

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**“DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACION DE CARRETERAS”**

MÓDULO 1: GEOTECNIA BÁSICA EN CARRETERAS

TEMA: ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA VÍAS TERRESTRES ¹

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Villahermosa, Tabasco
Agosto y septiembre del 2001

¹ Notas preparadas por el Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Profesor Titular, Facultad de Ingeniería, UNAM.

1.4.1 Exploración directa de suelos y rocas

En relación con las vías terrestres, existen varios tipos de problemas fundamentales que requieren de exploración y muestreo de suelos.

- Análisis de estabilidad de cortes y terraplenes
- Investigación de bancos de materiales
- Estudios de cimentaciones para puentes y otras estructuras
- Control de calidad.

1.4.2 Tipos de sondeos exploratorios

Directos

- Pozos a cielo abierto
- Herramientas manuales, tales como posteadoras, helicoidales, otras
- Sondeo de penetración estándar (SPT)
- Muestreo inalterado mediante tubos de pared delgada tipo Shelby
- Muestreo inalterado mediante tubo Denison
- Muestreadores de doble barril
- Muestreo de avance
- Otros muestreadores

Indirectos

- Conos mecánicos
- Cono eléctrico
- Cono sísmico
- Métodos geofísicos

-Eléctricos:

- Resistividad eléctrica; sondeo eléctrico y rastreo eléctrico
- Caída de potencial

-Sísmicos: refracción y reflexión

- Dawn Hole
- Up Hole
- Cross Hole

1.4.3 Otras técnicas de exploración

- Presiómetros
- Dilatómetros

1.5 Datos de suelos para el cálculo del diagrama de masas

Para el cálculo del diagrama de masas se debe tener presente lo siguiente:

- Cada alternativa de trazo en estudio deberá tener su correspondiente perfil de suelos, indicando sus usos y probables tratamientos.
 - Tipo de material (uso de algún sistema de clasificación)
 - Compactación
 - Bandeado
 - Abundamiento (coeficiente de variación volumétrica)
 - Clasificación del material con fines de pago
 - Inclinação de cortes y terraplenes
 - Lugares donde sea necesario la construcción de escalones de liga entre los terraplenes y el terreno de cimentación
 - Lugares donde se efectuarán despalmes u operaciones similares que requieren movimientos de tierra y hacen variar el costo de la obra

- Diagramas de préstamo de materiales
 - Compensación longitudinal
 - préstamo lateral
 - bancos de préstamo

- Croquis del perfil de suelos
- Croquis de la planta
- Obras complementarias de drenaje
 - Cunetas
 - Contracunetas
 - bordillos
 - lavaderos

II. BANCOS DE MATERIALES

2.1 Localización

En la localización de los bancos de materiales deberá garantizarse que éstos son los mejores entre todos los disponibles, atendiendo los siguientes aspectos:

- ❖ Calidad de los materiales explotables, en relación con el uso que se les pretenda dar

- ❖ Facilidad de acceso y de explotación, por los procedimientos más eficientes y menos costosos
- ❖ Mínimas distancias de acarreo de los materiales a la obra
- ❖ Tienen que ser los que conduzcan a los procedimientos constructivos más sencillos y económicos durante su tendido y colocación final en obra
- ❖ Deben estar localizados de tal manera que no conduzcan a problemas legales de difícil o lenta solución y que no perjudiquen a los habitantes de la región

La búsqueda y localización de bancos de materiales puede hacerse principalmente por:

- **Fotointerpretación**
- **Reconocimientos terrestres directos**

De los bancos de materiales deberán definirse los siguientes aspectos:

- Posibilidad de explotación y grado de dificultad de la misma
- Problemas ocasionados por aguas superficiales o subterráneas
- Volúmenes disponibles
- Facilidades legales, etc

Bancos de materiales para:

- **Terracerías;** en general son abundantes y fáciles de explotar; las distancias de acarreo no suelen exceder de 5 km, entre banco y banco.
- **Capa subrasante;** deben satisfacer las normas de calidad correspondientes. Estos bancos se les encuentra frecuentemente en los oteros bajos y extendidos, en formaciones de roca muy alterada, en las zonas limoarenosas de los depósitos de ríos, conos cineríticos o tobáceos, etc.
- **Sub-base y base;** suelen estar condicionados en forma importante por los tratamientos mecánicos que llegan a requerir para satisfacer las normas de calidad (instalación de equipos especiales, plantas de tratamiento, etc). Los materiales para sub-base y base se les encuentra en playones y márgenes de ríos, en frentes y cantiles rocosos, cerros relativamente elevados y de pendiente abrupta, etc.

- **Carpeta y balasto;** los materiales para concretos asfálticos o hidráulicos se les obtiene casi siempre por trituración, a partir de formaciones rocosas sanas.

