en la mayoría de los casos.

- b) EMPLEO DE BERMAS.- Se denominan bermas , a las superficies localizadas en el cuerpo del talud , a fin de aumentar su estabilidad , debido a la eliminación de parte del peso del material , logrando con ello un decrecimiento del momento motor , y por otro lado , aumentar el momento resistente al obligar que la longitud del arco de falla sea mayor (fig. 5.9).

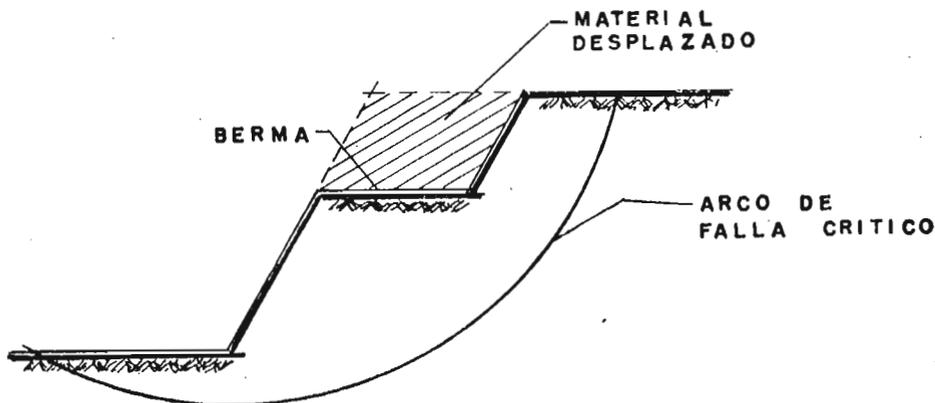


fig. 5.9.- BERMA. CORTE DE TALUD.

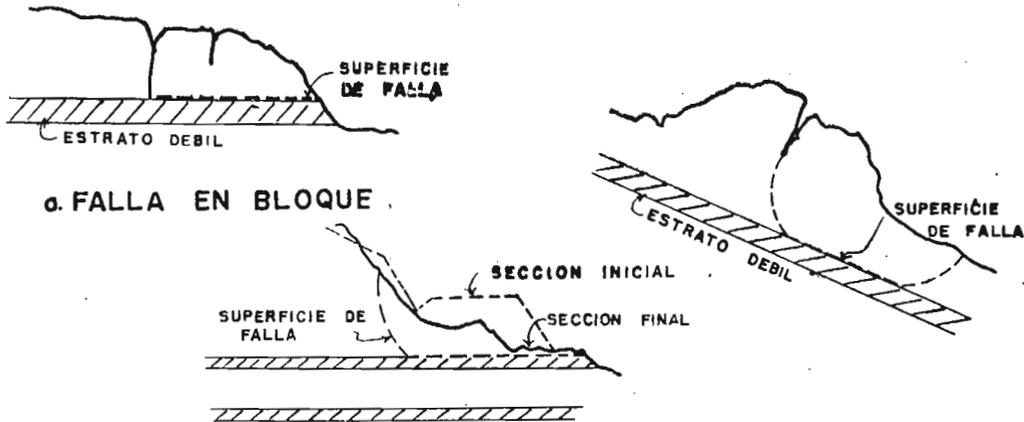
Al realizar los cálculos , se debe considerar que la berma modifica el círculo crítico , por lo que su colocación implica un nuevo cálculo en la estabilidad del talud , por lo tanto , debe cuidarse su colocación para disminuir el momento motor y lograr en el menor tiempo el círculo crítico.

- c) HINCADO DE PILOTES.- Los pilotes hincados a través del plano potencial de falla , puede aumentar ligeramente el momento resistente. Es mejor hincar los pilotes cerca de la parte superior del talud y así poder soportar parte de la potencial masa deslizando.

5.1.5 FALLA PLANA O DESLIZAMIENTO DE BLOQUES.

Este tipo de falla abarca movimientos en que se combinan la rotación y la translación, dando lugar a superficies de falla compuestas en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos . En general, éstas superficies están determinadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud. En general, cuanto menor sea la profundidad a que la heterogeneidad aparezca (fallas, juntas, un estrato débil, etc.) mayor será la superficie plana en la falla.

Las fallas del material en bloque, muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas que forman un corte, siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente. En la fig. 5.10 se presentan algunos casos de este tipo de falla.



b. FALLA PLANA

fig. 5.10.- TIPOS DE FALLA PLANA.

TALUDES EN ARCILLAS BLANDAS HOMOGENEAS.

El caso especial de un talud uniforme en una arcilla homogénea blanda cuya resistencia al esfuerzo cortante $s = \text{cohesión}$, se puede analizar y presentar los resultados en forma de un número adimensional

m , llamado coeficiente de estabilidad, que depende del ángulo del talud (β) y del factor de profundidad (nd), que es la razón entre la profundidad de un estrato duro y denso, medida desde la altura del talud y la altura del talud. La altura del talud a la que se producirá la falla (H_c) es:

$$H_c = \frac{c}{\gamma m}$$

y el FS será:

$$FS = \frac{c}{\gamma m H}$$

En la fig. 5.11 se muestra el ábaco de los valores de m propuesto por Taylor y Fellenius (Ref. 1).

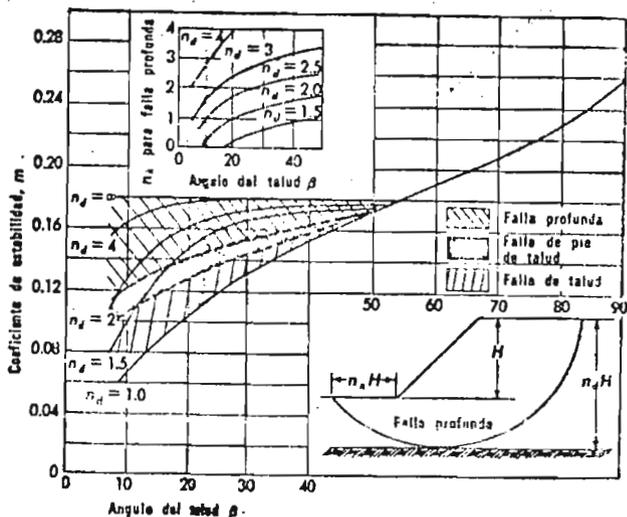


fig. 5.11.- ABACO PARA DETERMINAR EL FACTOR DE ESTABILIDAD m

En el ábaco anterior se observa que la FALLA DE PIE DE TALUD se produce en todos los taludes en que $\beta > 53^\circ$.

Para $\beta \leq 53^\circ$ y además :

$n_d > 3$	FALLA DE BASE
$1 < n_d < 3$	CUALQUIER TIPO DE FALLA
$n_d < 1$	FALLA POR PIE DE TALUD

5.1.6. FACTOR DE SEGURIDAD (FS)

Es difícil dar valores que se puedan considerar satisfactorios en todos los casos; este factor depende de las hipótesis tomadas, así como de las posibles consecuencias de una rotura. Se deberá poner cuidado en la elección del FS cuando las características puedan modificarse después de la construcción de la obra.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes con roturas circulares deben evitarse cuando no constituyan la forma de rotura más desfavorable, o bien, cuando la naturaleza del propio suelo hace probable la rotura.

5.1.7

LEVANTAMIENTO DEL FONDO POR SUBPRESION.

La filtración no controlada, es causa de dos tipos de problema, en el caso de excavaciones abiertas :

- hace que las excavaciones sean excesivamente húmedas y difíciles de realizar
- el exceso de presión de agua produce el levantamiento o la pérdida de resistencia en el fondo de la excavación y la falla del suelo.

El cambio de presión de agua, si no hay flujo, se puede hallar por las leyes de la hidrostática; si existe flujo, sin importar lo lento de éste, la presión se calculará mediante la red de flujo.

El bombeo deprime el NAF, hasta una cota inferior al fondo de la excavación, eliminando así el peligro de derrumbes.

Se puede producir el fenómeno de levantamiento al excavar un estrato impermeable que cubre un estrato permeable en carga (fig.5.12). Cuando a consecuencia de la excavación, la presión de la capa impermeable ($z \gamma_m$) resulta igual a la presión hidrostática que se ejerce en su cara inferior ($H \gamma_w$), el suelo se levanta, se rompe y permite una corriente brusca a través del estrato permeable, con el que se produce la FALLA POR LEVANTAMIENTO DEL FONDO POR SUBPRESION. Para prevenir este tipo de falla deben disponerse escapes para el agua situada en el estrato permeable o abatir el nivel piezométrico.

El peso unitario de la mayoría de los suelos saturados, es aproximadamente igual al doble del peso unitario del agua, de modo que, como regla general, no se cumple la condición :

$$z \gamma_m \leq H \gamma_w$$

que inicia el levantamiento del fondo, a menos que H sea menor de 2Z.

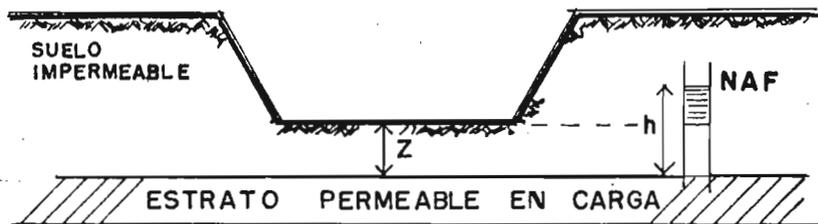


fig. 5.12.- LEVANTAMIENTO DEL FONDO POR SUBPRESION.

Con esta designación estudiaremos las excavaciones limitadas que comprenden generalmente dos contenciones opuestas equilibradas, prácticamente indeformables.

El proyecto de muchas estructuras, generalmente en zonas urbanas congestionadas, se realiza de tal manera que se abarca la totalidad del predio disponible o adyacente a las obras existentes, lo cual implica que las excavaciones se tengan que realizar verticalmente, requiriendo de un ademe o atagüa, pudiendo ser estos de madera, acero, combinación de ambos o de concreto armado (tablaestacas de concreto y muros colados en sitio). Algunos tipos de atagüa se presentan en la fig. 5.13.

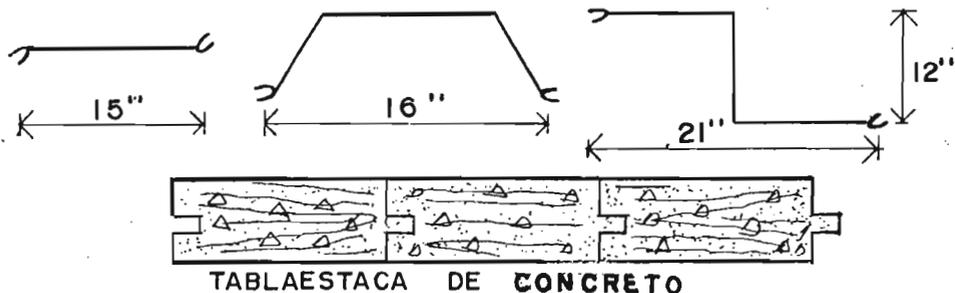


fig. 5.13.- DIFERENTES TIPOS DE ADEME.

El procedimiento común en el colocado de ademes o atagüas es :

- a) hincar la atagüa siguiendo el contorno de la excavación a efectuar hasta una profundidad mayor del fondo de la misma y tan pronto como la excavación avanza se colocan contra la atagüa, puntales de acero o madera, colocados transversalmente a la excavación y apoyados en largueros longitudinales llamados 'madrinas'; si la profundidad de la excavación es mayor que la longitud de la tablaestaca, se hince un segundo tramo en la parte interior del primero, después que la excavación haya llegado cerca del extremo inferior de la ya colocada; el proceso continúa hasta que la excavación llega al nivel de desplante (fig. 5.14).

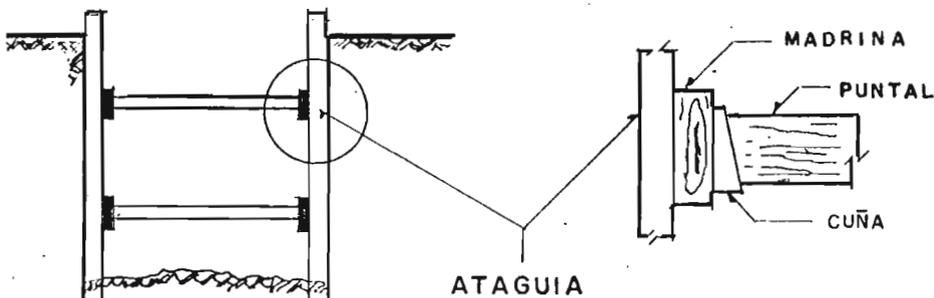


fig. 5.14.- APUNTAMIENTO DE UNA ATAGÜA.

El procedimiento de MURO COLADO EN SITIO consiste en colocar primero los muros perimetrales de la cimentación, dentro de zanjas excavadas con un cucharón de almeja y estabilizando las zanjas con lodo bentonítico y colocando el concreto por medio de una trompa de colado (tremei), previa colocación del acero de refuerzo. Un concreto de alto revenimiento desaloja el lodo y se forman así los muros de la cimentación de la estructura por construir. La longitud de los tableros es generalmente de 5 a 6 m y la profundidad debe ser tal que quede entre 1.50 y 2.00 m por debajo del desplante de la excavación. Una vez fraguados los muros, se excava el prisma de tierra comprendido entre ellos, apuntalando la excavación. Este sistema fué empleado en la construcción del sistema de transporte metropolitano (METRO) en la CD. DE MEXICO.

5.2.1. EMPUJES LATERALES

El empuje que la tierra ejerce contra un ademe depende del tipo de suelo y de la magnitud de deformación del mismo. El resultado es una deformación irregular y una variación errática del empuje de tierra con la profundidad, la cual es muy difícil de determinar teóricamente. Al ser prácticamente indeformable el ademe, el suelo que sostiene no está libre en su expansión y el valor y distribución de los empujes difieren notablemente de los equilibrios tradicionales; para determinarlos se suelen emplear métodos semiempíricos.

El empuje sobre los puntales es el dato más importante, por lo que es necesario conocer la magnitud y distribución del empuje sobre la atagüla. A continuación se describen algunos conceptos básicos en el diseño de los puntales.

5.2.1.1. ALTURA CRITICA.

Frecuentemente se observa, ya sea en la naturaleza, o bien, en trabajos de movimiento de tierra, que los suelos pueden mantenerse verticalmente a cierta altura. Generalmente solo son estables estos tipos de equilibrio durante cierto tiempo, ya que las filtraciones y las entradas de agua producen rápidamente su rotura; únicamente esto es posible en suelos cohesivos, cuando está sometida a tensión la parte superior del suelo. A la profundidad H_c las áreas de empuje positivo y negativo (fig 5.13) se igualan y el suelo no empuja, por lo que a este valor de H_c se le denomina 'ALTURA CRITICA' y puede interpretarse como la profundidad a la cual el suelo puede permanecer estable en corte vertical sin soporte lateral debido a su resistencia al corte.

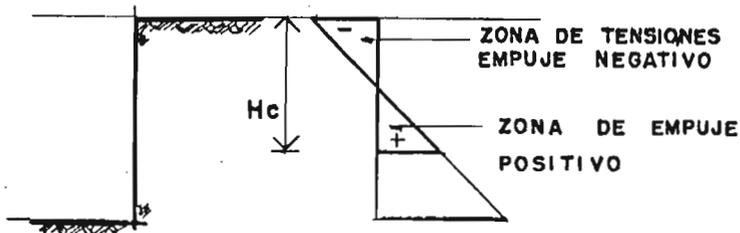


fig. 5.15.- ALTURA CRITICA EN UNA EXCAVACION.

Si el suelo es puramente cohesivo, la altura crítica vale:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma}$$

aunque en la práctica, el valor anterior suele ser menor y solamente se considerará éste para la estabilidad instantánea, ya que la aparición de grietas de tensión debilita muy rápido el sistema, en este caso (suelo fisurado) la altura crítica H_c' para suelos cohesivos vale (Ref. 9):

$$H_c' = 2.67 \frac{c}{\gamma}$$

De las expresiones anteriores al despejar c , se puede tener una idea de la cohesión aparente. Para el caso de excavaciones inclinadas se tendrá (Ref. 9):

$$H_c'' = 2.67 \frac{c}{\gamma} \psi_1$$

donde:
$$\psi_1 = \frac{1}{\tan(\pi/4 - \varphi/2) - \frac{4}{3} \tan \beta} \quad \text{ec. V.1}$$

Las variables se definen en la figura 5.16 .

La expresión anterior (V.1), en el caso de suelos cohesivos se simplifica a la forma:

-PARA SUELOS CON SOBRECARGA = s

$$H_c'' = 2.67 \frac{c - s(0.5 - f)}{\gamma_m(1 - \frac{4}{3} f)}$$

-PARA SUELOS SIN SOBRECARGA

$$H_c'' = 2.67 \frac{c}{\gamma_m (1 - 4/3 f)}$$

La figura 5.16 muestra el significado de las variables.

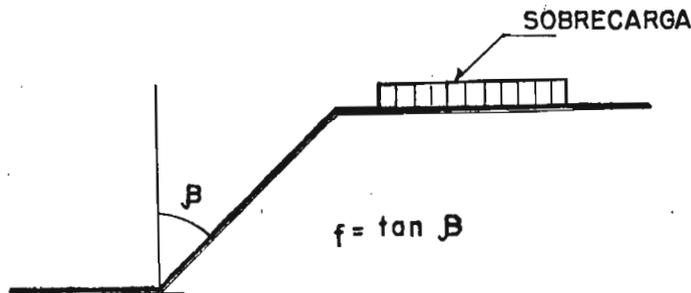


fig. 5.16.- ALTURA CRITICA EN UN TALUD CON SOBRECARGA EN ARCILLAS HOMOGENEAS.

5.2.1.2. CARGAS SOBRE PUNTALES.

La magnitud y distribución de los empujes depende no solo de las propiedades del suelo, sino también de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad de la estructura de contención en general.

Conforme la excavación avanza, la rigidez proporcionada por los puntales ya colocados, impide el desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de los puntales. Por otra parte, bajo el efecto del empuje, el ademe en las zonas inferiores gira hacia dentro de la excavación, de manera que la colocación de los puntales en esas zonas va precedida de un desplazamiento de suelo que será mayor, cuanto mayor sea la profundidad de la excavación. Este tipo de deformación es equivalente, desde el punto de vista de la distribución de presiones, a un giro del elemento de soporte alrededor de su extremo superior; en estas condiciones de deformación, las teorías clásicas de empuje de tierras no son aplicables y, por tanto, para calcular el empuje en este tipo de estructuras es necesario recurrir a la medición sobre modelos a escala o en obras reales.

El procedimiento usual que se emplea para calcular el empuje de la tierra para el proyecto de un ademado, es hallar la resultante del empuje activo (o el pasivo , si el sistema es muy rígido) y aumentar empíricamente el valor de la misma, ya que el sistema no permite la total deformación requerida para que se produzca el estado activo (o disminuirla, si el proyecto se basa en el estado de reposo). Esta resultante se redistribuye para formar un diagrama simplificado del empuje. Tanto el aumento de la resultante del empuje sobre la correspondiente al empuje activo, como la distribución del mismo , están basados en los empujes deducidos de mediciones hechas en sistemas de ademado similares de tamaño natural.

A este respecto , Terzaghi y Peck , propusieron para diseño una envolvente sencilla de forma trapezoidal, útil para ser aplicada en cualquier tipo de excavación ademada. En el caso de arcillas se presentan los siguientes diagramas (fig. 5.17).

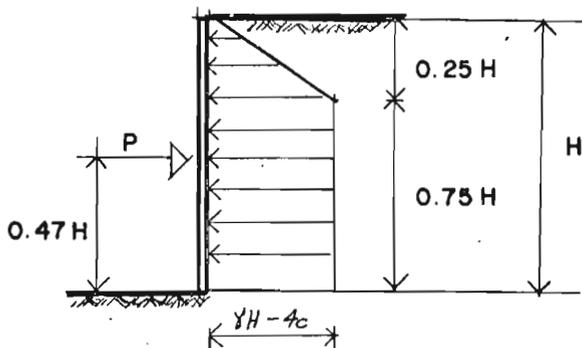


fig. 5.17.- DIAGRAMA DE EMPUJE DE TIERRAS SOBRE UN ADEME PARA SUELOS ARCILLOSOS BLANDOS SEGUN TERZAGHI (REF 5).

Otro método empleado es el llamado 'METODO DEL EMPUJE EN REPOSO' o de Tschebotarioff ; se establece el diagrama a partir de la noción de empuje en reposo con $K_0 = 0.50$, con valores diferentes según la arcilla sea firme, plástica o blanda.

En la fig. 5.18 se muestran las diferentes variables que se tienen para cada tipo de arcilla. Los valores en cada caso serán:

ARCILLA FIRME

$$B_1 = 0.30 \quad \gamma H$$

$$P_1 = 0.15 \quad \gamma H^2 \quad (\text{A } 0.47 \text{ DE } H)$$

ARCILLA PLASTICA

$$B_2 = 0.425 \gamma H$$

$$P_2 = 0.21 \gamma H^2 \text{ (A } 0.38 \text{ DE H)}$$

ARCILLA BLANDA

$$B_3 = 0.50 \gamma H$$

$$P_3 = 0.25 \gamma H^2 \text{ (A } 0.33 \text{ DE H)}$$

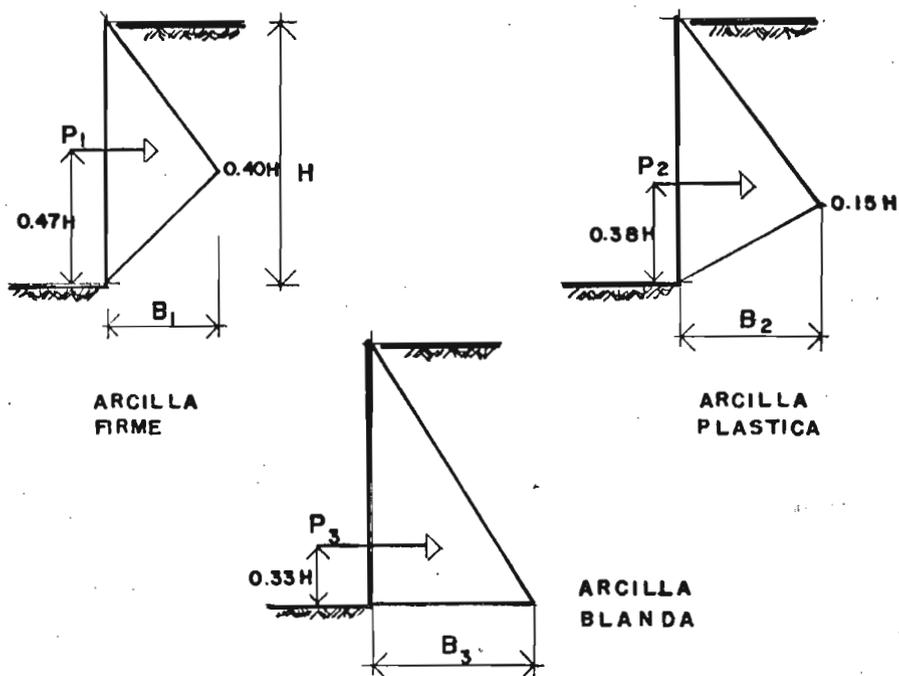


fig. 5.18.- EMPUJES SOBRE UN ADEME SEGUN TSCHEBOTARIOFF--
(REF. 5)

Para calcular la carga que soportarán los puntales, se ha desarrollado un procedimiento simplificado, el cual ignora los efectos de continuidad de la atagüa, convirtiendo el problema en estáticamente determinado. Las cargas de los puntales se obtienen calculando las reacciones de varias vigas independientes (fig. 5.19).

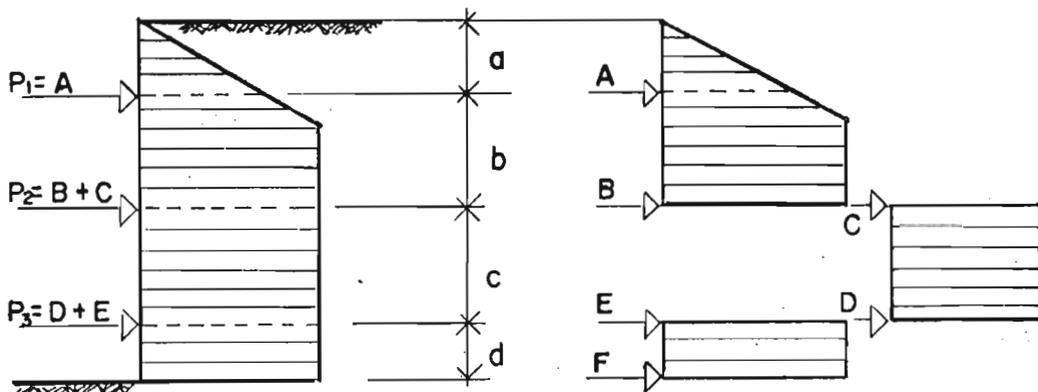


fig. 5.19.- CALCULO DE EMPUJES SOBRE PUNTALES. COMO VIGA ESTÁTICA.