2.2 Exploración y muestreo de bancos

Objetivo de la exploración:

- ❖ Definir la naturaleza del depósito; geología, historia de explotaciones previas, relaciones con escurrimientos de agua superficial, etc.
- ❖ Profundidad, espesor, extensión y composición de los estratos de suelo o roca que se pretendan explotar
- ❖ Situación del agua subterránea, incluyendo posición y variaciones del nivel freático
- ❖ Obtención de toda la información posible sobre las propiedades de los suelos y las rocas, los usos que de ellos se hayan hecho, etc.

La exploración completa del banco está formada por tres etapas:

- **Reconocimiento preliminar;** estudio geológico de la zona
- **Exploración preliminar ;** uso de procedimientos simples que permitan obtener información acerca del espesor y composición del subsuelo, profundidad del agua freática, factibilidad del banco, etc.
- **Exploración definitiva;** ejecución de sondeos y pruebas de laboratorio que permitan obtener las propiedades índice y mecánicas de los suelos y rocas encontrados.
 - Tipo de sondeos (métodos geosísmicos), profundidad (rara vez más allá de 10 m), número (depende de las condiciones geológicas locales, los frentes de ataque, etc.) distribución (depende de la homogeneidad de la formación), etc.
 - Pruebas de laboratorio
 - *Clasificación;* límites de plasticidad, granulometría, etc.
 - *Calidad;* compactación, VRS, expansión, equivalente de arena, pruebas de desgaste, afinidad con el asfalto, etc.
 - *Diseño;* VRS, módulo de resiliencia, pruebas de Hveem, triaxiales de Texas, prueba Marshall, etc.

2.3 Materiales encontrados en los bancos

- **Roca**
- **Arena y grava**
- **Balasto**
- **Agregados ligeros**

2.3.1 Características de los diferentes tipos de depósitos y problemas de cimentaciones

Suelos residuales

La granulometría de los suelos residuales es muy variable, desde grandes fragmentos de roca hasta grava, arena, limo, arcilla y coloides. Por tanto, su compactación relativa y cementación pueden ser muy variables. En muchos casos contienen materia orgánica. La meteorización puede alcanzar gran profundidad como es el caso de las zonas tropicales y subtropicales donde pueden encontrarse compactaciones bajas en la parte superior del subsuelo debido a la eluviación. Las propiedades de compresibilidad pueden ser altas y la resistencia al esfuerzo cortante baja. Los perfiles de suelo residual se encuentran con espesores de unos cuantos centímetros hasta varios metros dependiendo del clima y del ambiente fisiográfico de la región en donde fueron formados. En regiones húmedas los perfiles son profundos encontrándose compresibilidades medias y baja resistencia al esfuerzo cortante. La hidratación de los silicatos aluminicos producen minerales de arcilla.

En las regiones áridas el material es más estable y el perfil es menos profundo formándose caliche debido a la eluviación del horizonte superior. El caliche puede considerarse como buen material de cimentación.

El tipo de cimentación que debe usarse en suelos residuales es a veces difícil de predecir. Generalmente los suelos residuales son materiales superficiales que podrán soportar zapatas aisladas o continuas y se encuentran generalmente con compresibilidad media. Las zapatas continuas uniendo las cargas de la estructura por medio de vigas son especialmente útiles para puentear las cargas fuertes y controlar los hundimientos diferenciales a los requeridos por el proyecto. La parte superficial del suelo o sea el horizonte A contiene materia orgánica y no debe usarse puesto que la materia orgánica es sensitiva a cambios de humedad y oxidación y se producirán cambios de volumen fuertes que no pueden predecirse.

Cuando el suelo es del tipo expansivo podrán utilizarse cimentaciones de losas corridas nervuradas para aumentar la rigidez. En el uso de zapatas aisladas, continuas o losas corridas deberán efectuarse análisis de hundimientos totales y diferenciales buscando la compatibilidad con las condiciones del proyecto en cuestión. La capacidad de carga de estos suelos puede variar de 0.5 kg/cm^2 a 4 kg/cm^2 . En las regiones donde el horizonte A es altamente húmedo y de espesor considerable, se verá la necesidad de utilizar zapatas profundas desplantadas sobre el horizonte B del perfil del suelo.

Suelos transportados

Son aquellos que se han movido a partir de las rocas que los originaron y han sido depositados en otros lugares por los agentes del transporte (gravedad, viento, agua, hielo, etc).