Otra manera de calcular la carga sobre los puntales, es considerando la atagüa como una viga continua, tal como se indica en la fig. 5.20.

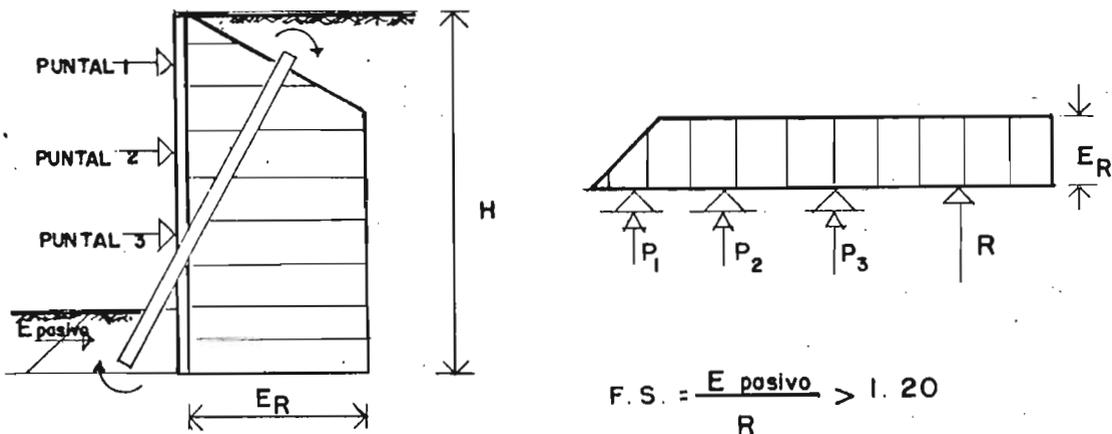


fig. 5.20.- CALCULO DE EMPUJES SOBRE PUNTALES. COMO VIGA CONTINUA.

5.2.1.3. FALLA DE FONDO

Uno de los aspectos que es importante considerar en el estudio de estabilidad de excavaciones ademas en arcilla , es la posible FALLA DE FONDO de las mismas.

Se ha observado en multitud de excavaciones profundas realizadas en arcillas blandas, sin las debidas precauciones, que al rebasar cierta profundidad, el fondo deja de ser estable, los bufamientos hasta entonces normales se incrementan notablemente y la arcilla empieza a fluir hacia la excavación tendiendo a cerrarla. Esto ocasiona que se levante el fondo de la excavación y , además, acarrea deformaciones en toda la zona de excavación y asentamientos considerables de sus vecindades en cuestión de horas. Las consecuencias que se derivan de ello pueden ser desastrosas si a una distancia de la excavación menor o igual al ancho de la misma, existen estructuras.

En general , todos los criterios que existen , consideran el problema como uno relativo al de capacidad de carga en el que el material que subyace a la excavación debe tener la resistencia al corte suficiente para soportar los esfuerzos que produce en el fondo , la presión vertical no equilibrada al nivel de la excavación, debido al peso de los bloques de suelo que la limitan a uno y otro lado. Al igual que el caso de la capacidad de carga los valores menores del FS corresponden a una excavación infinitamente larga respecto a su ancho y los mayores a una excavación cuadrada.

En el caso de una excavación , en el instante de falla de fondo incipiente , la resistencia a lo largo de la superficie de falla, $C N_c$, se opone al flujo del material hacia el fondo de la excavación , a donde tiende a moverse por el efecto de la presión $\gamma D_* + q$ (fig. 5.21) es evidente que, en el instante de falla de fondo se tendría :

$$C N_c = \gamma D_* + q$$

y un factor de seguridad contra falla de fondo será :

$$FS = \frac{C N_c}{\gamma D_* + q}$$

En la práctica un valor de $FS = 1.5$ puede ser suficiente en todos los casos.

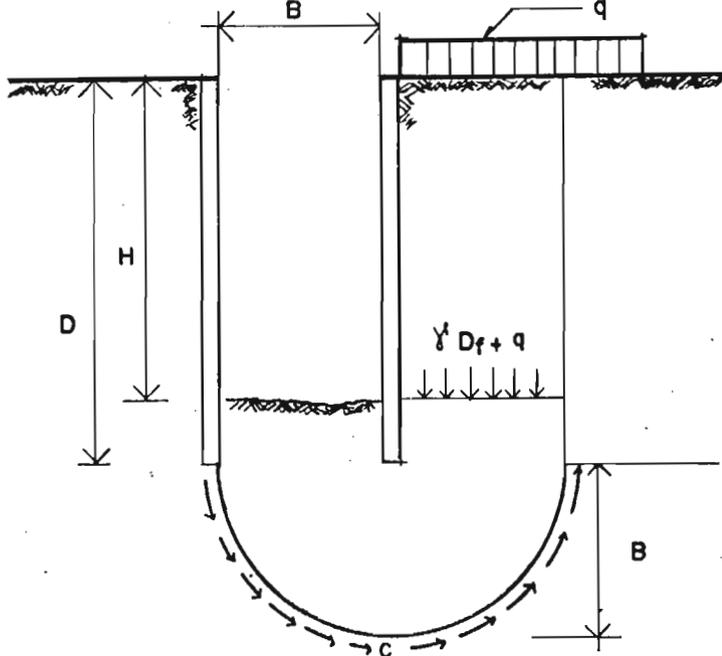


fig. 5.21.- FALLA DE FONDO EN UNA EXCAVACION.

5.2.1.4. NUMERO DE ESTABILIDAD (Nc)

Este valor fué propuesto por Peck y mide el estado de esfuerzos en que se encuentra el suelo del fondo de la excavación. Cuando $N_c > 4$, el suelo del fondo de la excavación se plastifica y la falla de fondo está latente, produciéndose grandes deformaciones en la superficie. Cuando $N_c < 4$, el estado de esfuerzos se comporta elásticamente, no hay riesgo de falla posible y las deformaciones en la superficie se mantienen dentro de límites aceptables. N_c se puede expresar en la forma :

$$N_c = \frac{H \gamma}{c}$$

H = altura de la excavación

γ = peso volumétrico del suelo arriba del nivel máximo de excavación

c = cohesión del suelo abajo del nivel máximo de excavación

Es importante considerar la influencia que tiene el flujo de agua hacia el interior de la excavación en la estabilidad, el cual de no controlarse, crea en el fondo de la excavación fuerzas de filtración ascendentes que tienden a favorecer la falla.

La remoción de tierra durante la excavación produce descarga de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de ésta ; tal descarga, si la excavación se realiza en material arcilloso, se traduce en una expansión de los estratos afectados por la misma , cuya magnitud depende de las dimensiones del área excavada , de la profundidad , del coeficiente de expansibilidad del suelo y del tiempo que la excavación dure abierta.

El fenómeno de expansión presenta dos etapas : la primera, una expansión relativamente rápida que se verifica al mismo avance de la excavación y la segunda y más lenta, que va acompañada de un incremento en el contenido de agua de la arcilla y es proceso que se prolonga con el tiempo , debido a lo cual , es importante mantener el menor tiempo posible abierta la excavación.

Las expansiones inmediatas pueden calcularse con la expresión analizada en el capítulo 3.

Algunas medidas prácticas que se emplean para disminuir las expansiones durante la excavación son :

- 1.- EXCAVACION POR ETAPAS.- Esta se realiza debido a que las dimensiones del área excavada influyen grandemente en la magnitud de las expansiones.
- 2.- ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.- Debido a que el bombeo de agua induce al subsuelo una sobrecarga , al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado , ésta sobrecarga contrarresta la descarga que sufre el terreno durante la excavación.
- 3.- DISMINUCION DEL TIEMPO QUE DURE ABIERTA LA EXCAVACION.- Es importante que una vez alcanzado el de desplante se proceda al pronto colado de la losa de cimentación.

Quando la construcción de una cimentación requiere de una excavación bajo el nivel freático, es necesario realizar un abatimiento de dicho nivel por debajo de la profundidad de desplante, esto se realiza para :

- interceptar el flujo de agua de los taludes y del fondo de la excavación y mantenerla seca , al mismo tiempo que incrementa la estabilidad de los taludes
- en excavaciones. además , aumenta el FS contra la falla de fondo
- en excavaciones sobre materiales arcillosos de alta compresibilidad bajo carga y alta expansibilidad al descargarlos ; se reducen las expansiones al mínimo , garantizando que la resistencia al corte del suelo no disminuya grandemente conservando los FS obtenidos para la estabilidad de la excavación.

5.4.1 METODOS DE ABATIMIENTO DEL NAF

El nivel freático puede abatirse empleando diversos métodos, cuya elección depende del tamaño y profundidad de la excavación, de las condiciones geohidrológicas y de las características del suelo. Para lograr un abatimiento efectivo, es de vital importancia que el sistema esté bien diseñado, instalado y operado. Un criterio usual para elegir el método a emplear , se basa en la granulometría del suelo donde se desea efectuar el abatimiento (fig. 5.22)

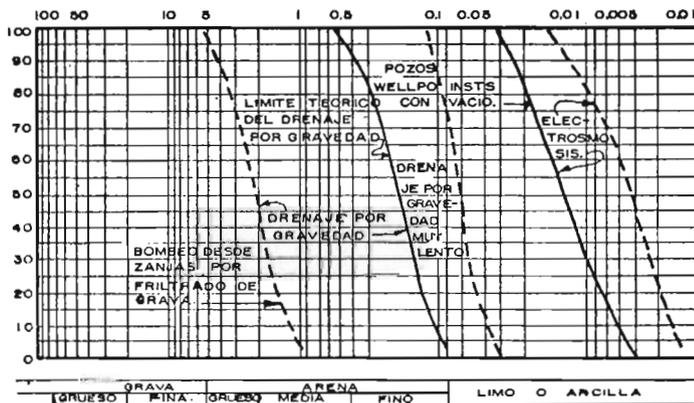


fig. 5.22.- ELECCION DEL METODO DE DRENAJE EN BASE A LA -- GRANULOMETRIA.

Por tanto , de la gráfica anterior , para suelos arcillosos se analizarán los métodos de : POZOS CON SISTEMA DE VACIO y el de ELECTROSMOSIS.

5.4.1.1 POZOS CON SISTEMA DE VACIO

Cuando la permeabilidad del suelo en el que se desea abatir el NAF es baja ($K = 10^{-3}$ A 10^{-5} cm/seg), el abatimiento no puede hacerse simplemente por los métodos de bombeo por gravedad, debido a que las fuerzas capilares evitan el flujo del agua en los huecos del suelo, en estos casos el abatimiento tiene que realizarse induciendo vacío en los pozos de bombeo. Este sistema consiste en pozos que se integran de los siguientes elementos: perforación, ademe, filtro y bomba. El diámetro de la perforación varía entre 15 y 60 cm y su profundidad depende de la magnitud de excavación; en su interior se coloca un ademe ranurado de diámetro tal que deje un espacio entre las paredes del pozo y las del ademe para colocar un filtro. Para evitar que el filtro pase al interior del ademe, si las ranuras son grandes, se coloca una malla alrededor de éste. Dentro del ademe se coloca la bomba y la parte superior de la perforación se sella con un material impermeable (bentonita). El bombeo se realiza con un equipo capaz de mantener un vacío en el pozo y en el filtro que lo rodea esto produce una diferencia entre la presión atmosférica y la presión alrededor del pozo, incrementando el flujo de agua hacia el mismo (fig. 5.23).

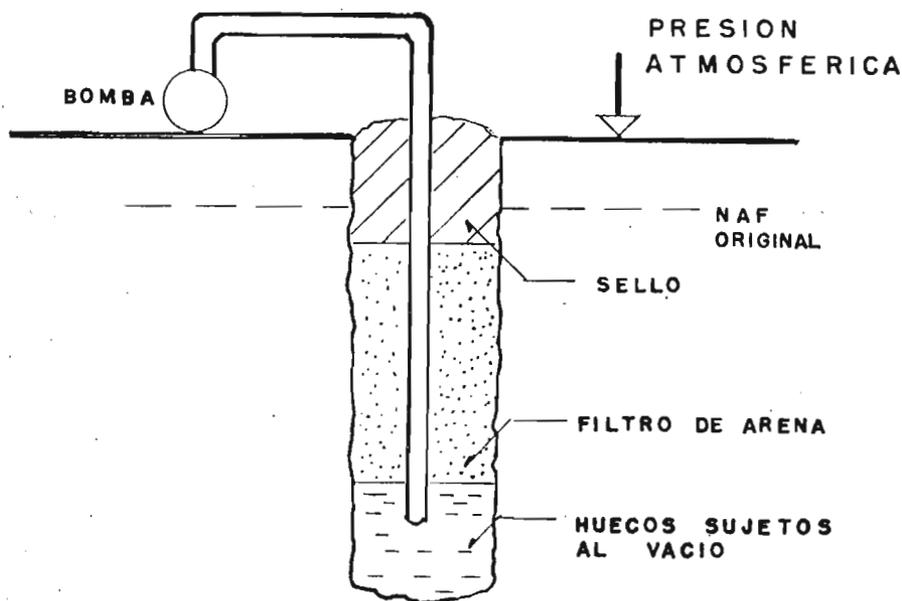


fig. 5.23.- BOMBEO CON SISTEMA DE VACIO.

5.4.1.2 ELECTROSMOSIS

En materiales muy impermeables (arcillas, limos,etc.) no puede efectuarse el drenaje por gravedad debido a que la baja permeabilidad hidráulica hace que el efecto de la extracción de agua se propague muy lentamente. Para acelerar el proceso de abatimiento se ha recurrido a la aplicación del fenómeno electrosmótico , haciendo uso del efecto acelerador de flujo de agua producido por una corriente eléctrica continua aplicada al suelo.

Si dos electrodos son introducidos en el suelo y se les aplica una corriente eléctrica continua , el agua contenida en el subsuelo tenderá a emigrar del polo positivo al polo negativo. Si al pozo de bombeo lo convertimos en polo negativo , el agua que fluye hacia él , puede ser extraída del subsuelo por bombeo. Una instalación típica se muestra en la figura 5.24.

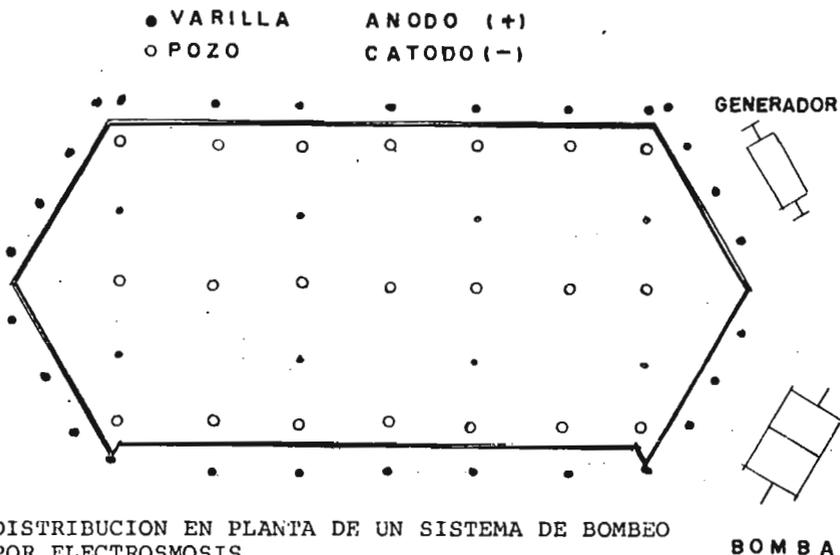


Fig. 5.24.- DISTRIBUCION EN PLANTA DE UN SISTEMA DE BOMBEO POR ELECTROSMOSIS

5.5 DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS

Los efectos al construir una cimentación , sobre las estructuras adyacentes , es un factor importante en la selección del proceso constructivo. Los daños producidos en las obras vecinas dependen básicamente del tipo, rapidez y magnitud del movimiento que el edificio sufra y del tipo de construcción, edad y condición existente del mismo. Algunos procesos que pueden originar daños se discuten a continuación :

- MOVIMIENTOS ASOCIADOS A UNA EXCAVACION.- la remoción del suelo durante una excavación , produce siempre un cambio en el estado de esfuerzos del suelo, tanto bajo del fondo, como en las paredes de la excavación ocasionando deformaciones de la masa del suelo que se traducen en asentamientos del área vecina.
- ASENTAMIENTOS DEBIDOS AL ABATIMIENTO DEL NAF.- cuando el NAF es abatido , la presión efectiva en la masa del suelo afectada por dicho abatimiento , se incrementa al cambiar el estado de sumergido a saturado , produciendose una sobrecarga en toda la zona de abatimiento. En suelos compresibles la sobrecarga inducida puede provocar grandes asentamientos en el área de influencia del abatimiento , sobre todo , si las condiciones de drenaje de los estratos compresibles son adecuadas.

Una de la formas de evitar al máximo estos asentamientos es ademar la excavación con una estructura impermeable para evitar que el abatimiento se prolongue más allá de los límites de la excavación. En el caso de que la estructura no sea lo suficientemente impermeable , ya sea por defectos de construcción o por el propio diseño de la ataguía, es necesario, instalar pozos de recarga del NAF , inyectando a través de los mismos el agua que se bombea en la excavación.

5.6 INSTRUMENTACION

Con el objeto de garantizar un buen comportamiento en la cimentación construida y en las estructuras vecinas , es de suma importancia que durante su construcción y después de ella , se efectúe un control adecuado de todos los factores que intervienen en su comportamiento , mediante el uso e instalación de instrumentos. Del control de la instrumentación y de la interpretación de las lecturas durante y después de la construcción , dependerá el éxito del comportamiento de la misma y el poder detectar y corregir a tiempo procesos que pueden conducir a fallas de tipo sencillo o catastrófico.

En excavaciones se tendrá cuidado en los siguientes aspectos :

- bombeo por electrólisis
- piezómetros
- presión de operación de la bomba
- gasto extraído
- nivel dinámico (profundidad del espejo de agua)
- tiempo de bombeo
- control de voltajes
- tiempo de aplicación del voltaje
- corrosión

- movimientos
 - bancos de nivel en el fondo de la excavación
 - bancos de nivel superficiales
 - lineas de colimación
 - bancos de nivel en columnas y losa de cimentación
 - inclinómetros
 - deformómetros

- cargas en puntales

- compactación

- desplomes y movimientos posteriores a la construcción

6



**TERRAPLENES
Y BORDOS**

	<u>CONTENIDO</u>	<u>PAGINA</u>
6.	TERRAPLENES Y BORDOS -----	137
6.1	CIMENTACIONES DE TERRAPLENES Y BORDOS ----	138
6.1.1	TERRENO DE CIMENTACION CONSTITUIDO POR ARCILLAS MUY BLANDAS -----	138
6.2	METODOS CONSTRUCTIVOS PARA CIMENTAR TERRAPLENES EN SUELOS MUY BLANDOS -----	141
6.2.1	EXCAVACION COMPLETA -----	142
6.2.2	EXCAVACION PARCIAL -----	142
6.2.3	DESPLAZAMIENTO -----	142
6.2.3.1	DESPLAZAMIENTO POR EL PESO DEL TERRAPLEN CON O SIN SOBRECARGA -----	143
6.2.3.2	DESPLAZAMIENTO CON EXPLOSIVOS -----	144
6.2.3.2.1	BARRENACION EN EL FRENTE DE AVANCE -----	144
6.2.3.2.2	BARRENACION BAJO EL CUERPO DE TERRAPLEN --	145
6.2.3.2.3	METODO NEW HAMPSHIRE -----	145
6.2.3.2.4	METODO ALEMAN -----	146
6.2.4	TRATAMIENTO DEL TERRENO POR REQUERIMIENTOS DE ESTABILIDAD -----	148
6.2.5	TRATAMIENTO DEL TERRENO POR REQUERIMIENTOS DE ASENTAMIENTOS -----	149
6.3	CORRECCION DE FALLAS DE TALUDES -----	151
6.4	FACTORES QUE PRODUCEN FALLAS DE ESTABILIDAD EN TALUDES -----	152
6.5	INSTRUMENTACION -----	153
6.6	USO DE GEOTEXILES EN LA CONSTRUCCION DE TERRAPLENES SOBRE ZONAS PANTANOSAS (PUENTE COATZACOALCOS II) -----	154

	<u>CONTENIDO</u>	<u>PAGINA</u>
6.6.1	ANTECEDENTES -----	154
6.6.2	CARACTERISTICAS GEOTECNICAS -----	155
6.6.3	DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO -----	156
6.6.4	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO -----	157
6.6.5	COMPORTAMIENTO OBSERVADO -----	159

6. TERRAPLENES Y BORDOS.

Las terracerías en una obra transmiten esfuerzos al terreno natural que las sostiene, éstos a su vez producen deformaciones que afectan el comportamiento de dichas terracerías. Para el desarrollo de este capítulo se presentan las definiciones siguientes:

- TERRENO DE CIMENTACION.- es la parte de la corteza terrestre donde se apoyará la estructura y que es afectada por la misma: su función es soportar a la obra en condiciones razonables de resistencia y deformación.
- TERRAPLEN.- es un cuerpo artificial de tierra que se construye en los lugares bajos, para poder cumplir con las elevaciones requeridas durante la construcción de carreteras, ferrocarriles o bordos impermeables. Como generalmente se construyen con material de relleno, es usual llamarlos rellenos, aunque este término es también aplicable en otro tipo de construcciones.

El proyecto de los terraplenes se basa generalmente en la experiencia cuando su altura es menor de 10 m. Los terraplenes de carretera se construyen con suelos seleccionados compactados para evitar asentamientos y una superficie mal acabada; los terraplenes de ferrocarril rara vez se compactan intensamente, porque la terminación defectuosa se cubre con la capa de balasto.

Los terraplenes altos y los sometidos a inundaciones requieren de un análisis y proyecto más cuidadosos, basados en la resistencia a esfuerzo cortante y en la compresibilidad de los suelos que vayan a usarse en la construcción. El talud que requiere cada uno de los diferentes suelos, debe determinarse por un análisis de estabilidad.

- TERRAPLEN IMPERMEABLE O BORDO.- son largas presas de tierra de poca altura que protegen las partes bajas (de ciudades, plantas industriales, campos de cultivo costoso, etc.) de las posibles inundaciones en la época de crecidas. El asentamiento no es un factor importante como en los terraplenes para vías de comunicación, y al contrario de lo que es indispensable en presas de tierra, los bordos tienen que cimentarse con frecuencia en suelos muy pobres. Como estos bordos se extienden generalmente por kilómetros, el costo del material de préstamo y el de construcción es sumamente importante. En el caso de áreas restringidas, donde no se pueden aplicar taludes de poca pendiente, o en el caso de zonas críticas, los bordos deben proyectarse en base a pruebas del suelo y en análisis de estabilidad. En estos casos se compactara el suelo, debido a los taludes escarpados, y el ahorro en volumen de material, compensa hasta en cierto punto el costo adicional de construcción.

6.1 CIMENTACIONES DE TERRAPLENES Y BORDOS.

Los principales problemas en este tipo de obras se presentan en su cimentación. Generalmente es posible construir obras fuertes e incompresibles, pero si el suelo que servirá de cimentación es blando, la falla está latente a pesar de la construcción tan cuidadosa con la que se realizó. En la mayoría de los casos la falla comienza por debajo de las terracerías y en otros, se extiende dentro del mismo, lo que dificulta determinar la o las posibles causas de falla.

A continuación se estudia el caso de emplear suelos blandos como terreno de cimentación, tanto para terraplenes como para bordos; en el caso de existir diferencias notables en cada caso se habrán de señalar.

6.1.1. TERRENO DE CIMENTACION CONSTITUIDO POR ARCILLAS MUY BLANDAS.

En general este tipo de suelo presenta las siguientes características: son zonas planas, tienen mal drenaje superficial y están formados casi en su totalidad por partículas finas. Las zonas donde mayormente se presentan son de formación fluvial, lacustre o marina.

De ser posible se evitará el empleo de suelos blandos como terreno de cimentación, en caso de no lograrlo el costo de la obra será mucho más elevado. Si se piensa trabajar sobre éste tipo de suelo, la información necesaria sobre el terreno estará enfocada para poder determinar adecuadamente los problemas fundamentales en este tipo de obras:

- ESTABILIDAD DEL TERRAPLEN
- ASENTAMIENTO DEL TERRAPLEN

este último punto es de menor importancia en el caso de los bordos.

Las características principales que pueden intervenir en cualquiera de los casos anteriores son:

- DIMENSIONES DEL TERRAPLEN.- su altura y ancho influyen en la solución constructiva que se tome, por ejemplo, un terraplén alto y estrecho se hunde por desplazamiento más que otro ancho y bajo.
- CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE CIMENTACION.- influye fundamentalmente el perfil de resistencia del suelo blando y su espesor.

- MATERIALES DE CONSTRUCCION.- los criterios de diseño se afectarán por la disponibilidad y costo de los materiales que formarán el terraplén.
- PROGRAMA DE CONSTRUCCION .- el tiempo en que se deba realizar la obra será un factor determinante en la elección del método constructivo elegido para poder cimentar el terraplén (éstos se detallan en el inciso 6.2).
- LOCALIZACION.- las condiciones topograficas serán otro factor para la elección del metodo constructivo adecuado a cierto lugar.

En lo referente a la resistencia al esfuerzo cortante, ésta es crítica cuando la obra exige terraplenes altos. Es difícil establecer cual es la altura del terraplén a partir de la cual se deben realizar estudios detallados, y aunque en la práctica es usual emplear como límite un valor de 3 m, ésta dependerá de cada caso particular. Para la determinación de la capacidad de carga, se pueden emplear las expresiones analizadas en el capítulo de CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Por lo que respecta a los asentamientos que pueden producirse al aplicar una sobrecarga (terraplén) al suelo, se mencionan los principales problemas que originan:

- aparición de asentamientos diferenciales en el sentido longitudinal, por heterogeneidades en el acomodo del terreno
- disminución de la altura del terraplén, sobre todo cuando se cruzan zonas inundables o inundadas
- perjuicios en el comportamiento de obras de drenaje menor, que presentan un comportamiento hidráulico inconveniente
- agrietamientos en la corona del terraplén, especialmente cuando ésta es muy ancha y cuando el terraplén tiene bermas
- pérdida de la apropiada transición entre los terraplenes de acceso y las estructuras cuando éstas últimas están cimentadas más apropiadamente contra los asentamientos. Para determinar la magnitud de los asentamientos son aplicables las expresiones estudiadas en el capítulo de CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Dependiendo de las características del terreno de cimentación y de su espesor, se pueden presentar los siguientes tipos de falla:

1. TERRAPLENES SOBRE ESTRATOS GRUESOS DE SUELO DÉBIL.-

Los terraplenes colocados sobre suelos profundos de poca resistencia fallan por falta de capacidad de carga. La forma de la falla se presenta en la fig. 6.1.

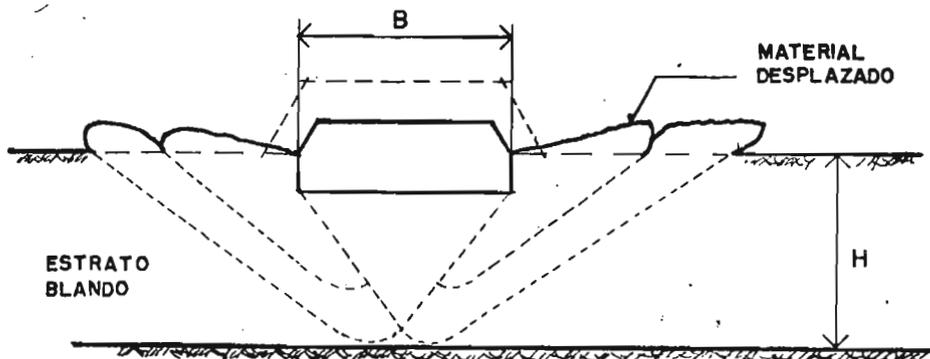


fig. 6.1.- INCRUSTACION DE UN TERRAPLEN SOBRE TERRENO BLANDO

La falla puede presentarse sin previo aviso, pero en ocasiones se producen con anterioridad deformaciones en la corona del terraplén con hundimientos en la línea de centro y aparición de grietas en el terreno natural y a una distancia que es función de la geometría del terraplén: estas grietas suelen ir acompañadas de un perceptible bufamiento del terreno natural a los lados del terraplén.

Es posible utilizar las expresiones de capacidad de carga (ver capítulo 3) cuando $H > 0.5 B$; en caso contrario, la estabilidad debe encontrarse por tanteos, usando el método sueco de análisis (ver capítulo 5). Si el suelo blando está cubierto por una costra dura, no debe confiarse en la resistencia de ésta para soportar la carga. El modo de evitar este tipo de falla, al igual que las mencionadas a continuación, se detalla en los incisos 6.2.4 y 6.2.5.

2. TERRAPLENES EN SUELOS COMPRESIBLES.-

En algunos casos el suelo puede ser lo suficientemente resistente para soportar el peso del terraplén sin fallar, pero tan compresible que se asiente mucho e irregularmente (fig. 6.2).

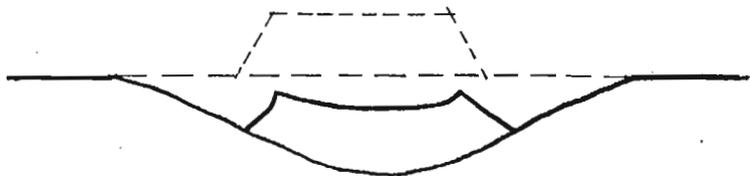


fig. 6.2.- TERRAPLEN COLOCADO SOBRE UN TERRENO COMPRESIBLE.

3. TERRAPLENES SOBRE ESTRATOS DELGADOS DE ARCILLA BLANDA. -

En este caso se presenta la falla por deslizamiento a lo largo de una compleja falla que se extiende hacia arriba, a través del terraplén. Este caso se analizó en el inciso 5.1.4.

6.2. METODOS CONSTRUCTIVOS PARA CIMENTAR TERRAPLENES EN TERRENOS MUY BLANDOS.

I. REMOCION POR :

A. EXCAVACION

- COMPLETA
- PARCIAL

B. DESPLAZAMIENTO

- POR PESO PROPIO DEL TERRAPLEN, CON O SIN SOBRECARGA
- CON EXPLOSIVOS

II. TRATAMIENTO DEL TERRENO :

C. FUNDAMENTALMENTE POR REQUERIMIENTOS DE ESTABILIDAD

- CONSTRUCCION ANTICIPADA O POR ETAPAS
- USO DE MATERIALES LIGEROS
- BERMAS ESTABILIZADORAS
- DRENAJE INTERCEPTOR

D. FUNDAMENTALMENTE POR REQUERIMIENTOS DE ASENTAMIENTO

- CONSTRUCCION POR ETAPAS
- SOBRECARGAS
- COMPACTACION CON EQUIPOS PESADOS
- USO DE GEOTEXILES

E. POR REQUERIMIENTOS DE ESTABILIDAD Y ASENTAMIENTO

- CONSTRUCCION POR ETAPAS O CON SOBRECARGA
- DRENES VERTICALES DE ARENA
- COMBINACION DE CUALQUIERA DE LOS METODOS ANTERIORES.

A continuacion se detallan los métodos constructivos que se acaban de mencionar.

6.2.1. EXCAVACION COMPLETA.

Se puede realizar en suelos blandos de pequeño espesor y cuando se desea que los terraplenes se establezcan muy rápidamente. Es común que el material producto de la excavación se deje a un lado de ésta, debido al costo que representa el acarreo del material extraído. La excavación producida suele quedar inundada y con taludes muy tendidos; el material que la rellene tendrá que ser granular. La excavación completa suele ser más eficiente a medida que el terraplén es más ancho. La profundidad a la que deba considerarse adecuada la excavación total, dependerá del proyecto en especial; en la práctica se han removido hasta un espesor de 10 m.

6.2.2. EXCAVACION PARCIAL.

Es recomendable si la resistencia del suelo blando crece con la profundidad y la compresibilidad disminuye con la misma. También se emplea como una etapa de algún otro método.

6.2.3. DESPLAZAMIENTO.

Cuando el esfuerzo que el terraplén produce sobre el suelo de cimentación, supera la resistencia de éste y cualquier otra resistencia restrictiva que pueda existir, ocurrirá un desplazamiento del terreno de cimentación en la dirección de menor resistencia. La intensidad de este desplazamiento dependerá de la relación entre el espesor del estrato blando y la altura y ancho del terraplén, así como de la fuerza de desequilibrio. El desplazamiento produce ondas de material que se desliza a los lados del terraplén, las cuales actúan en contra de posteriores desplazamientos. Generalmente, sobre suelos homogéneos blandos, una vez que ha comenzado el hundimiento de la estructura y el desplazamiento del suelo, el proceso continuará si se mantiene la misma elevación en la corona del terraplén y si se quitan las ondas de material desplazado que se forman; esto se debe a la diferencia de pesos específicos entre el terreno y la estructura. En caso de mantener constante la altura del terraplén, solo se logrará una compensación parcial del peso del terraplén. El desplazamiento puede verse favorecido por la disminución de resistencia que sufra el suelo blando como consecuencia de su remoldeo.

6.2.3.1. DESPLAZAMIENTO POR EL PESO DEL TERRAPLEN CON O SIN SOBRECARGA.

Es posible atenerse al desplazamiento producido por el peso propio del terraplén, cuando éste pesa lo suficiente y cuando el material blando que pueda quedar atrapado resulte en tales espesores, que los procesos de consolidación posteriores ocurran durante el tiempo de construcción. Cuando convenga acelerar el proceso de desplazamiento o incrementar su eficiencia, puede emplearse una sobrecarga. Los principales beneficios de aplicar una sobrecarga es inducir un mayor desplazamiento y acelerar los asentamientos por consolidación.

En terraplenes construidos sobre suelos muy blandos, la aplicación de una sobrecarga de tierra sobre el terraplén es una práctica correcta y común, con el límite que imponga la resistencia del terreno, ya que el provocar una falla violenta puede tener muy malas consecuencias, por el remoldeo producido en los suelos blandos, que al perder su estructura original disminuyen drásticamente su ya escasa resistencia, de una manera irreversible. El efecto de la sobrecarga en los asentamientos puede calcularse con la teoría de Terzaghi, en los casos donde se pueda aplicar (generalmente en suelos homogéneos).

En la figura 6.3 se presenta la situación final a la que llega un terraplén construido por desplazamiento con sobrecarga.

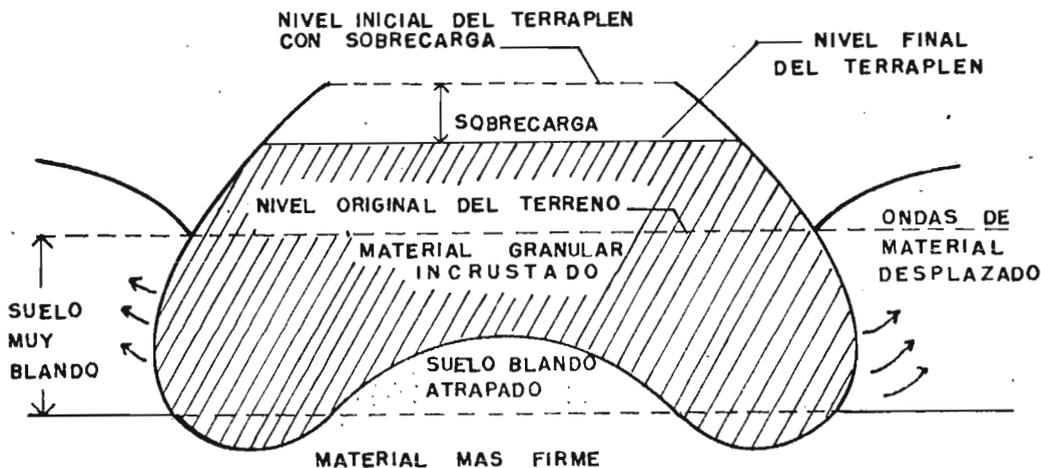


fig. 6.3.- POSICION FINAL DE UN TERRAPLEN COLOCADO SOBRE--
TERRENO BLANDO.

6.2.3.2. DESPLAZAMIENTO CON EXPLOSIVOS.

Con este método se busca incrementar instantáneamente la presión neutral, reduciendo así la resistencia del suelo para favorecer el desplazamiento del terreno.

Los métodos para desplazar suelos muy blandos, con explosivos, que han sido más utilizados son :

- BARRENACION EN EL FRENTE DE AVANCE
- BARRENACION BAJO EL CUERPO DEL TERRAPLEN
- METODO DE NEW HAMPSHIRE
- METODO ALEMAN

6.2.3.2.1. BARRENACION EN EL FRENTE DE AVANCE.

Consiste en alterar y desplazar los depósitos muy blandos con explosiones provocadas en barrenos situados en torno al extremo de avance del terraplén en construcción y a una distancia de 8 a 10 m de éste, como se muestra en la fig. 6.4.

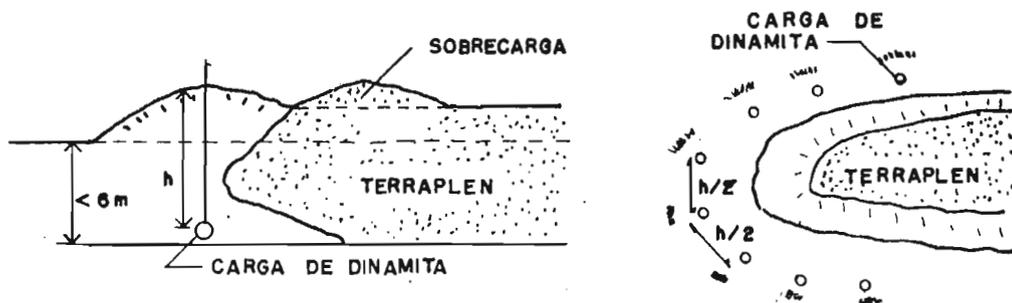


fig. 6.4.- METODO DE BARRENACION EN EL FRENTE DE AVANCE.

Se recomienda hacer explotar una hilera de barrenos cada vez. La carga explosiva en cada perforación debe ser lo suficientemente pequeña como para no dañar al terraplén adjunto; ésta carga debe determinarse experimentalmente y con frecuencia resulta ser de $1/4$ de la altura en metros, expresada en kg. Este método es lento y a veces deja mucho suelo blando atrapado bajo el terraplén. El desarrollo de este método puede resumirse en los siguientes pasos :

1. Se forma una plataforma de trabajo de arena adelante de la punta de avance del terraplén, de un espesor de 30 a 60 cm.
2. Sobre ésta plataforma se realizan los barrenos de 20 a 30 cm de diámetro; el espaciamiento de los barrenos puede oscilar entre los 2 y 5 m, dependiendo del espesor del suelo por desplazar.
3. Se coloca el explosivo en el fondo de las perforaciones, en una cantidad comprendida entre 8 y 40 kg.
4. Se establecen las conexiones eléctricas necesarias para la explosión
5. Se prolonga el terraplén sobre los barrenos, hasta alcanzar la altura deseada más la sobrecarga que se desee colocar.
6. Se produce la explosión.

6.2.3.2. BARRENACION BAJO EL CUERPO DEL TERRAPLEN.

Una vez limpiada la superficie del terreno, se coloca el terraplén y después se perfora este con barrenos de 4 a 12 cm de diámetro. Para espesores importantes de suelo muy blando por desplazar se recomienda la explosión por etapas, afectando cada vez 4 ó 5 m de espesor de suelo en secciones de terraplén de 30 a 50 m de longitud. Pueden llegar a ponerse unos 25 kg de explosivo por barreno.

6.2.3.3. METODO DE NEW HAMPSHIRE.

Es un método económico para el desplazamiento de suelos que tengan un espesor entre 3 y 15 m; el método lleva al terraplén construido descansar sobre estratos firmes subyacentes. Una vez limpiado el terreno, se coloca el terraplén construyendo primero sus dos extremos, generalmente utilizando una sobrecarga, hasta apoyar la sección en estratos firmes. Después se unen los dos extremos, construyendo la totalidad del terraplén vaciando material sobre el suelo blando, de manera que este queda atrapado bajo aquél.

El material blando atrapado bajo el terraplén así construido se desplaza por medio del siguiente procedimiento: se colocan barrenos a ambos lados del relleno, con separación del orden de 3 m, los barrenos son de 4 ó 5 cm de diámetro y deben contener una cantidad de explosivo en kg del orden de la tercera parte del espesor del material blando en m. Si la colocación del terraplén produjo ondas de material desplazado importantes a sus lados, puede ponerse una segunda hilera de barrenos a unos 3 m de la anterior, ésta segunda hilera debe hacerse explotar una fracción de segundo después que la primera, ya que la experiencia ha probado que se tiene la máxima eficiencia cuando las hileras principales explotan encontrando resistencia a ambos lados.

Se ha encontrado ventaja en este método cuando el cuerpo del terraplén se construye con material granular muy grueso o incluso con enrocamiento, ya que el terraplén se asienta en forma más homogénea que cuando está constituido por materiales más finos. Naturalmente que el material que se utilice para la configuración final del terraplén puede ser cualquiera apropiado y debe colocarse compactado en la forma usual. En la fig. 6.5 se ilustra el método.

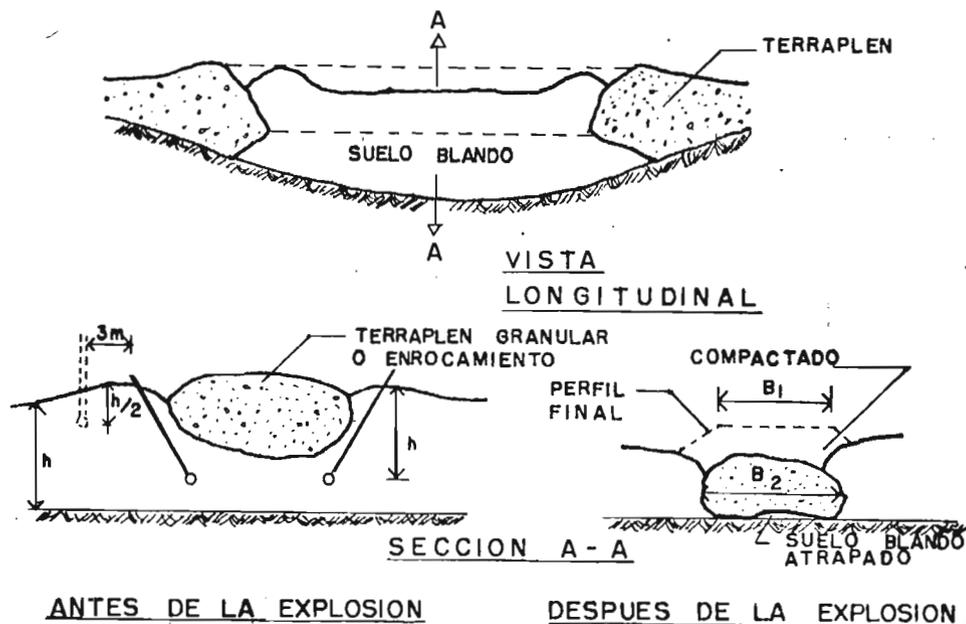


fig. 6.5.- METODO NEW HAPSHIRE;

6.2.3.2.4. METODO ALEMAN.

Una vez limpiado el terreno, se construye el terraplén sobre el suelo blando en toda su longitud, a continuación se coloca bajo el terraplén una gran cantidad de cargas, las que se hacen explotar simultáneamente en toda la longitud y ancho del mismo. Esta importante explosión es muy efectiva para destruir la resistencia del suelo blando, de modo que el terraplén se asienta fácilmente hasta la posición final. Los explosivos pueden disponerse en 4 ó más hileras bajo el terraplén y en cada barreno puede haber hasta 100 kg de explosivo en grandes espesores de suelo blando o 25 en espesores pequeños.

Independientemente del método que se utilice para incrustar el terraplén en el suelo blando, surge la cuestión de cual debe ser el ancho del relleno que se coloque para evitar deformaciones posteriores del terraplén que se traducirían en asentamientos y agrietamientos, sobre todo en los bordes.

Leo Casagrande proporciona las siguientes reglas semiempíricas para establecer tal ancho :

- cuando la relación h/d (fig. 6.6) es pequeña se empleará el método siguiente, con ayuda de la misma figura :

A partir del punto A, sobre el hombro del terraplén, dibújese una línea con talud 1.25:1 hasta su intercepción con el punto Co con el estrato duro, bajo el estrato blando que se desea desplazar. La vertical CoDo fija el ancho de la excavación en el terreno blando. El talud del terraplén definitivo se muestra con una inclinación 2:1 y su cero (punto B) coincide aproximadamente con el punto Do, pero queda ligeramente fuera de la zona de relleno, de manera que no hay problema que se deforme sustancialmente el pie del talud. Se ilustran en la figura los casos con y sin sobrecarga.

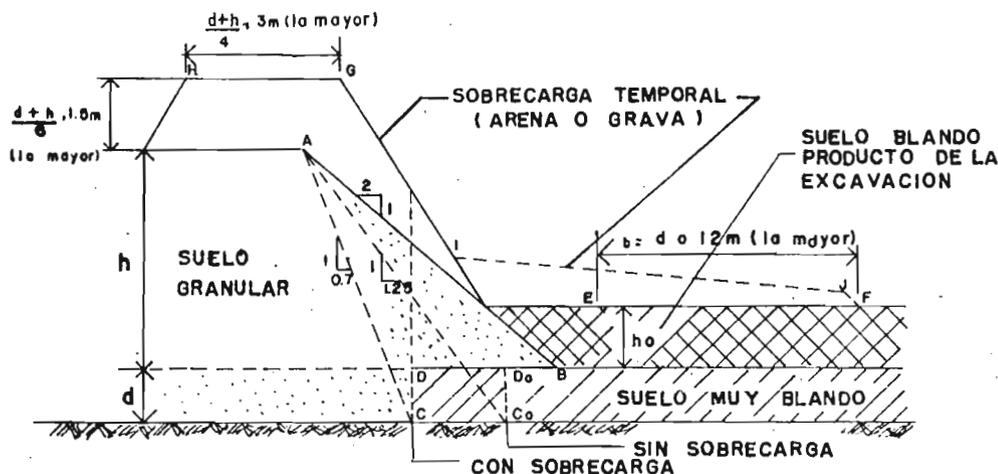


fig. 6.6.- DETERMINACION DEL ANCHO DEL TERRAPLEN PARA VALORES PEQUEÑOS DE h/d .

- cuando la relación h/d es muy grande se empleará el método siguiente y se empleará la fig. 6.7 :

Se realiza la construcción del caso anterior a un punto B muy alejado y a la derecha de Do, con lo que una parte importante del terraplén final queda sobre suelo muy blando, sometido a deformaciones. Esta situación puede resolverse ampliando el ancho de la excavación, de modo que Do coincida con B, construyendo una berma como en la figura, o dando al terraplén un talud más parado, hasta que D quede cerca de Do, obtenido según la construcción anteriormente descrita.

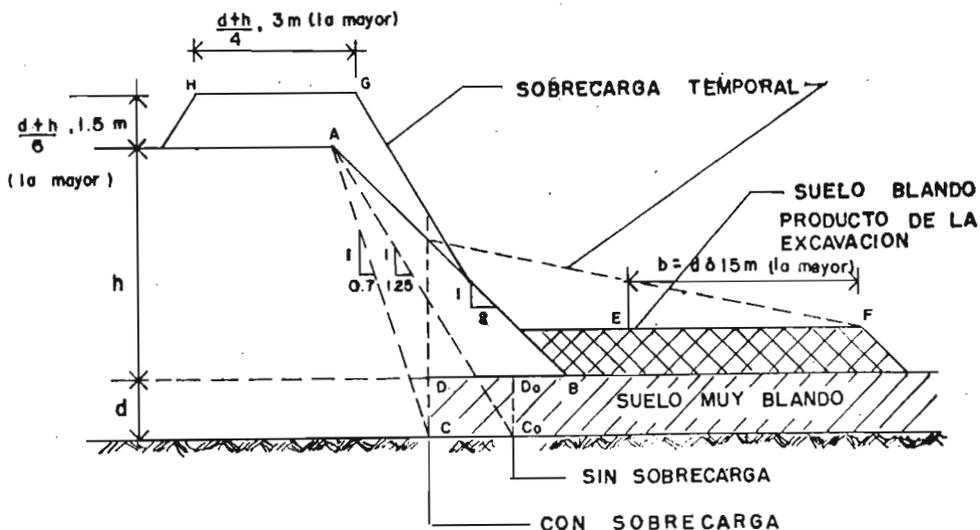


fig. 6.7.- DETERMINACION DEL ANCHO DEL TERRAPLEN PARA VALOS GRANDES DE h/d .

Cuando el terraplén se incruste con ayuda de una sobrecarga, se realizará el procedimiento descrito pero con un talud inicial de 0.7:1 y obteniendo los puntos que se indican en la figura correspondiente a la relación h/d .

6.2.4. TRATAMIENTO DEL TERRENO POR REQUERIMIENTOS DE ESTABILIDAD.

Debido al alto costo que implica la remoción del material del terreno de cimentación, mediante algunos procedimientos sencillos se podrá utilizarlo como un apoyo adecuado, tanto en resistencia como desde el punto de vista de los asentamientos.

Algunos procedimientos empleados son :

- Empleo de bermas, determinadas mediante un análisis de estabilidad
- Abatimiento de la rasante que disminuya la altura de los terraplenes
- Manejo de pendientes, dando la mínima en la zona donde se espera el máximo asentamiento, y disminuir con ello los de tipo diferencial
- Utilizando la construcción por etapas o anticipada, siempre y cuando la planeación del proyecto lo permita
- Empleo de materiales ligeros
- Utilización de un sistema de drenaje superficial y otro de subdrenaje

Estos procedimientos se detallan en el siguiente apartado.