Suelos eólicos

Los materiales transportados por el viento forman depósitos de sedimentos los cuales deben estudiarse con especial cuidado. Estos sedimentos forman depósitos de: *dunas, loes, tipos loesiales, playas eólicas, adobe y polvo volcánico*. Se encuentran en la naturaleza con una compresibilidad de media a alta, su compacidad relativa es baja, se encuentran sin cohesión o ligeramente cohesivos. Los depósitos eólicos son característicos de las regiones áridas. El nivel superficial del agua se encuentra generalmente a grandes profundidades. Los depósitos eólicos, sin embargo, muestran cierta peculiaridad para cambiar sus propiedades mecánicas cuando se saturan o sufren fuertes cambios de humedad. Por tanto, si las condiciones de humedad cambian estos tienden a compactarse, toman también el nombre de suelos colapsibles. Después de haber sufrido un cambio en las propiedades mecánicas estos sedimentos se comportan como materiales de compresibilidad de media a baja, y toman el nombre de depósitos eólicos modificados. La compacidad relativa que se encuentra en estos sedimentos es de media a alta. En la mayoría de los casos proporcionan capacidades de carga satisfactorias para condiciones ambientales bien definidas.

Cuando se colocan cimentaciones sobre depósitos eólicos en su estado natural es necesario determinar las propiedades mecánicas al esfuerzo cortante y compresibilidad, así como la posibilidad que en ciertas condiciones de humedad estos pueden cambiar sus propiedades mecánicas. Si este es el caso, las estructuras soportadas sobre ellos podrán sufrir daños. Cuando el material retiene su humedad natural indefinidamente podrían utilizarse zapatas aisladas, y para cargas mayores zapatas continuas o losas corridas. Es raro encontrar la necesidad de utilizar cimentaciones profundas a base de pilotes o pilas. Los depósitos eólicos modificados pueden considerarse de mejor calidad de manera que cualquier tipo de cimentación ya sean zapatas aisladas o continuas pueden usarse con seguridad. En general la capacidad de carga permisible en estos sedimentos varía entre 1 kg/cm^2 y 4 kg/cm^2 . Los hundimientos sin embargo, deberán estimarse de acuerdo con las características esfuerzo-deformación del suelo y las condiciones ambientales e hidráulicas a que este sujeto el lugar en cuestión. Generalmente no se presentan problemas especiales de hundimientos, excepto cuando los sedimentos se encuentran muy sueltos o cuando sufren cambios importantes de humedad bajo el área de cimentación.

Suelos Aluviales

Los sedimentos aluviales son aquellos que son transportados y sedimentados por el agua en movimiento y en los cuales las dimensiones de los granos varía desde grandes fragmentos de roca como los encontrados en el lecho de los ríos, a grava, arena y limo con algo de arcilla. Estos sedimentos están generalmente bien graduados y se encuentran con compresibilidades medias a muy bajas. Los sedimentos finos generalmente tienen una compresibilidad media. Cuando los sedimentos quedan bien confinados, los problemas de cimentación se reducen a un mínimo. En general se pueden usar zapatas aisladas.

En caso de sedimentos aluviales en las llanuras de inundación de los ríos o cerca de los lagos constituidos por limos areno-arcillosos podrán usarse zapatas continuas o losas corridas para soportar las cargas de cimentación. Sin embargo, pueden presentarse casos, en estos lugares, en que tuviese que usarse una

cimentación compensada o el uso de pilotes o pilas para el apoyo de cargas grandes.

Suelos marinos y lacustres

Los sedimentos finos y muy finos como son los limos y las arcillas, se depositan cuando el agua en movimiento pierde su velocidad, como en los lagos, lagunas marginales, estuario y deltas submarinos. Estos sedimentos se encuentran en la naturaleza con compresibilidades desde media, alta y muy alta pueden contener materia coloidal, o pueden estar constituidos totalmente de materia orgánica como es el caso de la turba. Las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación son complicadas si se comparan con otros sedimentos ya que estos materiales exhiben fuerte viscosidad intergranular en su comportamiento mecánico, de tal manera que las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo deben de ser investigadas para poder estimar el hundimiento y el comportamiento de la cimentación. Debido a su muy baja permeabilidad se presenta el fenómeno de consolidación, el cual es muy importante porque retarda la deformación con el tiempo. Este proceso hidrodinámico no puede omitirse en el cálculo o diseño de la cimentación. En este caso deberán usarse cimentaciones compensadas con pilotes de fricción, esto es, cuando no es posible usar cimentaciones piloteadas apoyadas en depósitos firmes a poca profundidad.