6.2.5. TRATAMIENTO DEL TERRENO POR REQUERIMIENTOS DE ASENTAMIENTOS.

La elección de un método de trabajo para reducir el efecto de los asentamientos, depende de la magnitud y velocidad de los mismos, de la uniformidad y continuidad del terraplén y el terreno de cimentación. Deberá tenerse en cuenta que aunque la magnitud sea grande, si el asentamiento es uniforme, el perjuicio en el terraplén será mínimo.

Algunos tratamientos empleados son :

- Construcción por etapas; es quizá el mejor método para permitir que los asentamientos se presenten durante la construcción y no durante la vida útil de la estructura
- Empleo de sobrecargas; se emplean cuando se tienen terrenos resistentes y siempre que el espesor del suelo blando no sea grande
- Compactación del terreno de cimentación; siempre y cuando no se tengan turbas o arcillas muy blandas, ya que el método pierde su efectividad en este tipo de suelos.

Enseguida se detallan los procedimientos para el tratamiento de mejoramiento del terreno de cimentación, así como para prevenir su falla.

1. USO DE MATERIALES LIGEROS.

Se trata de reducir la magnitud de los esfuerzos en la masa de suelo originados por el peso del terraplén, empleando materiales de bajo peso específico. Utilizando estos materiales se tendrán menores asentamientos. Esta solución se justifica si tal tipo de materiales se encuentra en lugares cercanos, para su fácil traslado.

2. SOBRE-ELEVACION DE LA RASANTE.

Se dará una elevación mayor a la rasante, de manera que al producirse los asentamientos ésta quede en la elevación requerida por el proyecto. Esta solución es aplicable si el terreno puede soportar dicha sobrecarga.

3. CONSTRUCCION PREVIA DEL TERRAPLEN.

Si el tiempo de construcción de la obra lo permite, se construirán los terraplenes y se dejarán asentar normalmente; después de cierto tiempo se les dará la elevación definitiva. En ocasiones se realizan recargas para aumentar más rápidamente la resistencia del terreno, debido a su consolidación.

4. USO DE DRENES VERTICALES DE ARENA.

Estos elementos aceleran el proceso de consolidación, trayendo como consecuencia un incremento en la resistencia y permitiendo que los asentamientos se produzcan durante el periodo de construcción, así como reduciéndolos en la vida de servicio del terraplén. Consisten en perforaciones verticales rellenas de material permeable y hasta una profundidad igual a la afectada por la carga del terraplén. Su separación y su diámetro dependerán del caso a tratar, aunque son usuales los diámetros de 30 y 40 cm. Se debe colocar una capa drenante en toda la superficie tratada, para desalojar el agua acumulada en los drenes, así como la superficial; su espesor será de 30 a 40 cm. Se aplicarán estos elementos en suelos blandos que contengan lentes de materiales algo permeables.

5. TRATAMIENTO FISICO-QUIMICO.

Se sabe que al colocar ciertas sustancias al suelo, este cambia sus nexos estructurales, mejorando su resistencia y disminuyendo su compresibilidad. Este método es costoso debido a su estado actual, el cual es casi en su totalidad experimental.

6. COLOCACION DE MATERIALES BAJO EL TERRAPLEN.

Consiste en colocar ramas, palmas u otros materiales similares, y formar teóricamente una balsa, la cual distribuye mejor la carga y proporciona un efecto de flotación. Este método goza de popularidad en Europa; en México se tienen experiencias en el Sureste, donde es común el empleo de carrizos y recientemente en uso de geotextiles para colocar sobre éstos los terraplenes (ver inciso 6.6).

7. COLOCACION DE BERMAS O TENDIDO DE TALUDES.

Con esto se logra uniformizar las presiones transmitidas, y por ende los asentamientos, reduciendo o eliminando los de tipo diferencial

8. METODOS DE DRENAJE.

Se recomienda el empleo de sistemas de drenaje tanto en la superficie como en el subsuelo. Los principales efectos en el suelo de cimentación, producidos por la variación del agua freática y capilar son :

- al aumentar el contenido de agua en los suelos arcillosos se disminuye su resistencia al esfuerzo cortante y aumenta su compresibilidad
- se forman zonas de diferente comportamiento, debido a las variaciones no uniformes del NAF
- propician cambios de volumen en suelos expansivos
- el agua superficial erosiona al terreno de cimentación junto con el terraplén.

El primer problema en el diseño de la estructura, es la determinación de la estabilidad del terraplén en forma conjunta con su terreno de cimentación. El caso general de diseño es evitar la falla catastrófica del terraplén por el descenso que suele sufrir el suelo blando a causa del intenso remoldeo que acompaña a un colapso estructural total, tras el cual la resistencia se recupera muy lentamente.

Para el análisis del punto anterior, se realiza un método conocido como de la 'cuña' (Ref. 5). El análisis se realizará en base a la resistencia consolidada no drenada (Cu) y se desarrollará en base a los esfuerzos totales. La resistencia de diseño recomendada será Cu reducida en 25 o 30 %, esto debido a la reducción de resistencia que experimenta el terreno de cimentación, producto de la destrucción de los nexos estructurales que ocurren en la arcilla como consecuencia de la deformación bajo esfuerzos cortantes actuantes a largo plazo. El mejor método para obtener la resistencia de diseño, ha demostrado ser el empleo de la 'veleta', siempre y cuando el suelo sea homogéneo y la prueba bien realizada.

Por lo que respecta a los asentamientos, debido a la gran discrepancia entre los teóricos y los reales, se justifica el empleo de 'TERRAPLENES DE PRUEBA' siempre que se disponga del tiempo necesario para realizar las observaciones pertinentes en la instrumentación dispuesta para ello.

6.3. CORRECCION DE FALLAS EN TALUDES.

Una vez que se ha identificado el origen de una posible falla, bien sea por medio de signos característicos como son: deformaciones, agrietamientos, y manifestaciones del régimen de flujo interno de agua, o por mediciones obtenidas de la instrumentación de campo (ver inciso 6.5), se puede emplear alguno de los métodos correctivos que se fundamenta en cualquiera de las características siguientes :

- evitar la zona de falla
- reducir fuerzas motoras
- aumentar fuerzas resistentes.

Los métodos constructivos que se emplean para corregir las posibles fallas, son los mismos que se mencionaron anteriormente para el mejoramiento del terreno de cimentación y la prevención de fallas. Podemos mencionar otros métodos aplicables a ambas situaciones, para tener un panorama más completo, entre éstos están :

- empleo de estructuras de retención
- empleo de pilotes
- anclajes
- empleo de vegetación.

6.4. FACTORES QUE PRODUCEN FALLAS DE ESTABILIDAD EN TALUDES.

Con frecuencia los procesos constructivos son origen de fallas en los taludes, un resumen de ellos puede ser :

- Modificación de las condiciones naturales de flujo interno de agua al colocar rellenos o al realizar excavaciones
- Sobrecarga de estratos débiles por rellenos
- Sobrecarga del terreno con planos de estratificación desfavorables por relleno
- Remoción, por corte, de algun estrato delgado de material permeable que funcione como un manto drenante de estratos de arcilla suave.

En general, las causas de falla pueden ser externas o internas. Las primeras incrementan la magnitud de los esfuerzos cortantes actuantes y los segundos se ligan frecuentemente a una disminución de la resistencia del suelo. A continuación se mencionan estos factores.

FACTORES INTERNOS.-

1. Factores inherentes a la naturaleza de los materiales.- composición, estructuración, estratificación, etc.
2. Cambios por meteorización y actividad físico-química.- secado y humedecimiento, hidratación, remoción del cementante, etc.
3. Efecto de las presiones de poro, incluyendo la debida al flujo de agua.
4. Cambios en la estructura, incluyendo fisuración por la liberación de esfuerzos y degradación estructural bajo los esfuerzos cortantes previamente actuantes.

FACTORES EXTERNOS.-

1. Remoción del soporte por :
 - erosión.- ríos, oleaje, hielo, cambios bruscos de humedad, etc.
 - modificación del talud.- caídos, asentamientos, deslizamientos
 - actividad humana
 - cortes y excavaciones
 - remoción de muros de contención

2. Sobrecargas :

- naturales.- peso de la lluvia, hielo, deslizamientos, etc.
- artificiales.- rellenos, edificios, fugas de agua en tuberías, etc.

3. Efectos transitorios

- Sismos
- Tránsito de maquinaria y vehículos

4. Aumento de la presión lateral

- Expansión de arcillas, filtración de agua en grietas y fisuras, etc.

6.5. INSTRUMENTACION.

En el caso de los bordos y terraplenes, la instrumentación juega un papel secundario, ya que es costumbre entre proyectistas y constructores, emplearla solo en caso de presentarse problemas o en lugares problemáticos.

La instrumentación empleada en terraplenes construidos sobre terrenos blandos, persigue los siguientes objetivos :

- 1 Medición de los asentamientos
- 2 Determinación del desarrollo de la presión neutral bajo el terraplén para determinar la consolidación del terreno natural, así como la evolución del Factor de Seguridad
- 3 Cuantificar los desplazamientos horizontales del terreno
- 4 Determinación de los esfuerzos producidos por el terraplén y su distribución con la profundidad
- 5 Desarrollo general de la resistencia del terreno natural.

Los instrumentos de medición para cada caso son :

- 1 - bancos superficiales
 - torpedo de asentamientos
 - medidores de celdas hidráulicas
- 2 - piezómetros
- 3 - bancos superficiales
 - inclinómetros
 - detectores de falla de cinta (cintas de corte)
- 4 - celdas de presión eléctricas o hidráulicas.

Estos sistemas se analizaron en el capítulo 2.

En este apartado se describe el método que se aplicó en la construcción de una infraestructura vial en la Planicie Costera del Sureste de México, en zonas de pantano que tienen la característica principal de baja capacidad de carga en estado húmedo; el procedimiento de mejoramiento del suelo consistió en la colocación de un geotextil en la interfase terraplén - terreno de cimentación con lo que se logró una disminución del 30 % del volumen de material requerido para la construcción de la cimentación de la terracería. La Ref. 10 es la base de éste resumen.

6.6.1 ANTECEDENTES.

La carretera Minatitlán-Coatzacoalcos forma parte del camino Circuito del Golfo, zona que recientemente ha presentado un importante desarrollo debido a la creación de grandes complejos industriales, todos ellos derivados en su mayoría del petróleo, tales como el complejo Pajaritos, La Cangrejera y el de Morelos, así como una gran cantidad de industrias derivadas de la petroquímica, por lo que ha sido inminente la modernización de las redes carreteras ya existentes para crear una infraestructura vial que haga posible la adecuada explotación de estos campos. Esta situación afecta también al tránsito de paso que tiene como destino otras poblaciones del sureste, y viceversa, que para lograr esta comunicación requiere cruzar el río Coatzacoalcos, a través del puente del mismo nombre (desde 1962), que cuenta con dos carriles de circulación para vehículos y una vía de ferrocarril; uno de sus tramos es levadizo y se opera una vez al día para dar paso a los barcos petroleros que se dirigen a la refinería de Minatitlán, Ver., ocasionando grandes congestionamientos de tránsito.

Esta situación motivó que se iniciará la construcción de un nuevo puente (Coatzacoalcos II) a partir de 1980, situado a 20 Km aguas arriba del actual, que permitiera el paso simultáneo de vehículos y embarcaciones.

Uno de los factores decisivos para lograr este nuevo cruce fue el costo de los tramos carreteros en los accesos al puente, los cuales tienen aproximadamente 15 Km de longitud en cada margen; el acceso de la margen derecha se desarrolla sobre terreno firme y el de la izquierda atraviesa una zona pantanosa de 7 Km de longitud con tirante permanente de agua del orden de 0.50 m; en la construcción de éste tramo se colocó un geotextil en la interfase terraplén - terreno de cimentación. Esto último representa la primera aplicación en México de geotextiles como método de estabilización de suelos tales como turbas y depósitos fluvio-lacustres para favorecer la construcción de carreteras en dichas áreas. En la fig. 6.8 se muestra el croquis de la zona donde se localizan los tramos de acceso al puente y donde se indican los tipos de suelo existentes.

La zona donde se desarrolla la carretera se conoce fisiográficamente como Planicie Costera del Golfo de México. En la margen derecha del río Coatzacoalcos, al Oriente y Poniente, existen lomeríos en las estribaciones de la sierra, constituidos por lutitas, areniscas y conglomerados alterados. En la margen izquierda se forma una extensa llanura de inundación formada por depósitos de arcillas limosas con abundante materia orgánica de gran espesor, que suprayacen a formaciones resistentes; al Norte, la llanura se encuentra delimitada por un cordón litoral conformado por médanos, sobre los que está ubicada la Ciudad de Coatzacoalcos.

Los ciclones tropicales son frecuentes en esta región y descargan intensas lluvias generadoras de fuertes crecientes del río y sus afluentes. Por la reducida pendiente del terreno se forman cauces divagantes con amplias llanuras de inundación que propician la acumulación de grandes volúmenes de sedimentos finos y la formación de pantanos; el tirante de agua es permanente y en las partes bajas alcanza alturas de hasta un metro. La zona es altamente sísmica, con aceleraciones máximas probables de 110 cm/s^2 para un periodo de recurrencia de 50 años.

Zonificando el terreno sobre el que se desplantaría el terraplén carretero de la margen izquierda, se observó que el 60% de su longitud se desarrollaría sobre terrenos inundables y pantanosos y el 40% restante correspondería a un terreno de mejor calidad; debido a esto, en el estudio geotécnico se dió principal atención al primer tramo mencionado y de acuerdo a las condiciones estratigráficas y a las propiedades del subsuelo, el terreno del subsuelo se dividió así:

ZONA 1

Entre la ribera izquierda del río Coatzacoalcos a la ribera derecha del Canal de San Francisco: sedimentos fluviolacustres con poca materia orgánica, de consistencia blanda, espesor compresible del orden de 12 m bajo el que se detectó una formación sedimentaria constituida por arcillas de compacidad media a muy alta. El contenido de agua de los suelos compresibles está entre 40 y 80, en general mayor que el límite líquido; peso específico relativo del orden de 2.65; peso volumétrico natural medio de 1.67 ton/m^3 ; relación de vacíos máxima de 1.4 y resistencia al corte de 0.0186 KPa (1.9 kg/m^2). Las pruebas de consolidación indican que éstos depósitos están normalmente consolidados.

ZONA 2

Entre la ribera izquierda del Canal de San Francisco y el camino a la refinera de Minatitlán: zona pantanosa en la que existe una capa de turba superficial de 3.5 m de espesor, su contenido de agua alcanza

valores de hasta 730 % y es mayor que el límite líquido; su peso específico de 1.4; peso volumétrico natural de 0.98 ton/m³; la resistencia al corte en pruebas de compresión no confinada tuvo valores muy bajos, entre 0.0029 y 0.0078 KPa (0.30 y 0.80 kg/m² respec.). Los suelos muy compresibles, orgánicos e inorgánicos se extienden hasta 17 m de profundidad, en ellos el contenido de agua resultó ser mayor que el límite líquido. De las pruebas de consolidación se determinó que el suelo está normalmente consolidado.

6.6.3 DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO.

El diseño del terraplén se apoyó en el estudio de mecánica de suelos en el que se determinaron las propiedades índice y mecánicas del subsuelo. Del análisis de estabilidad se determinó la necesidad de utilizar bermas para evitar la falla por flujo plástico, ya que la rasante de proyecto estaba condicionada por el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME) del río , lo que implicaba una altura promedio del orden de 2.60 m sobre la superficie del terreno natural. Los asentamientos totales del camino se consideraron integrados por la incrustación del terraplén , por los asentamientos debidos a la consolidación primaria y secundaria y a la posible compactación de los estratos arenosos sueltos al sobrevenir fuerzas vibratorias. Otro punto importante considerado en el diseño fué el antecedente constructivo que se tenía de la carretera Minatitlán-Coatzacoalcos, actualmente en servicio, que tuvo un comportamiento deficiente al inicio de su operación y hubo que gastar mucho dinero en su conservación. Durante la construcción de dicho tramo se presentaron bufamientos importantes del estrato orgánico a ambos lados del terraplén, lo que implicaba grandes volúmenes de material incrustado para la formación de la plantilla de trabajo, ya que se requería desplazar grandes volúmenes de turba para lograr el equilibrio de la sección flotante.

Actualmente seguir este procedimiento hubiese resultado muy costoso ya que en la zona hay escasez de material de construcción y las distancias de acarreo a los bancos de suministro son cada vez mayores, lo que encarece mucho los precios. Esto último , aunado a los antecedentes técnicos ya citados, condujeron a adoptar una técnica que mejorara las condiciones de la cimentación y disminuyera los volúmenes de material incrustado, con el correspondiente beneficio económico.

Para la construcción de la carretera se proyectarán terraplenes de sección flotante con bermas, ancho de corona de 22.50 m para cuatro carriles de circulación, camellón central de 1.20 m y acotamientos (ver fig. 6.9). La sección estructural quedó integrada de la siguiente manera:

- A. Geotextil en la interfase capa de incrustación-subsuelo
- B. Capa de incrustación y plantilla de trabajo compuesta por grava y arena con 10 % de finos

- C. Cuerpo del terraplén y capa subrasante , formadas por arenas arcillosas, compactadas al 95 y 100 % respectivamente, de la Prueba Proctor Modificada. La última capa tiene un espesor de 0.30 m
- D. Pavimento: carpeta de concreto asfáltico de 0.07 m , base mejorada con cemento Portland de 0.20 m y sub-base de 0.15 m de espesor
- E. Bermas constituidas por el mismo material del terraplén pero colocado por el procedimiento de bandeado.

Las hipótesis adoptadas para el uso del geotextil fueron: cuando se trabaja con suelos blandos, específicamente en la construcción de carreteras con material de banco, existe una penetración de este último en el subsuelo , que está en función del máximo esfuerzo transmitido al subsuelo en su frontera con el agregado.

Cuando la profundidad de incrustación crece, la membrana que está prácticamente anclada por la fricción del material que se coloca encima, se desplaza hacia abajo y se elonga quedando un plano inclinado, lo que le permite absorber la tensión parte del esfuerzo vertical que le transmite el relleno. Bajo estas circunstancias el grado de incrustación decrece cuando el esfuerzo en el geotextil aumenta, hasta llegar al estado de equilibrio, cuando aumentan progresivamente las cargas. Al llegar a esta última etapa, ya se ha formado una sección transversal homogénea y se ha logrado consolidar parte del estrato de turba.

6.6.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

La construcción del camino se llevó a cabo con el siguiente procedimiento :

1. Colocación del geotextil en bandas de 4.75 m de ancho transversalmente al camino, cosidas con hilo del mismo material y abarcando el ancho de la plantilla del terraplén más un 25 % a cada lado. La membrana se extendió directamente sobre la vegetación baja en zonas con o sin tirante de agua
2. Construcción de la plantilla de trabajo colocando el material a volteo, directamente sobre el geotextil, siguiendo el proceso de punta de flecha simétrica, extendiendo el material del centro hacia los lados en todo el ancho del terraplén y bermas, y bandeándolo en seis pasadas de tractor
3. Construcción simultánea del cuerpo del terraplén y bermas, estas últimas con un ancho de corona de 10 m y taludes con relación de 4:1, se formaron con material a volteo y bandeado

4. Continuación y terminación del cuerpo hasta el nivel de capa subrasante. El cuerpo del terraplén se compactó al 95 % y la capa de subrasante al 100 % de su Peso Volumétrico Seco Máximo de la Prueba Proctor Modificada
5. Almacenamiento sobre la plantilla de trabajo que sirvió para recargar el terreno y acelerar la consolidación, esto aunado al paso del equipo que transportaba el material al frente de avance
6. En 500 m, a cada lado del Canal de San Francisco, se colocó un espesor de precarga sobre la subrasante
7. En el resto del tramo se procedió a impregnar la subrasante, construir la sub-base, la base mejorada con cemento Portland y la carpeta de concreto asfáltico. A la fecha se tienen los accesos en operación funcionando adecuadamente.

Para la construcción de la plantilla de trabajo se contó con 16 camiones tipo góndola de 20 m³ de capacidad, 120 camiones de 7 m³ de capacidad y tractores D-8. La proporción en la que intervinieron los camiones fué de 30 % con camiones de góndola y 70 % con camiones chicos para mover un volumen diario entre 5 y 8 mil m³ de material suelto.

Pueden definirse dos etapas durante la construcción de la plantilla, correspondiendo éstas a los trabajos efectuados en las zonas 1 y 2 definidas con anterioridad. La primera etapa se inició en abril de 1980 y se concluyó en mayo de 1981 y comprende los trabajos realizados en la zona 2 entre las estaciones 29+280 y 26+400; en este tramo se depositaron hasta 8 200 m³ de material suelto diariamente y se tuvo un avance lineal promedio de 10 m para un ancho de plantilla de 76 metros; la profundidad de incrustación promedio fué de 6 m con una desviación estándar de 3 m. Con el uso del geotextil se evitó la contaminación del material importado con la turba, con lo que se logró construir una sección homogénea de plantilla; se tuvo especial cuidado en que el espesor del relleno no fuese inferior a 1 m para evitar roturas en la membrana. Durante el proceso se detectaron asentamientos inmediatos hasta de 0.50 m y desplazamientos muy fuertes en el frente de ataque, con un radio de acción de hasta 100 m. Al día siguiente de colocado el relleno, por el acomodo sufrido en la plantilla, se observaban asentamientos entre 0.50 y 1 m por lo que había que nivelar la superficie, distribuyendo más material en todo el ancho hasta lograr el equilibrio para proseguir el avance.

Después de 13 meses de iniciados los trabajos se había cruzado totalmente la zona 2 de 2.9 Km de longitud y llegando al Canal de San Francisco; para salvar este arroyo se colocó una batería de 5 tubos de lámina de acero galvanizado y se procedió a terraplenear para dar paso provisional a la maquinaria y dar inicio a los trabajos en la zona 1.

Esta zona quedó comprendida entre las estaciones 26+400 y 17+300 con igualdad de cadenamiento en la estación 26+226 AD = 21+080 AT; en este tramo el subsuelo resultó ser de mejor calidad, lo que redujo la profundidad de incrustación del relleno a 0.50 m en promedio, lográndose un avance aproximado de 70 m diarios trabajando dos turnos de 10 hr c/u; en un lapso de dos meses se terminó de construir totalmente la plantilla de trabajo, para junio de 1981 se dió paso hasta el Km 17+300, estación en la que se inicia el desarrollo del puente Coatzacoalcos II. Una vez terminada la terracería hasta la capa subrasante, se procedió a construir la sub-base en todo el tramo, con excepción de 500 m a ambos lados del Canal de San Francisco, donde se colocó una capa de precarga de 1.20 m de espesor que se dejaría por tiempo mínimo de 8 meses, para posteriormente escarificarse y voltear el material sobre las bermas para proceder a la pavimentación.

La construcción de las obras de drenaje se iniciaron seis meses después de construida la plantilla de trabajo, las excavaciones necesarias para colocar las obras se efectuaron hasta el nivel de contacto con la plantilla y el geotextil y se pudo observar la consolidación del estrato de turba en la interfase membrana-suelo, lo que facilitó los trabajos constructivos.

De la inversión necesaria para llevar a cabo la construcción de los accesos carreteros, el 5 % se empleó para el pago de 1.2 millones de metros cúbicos de material empleado en la construcción de la plantilla de trabajo.

6.6.5 COMPORTAMIENTO OBSERVADO.

Con el objeto de observar la influencia de la membrana en el comportamiento del camino, se utilizó el terraplén como prototipo a escala natural, para lo cual se instrumentaron e hicieron mediciones en cuatro secciones, dos en la zona 1 de alta compresibilidad y dos en la zona 2 pantanosa; de cada par, una sección se localizó sobre el tramo de 100 m de longitud construido sin membrana para este fin. Las secciones en la zona 2 se instrumentaron antes de colocar el relleno, pero los fuertes desplazamientos del terreno inutilizaron los aparatos y se optó por colocar todos los instrumentos después de colocada la plantilla de trabajo.

En cada sección se instalaron : nueve bancos de nivel superficiales (cinco en terreno superficial fuera de la base del terraplén y cuatro en la superficie del mismo); dos bancos con base de placa desplantados a 2 m abajo de la rasante; cinco celdas hidráulicas para medir asentamientos ; un banco profundo como referencia fija para todas las nivelaciones; tres piezómetros abiertos tipo Casagrande en suelos permeables; dos piezómetros neumáticos en los impermeables y tres tuberías de aluminio para inclinómetro. Con los resultados de las mediciones pudo retroalimentarse el proceso constructivo.

Después de 17 meses de mediciones en la zona 2, el asentamiento acumulado era de 45 cm en la sección sin membrana y de 38 en la sección con membrana; los desplazamientos laterales eran de 5.5 y 4.5 cm, respectivamente, mientras que la profundidad de incrustación fué de 5.20 m y 3.50 m. El relleno se encontró en estado suelto con un promedio de 5 golpes en la prueba de penetración estándar, excepto en el primer metro que se compactó con el paso del equipo de construcción.

En la zona 1 la incrustación del relleno en la sección sin membrana fué en promedio de 0.50 m, el asentamiento acumulado de 5 cm y el desplazamiento horizontal de 2 cm; en la sección con membrana el asentamiento acumulado era de 5 cm después de 7 meses de colocada la plantilla, la profundidad de incrustación fué imperceptible y su interfase uniforme.

Las mediciones piezométricas indicaron que la presión de poro tiende a disminuir en todas las secciones. Después de 7 meses de terminado el terraplén, el exceso de la presión de poro era de 0.0098 KPa (1.0 kg/m²).

fig. 6.8.- LOCALIZACIÓN DEL CRUCE DEL RIO COATZACOALCOS.

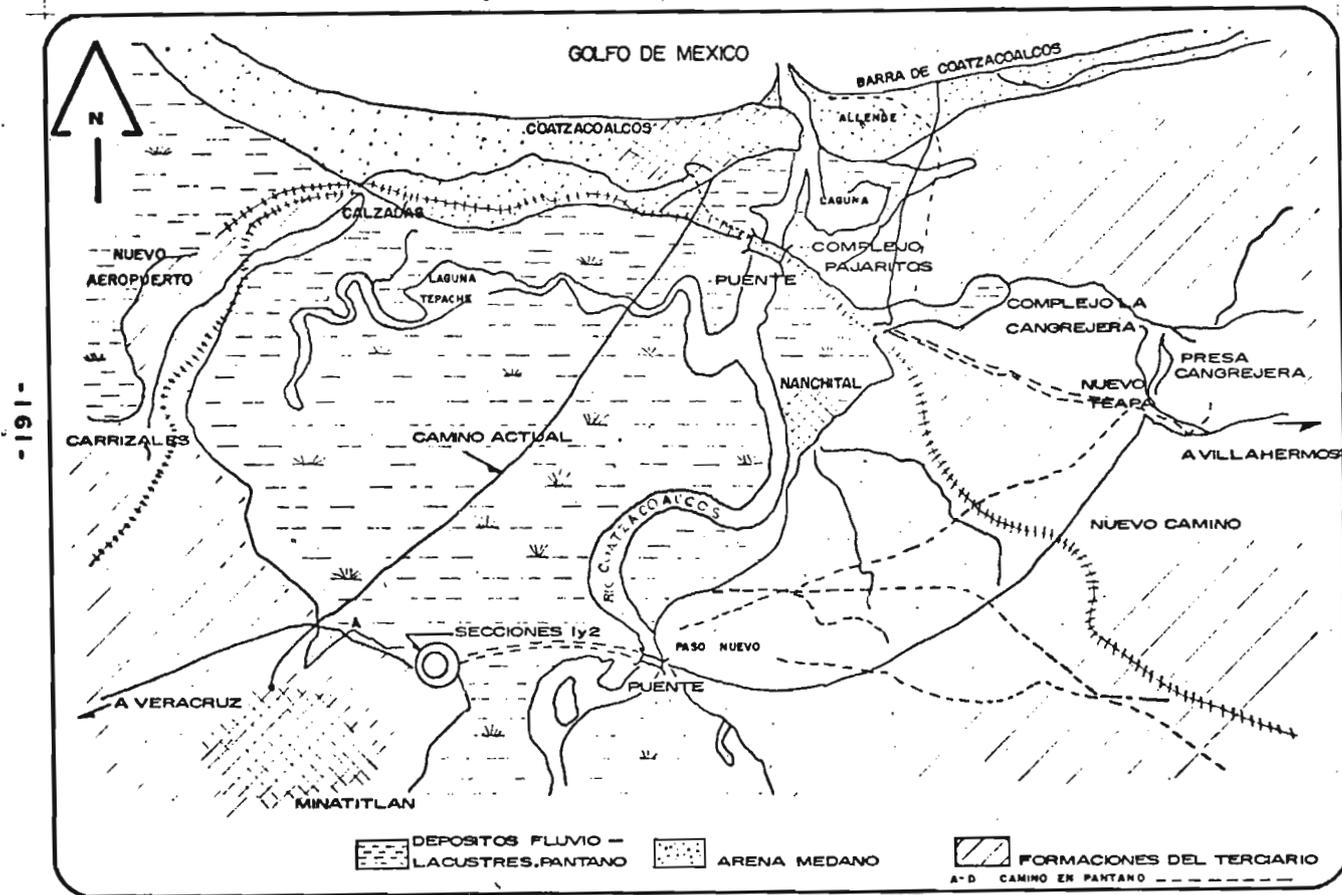
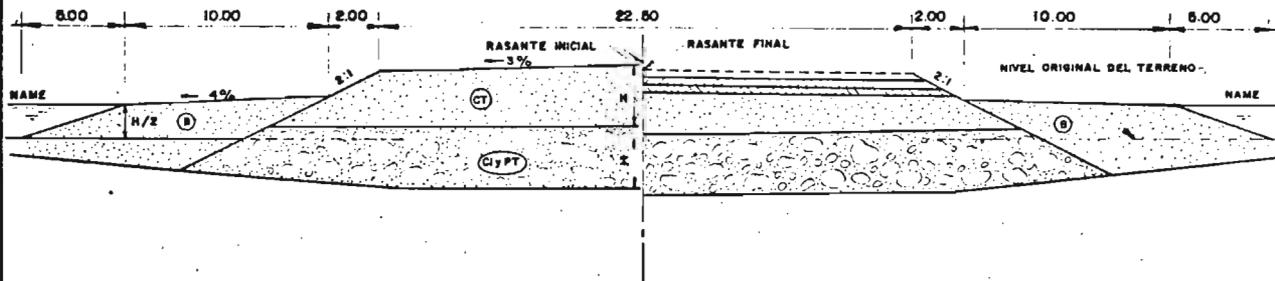


Fig. 619.- SECCION TRANSVERSAL DE LOS TERRAPLENES FLOTANTES.

Seccion Inicial

Seccion Final



SECCION DE PROYECTO DEL CAMINO

SIMBOLOGIA :

- SR  Capa de transición compactada al 100%.
 - T  Capa de transición compactada al 95%.
 - CT  Cuerpa de terraplén compactada al 90%.
 - B  Bermas
 - ClyPT  Capa de incrustación y plataforma de trabajo.
 - H  Altura del terraplén
 - I  Incrustación
- Acotaciones en metros

7



APLICACIONES

7. APLICACIONES.

Se presentan a continuación algunos ejemplos de aplicación de los temas tratados en este trabajo.

EJEMPLO 1

En la Cd. de México se proyecta construir un edificio de oficinas, cuyo peso total es de 1200 toneladas (incluye CM + CVperma) y ocupa un área de 750 m^2 ($50 \times 15 \text{ m}$). En el sitio elegido se efectuó un sondeo exploratorio del tipo mixto, alternando muestreo inalterado y penetración estándar, determinándose que el subsuelo es típico de la llamada 'ZONA DEL LAGO', en general de alta compresibilidad y baja resistencia al corte, constituido por los estratos indicados en la fig. 7.1 en la que además se reportan la variación con la profundidad de algunas propiedades índice y mecánicas de los estratos encontrados. En las figuras 7.2 a 7.8 se proporcionan las curvas de compresibilidad de las muestras ensayadas en consolidación unidimensional.

En base a las propiedades del subsuelo y a su estratigrafía, así como a las características de la estructura misma, se decidió utilizar un cajón cerrado formado por muros perimetrales y losas de tapa y cimentación, quedando alojadas las contratrabes de la subestructura en el espacio comprendido entre estas últimas. Es requisito que la losa de cimentación se diseñe estructuralmente como elemento rígido.

De lo anteriormente expuesto, se pretende determinar:

- a) Los asentamientos que experimentará el edificio, si la losa de cimentación se desplantara superficialmente o a 2 m de profundidad
- b) Los factores de seguridad para la capacidad de carga, utilizando las teorías de TERZAGHI, SKEMPTON y MEYERHOFF.
- c) La expansión elástica por descarga
- d) La expansión a largo plazo, considerando que la excavación permanece abierta el tiempo disponible para que se presente ésta.
- e) Estabilidad del talud
- f) Estabilidad del fondo por subpresión
- g) Control del nivel freático
- h) Procedimiento constructivo.

SOLUCION:

a) CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS.

Para la determinación de los asentamientos se aplicó la secuela de cálculo descrita en el inciso 3.5.1.2.

a.1) se dibujaron los diagramas de presiones totales, efectivas y neutrales en el subsuelo (fig.7.9), obtenidos mediante la expresión:

$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

σ = presión total (ton/m²)

$\bar{\sigma}$ = presión efectiva " "

u = presión neutral " " (considerando un NAF=0.80m)

Para fines de cálculo de las presiones totales se simplificó el perfil del suelo como se indica en la siguiente tabla:

ESTRATO	PROFUNDIDAD FRONTERA SUP.	PROFUNDIDAD FRONTERA INF.	ESPEJOR	PESO VOLUMETRICO MEDIO
No	m	m	m	ton/m ³
1	0	4.30	4.30	1.18
2	4.30	5.00	0.70	1.24 *
3	5.00	10.50	5.50	1.18
4	10.50	15.80	5.30	1.20
5	15.80	22.00	6.20	1.16
6	22.00	25.00	3.00	1.30
7	25.00	32.00	7.00	1.18
8	32.00	32.80	0.80	1.50 *
9	32.80	35.00	2.20	1.14

* se consideran mantos incompresibles

Se determinaron las presiones de preconsolidación de las muestras ensayadas, siendo sus valores los que se indican también en la fig. 7.9 puede observarse que se trata de un suelo pre-consolidado.

Para efectos de cálculo de los asentamientos, las muestras ensayadas en consolidación se consideran representativas de los estratos tabulados a continuación:

ESTR.	PROF. FRO. S	PROF. FRO. I	ESPE.	PROF. AL CENTRO DEL ESTR.	PROF. DE LA PRUEBA DE CONSOL.	CENTRO DEL ESTR.
1	0.80 *	4.30	3.50*	2.55*	3.33	1.32*
	2.00 **		2.30**	3.15**		1.43**
2	5.00	11.00	6.00	8.28	8.28	2.46
3	11.00	18.00	7.00	14.50	12.78	3.86
4	18.00	22.00	4.00	20.00	19.69	4.78
5	22.00	28.00	6.00	25.00	25.13	6.01
6	28.00	32.00	4.00	30.00	29.63	6.91
7	32.80	37.00	4.20	34.90	34.78	7.84

* SIN COMPENSACION

** CON COMPENSACION

Para el desplante a -0.80 m no se considerara compensación.

a.2) Una vez conocido el estado de presiones efectivas iniciales se calcularon los incrementos de presión efectiva () que implicará la construcción del edificio, considerando para ello dos diferentes niveles de desplante del cajón de cimentación; uno a 0.80 m y otro a 2.0 m de profundidad, por tanto se tiene:

Para $D_0 = 0.80$ m

CARGA PESO DEL EDIFICIO = $1200 / 750 = 1.60$ ton / m²

CARGA POR PESO DEL CAJON (SUPUESTO) = 1.70 " "

CARGA TOTAL 3.30 ton /m²

Para el desplante a 2.0 m, la compensación por descarga será:

$$\text{COMPENSACION} = \gamma H = 1.18 \times 2 = 2.4 \text{ ton /m}^2$$

$$\text{CARGA NETA} = 3.30 - 2.40 = 0.90 \text{ " "}$$

Para el cálculo se aplicó la gráfica de Fadum, de donde se obtuvo la variación con la profundidad del incremento de presión bajo un punto situado en la esquina de la losa de cimentación y otro al centro de la misma, proceso que a continuación se tabula y se grafica en la fig 7.10

PROF.	ESQUINA				CENTRO			
	m=50/Z	n=15/Z	Wo	$\frac{\Delta\sigma}{t/m^2}$	m=25/Z	n=7.5/Z	Wo	$\frac{\Delta\sigma}{t/m^2}$
m								
5	10	3.0	0.248	0.81* 0.22#	5	1.50	0.22	*2.90 #0.80
10	5	1.5	0.212	0.70* 0.19#	2.5	0.75	0.175	*2.31 #0.64
15	3.33	1.0	0.204	0.67* 0.18#	1.67	0.50	0.133	*1.76 #0.48
20	2.50	0.75	0.175	0.58* 0.16#	1.25	0.375	0.090	*1.19 #0.32
25	2.00	0.60	0.154	0.51* 0.14#	1.00	0.300	0.080	*1.06 #0.28
30	1.67	0.50	0.134	0.44* 0.12#	0.83	0.250	0.065	*0.86 #0.24
35	1.43	0.43	0.115	0.38* 0.10#	0.71	0.215	0.052	*0.69 #0.20

* SIN COMPENSACION

CON COMPENSACION

a.3) El cálculo del asentamiento de la losa de cimentación en una de sus esquinas y en su centro, se presenta tabulado para las condiciones de cajón desplantado en la superficie y a 2.0 m de profundidad; la expresión aplicada es:

$$\Delta H = \sum \Delta H_i \quad ; \quad \Delta H_i = \frac{\Delta e_i}{1 + e_{oi}} H_i$$

ΔH = asentamiento total (m)

H_i = espesor del estrato 'i' (m)

Δe_i = cambio en la relación de vacíos del estrato 'i' producido por el incremento medio de la presión efectiva ($\Delta \sigma$) corresp.

e_{oi} = relación de vacíos inicial media del estrato 'i'

ASENTAMIENTO AL CENTRO PROF. 0.80 m

EST.	σ t/m ²	$\Delta\sigma$ t/m ²	$\sigma + \Delta\sigma$ t/m ²	e_0	e_f	Δe	$1 + e_0$	H m	ΔH m
1	1.32	2.90	4.22	9.88	9.18	0.70	10.88	3.5	0.22
2	2.46	2.31	4.77	9.97	9.80	0.17	10.97	6.0	0.09
3	3.86	1.76	5.62	10.1	9.40	0.70	11.10	7.0	0.44
4	4.78	1.19	5.97	9.48	9.08	0.40	10.48	4.0	0.15
5	6.01	1.06	7.07	9.50	9.10	0.40	10.50	6.0	0.23
6	6.91	0.86	7.77	9.38	9.15	0.23	10.38	4.0	0.09
7	7.84	0.69	8.53	10.7	10.6	0.10	11.70	4.2	0.04
Σ									1.26

ASENTAMIENTO AL CENTRO PROF. 2.0 m

EST.	σ t/m ²	$\Delta\sigma$ t/m ²	$\sigma + \Delta\sigma$ t/m ²	e_0	e_f	Δe	$1 + e_0$	H m	ΔH m
1	1.43	0.80	2.23	9.88	9.80	0.08	10.88	2.3	0.02
2	2.46	0.64	3.19	9.97	9.92	0.05	10.97	6.0	0.03
3	3.86	0.48	4.34	10.1	9.99	0.11	11.10	7.0	0.07
4	4.78	0.32	5.10	9.48	9.42	0.06	10.48	4.0	0.02
5	6.01	0.28	6.29	9.50	9.42	0.08	10.50	6.0	0.05
6	6.91	0.24	7.15	9.38	9.34	0.04	10.38	4.0	0.02
7	7.84	0.20	8.04	10.7	10.6	0.06	11.70	4.2	0.02
Σ									0.23

ASENTAMIENTO EN LA ESQUINA PROF. 0.80 m

EST.	σ	$\Delta\sigma$	$\sigma + \Delta\sigma$	e_0	e_f	Δe	$l + e_0$	H	ΔH
1	1.32	0.81	2.13	9.88	9.67	0.21	10.88	3.5	0.08
2	2.46	0.70	3.16	9.97	9.90	0.07	10.97	6.0	0.04
3	3.86	0.67	4.53	10.1	9.85	0.25	11.10	7.0	0.16
4	4.78	0.58	5.36	9.48	9.28	0.20	10.98	4.0	0.07
5	6.01	0.51	6.52	9.50	9.20	0.30	10.50	6.0	0.17
6	6.91	0.44	7.35	9.38	9.18	0.23	10.38	4.0	0.07
7	7.84	0.38	8.22	10.7	10.6	0.15	11.70	4.2	0.04
Σ									0.63 m

ASENTAMIENTO EN LA ESQUINA PROF. 2.0 m

EST.	σ	$\Delta\sigma$	$\sigma + \Delta\sigma$	e_0	e_f	Δe	$l + e_0$	H	ΔH
1	1.43	0.22	1.65	9.88	9.85	0.03	10.88	2.3	0.01
2	2.46	0.19	2.65	9.97	9.93	0.04	10.97	6.0	0.02
3	3.86	0.18	4.04	10.1	10.0	0.06	11.10	7.0	0.04
4	4.78	0.16	4.94	9.48	9.44	0.04	10.48	4.0	0.01
5	6.01	0.14	6.15	9.50	9.47	0.03	10.50	6.0	0.02
6	6.91	0.12	7.03	9.38	9.36	0.02	10.38	4.0	0.01
7	7.84	0.10	7.94	10.7	10.6	0.04	11.70	4.20	0.01
Σ									0.12 m

a.4) Al considerar la losa de cimentación como elemento rígido, los asentamientos tenderán a ser uniformes en el área cargada, con un valor medio del 80 % del asentamiento al centro del área flexible, por tanto:

$$\Delta H = 0.80 \times 0.23 = 0.18 \text{ m PROF. } 2.0 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0.80 \times 1.26 = 1.01 \text{ m PROF. } 0.80 \text{ m}$$

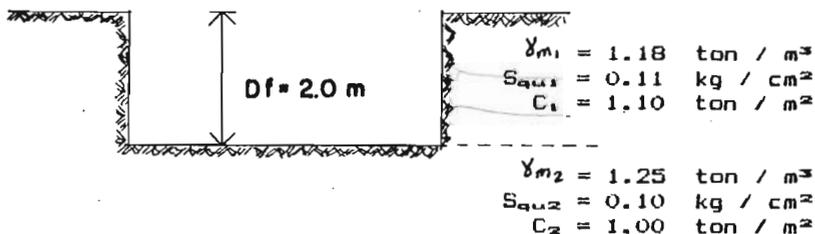
El valor de 1.01 m es intolerable, por lo que la losa se desplantará a 2.0 m ó más de profundidad, debiendo registrarse los asentamientos durante la construcción con objeto de verificar que la mayor parte de los mismos ocurran durante la ejecución de la obra.

a.5) Al comparar el asentamiento calculado con el permisible (R.D.F.) se observa que este es inferior a 30 cm, limite indicado en dicho reglamento.

b) CALCULO DE LOS FS PARA LA CAPACIDAD DE CARGA.

Se realiza el análisis por las teorías de Terzaghi, Skempton y Meyerhoff con el fin de comparar la similitud de valores de los factores de seguridad en el caso de cimentaciones superficiales; se considerarán los siguientes valores : $D_f = 2$ m y $B = 15$ m (lado menor de la excavación), y una carga viva eventual de 400 toneladas.

Para determinar el valor de la cohesión media y el peso volumetrico medio, se emplearon los valores indicados en el perfil estratigráfico (fig. 7.1), de donde finalmente se tiene :



b.1) Según Terzaghi:

$$q_u = C_2 N_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5 B \gamma_2 N_\gamma$$

del abaco de Terzaghi se tiene:

$$N_c = 5.14 \quad N_q = 1.0 \quad N_\gamma = 0$$

por tanto:

$$q_u = 5.14 \times 1.0 + (0.18 \times 1.2 + 1.18 \times 0.8) = 6.30 \text{ ton / m}^2$$

La capacidad de carga neta sera:

$$Q_u = 6.30 \times 750 = 4725 \text{ ton}$$

La carga neta en la cimentación será:

$$P_{\text{neta}} = P_{\text{total}} - P_{\text{compensada}}$$

$$P_{\text{total}} = CM + CV_{\text{per}} + P_o P_o + CV_{\text{event}} = 3.3 \times 750 + 400 \\ = 2875 \text{ ton}$$

$$P_{\text{comp}} = 1.18 \times 750 \times 2 = 1770 \text{ ton}$$

$$P_{\text{neta}} = 2875 - 1770 = 1105 \text{ ton}$$

El FS será :

$$FS = 4725 / 1105 = 4.27$$

b.2) Según Skempton :

Si $D/B = 2.0 / 15 = 0.13$ y considerando un cimiento largo, del ábaco de Skempton se tiene: $N_c = 5.23$ $N_q = 1.0$ por tanto:

$$q_u = 5.23 \times 1.0 + (1.18 \times 0.8 + 0.18 \times 1.2) = 6.33 \text{ ton}$$

Siguiendo el procedimiento del inciso anterior se tiene :

$$FS = 4747.5 / 1105 = 4.29$$

b.3) Según Meyerhoff :

Si $\phi = 0$, del ábaco correspondiente se tiene :

$$N_y = 0 \quad N_q = 1.0 \quad N_c = 5.20$$

$$q_u = 5.20 \times 1.0 + (1.18 \times 0.8 + 0.18 \times 1.2) = 6.36 \text{ ton / m}^2$$

$$FS = 4762.5 / 1105 = 4.31$$

De los valores obtenidos puede observarse su gran aproximación entre un valor y otro, además debe mencionarse que todos son valores superiores a los FS usualmente recomendados.

c) EXPANSIONES ELASTICAS.

Para el cálculo de la expansiones elásticas o inmediatas se empleará la expresión :

$$\Delta He = \frac{-W B (1 - \mu^2)}{E} I_w$$

B = ancho del cimiento

-W = descarga neta uniforme

μ = módulo de Poisson

E = módulo elástico

I_w = factor de influencia

En nuestro análisis los valores son :

B = 15.0 m (lado mínimo de la excavación)

μ = 0.30

E = 40 kg / cm²

-W = (0.8 x 1.18 + 1.2 x 0.18) = 1.16 ton / m² por descarga

Para determinar I_w se tiene L/B = 50/15 = 3.33 y de la tabla propuesta por Sowers (ver 3.5.1.1.) se tiene :

I_w centro = 2.10

I_w esqui = 1.05

I_w media = 1.83

sustituyendo valores :

$$\Delta He = \frac{-1.16 \times 15.0 (1 - 0.30)}{400} I_w = 0.029 I_w$$

ΔHe centro = -0.029 x 2.10 = -0.06 m

ΔHe esqui = -0.029 x 1.05 = -0.03 m

ΔHe medio = -0.029 x 1.83 = -0.05 m

d) CALCULO DE EXPANSIONES A LARGO PLAZO.

Para el análisis de las expansiones a largo plazo se considerará que la excavación permanece abierta durante el tiempo necesario para que ocurra ésta, la expresión para calcular las deformaciones será :

$$\Delta H_e = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H$$

Se emplearán las curvas de compresibilidad, utilizando el tramo de descarga y las gráficas de decrementos de presión (fig. 7.10) indicadas por líneas punteadas.

AL CENTRO DE LA EXCAVACION

EST.	σ	$\Delta\sigma$	$\sigma + \Delta\sigma$	e_o	e_f	Δe	$1 + e_o$	H	ΔH
1	1.32	1.02	0.30	3.68	3.85	0.17	4.68	2.3	0.08
2	2.46	0.81	1.65	3.20	3.35	0.15	4.20	6.0	0.21
3	3.86	0.62	3.24	2.80	2.85	0.05	3.80	7.0	0.09
4	4.78	0.42	4.36	3.58	3.60	0.02	4.58	4.0	0.02
5	6.01	0.37	5.64	3.54	3.55	0.01	4.54	6.0	0.01
6	6.91	0.30	6.61	3.76	3.77	0.01	4.76	4.0	0.01
7	7.84	0.24	7.60	4.10	4.11	0.01	5.10	4.2	0.00
Σ									0.42 m

EN LA ESQUINA DE LA EXCAVACION

EST.	σ	$\Delta\sigma$	$\sigma + \Delta\sigma$	e_o	e_f	Δe	$1 + e_o$	H	ΔH
1	1.32	0.29	1.03	3.68	3.74	0.06	4.68	2.3	0.03
2	2.46	0.25	2.21	3.20	3.25	0.05	4.20	6.0	0.07
3	3.86	0.24	3.62	2.80	2.82	0.02	3.80	7.0	0.04
4	4.78	0.20	4.58	3.58	3.57	0.01	4.58	4.0	0.00
5	6.01	0.18	5.83	3.50	3.51	0.01	4.50	6.0	0.01
6	6.91	0.16	6.75	3.75	3.76	0.01	4.75	4.0	0.00
7	7.84	0.13	7.71	4.10	4.11	0.01	5.10	4.2	0.00
Σ									0.15 m

Dada la magnitud de los valores anteriores se recomienda el proceso de excavación por etapas o el empleo de un equipo de bombeo, métodos que ayudan a disminuir las expansiones del subsuelo.

e) ESTABILIDAD DEL TALUD.