Este tipo de cimentación requiere un cajón monolítico impermeable con objeto de hacer uso de la supresión del agua en el diseño de la cimentación, en su análisis debe tomarse en cuenta que el material está constituido de una fase sólida y otra líquida. La compensación de la cimentación se hace entonces sumando los dos efectos. Esto es, la sustitución de los esfuerzos efectivos a la profundidad de desplante del cajón de cimentación, y el efecto de flotación debido al peso del agua desplazada. Los dos efectos deberán igualar al peso total del edificio. La fase sólida gobernará las deformaciones debido al cambio de esfuerzos efectivos inducidos en el esqueleto estructural del suelo y deberá investigarse desde el punto de vista de esfuerzo cortante y de hundimientos totales y diferenciales. La parte líquida tiene como efecto únicamente reducir el

peso del edificio por el conocido principio de Arquímedes. El peso del edificio se compensará excavando a una profundidad tal que permita obtener suficiente capacidad de carga y reducción de desplazamientos verticales a una magnitud satisfactoria. Los hundimientos diferenciales se controlarán dando rigidez a la cimentación y el comportamiento mecánico será controlado por la fase sólida debido a los cambios de esfuerzos efectivos.

La magnitud de los hundimientos en este tipo de cimentación depende principalmente de la habilidad del ingeniero de cimentaciones de conservar las propiedades de precompresión del subsuelo cuando se hacen las excavaciones y posteriormente cuando el suelo es recomprimido. Para el diseño de estas cimentaciones es indispensable conocer los conceptos básicos relacionados con el flujo hidrodinámico del agua en el subsuelo durante las excavaciones. El comportamiento futuro de la cimentación será función importante del proceso de excavación y de la forma con que se controlen las presiones hidráulicas en él. Así pues, si durante la sustitución de la carga se provocan cambios pequeños en los esfuerzos efectivos y en las presiones hidráulicas entonces no se verificarán hundimientos verticales sensibles en la superficie del suelo. Teóricamente, el concepto elemental de este tipo de cimentaciones es el de lograr un cambio mínimo en los esfuerzos efectivos durante las excavaciones y construcción de la cimentación.

Cuando una cimentación compensada, como ha sido descrita, no es suficiente para soportar la carga con hundimientos totales tolerables a pesar de haberse diseñado la cimentación con suficiente rigidez para evitar hundimientos diferenciales dentro de la cimentación misma, entonces se utilizarán pilotes de fricción en conjunto con este tipo de cimentación, por lo que este tipo de cimentación toma el nombre de cimentación compensada con pilotes de fricción y puede emplearse en depósitos con compresibilidades altas a muy altas que se extienden a gran profundidad. Los pilotes de fricción refuerzan la parte superior donde se encuentra mayor compresibilidad, sin embargo, su aplicación requiere que la compresibilidad del subsuelo disminuya con la profundidad, con objeto de

que los pilotes sean efectivos en la zona donde el suelo presenta alta a muy alta compresibilidad.

El éxito de este tipo de cimentaciones depende altamente de la forma en que son clavados los pilotes, su espaciamiento y su longitud y del procedimiento con que sean efectuadas las excavaciones y del control de las condiciones hidráulicas del subsuelo. El objetivo es el mismo que el descrito anteriormente, es decir, el reducir los hundimientos totales y diferenciales, lo cual se logra haciendo que durante las excavaciones el cambio en los esfuerzos efectivos resulte mínimo. El mayor beneficio se obtiene cuando los pilotes se clavan en la zona de la cimentación antes de efectuar las excavaciones, haciéndolos trabajar a fuerzas de tensión, impidiendo en parte la expansión del suelo para preservar las condiciones de confinamiento originales y consecuentemente el estado de esfuerzos en la masa del suelo.

En este tipo de depósitos lacustres puede ocurrir que se encuentre algún estrato potente a profundidad razonable en cuyo caso lo indicado sería usar pilotes de punta para apoyar la estructura de cimentación. Si bajo este estrato existen sedimentos compresibles los pilotes deberán distribuirse uniformemente para repartir la carga y evitar hundimientos diferenciales importantes. Además, deberá tomarse en cuenta que los sedimentos altamente compresibles atravesados por los pilotes sufrirán desplazamiento vertical y por tanto generarán en los pilotes fricción negativa. Esta fuerza deberá tomarse en cuenta en la capacidad de carga de éstos trabajando en su punta apoyada en el estrato firme. Cuando se encuentra un depósito de potencia indefinida de baja compresibilidad podrán utilizarse pilotes en grupos, si es que estos grupos no producen hundimientos diferenciales indeseables.

Suelos de piemonte

Los depósitos de piemonte son sedimentos que se acumulan al pie de las montañas debido a avalanchas, deslizamientos o en general por la inestabilidad de la parte superficial de las pendientes. Estos depósitos contienen materiales de todas clases y granulometría variable incluyendo vegetación en grandes

fragmentos y hasta materia orgánica fina. La compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante es muy variable. Para soportar las cargas de las columnas de los edificios, la localización deberá investigarse una por una y generalmente la forma más satisfactoria y segura de cimentar es el uso de pilas a una profundidad a la que se encuentre un depósito firme.