Se verificará la altura crítica H_c en corte vertical, en caso de ser menor a la profundidad de desplante de 2.0 m, se determinará la inclinación del talud por medio de un análisis de estabilidad.

$$H_c = \frac{4 c}{\gamma_m} = \frac{4 \times 1.0}{1.18} = 3.40 \text{ m}$$

Por tanto no se requiere inclinación en el talud ni uso de ademe, si la excavación se mantiene abierta poco tiempo.

Revisión por Taylor.

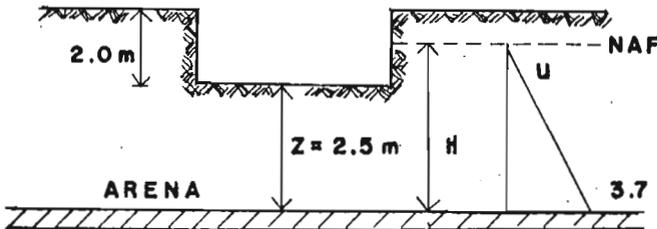
$$C_{nec} = N_e H \gamma_m = 0.181 \times 2 \times 1.18 = 0.427$$

$$FS = C_{real} / C_{nec} = 1 / 0.42 = 2.34$$

f) ESTABILIDAD DEL FONDO POR SUBPRESION.

Debido a que el perfil del subsuelo (fig. 7.1) muestra un estrato permeable, se analizará la posibilidad del levantamiento del fondo por subpresión actuando en esa capa. Para que la falla no ocurra se tiene que cumplir :

En nuestro caso tenemos :



$$\begin{aligned} Z &= 2.50 \text{ m} \\ \gamma_m &= 1.25 \text{ ton / m}^3 \\ H &= 3.70 \text{ m} \\ \gamma_w &= 1.0 \text{ ton / m}^3 \end{aligned}$$

El factor de seguridad será :

$$FS = \frac{Z \gamma_m}{H \gamma_w} = \frac{2.50 \times 1.25}{3.7 \times 1.0} = 0.85$$

Como el factor de seguridad es menor de 1.0 se tendrá que emplear bombeo para abatir el nivel freático y reducir con ello la magnitud de la subpresión hidrostática.

g) CONTROL DEL AGUA FREATICA.

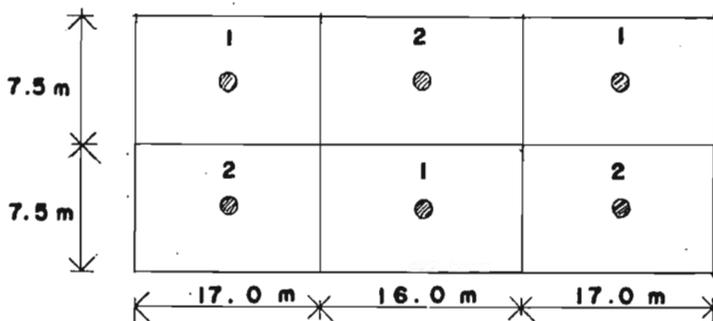
Debido a que al ir realizando la excavación el NAF se va abatiendo, no existe problema de filtraciones hacia la misma, al inicio de los trabajos.

El problema de falla por subpresión y las expansiones en la excavación obligan el uso de bombeo con el fin de aumentar el factor de seguridad y reducir los futuros asentamientos, éste se empezara a aplicar simultáneamente con el inicio de la excavación. Además se construirá un cárcamo de bombeo alimentado por zanjas colectoras de agua, y del cual se sacará el agua hacia la superficie y se vaciará en el sistema de recarga o en lugar que no perturbe otra actividad; el número de cárcamos dependerá de la cantidad de agua por extraer.

h) PROCESO CONSTRUCTIVO.

En base a los análisis geotécnicos presentados en los puntos anteriores, se puede observar que el principal problema a salvar se presenta en la posibilidad de falla por subpresión y en la magnitud de las expansiones al realizar la excavación en una sola operación. El método recomendado es la excavación por etapas y el empleo de bombeo según se comentó en el punto anterior.

El croquis siguiente ilustra el orden y las dimensiones de cada una de las etapas de excavación, inmediatamente después se menciona el procedimiento constructivo a emplear.

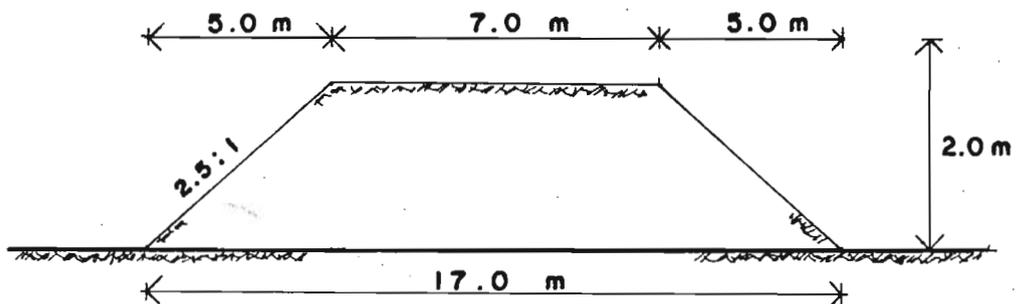


⊗ LOCALIZACION PROPUESTA DEL POZO

- h.1) se iniciará la excavación con ayuda de una retroexcavadora la cual atacará por orden cada una de las zonas señaladas, el material extraído será desalojado de inmediato por camiones.
- h.2) una vez terminada la etapa que se está atacando, se procede a colocar una plantilla de concreto pobre, para evitar el remodelo de la superficie arcillosa, y construir lo más pronto posible la losa de piso. Se lastrará la losa para evitar expansiones inmediatas grandes y se suspenderá el bombeo.
- h.3) no debe excavarse la otra etapa hasta no tener construida y lastrada la losa de piso de la etapa anterior.
- h.4) una vez terminadas las etapas de excavación al igual que la losa de piso se construirán las contratrabes interiores, los muros perimetrales y finalmente la losa de techo, en periodos lo más cortos posibles con objeto de restituir los esfuerzos iniciales a la arcilla y lograr en el menor tiempo una estructura rígida.
- h.5) con el fin de observar el comportamiento del subsuelo y de la estructura misma, se requiere la colocación de :
- piezómetros antes del comienzo de la excavación
 - bancos superficiales dentro y fuera de la excavación, así como en la cimentación.

EJEMPLO 2.

Se desea construir un terraplén con la siguiente sección:



El terraplén se apoyará sobre suelo arcilloso blando cuyas características de resistencia se indican en la figura 7.1. La altura del terraplén es de 2.0 m y el talud 2.5:1 y estará constituido por un material arcilloso debidamente compactado con $\gamma = 1.21 \text{ ton/m}^3$ y $c = 1.20 \text{ ton/m}^2$, para el terreno de cimentación se considera una resistencia al esfuerzo cortante promedio de 1.0 ton/m^2 (fig. 7.1) considerando que la profundidad afectada por el terraplén es de 35 m.

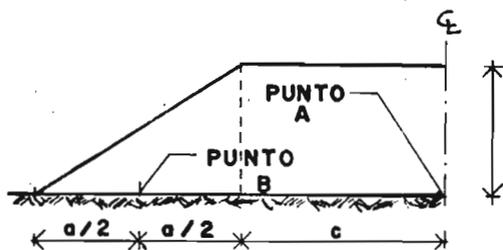
Para el cálculo de la estabilidad del terraplén se supone a este agrietado, por lo que no existe resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento de falla en el cuerpo del terraplén. En base a lo anterior determinese:

- Los asentamientos que experimentará el terreno de cimentación
- El factor de seguridad para la capacidad de carga del terreno
- El factor de seguridad para el círculo crítico de falla
- El factor de seguridad para el círculo crítico por el método de Taylor
- Procedimiento constructivo y especificaciones.

SOLUCION

a) CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Para determinar los asentamientos se emplearán los diagramas de esfuerzos iniciales del problema anterior, solo se determinará la nueva distribución de esfuerzos en el terreno inducidos por el peso del terraplén, para lo cual se utilizan las gráficas propuestas por J.Ü. OSTERBERG (Ref. 4) para carga trapezoidal.



$$a = 5.0 \text{ m}$$

$$c = 3.5 \text{ m}$$

$$p = 2.0 \times 1.21 = 2.4 \text{ t/m}^2$$

$$G_z = IP$$

P = carga unitaria

I = valor de influencia

Para encontrar los valores del incremento de presión bajo el centro del terraplén (punto A) basta multiplicar los valores obtenidos para cada profundidad Z por dos; para determinar los valores al centro del extremo final (punto B), bastará aplicar la mitad del valor ΔG . Para determinar los asentamientos se empleará la teoría de Terzaghi.

Z m				A	B
	a / Z	c / Z	I	2 IP t/m ²	IP / 2 t/m ²
5	1.00	0.70	0.425	2.04	0.51
10	0.50	0.35	0.310	1.49	0.37
15	0.33	0.23	0.240	1.15	0.29
20	0.25	0.18	0.180	0.86	0.22
25	0.20	0.14	0.150	0.72	0.18
30	0.17	0.12	0.135	0.65	0.16
35	0.14	0.10	0.110	0.53	0.13

ASENTAMIENTOS AL CENTRO DEL TERRAPLEN (PUNTO A)

EST.	σ	$\Delta \sigma$	$\sigma + \Delta \sigma$	e_0	e_f	Δe	$1 + e_0$	H	ΔH
1	1.32	2.04	3.36	9.48	9.38	0.10	10.88	5.0	0.23
2	2.46	1.49	3.95	9.97	9.85	0.12	10.97	6.0	0.07
3	3.86	1.15	5.01	10.1	9.80	0.30	11.10	7.0	0.19
4	4.78	0.86	5.64	9.48	9.32	0.16	10.98	4.0	0.06
5	6.01	0.62	6.63	9.50	9.35	0.15	10.50	6.0	0.09
6	6.91	0.65	7.56	9.38	9.24	0.12	10.38	4.0	0.05
7	7.84	0.53	8.37	10.7	10.6	0.10	11.70	5.0	0.04
								Σ	0.73

ASENTAMIENTOS AL CENTRO DEL ESTREMO FINAL (PUNTO B)

EST.	σ	$\Delta\sigma$	$\sigma + \Delta\sigma$	e_o	e_f	Δe	$1 + e_o$	H	ΔH
1	1.32	0.51	1.83	9.88	9.80	0.08	10.88	5.0	0.04
2	2.46	0.37	2.83	9.97	9.50	0.47	10.97	6.0	0.26
3	3.86	0.29	4.15	10.1	10.0	0.10	11.10	7.0	0.06
4	4.78	0.22	5.00	9.48	9.40	0.08	10.48	4.0	0.03
5	6.01	0.18	6.19	9.50	9.42	0.08	10.50	6.0	0.05
6	6.91	0.16	7.07	9.38	9.32	0.06	10.38	4.0	0.02
7	7.84	0.13	7.97	10.7	10.7	0.05	11.70	5.0	0.02
Σ									0.48 m

Debido a la magnitud de los asentamientos se recomienda construir el terraplén en dos etapas de 1 m, permitiendo con ello la consolidación del terreno y considerar el volumen adicional que representa la incrustación del terraplén. Se ha registrado en la zona que el 30 % de los asentamientos se presenta durante la construcción (aprox. 3 meses) y del 65 al 80 % en 2 años, por lo que se requerirá mantenimiento (sobre-elevar) en ese lapso.

b) FACTOR DE SEGURIDAD PARA LA CAPACIDAD DE CARGA.

Para el análisis de capacidad de carga se tiene:

$$D_c = 0, \quad \varphi = 0, \quad c_{mud} = 1.00$$

POR TERZAGHI

$$q_u = 5.14 \times 1.00 = 5.14 \text{ ton / m}^2$$

CAPACIDAD DE CARGA NETA

$$Q_d = 5.14 \times 17 = 87.38 \text{ ton/m}$$

CARGA NETA EN LA CIMENTACION

$$P = 2.0 \times 1.21 = 2.42 \text{ ton/m}^2/\text{m}$$

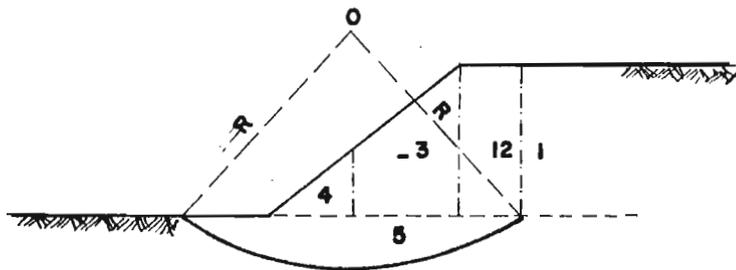
$$P \text{ neta} = 2.42 \times 17 = 41.14 \text{ ton/m}^2$$

$$FS = 83.81 / 41.14 = 2.12$$

c) DETERMINACION DEL CIRCULO CRITICO.

Para determinar el factor de seguridad para el círculo crítico de falla se empleará el método de A. CASAGRANDE (5.1.3.1.).

Los momentos motores (M_m) estarán dados por el peso del área que tiende a producir el deslizamiento multiplicado por su distancia a un eje normal que pasa por el centro del círculo de falla considerado. El terraplén se divide en cuatro dovélas como se muestra en la figura. El área 5 es simétrica con respecto a O y no produce momento motor.

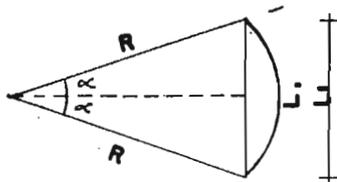


El momento motor debido al peso del terraplén de la dovéla 1 se omite por considerarse que está agrietado este.

El momento de las fuerzas que se oponen al deslizamiento o momento resistente (M_r) estará dado por la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta (ver fig. anterior) multiplicada por su radio es decir :

$$M_r = c L R$$

Para el cálculo de la longitud L se tiene :



$$\alpha = \text{ARC SEN } \frac{L / 2}{R}$$

$$L = 0.017453 \cdot 2 \alpha R$$

En la siguiente tabla se resume el cálculo de los factores de seguridad para diferentes círculos :

PUNTO	R	FS
1	8.65	2.64
2	7.90	2.46
3	6.75	2.89
4	8.25	2.66
5	6.40	4.37
6	7.95	2.36
7	7.35	2.32

* MINIMO

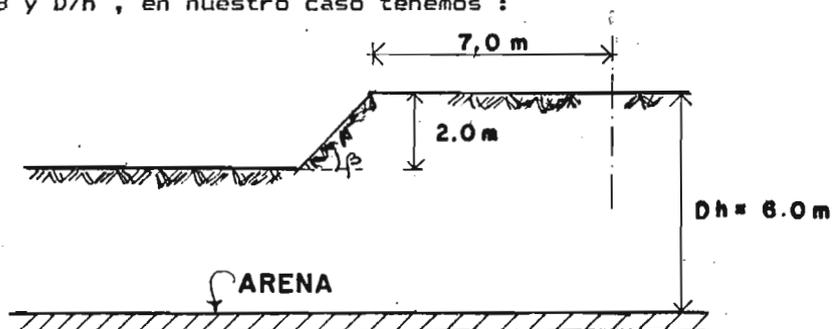
PUNTO	R	FS
8	7.70	2.34
9	8.90	2.42
10	7.25	2.35
11	7.90	2.76
12	7.50	2.35
13	7.90	2.36
14	7.15	2.36

En la figura 7.11 se observa la posición de los puntos mencionados así como el círculo de falla crítico.

d) FACTOR DE SEGURIDAD POR EL METODO DE TAYLOR.

Si la pendiente del talud es 2.5:1, el ángulo que forma con la horizontal será $\beta = 21.8$ grados.

En el perfil estratigráfico puede observarse un estrato resistente a 4.0 m de profundidad del nivel del suelo natural. Para emplear la gráfica de Taylor fig. 5.55 se requieren los parámetros: B y D/h, en nuestro caso tenemos:



$$D = 3.0$$

$$D/B = 0.29$$

$$Dh = 6.0m$$

De la gráfica tenemos $N_e = 0.172$ (N_e requerido)

Para obtener el N_e disponible en el terraplén se tiene:

$$N_e = 0.96 / 1.21 \times 2 = 0.397$$

Finalmente el factor de seguridad será :

$$FS = 0.397 / 0.172 = 2.31$$

El círculo crítico es tangente al estrato resistente y con centro en la vertical media al talud.

e) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y ESPECIFICACIONES.

Algunas actividades previas a la construcción del terraplén serán:

- Localización y clasificación de préstamos en las cercanías de la obra

- Determinación del equipo de explotación y forma de ataque de los bancos de material

- Verificar si los métodos constructivos son los correctos o indicar modificaciones.

Determinar espesor de las capas por compactar, número de pasadas del equipo, humedad necesaria de compactación para obtener el grado de compactación requerido (generalmente del 95 %), así como definir el equipo más conveniente en actividades tales como: acarreo del material, tendido, riego, compactación y escarificación.

El procedimiento de construcción propiamente dicho será:

1. Limpieza y nivelación del lugar de desplante
2. Dependiendo del grado de humedad se riega el material o se deja secar, de preferencia en el banco de préstamo.
3. Excavación del material de préstamo
4. Acarreo del material desde el banco a la obra, se procede posteriormente a vaciarlo en montones sobre la zona marcada, estacionándolos de tal manera que al extenderlos quede una capa de unos 20 a 30 cm de espesor aproximadamente. El espesor real de esta capa se determinará en el terraplén de prueba y depende fundamentalmente de la capacidad del equipo empleado.
5. Una vez colocados todos los montones se extienden en toda la superficie del terraplén hasta dejar una capa uniforme de espesor determinado anteriormente.
6. Una vez tendida la capa se procede a compactar con el número de pasadas obtenido en el terraplén de prueba; deben de limitarse las zonas donde el equipo pueda quedar parado sobre el terraplén, ya que esta zona no deben obtenerse muestras de compactación.

7. Terminada de compactar la primera capa se escarifica esta y se colocan los nuevos montones volviendo a realizar los puntos antes mencionados hasta terminar el terraplén. La escarificación garantiza una liga adecuada entre las diversas compactaciones y se logra una mayor uniformidad. La escarificación solo se realizará cuando la compactación se haga con rodillos lisos los cuales no son recomendables para materiales finos.

8. En materiales arcillosos y limosos que se compacten con una humedad mayor a óptima de la prueba proctor, se recomienda que la construcción se haga lentamente para que las presiones de poro se disipen.

9. No deberá iniciarse la construcción de terracerías antes de terminarse las alcantarillas y/o muros de sostenimiento, la construcción de los cuales deberá ir, por lo menos, 500 m adelante.

10. Para dar por terminada la construcción de un terraplén, incluyendo su afinamiento, se verificarán el alineamiento, el perfil y la sección su forma, anchura y acabado.

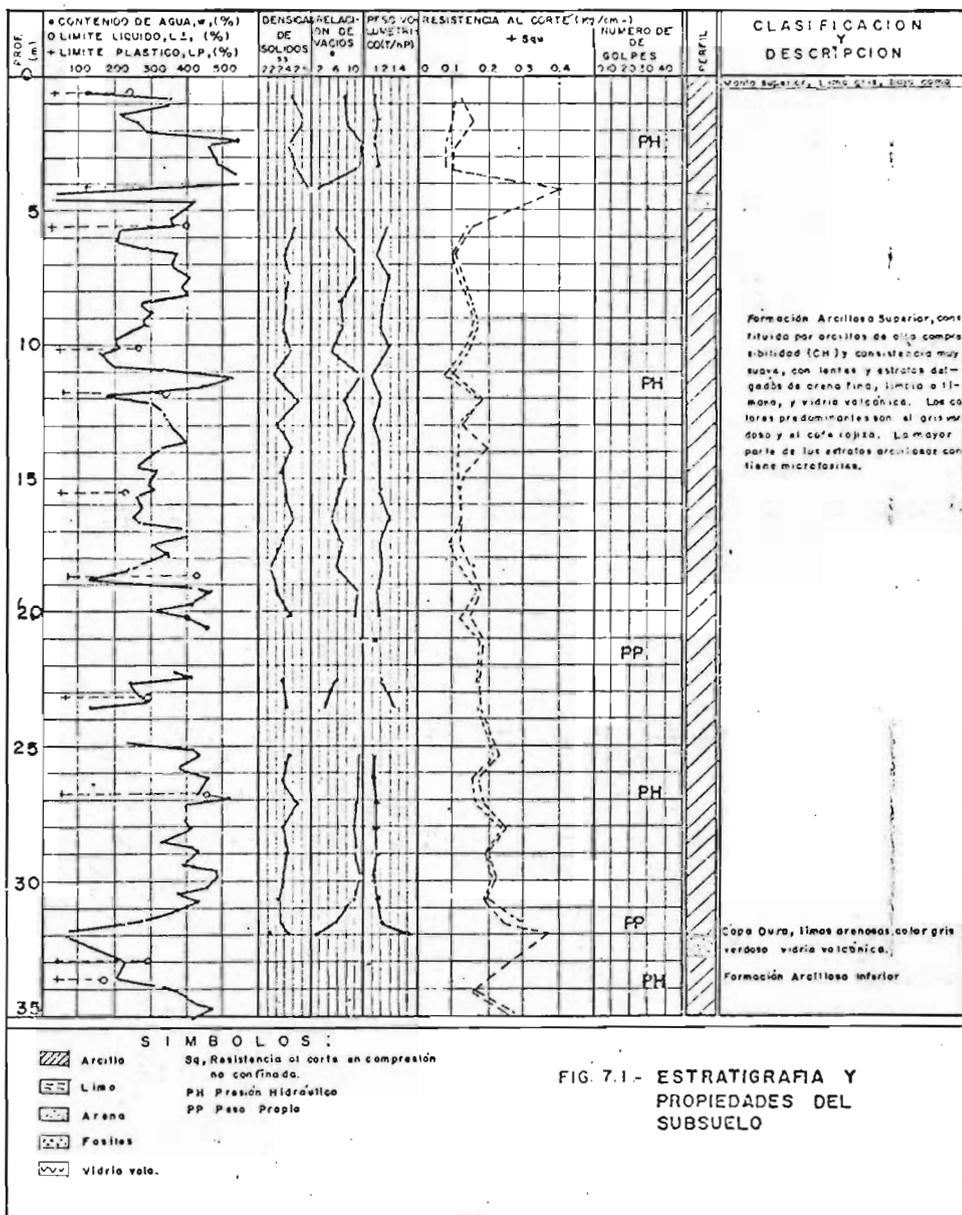


FIG. 7.1 - ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

SONDEO	PROF.(m)	Ss	wi %	ei	Gi %
SII	3.33	2.39	423.8	10.25	100

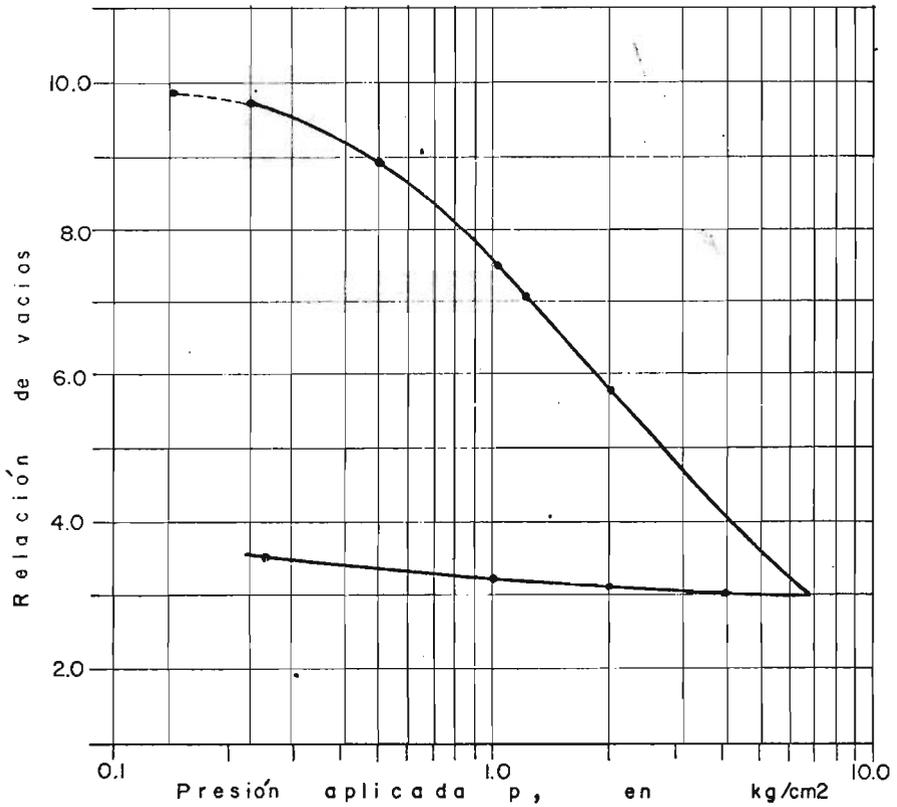


FIG.7.2 CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF. (m)	S _s	w _i %	e _i	G _i %
SII	8.28	2.26	453.5	10.14	100