Depósitos Volcánicos Recientes

Los sedimentos volcánicos no consolidados pertenecen a un grupo especial. Los materiales piroclásticos pueden encontrarse en forma de detritus, avalanchas y grandes fragmentos de roca hasta polvo volcánico fino. Desde el punto de vista de sedimentación la compresibilidad y el esfuerzo cortante esta íntimamente ligado con la clasificación proporcionada anteriormente en los depósitos eólicos, aluviales y lacustres, dependiendo del agente de transporte que ocasionó la sedimentación y del ambiente fisiográfico en el que se encuentre.

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**“DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACION DE CARRETERAS”**

MÓDULO 1: GEOTECNIA BÁSICA EN CARRETERAS

TEMA: FOTOINTERPRETACIÓN¹

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Villahermosa, Tabasco
Agosto y septiembre del 2001

¹ Notas tomadas del libro “Geología Aplicada a la Ingeniería Civil y Fotointerpretación, Juan B. Puig, Editorial Juventud 1970.

Capítulo VII

ESTUDIOS GEOLOGICOS

Los estudios geológicos son efectuados normalmente por geólogos, pero es importante que el ingeniero civil conozca sus objetivos y sea capaz de utilizar sus resultados. Los estudios se hacen yendo de lo general a lo particular, lo que significa ir de lo menos costoso a lo que requiere mayores erogaciones.

Frecuentemente el ingeniero civil tiene que programar y efectuar algunos estudios geológicos, por lo que sus conocimientos sobre el tema son de capital importancia en su vida profesional.

FOTOINTERPRETACION

El uso de las fotografías aéreas es muy importante en los grandes proyectos de ingeniería.

En general las escalas que se emplean varían de 1:2 000 a 1:100 000; las más utilizables para estudios de reconocimiento son de 1:25 000 a 1:50 000, y para trabajos de detalle de 1:5 000 a 1:20 000.

La fotointerpretación geológica es un procedimiento de trabajo para hacer geología superficial teniendo como base la interpretación de fotografías aéreas. Es una forma de reconocer geológicamente áreas de grandes extensiones, en un tiempo sumamente corto.

La fotogeología se complementa con geología de campo, cuya aplicación se hace en puntos determinados que se seleccionan



Fotografía aérea. Zona de deslizamientos cerca del litoral en el Estado de Baja California

en las fotografías y que se llaman puntos de verificación. Con ésta metodología se consigue una mayor calidad en los estudios.

FOTOGRAFÍAS AÉREAS

Para obtener las fotografías aéreas de contacto tal como se necesitan para un trabajo corriente, el avión hace vuelos paralelos con una separación de 3 Km. entre uno y otro a una altura de unos 4,500 m. sobre el nivel medio del terreno, variando estos factores según las características de la lente y las escalas propuestas. Las exposiciones a lo largo del vuelo se toman a intervalos de 1.5 Km. aproximadamente. En un vuelo adyacente a otro, la cámara toma las fotografías con un 30% de superposición sobre las fotografías tomadas en el recorrido anterior y a su vez, las tomadas en línea tienen un recubrimiento de un 60% con la que le sigue. De esta manera se asegura que cada parte del terreno aparezca por lo menos en dos fotografías tomadas desde dos distintas posiciones de la cámara.

La escala de la fotografía está determinada por la relación entre la distancia focal de la cámara y la altura de vuelo. Para conocer la escala de las fotografías aéreas sin tener determinada la distancia focal ni la altura de vuelo, se compara una longitud conocida del terreno con la misma definida en la fotografía aérea. Cuando no se cuenta con un plano de la región puede procederse a medir una distancia en el terreno identificada previamente en las fotografías.

Los mosaicos fotográficos se forman uniendo una serie de fotografías de contacto, de las que se toma la parte central que es la que se encuentra menos distorsionada. Esa parte central se

recorta a lo largo de los ríos, caminos o contactos geológicos, con el objeto de que se note menos la unión de las fotos.

También pueden utilizarse fotografías aéreas oblicuas.

Las fotografías aéreas en colores son utilizadas para estudios de detalle, normalmente de escalas de 1:20 000 a 1:1 000. Su costo se estima como del doble que el de las de blanco y negro. Se puede obtener de ellas una mejor información.

Han aparecido otros sistemas de obtención de imágenes de la superficie terrestre, llamados sensores remotos (las fotografías también quedan clasificadas como sensores remotos). Estos sistemas son esencialmente el radar vertical y oblicuo que captan la reflexión de ondas de muy alta frecuencia y el barredor térmico de infrarrojo que percibe diferencias de temperatura de los objetos.

Las ondas se reciben en una superficie pulida especial (espejo) y se transmiten en forma de corriente eléctrica para ser grabadas en una cinta magnética, que es una especie de video tape. De la cinta, a través de una computadora y un cinescopio especial se convierten en imágenes que se imprimen en papel fotográfico, en blanco y negro.

Se emplean también fotografías obtenidas con diferentes tipos de filtros y de películas que contrastan o detectan mejor algunos rasgos particulares.

Los sensores de radar y el "scanner" o barredor, se usan en los reconocimientos que se hacen en la Luna y en otros cuerpos celestes. Su aplicación a estudios para localización de recursos

naturales en la Tierra, es todavía restringida y está prácticamente en etapa de experimentación.

ESTEREOSCOPIA

Cuando una misma área ha sido fotografiada desde dos posiciones distintas y las dos fotografías se examinan a través de un estereoscopio, el terreno se ve en tercera dimensión y presenta la apariencia de un modelo en relieve. A este fenómeno se le llama estereoscopia.

INTERPRETACIÓN

Interpretar las fotografías aéreas es obtener de ellas toda la información que sea posible, basándose en los diversos criterios técnicos y científicos tanto de orden geológico como de la ingeniería. La interpretación fotogeológica no se basa en nuevos principios sino que aprovecha la perspectiva aérea que se obtiene en las fotografías y subraya la importancia de los elementos morfológicos y las anomalías estructurales en la búsqueda de información.

Para hacer la interpretación de las fotografías, al igual que en la geología de campo, debe tenerse en cuenta la idea básica de que las deformaciones estructurales pueden ser reconocidas en la superficie en virtud de la influencia que ejercen sobre los procesos erosivos que modelan las formas terrestres resultantes.

La cantidad de información geológica que puede obtenerse del área en estudio depende de la calidad de las fotografías, de las características del terreno, y de la experiencia, conocimientos y aptitudes del fotointérprete.

LAS DOCE REGLAS DE LA INTERPRETACIÓN

Las reglas de la interpretación fotogeológica se reúnen en cinco grupos atendiendo a su común origen y a su similitud de características, distribuyéndose en ellos de la manera que a continuación se indica.

Grupo Primero: Reglas correspondientes a las características físicas de las fotografías aéreas mismas.

Regla 1a. o "del tono fotográfico" o "de los colores".

Regla 2a. o "de la textura de la fotografía".

Grupo Segundo: Reglas correspondientes a las características propias de los rasgos u objetos reproducidos por sus imágenes en las fotografías aéreas.

Regla 3a, o "de la forma y tamaño de los objetos o rasgos".

Regla 4a, o "de la sombra".

Regla 5a, o "de las relaciones con objetos asociados".

Grupo Tercero: Reglas correspondientes a las características topográficas, tal como se muestran en el modelo espacial o tridimensional formado por la observación estereoscópica de los estereogramas.

Regla 6a, o "de las formas topográficas constitutivas del relieve terrestre".

Regla 7a, o "de la posición o gradiente".

Regla 8a, o "de la discordancia".

Regla 9a, o de "las alineaciones".

Grupo Cuarto: Reglas correspondientes a las características

fisiográficas y geomorfológicas, identificadas estereoscópicamente en las fotografías aéreas.

Regla 10a, o “de la erosión”.

Regla 11a, o “del avenamiento o drenaje”.

Grupo Quinto: Regla correspondiente a las características de los suelos, de la cubierta vegetal natural, y de los cultivos o agricultura, como las muestran por sus imágenes los estereogramas.

Regla 12a, o “de la correlación planta-suelo-roca”.

Las reglas del primer grupo son eminentemente fotográficas. Una fotografía en blanco y negro no es otra cosa que un conjunto de diversos tonos grises, que se confunden unos con otros, bien insensible y gradualmente, o con marcado contraste, de un modo brusco. Las fotografías aéreas en colores muestran con algunas variaciones, los matices del terreno y de los objetos que aparecen, proporcionando una gama de contrastes mucho más extensa que las de blanco y negro.

Primera Regla. DEL TONO O DEL COLOR FOTOGRAFICO

El tono o color en una fotografía aérea se definen como la “medida de la cantidad relativa de la luz reflejada así como de la longitud de onda en una fotografía”. Esta cantidad y clase de luz dependen de varios factores:

1. El ángulo de incidencia de los rayos luminosos;
2. La capacidad de reflexión de la superficie;
3. El tipo de película y clase de filtros usados;

4. El tiempo de exposición a la luz solar y abertura del objetivo de la cámara;
5. El color del suelo o del objeto fotografiado; y
6. El proceso seguido en el laboratorio para el revelado de la película y selección del papel más conveniente para la positiva.