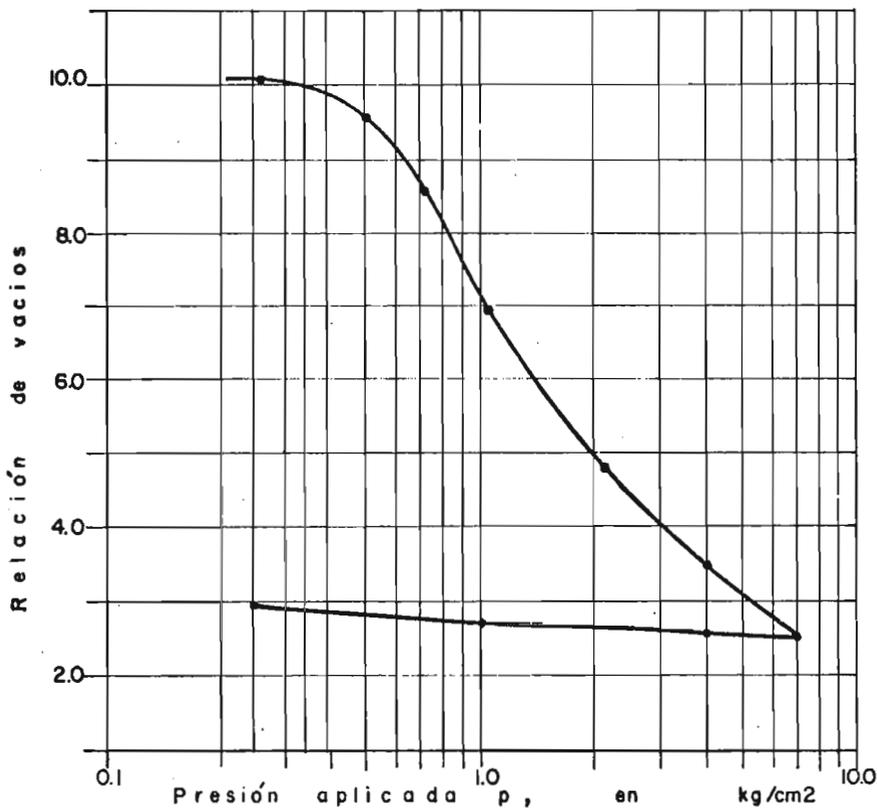


FIG. 7.3 CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF(m)	Ss	wl %	el	Gl %
SII	12.78	2.24	467.5	10.45	100

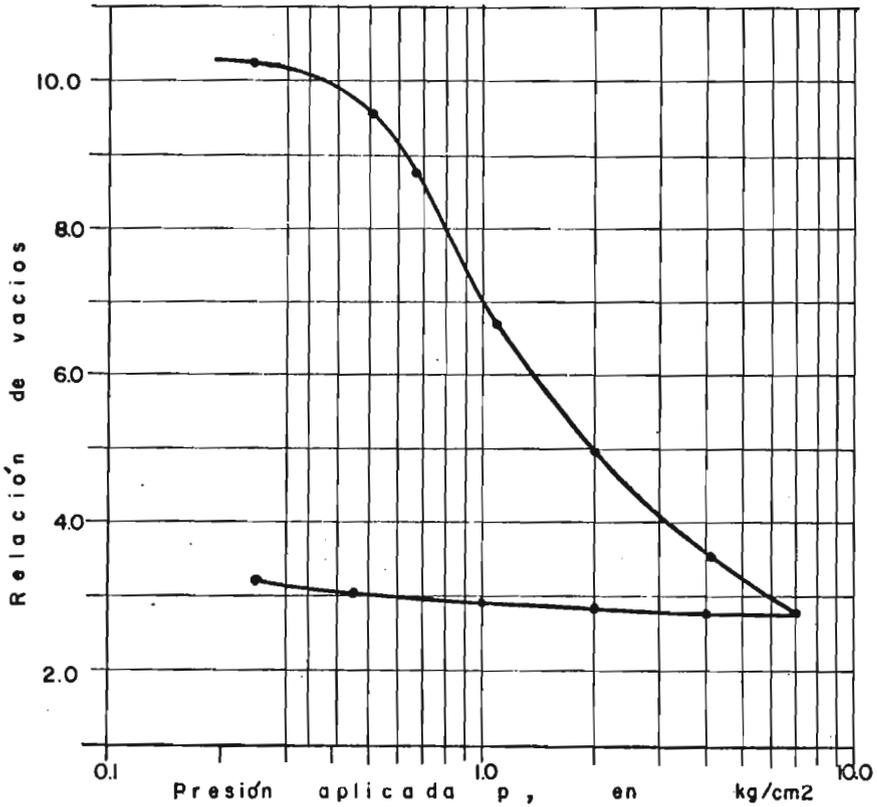


FIG. 7.4 CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF.(m)	Ss	wi %	ei	Gi %
SII	19.69	2.42	423.7	10.3	99.5

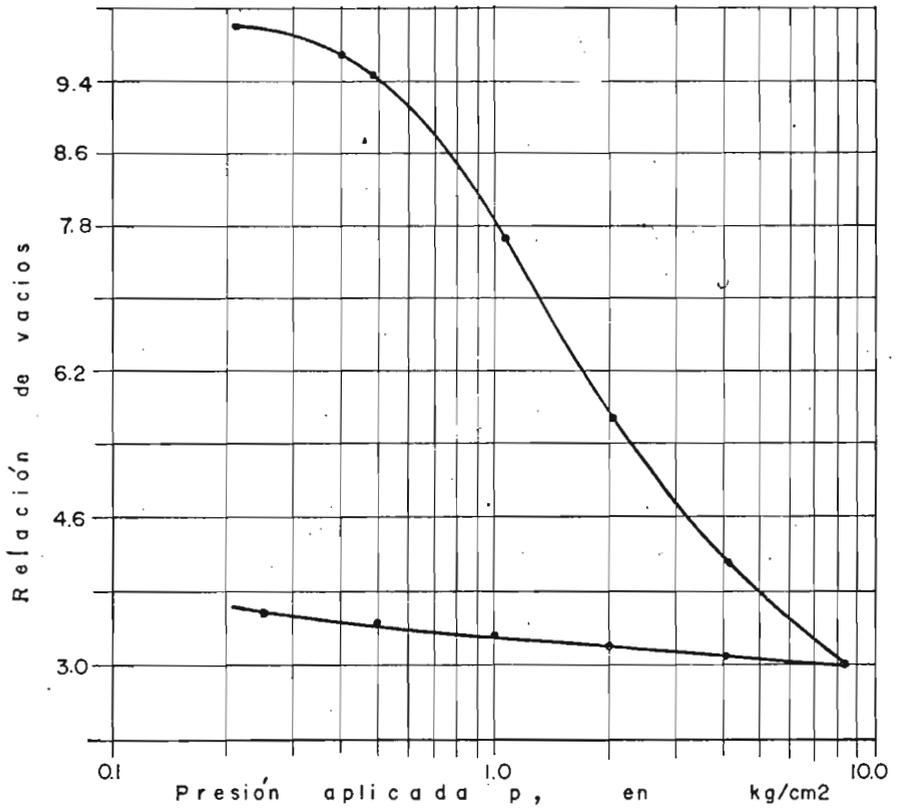


FIG. 7.5 CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF. (m)	Ss	wi %	ei	Gi%
SII	25.13	2.30	442.2	10.0	100

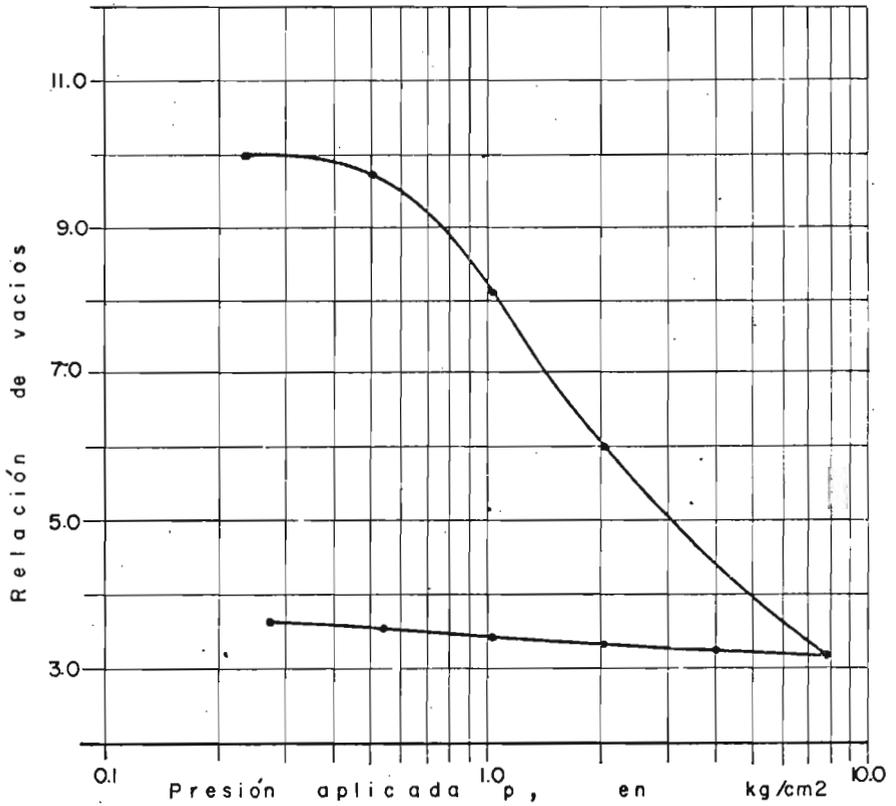


FIG. 7.6 CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF.(m)	Ss	wl %	ei	GI %
S11	29.63	2.41	413.0	10.06	98.9

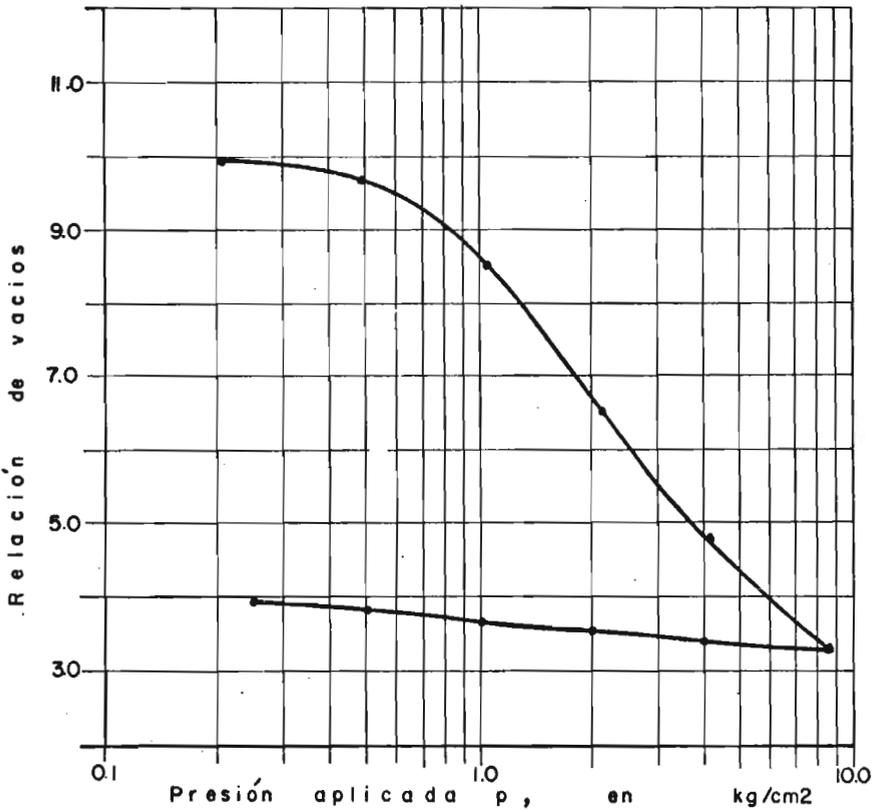


FIG.7.7 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF.(m)	Ss	wl %	ei	Gi %
SII	34.78	2.27	499.2	11.18	101.4

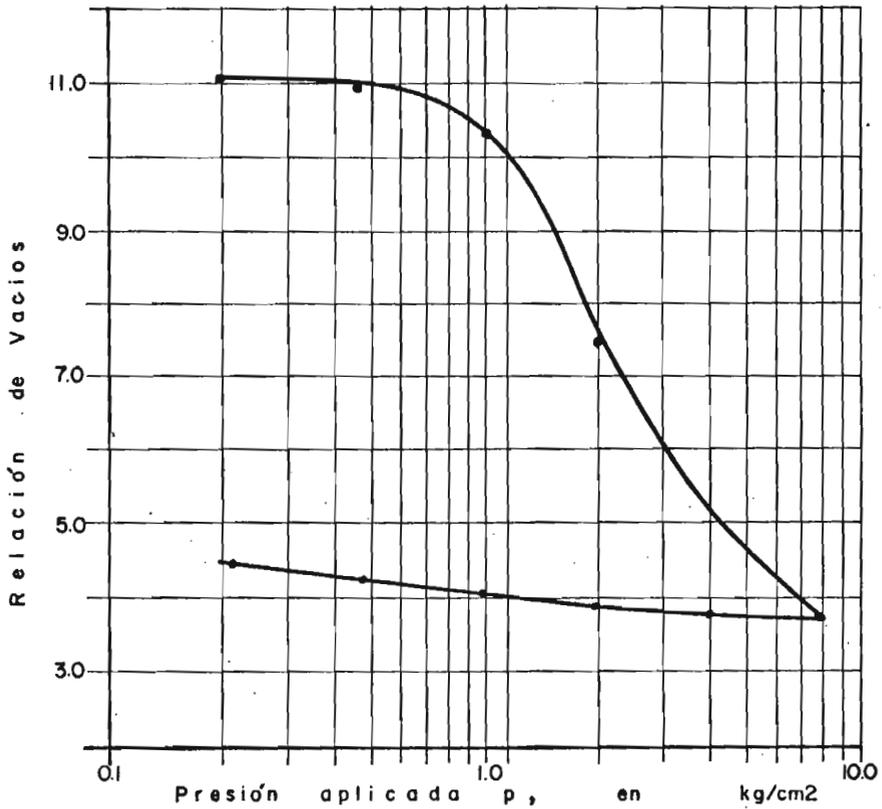
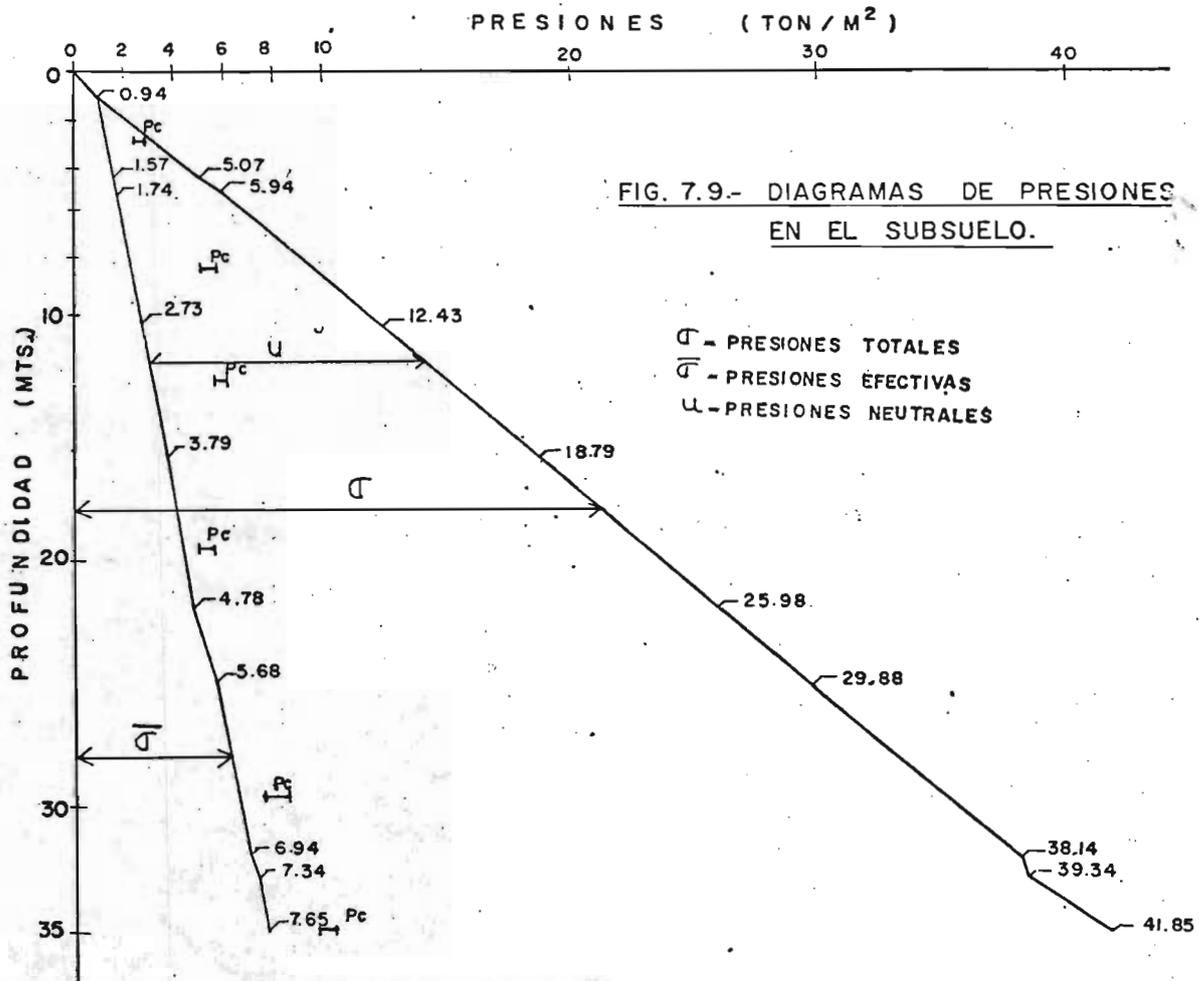


FIG. 7.8 CURVA DE COMPRESIBILIDAD



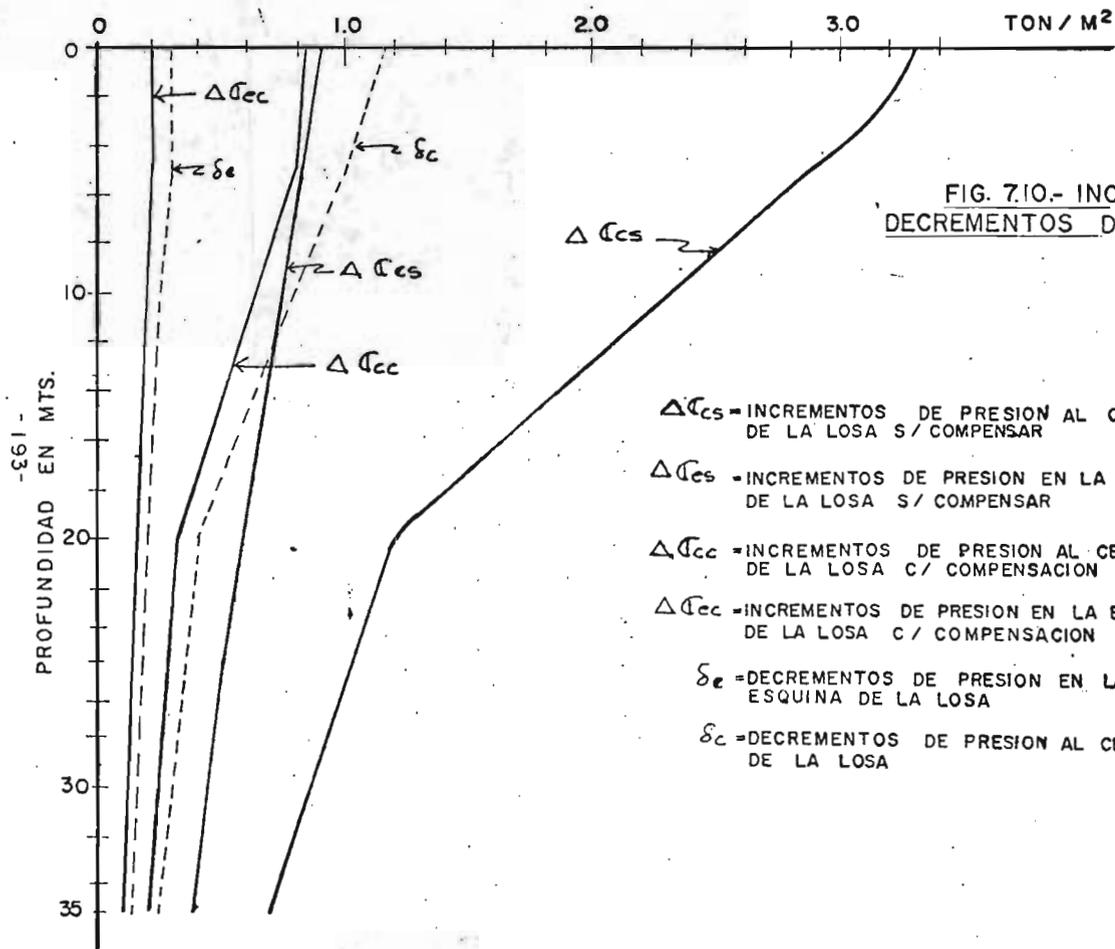


FIG. 7.10.- INCREMENTOS Y DECREMENTOS DE PRESION

ΔC_{cs} - INCREMENTOS DE PRESION AL CENTRO DE LA LOSA S / COMPENSAR

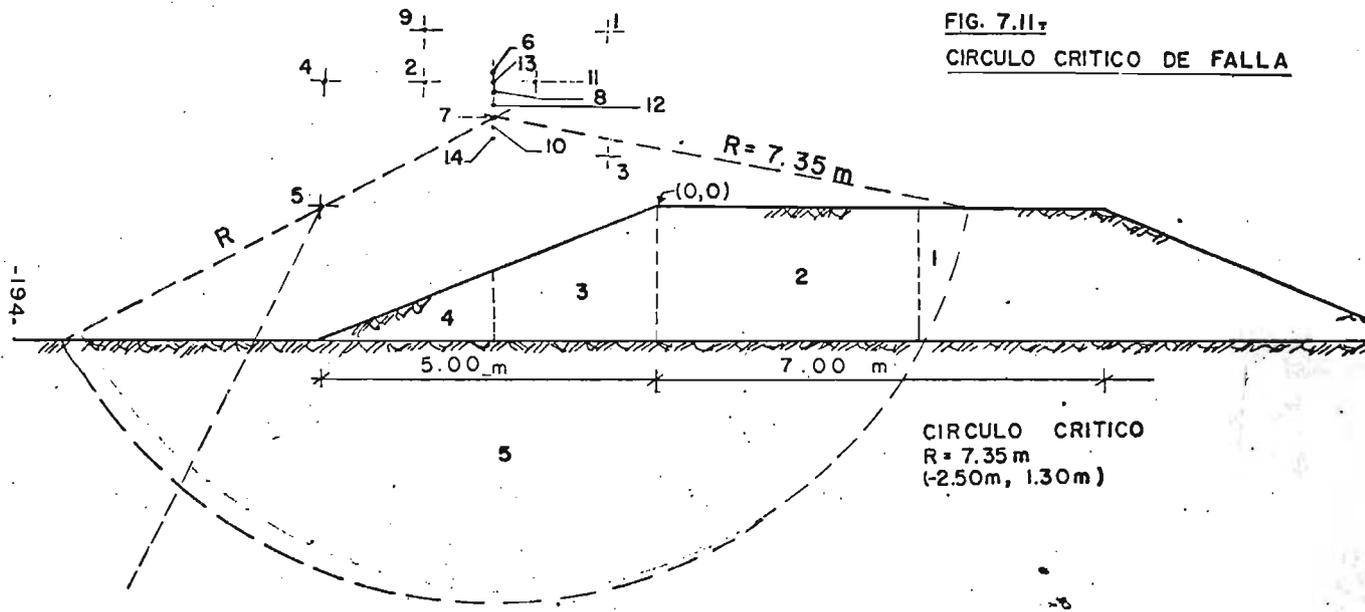
ΔC_{es} - INCREMENTOS DE PRESION EN LA ESQUINA DE LA LOSA S / COMPENSAR

ΔC_{cc} - INCREMENTOS DE PRESION AL CENTRO DE LA LOSA C / COMPENSACION

ΔC_{ec} - INCREMENTOS DE PRESION EN LA ESQUINA DE LA LOSA C / COMPENSACION

δ_e - DECREMENTOS DE PRESION EN LA ESQUINA DE LA LOSA

δ_c - DECREMENTOS DE PRESION AL CENTRO DE LA LOSA



8



**CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES**

Conforme a lo presentado en este trabajo, puede establecerse que el éxito en la aplicación, tanto de las teorías expuestas, como de los métodos constructivos que actualmente se emplean en la ingeniería de cimentaciones para suelos blandos, está directamente relacionado con la adecuada realización de las siguientes actividades :

- Obtención confiable de valores de las características físicas de los suelos, de donde se concluye que toda la investigación de campo debe estar perfectamente planeada (determinación de lugares característicos para sondeos, profundidad, número y espaciamiento de estos últimos, selección del equipo, así como de los métodos de muestreo idóneos al tipo de suelo para la obtención de muestras de aceptable calidad), además de una conveniente elección de las pruebas de laboratorio, que representen lo más acertadamente posible las condiciones existentes en el subsuelo, así como la correcta interpretación de la información obtenida.

- Selección del tipo adecuado de cimentación, la cual debe estar acorde con la magnitud de las cargas, con el asentamiento permisible en la estructura y con el tiempo disponible de construcción, ya que la obra tiene que ser redituable lo más pronto posible.

- Empleo de instrumentos de medición del comportamiento del subsuelo y la utilización de ' PRUEBAS EN SITIO ', en proyectos importantes o de alto costo, tanto para establecer la retroalimentación necesaria entre proyecto y construcción, como para observar la aplicabilidad y comparatividad de las teorías empleadas.

- Considerar las deformaciones que se presenten, tales como asentamientos y expansiones, tanto en la zona de trabajo como en estructuras vecinas al realizar la ejecución de la obra. El control de dichas deformaciones se hará por medio del procedimiento constructivo aplicable en cada caso que resulte el más adecuado y económico.

- La elección del procedimiento constructivo más apropiado dependerá de las características específicas del proyecto, del tiempo y del equipo disponible para la construcción, así como de la capacidad económica que lo respalde.

- Tomar en cuenta que en el caso de cimentaciones profundas, específicamente en pilotes, el principal problema es el remoldeo causado al subsuelo cuando se hincan estos en el terreno, por lo que al instalar un número considerable, la separación deberá estar bien definida para evitar o al menos reducir este fenómeno, al igual que el levantamiento que se produce en la zona de trabajo, por lo que es conveniente la realización de perforaciones previas cuando se presenten estas condiciones. En caso de que la zona presente hundimiento regional se considerará la fricción negativa en el diseño.

- Evaluar la posibilidad de emplear geotextiles en suelos de baja capacidad de carga para favorecer la construcción de terracerías, ya que reduce las incrustaciones, evitando además la contaminación del material agregado con los del subsuelo, pudiendo construirse una sección más firme y homogénea. El empleo de textiles permite economizar alrededor del 30 % del volumen del material requerido para las terracerías, punto muy importante si se tiene en cuenta la escasez de materiales en ese tipo de regiones y las grandes distancias de acarreo desde los bancos de suministro, lo que hace más elevados los costos.

Aún cuando se cumpla la observación y el desarrollo de las actividades anteriores, es conveniente recomendar el cuidado de otros aspectos, que frecuentemente por su simplicidad son relegados o descuidados; entre éstos podemos mencionar :

- En general, tratar de evitar un bombeo constante y excesivo en la zona de trabajo, debido al costo que este representa y al posible daño que puede ocasionar a estructuras vecinas.

- En el caso de estabilidad de taludes, emplear el método adecuado al tipo de falla más probable, aunque este no sea del tipo circular, así como emplear factores de seguridad conservadores.

- En casos donde el espesor del suelo blando sea grande y la cimentación presente grandes asentamientos diferenciales, se puede justificar un análisis de interacción Suelo - Estructura.

- Con el objeto de ampliar los conocimientos, mejorar las técnicas de análisis y diseño y aplicar convenientemente los métodos constructivos modernos, es recomendable realizar :

- a) estudios exhaustivos sobre cimentaciones compensadas (asentamientos y capacidad de carga)
- b) obtención de correlaciones basadas en pruebas de carga y terraplenes de prueba
- c) determinación de la fricción lateral o adherencia en pilotes de fricción y cajones de cimentación profundos.
- d) Estudios de capacidad de carga y asentamientos de grupos de pilotes
- e) Estudios de los diferentes tipos de cimentación bajo sismo
- f) Estudiar la posible utilización de los materiales producto de excavaciones, así como el empleo de geotextiles, geomembranas y georedes para reducir costos y desarrollar nuevas tecnologías.

De todo lo anterior podemos concluir que, aún cuando las teorías en uso implican grandes suposiciones y limitaciones, la aplicación de éstas ha sido satisfactoria, ya que frecuentemente proporcionan valores aceptables en relación con los observados en la realidad, lo cual constituye una base adecuada tanto para el proyectista como para el constructor a fin de llevar a buen término la obra. Por lo que respecta a los métodos constructivos, nuestra situación económica y social actual, debe contemplar la posibilidad de crear técnicas propias así como una conveniente adaptación de las extranjeras.

A

**REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES
D E L D . D . F .**

ANEXO

CRITERIOS DEL REGLAMENTO DEL D.D.F. RELATIVOS A LOS ESTUDIOS GEOTECNICOS Y A LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Antes de realizar cualquier intento de estudio para la utilización de un suelo, debemos tener en cuenta la información ya existente y que esté a nuestro alcance, la cual puede estar en estudios antes realizados, y la más generalizada, los criterios establecidos por el reglamento de construcciones del Departamento del Distrito Federal (DDF), del cual mencionaremos las principales recomendaciones para los temas tratados en el presente estudio.

ART. 262.- INVESTIGACION DEL SUBSUELO.

La tabla A-1 especifica los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo donde se proyecte una cimentación. Para la aplicación de esta tabla se considerará que:

1. El D.F. se divide en cuatro zonas (fig. A-2):
 - ZONA I : con suelos compresibles de espesor $H < 3$ m
 - ZONA II : con suelos compresibles de espesor $3 < H < 20$ m
 - ZONA III: con suelos compresibles de espesor $H > 20$ m
 - ZONA IV : poco conocida desde el punto de vista de Mecánica de Suelos
2. El peso unitario medio (w) de una estructura, es la suma de las cargas permanentes y variables al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de la construcción
3. En caso de que se requieran exploraciones (pozos a cielo abierto o sondeos), el número mínimo será de uno por cada 60 m ó fracción del perímetro o la envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en la zonas I y II, y de cada 100 m ó fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a 2 m, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar todo el espesor de los materiales compresibles deberán, además, penetrar el estrato incompresible subyacente a fin de verificar la capacidad de este para soportar las cargas supuestas.

4. Los procedimientos de detección de galerías de minas y otras oquedades podrán ser directos , es decir, basados en observaciones y mediciones directas de las cavidades o en sondeos , o indirectos, mediante métodos geofísicos. Sin embargo , los métodos indirectos deberán complementarse con observaciones directas en caso de detectarse anomalías en el subsuelo.
5. La descripción y clasificación de los suelos de cimentación se hará de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

ART. 263 INVESTIGACION DE LAS CONSTRUCCIONES COLINDANTES

Deberán investigarse las condiciones de cimentación ,estabilidad, hundimientos , emersiones , agrietamientos y desplomes de las construcciones colindantes y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

ART. 264 PROTECCION DEL SUELO DE CIMENTACION.

La subestructura deberá desplantarse a una profundidad tal que sea insignificante la posibilidad de deterioro del suelo por erosión o intemperismo en el contacto con la subestructura.

1. En toda cimentación , y especialmente en las someras , se adoptarán medidas adecuadas para evitar el arrastre de los suelos por tubificación a causa del flujo de aguas superficiales o subterráneas hacia el alcantarillado.
2. En las zonas I y II las cimentaciones se protegerán contra la evaporación local del agua del suelo provocada por la operación de calderas o equipos similares.

ART. 265 ESTADOS LIMITE.

En el diseño de toda cimentación se considerarán los siguientes estados límite, además de los miembros de la subestructura :

I. DE SERVICIO.

- MOVIMIENTO VERTICAL MEDIO (hundimiento y emersión) con respecto al nivel del terreno circundante
- INCLINACION MEDIA Y DEFORMACION DIFERENCIAL.

Se considerará el componente inmediato, el diferido y la combinación de ambos en cada uno de los movimientos. El valor esperado de cada uno de tales eventos deberá ser suficientemente pequeño para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y a sus instalaciones, a los elementos no estructurales y a los servicios públicos. Los valores límites serán especificados en la tabla A-3.

II. DE FALLA

- FLOTACION
- FALLA LOCAL Y COLAPSO GENERAL DEL SUELO BAJO LA CIMENTACION O BAJO ELEMENTOS DE LA MISMA.

Cada uno de estos estados límite de falla deberán evaluarse para las condiciones más críticas durante la construcción, para instantes inmediatamente posteriores a la puesta en servicio de la estructura y para tiempos del orden de la vida útil de la misma.

ART. 266 ACCIONES.

En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones de los capítulos XXXII y XXXV a XXXVIII de este reglamento (cargas permanentes, variables y accidentales), así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos de consolidación regional, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de cimentación y todas las otras acciones localizadas en la propia cimentación y su vecindad.

La consideración explícita de la consolidación regional, será particularmente importante para cimentaciones sobrecompensadas o sobre pilas y pilotes.

ART. 267 RESISTENCIAS.

La seguridad de las cimentaciones sobre los estados límite de falla se evaluará en términos de las capacidades de cargas netas.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se basará en pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación, se calculará a partir de la resistencia media del estrato más débil que gobierne el mecanismo de falla más probable, además :

1. La capacidad de carga global de las cimentaciones sobre los pilotes o pilas se considerará igual al menor de los siguientes valores :
 - A. la suma de las capacidades de carga de los pilotes o pilas individuales
 - B. la capacidad de carga de una pila o zapata de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilas o pilotes
 - C. la suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación.

En los casos A y C será admisible tomar en cuenta la capacidad de carga del suelo en el contacto con la subestructura, cuando esto sea compatible con las condiciones de trabajo de la cimentación

2. Cuando en el sitio o su vecindad existan galerías, grietas, cavernas u otras oquedades vacías o con rellenos sueltos, éstas deben tratarse adecuadamente, o bien tomarse en cuenta en el análisis de estabilidad de la cimentación.

ART. 269 LIMITACIONES.

En sitios con suelos arcillosos de espesor mayor de 10 m , no se permitirán :

1. Cimentaciones con sobrecompensación superior a 1.5 ton/m^2 , a menos que se demuestre que no se rebasan los estados límite de servicio estipulados en la tabla A-3

2. Cimentaciones con pilas o pilotes apoyados en un estrato de alta resistencia, a menos que :

- se demuestre que no se rebasan los estados límite señalados en la tabla A-3
- se usen dispositivos previamente aprobados por el D.D.F. que permitan que la estructura siga los hundimientos regionales.

ART. 270 EXCAVACIONES.

En el diseño y ejecución de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite :

I. DE SERVICIO

- movimientos horizontales y verticales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deben ser lo suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes y a los servicios públicos. Además, la recuperación por descarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en las estructuras que se desplanten en el sitio

II. DE FALLA

- colapso en las paredes de la excavación, falla de la cimentación de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación.

En los análisis de estabilidad se considerarán las aplicaciones a los capítulos XXXII y XXXV a XXXVIII. Además, se considerará una sobrecarga uniforme mínima de 1.5 ton/m^2 en la vía pública y zonas próximas de la excavación, con factor de carga unitario. El factor de resistencia aplicable será de 0.70 .

ART. 271 BOMBEO.

Podrán usarse pozos de bombeo para reducir las filtraciones de agua hacia las excavaciones y mejorar la estabilidad de las mismas, siempre que, en los subsuelos arcillosos, el bombeo no se inicie antes que la excavación y, en cualquier caso, se tomen las debidas precauciones para que sus efectos queden prácticamente circunscriptos al área de trabajo.

En la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debido a bombeo.

Cuando existan capas arenosas subyacentes al fondo de la excavación, la ejecución de ésta deberá ser controlada mediante observaciones piezométricas, con objeto de evitar la falla de fondo por subpresión.

ART. 272 RELLENOS.

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que están sometidos, no causen daños intolerables a las instalaciones o a las estructuras alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos. Se controlarán las condiciones de compactación en campo, a fin de cumplir las especificaciones de diseño.

ART. 273 INSTALACION DE PILAS O PILOTES.

Los procedimientos para la instalación de pilas y pilotes deberán garantizar que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Se cumplirá, además, con los requisitos siguientes :

1. los pilotes y sus conexiones deberán poder resistir los esfuerzos resultantes de las acciones de diseño de la cimentación
2. se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas, antes de proceder al hincado. La desviación de la vertical no deberá ser mayor de $\frac{3}{100}$ de la longitud del pilote, para pilotes con capacidad de carga por punta superior de 30 toneladas y de $\frac{6}{100}$ para los otros
3. cuando se usen pilas con ampliación en la base (campana), ésta deberá tener un espesor mínimo de 15 cms, en su parte exterior y una inclinación de 60° con la horizontal de su frontera superior.

TABLA A-1

REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO
DE CIMENTACION.

ZONA I : ESPESOR DEL ESTRATO COMPRESIBLE $H < 3$ m

CASO	PESO UNITARIO MEDIO DE LA ESTRUCTURA w	INVESTIGACIONES
A_1	$w < 2$ ton/ m ² y profundidad de desplante $D_r < 2.5$ m	<ol style="list-style-type: none"> 1. Detección, por procedimientos directos o indirectos, de rellenos sueltos galerías de minas, grietas y otras oquedades 2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los suelos y definir la profundidad de desplante y la posición del nivel freático, si existe en la profundidad explorada 3. En caso de no realizar las investigaciones del inciso anterior, el incremento neto de presión no podrá ser mayor de 6 ton/m². Además, deberá poder comprobarse que las estructuras que se encuentran en la vecindad con incrementos de presión similares o mayores que los considerados han tenido un comportamiento satisfactorio.
B_1	$2 < w < 6$ ton/m ² y $D_r < 2.5$ m	<ol style="list-style-type: none"> 1. Las del inciso 1 del caso A_1 2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y la posición del NAF, en su caso; muestreo inalterado y pruebas de laboratorio para determinar las capacidades de carga 3. En caso de no realizar las investigaciones del caso anterior, se aplicarán las reglas del inciso 3 del caso A_1.

CONTINUACION TABLA A-1.

CASO	PESO UNITARIO MEDIO DE LA ESTRUCTURA w	INVESTIGACIONES
C_1	$w > 6 \text{ ton/m}^2$	1. Las del inciso 1 del caso A_1
	o	2. Las del inciso 2 del caso B_1
	$D_e > 2.5 \text{ m}$	3. Sondeos de penetración estándar para determinar la estratigrafía, la posición del NAF si existe en la profundidad explorada, y las propiedades índice de los materiales encontrados. La profundidad de los sondeos será al menos 2 veces el ancho en planta de la subestructura, excepto cuando el estrato compresible se encuentra a una profundidad menor en cuyo caso ésta será la profundidad del sondeo.
		4. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional.

ZONA II : ESPESOR DEL MATERIAL COMPRESIBLE $3 < H < 20 \text{ m}$

A_2	$w < 2 \text{ ton/m}^2$	1. Las del inciso 2 del caso B_1 o las del 3 del C_1
	y	
	$D_e < 2.5 \text{ m}$	2. En caso de no realizar las investigaciones del caso anterior, el incremento neto de presión no podrá ser mayor de 5 ton/m^2 bajo zapatas, ni de 2 ton/m^2 bajo cimentaciones que abarquen más del 50% del área neta cubierta. Además, deberá comprobarse que estructuras en la vecindad con cimentación del mismo tipo e incrementos netos de presión similares o mayores que los considerados han tenido comportamiento satisfactorio.

CONTINUACION TABLA A-1

CASO	PESO UNITARIO MEDIO DE LA ESTRUCTURA w	INVESTIGACIONES
B_2	$2 < w < 6 \text{ ton/m}^2$ y $D_e < 2.5 \text{ m}$	<ol style="list-style-type: none"> 1. Las del inciso 3 del caso C_1. 2. Estimación de las propiedades mecánicas pertinentes a partir de las propiedades índice, siempre que existan correlaciones aplicables a los materiales del sitio. En caso contrario, muestreo inalterado y pruebas de laboratorio para determinar las pruebas mecánicas de interés. 3. En caso de no aplicar los 2 incisos anteriores se aplicarán las reglas del inciso 2 del caso A_2. 4. Las del inciso 4 del C_1.
C_2	$w > 6 \text{ ton/m}^2$ o $D_e > 2.5 \text{ m}$	<ol style="list-style-type: none"> 1. Las del inciso 3 del caso C_1. 2. Las del inciso 2 del caso B_2. 3. Las del inciso 4 del caso C_1.

ZONA III: ESPESOR DEL MATERIAL COMPRESIBLE $H > 20 \text{ m}$

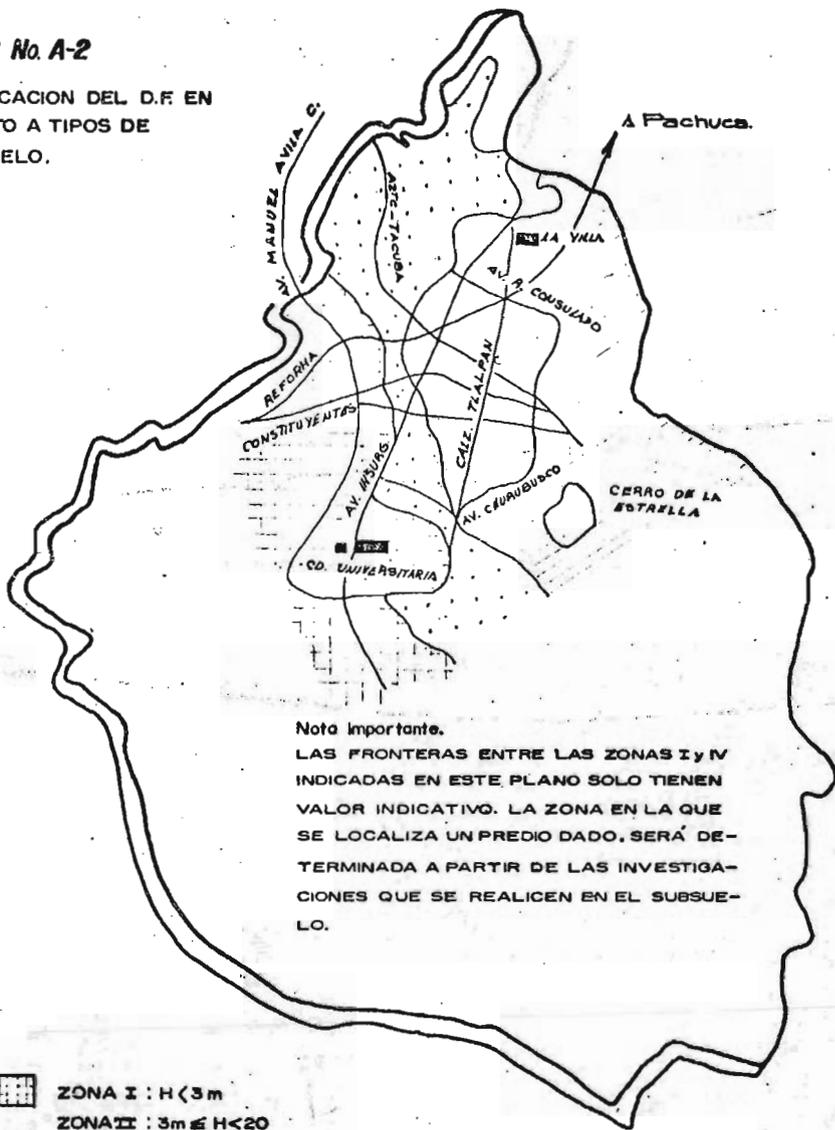
A_3	$w < 2 \text{ ton/m}^2$ y $D_e < 2.5 \text{ m}$	<ol style="list-style-type: none"> 1. Las del inciso 2 del caso B_1 o las del 3 del C_1. 2. En caso de no realizar las investigaciones del caso anterior, el incremento neto de presión no podrá ser mayor de 5 ton/m^2 bajo zapatas que abarquen menos del 50% del área cubierta, ni de 1.5 ton/m^2 bajo cimentaciones que abarquen un área mayor del área cubierta, además, deberá comprobarse que estructuras que se encuentren en la vecindad con cimentación del mismo tipo e incremento neto de presión similar o mayor que el considerado, han tenido un comportamiento satisfactorio.
-------	---	---

CONTINUACION TABLA A-1

CASO	PESO UNITARIO MEDIO DE LA ESTRUCTURA w	INVESTIGACIONES
B_3	$2 < w < 4 \text{ ton/m}^2$ y $D_e < 2.5 \text{ m}$	<ol style="list-style-type: none"> 1. Las del inciso 3 del caso C_1 2. Las del inciso 2 del caso C_2 3. En caso de no realizar los 2 incisos anteriores, se aplicarán las reglas del inciso 2 del caso A_3
C_3	$w > 4 \text{ ton/m}^2$ o $D_e > 2.5 \text{ m}$	<ol style="list-style-type: none"> 1. Las del inciso 3 del caso C_1 2. Las del inciso 2 del caso B_2 3. Las del inciso 4 del caso C_1
<p>ZONA IV : POCO CONOCIDA DESDE EL PUNTO DE VISTA DE MECANICA DE SUELOS</p>		
A_4	CUALQUIERA	<ol style="list-style-type: none"> 1. Pozos a cielo abierto o sondeos de penetración estándar para determinar estratigrafía 2. Definición de zonas I a III a la que pertenece el sitio de interés, a partir de los sondeos anteriores y aplicación de las normas correspondientes.

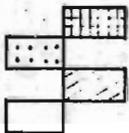
Figura No. A-2

ZONIFICACION DEL D.F. EN CUANTO A TIPOS DE SUBSUELO.



Nota importante.

LAS FRONTERAS ENTRE LAS ZONAS I y IV INDICADAS EN ESTE PLANO SOLO TIENEN VALOR INDICATIVO. LA ZONA EN LA QUE SE LOCALIZA UN PREDIO DADO, SERÁ DETERMINADA A PARTIR DE LAS INVESTIGACIONES QUE SE REALICEN EN EL SUBSUELO.



- ZONA I : $H < 3m$
- ZONA II : $3m \leq H < 20$
- ZONA III : $H \geq 20m$
- ZONA IV : Poco conocida

T A B L A A-3

LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACION.

A MOVIMIENTOS VERTICALES

CONCEPTO	LIMITE
Valor medio en promedio	30 cm
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana

B INCLINACION MEDIA

TIPO DE DAÑO	LIMITE	OBSERVACIONES
Inclinación visible	$\frac{100}{100 - 3 h}$ (%)	h = altura de la construcción
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 %	en sentido longitudinal

C DEFORMACIONES DIFERENCIALES EN LA PROPIA ESTRUCTURA Y SUS VECINAS.

TIPO DE ESTRUCTURA O ELEMENTO	VARIABLE QUE SE LIMITA	LIMITE
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.006
Marcos de concreto	" "	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	" "	0.002
Muros con acabados sensibles	" "	0.001 *
Paneles con acabados poco sensibles	" "	0.004
Tuberías de concreto con juntas	" "	0.015

* Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de la colocación de los acabados o estos están desligados de los muros.

9

REFERENCIAS

9. REFERENCIAS.

1. SOWERS, B.G.
SOWERS, B.F.

INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS
CENTRO REGIONAL DE AYUDA TECNICA 1972
2. TERZAGHI, K. Y PECK, R.

MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA
EDIT. ATENEO 2A. EDICION 1973
3. COSTET, J.
CURSO PRACTICO DE MECANICA DE SUELOS
EDIT. OMEGA 6A. REIMPRESION 1975
4. JUAREZ, E. Y RICO, A.
MECANICA DE SUELOS
EDIT. LIMUSA MEXICO TOMOS I, II Y III 1986
5. RICO, A. Y DEL CASTILLO, H.
LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES
EDIT. LIMUSA MEXICO TOMOS I Y II 1984
6. BOWLES, E.J.
PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS
Mc GRAW HILL 8A. REIMPRESION 1982
7. SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS
MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PILAS Y PILOTES
MEXICO 1A. REIMPRESION 1985
8. SIMONS, S.E. Y MENZIES, B.K.
CURSO CORTO DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES 1976
9. GRAUX, D.
FUNDAMENTOS DE MECANICA DE SUELOS. PROYECTO DE MUROS Y
CIMENTACIONES
EDIT. EDITORES TECNICOS ASOCIADOS 1975
10. MARQUEZ, B. G.
EMPLEO DE GEOTEXTILES EN LAS VIAS TERRESTRES
DIR. GRAL. DE CARRETERAS FEDERALES S.C.T 1985

BIBLIOGRAFIA

1. TOMLINSON, M.S.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMIENTOS
EDIT. URMO 1976

2. CAMBEFORT, H.
GEOTECNIA DEL INGENIERO
EDIT. EDITORES TECNICOS ASOCIADOS 1982

3. LAMBE, W. Y WHITMAN, R.
MECANICA DE SUELOS
EDIT. LIMUSA MEXICO 1976

4. BARBARA, Z.F.
MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION
EDIT. HERRERO 1982

5. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.D.F.
EDIT. PORRUA 1985