A su vez, cada uno de estos factores depende de otros, que los limitan y modifican.

Los objetos coloreados de la naturaleza reflejan sus propios colores con diferente intensidad que depende, no sólo de la cantidad que del propio color absorben, sino de la condición del material y textura de dichos objetos; tales colores, o tonos absolutos, se corresponden con los diversos matices del gris, o colores relativos, en las fotografías aéreas por cuyo motivo pueden identificarse.

Segunda Regla. DE LA TEXTURA DE LA FOTOGRAFÍA

La textura es otra de las características de las fotografías aéreas, definiéndose como “la compuesta apariencia presentada por un agregado de rasgos unidos, demasiado pequeños para ser individualmente distintos”.

Por lo general, cada roca tiene un específico tipo de textura fotográfica en una zona determinada, la que depende en gran parte del clima, y algunas de ellas, como las calizas cavernosas, tan peculiares de las zonas tropicales, la tienen tan marcada, que son fáciles de localizar en cualquier parte, simplemente por su textura.

La textura fotográfica depende también, de un modo directo, de la escala de la fotografía, de manera que, una textura fina o suave, se convertirá en una textura gruesa o áspera, en una fotografía hecha a mayor escala.

Depende la textura igualmente, tanto del grano de la emulsión fotográfica, como del que tenga el papel utilizado para obtener la copia de contacto. A grano más fino corresponderá mayor definición, naturalmente, y al empleo de emulsiones y papeles de grano fino, y ultra-fino, se tenderá en la fotografía aérea, por dicha causa. La diferencia del grano, como la de la escala, modifica la "textura fotográfica" en una misma área.

Los rasgos de la superficie terrestre que, por su inmenso número y diminuto tamaño relativo, no pueden identificarse aisladamente en sus correspondientes imágenes fotográficas aéreas, como ocurre con las arenas en un desierto o con las hierbas en una pradera, ofrecen en su conjunto una apariencia típica en cada caso, que constituye lo que se denomina textura de la fotografía aérea, por lo que pueden identificarse aquellos rasgos geológicos combinados, imposibles de individualizar, cuando tienen una textura particular y definida.

Tercera Regla. DE LA FORMA Y TAMAÑOS DE LOS OBJETOS O RASGOS

La "forma" horizontal de los objetos o rasgos es un factor de capital importancia en la identificación de los rasgos u objetos en cualquier tarea que tenga por cometido la identificación de los mismos.

En la vida ordinaria, es por su forma como se identifican los

objetos, comparándolos con otros que ya se conocen. No obstante, tratándose de objetos o rasgos naturales que se reproducen por sus imágenes en las fotografías aéreas, resulta imposible desde un principio aplicar tal regla, toda vez que la perspectiva con que se observan tales rasgos desde el aire es poco habitual. Previamente, se necesita conocer a los objetos o rasgos desde este nuevo punto de vista, es decir, en esta proyección perspectiva.

Los rasgos que se deben al hombre se encuentran limitados por líneas rectas o curvas, mientras que los rasgos naturales, tienen usualmente bordes irregulares.

Las imágenes con apariencia regular que muestran las fotografías aéreas verticales, corresponden a objetos que se deben a la actividad humana en su gran mayoría, mientras que las imágenes irregulares y desordenadas en apariencia pertenecen por el contrario, a rasgos que, como los geológicos, son naturales. Por lo tanto, la forma horizontal de los objetos o rasgos, conjugada con su tamaño relativo, resolverá cualquier duda que pueda presentarse respecto a la identidad natural o artificial de los mismos.

Cuarta Regla. DE LA SOMBRA

La sombra se encuentra estrechamente inter-relacionada con la forma y el tamaño de los objetos o rasgos de la misma manera que éstos con aquella, al menos por lo que se refiere a la identificación de su forma vertical o perfil, mediante la sombra que arrojan.

El relieve terrestre es el factor que origina la casi totalidad de las sombras normales en las fotografías aéreas, de forma

que bien puede decirse que no hay sombras allí donde no hay relieve, y viceversa. La sombra acusa el relieve de un modo muy conveniente para la observación estereoscópica, siempre y cuando no sea excesiva, pues en tal caso oscurece la zona donde se produce. Por tal motivo, deben hacerse las fotografías en momentos en que la sombra subraye solamente el relieve, indicándolo, pero dejando libre de ellas toda la superficie posible. En cambio, si el terreno no es muy abrupto, conviene que las fotografías se tomen poco después de la salida o poco antes de la puesta del sol, con objeto de que las sombras sean máximas y, de este modo, destacar el escaso relieve terrestre y todos los rasgos geológicos que lo tengan. Sólo en casos especiales es conveniente la toma de fotografías aéreas cuando el sol esté muy alto sobre el horizonte.

Las sombras que aparecen normalmente en las fotografías aéreas, al revelar y acentuar el relieve de la superficie terrestre que las origina, ponen en evidencia, al contrastarlos, los elementos geológicos susceptibles de causarlas, por lo que constituyen una guía inmejorable en la localización de rasgos estructurales y tectónicos.

Quinta Regla. DE LAS RELACIONES CON RASGOS Y OBJETOS ASOCIADOS

Determinados rasgos geológicos carecen en ocasiones, de caracteres propios, lo suficientemente relevantes, como para permitir su inmediata identificación, independientemente del tamaño relativo que tengan en las fotografías aéreas, en cuyo caso se hace preciso asociarlos, relacionándolos con los demás rasgos u objetos que los circunden de manera que, mediante la identificación directa de éstos, pueda lograrse la interpretación de aquéllos.

Tal ocurre, por ejemplo, con rocas extrusivas ocultas bajo aluviones y de dudosa identidad, cuya verdadera naturaleza la descubre el aparato volcánico de donde proceden, el cual puede estar o no, próximo.

Cualquier rasgo asociado puede dar la clave de un fenómeno distinto a su condición, como ocurre cuando el brusco cambio del curso de un río, evidencia el afallamiento que lo ha producido, no obstante ser imposible su identificación directa, en las fotografías aéreas, como en el terreno, por el reconocimiento superficial solamente, exigiendo otras labores para su comprobación.

Este procedimiento debe emplearse también para los objetos difíciles de distinguir a causa de la pequeña escala de la fotografía aérea con relación a su tamaño relativo.

Cuando un rasgo geológico reproducido en una fotografía aérea, carezca de caracteres distintos que permitan su identificación precisa, deberá ser relacionado con sus rasgos asociados en el área, de forma que por la identificación directa de éstos, se consiga la identificación indirecta, o interpretación de aquél.

Regla Sexta. DE LAS FORMAS TOPOGRÁFICAS O RELIEVE TERRESTRE

El hecho de que el relieve de una área dependa en gran medida de su naturaleza geológica, hace posible el que, por el análisis de aquél se llegue a conocer la estructura de ésta.

La topografía debe ser vista como el producto natural de procesos geológicos particulares, que operan sobre un conjunto dado

de materiales geológicos, con una secuencia definida y un medio climático, por lo que la interpretación correcta de los rasgos topográficos y geográficos constituye la primera etapa en el uso de las fotografías aéreas.

Las formas topográficas, que cubren en su totalidad la superficie reproducida en las fotografías aéreas, se encuentran de tal modo condicionadas por la estructura geológica, total o parcialmente, que el estudio detenido de tales formas llevará al conocimiento de su naturaleza geológica, de la cual son aquéllas directo y natural producto, teniendo en cuenta en este análisis el factor climático.

Séptima Regla DE LA POSICIÓN O GRADIENTE

En el análisis del relieve, la noción de pendiente juega un papel esencial. Toda porción de la superficie terrestre presenta una declividad que es necesario evaluar; no existe la pendiente nula. Se puede decir que la topografía se compone de superficies inclinadas. Hasta las llanuras presentan algunas inclinaciones, y aquellas superficies que son esencialmente llanas muestran con frecuencia algo de inclinación en una dirección determinada.

Esto hace que la distinción en los levantamientos topográficos entre planimetría y altimetría o nivelación sea puramente formal y aparente.

Esta inclinación o gradiente superficial es muy importante en fotogeología, pues denota el grado de cohesión de las rocas que afloran y, por lo tanto, es posible determinar su naturaleza con tal dato. De este modo las rocas menos consolidadas, o sean los suelos, como las arenas, las arcillas y las margas, tendrán

poco gradiente topográfico y tenderán hacia la posición horizontal, obedeciendo los imperativos de la pesantez, mientras que las más cohesionadas y cristalizadas, como las rocas calcáreas y las ígneas intrusivas, adoptarán agudo gradiente al ser erosionadas y tenderán hacia la verticalidad.

La posición de las rocas en la superficie terrestre, denota su grado de consolidación, o de cohesión de los elementos que las componen, de forma que las menos consolidadas soportarán menor gradiente y tenderán hacia la posición horizontal, mientras que las más consolidadas o las cristalizadas, tendrán mayor gradiente y tenderán hacia la verticalidad, de cuya propiedad se deriva la facultad de poderlas identificar de un modo general, por la simple observación estereoscópica de su posición topográfica, fácilmente determinable en las fotografías aéreas.

Octava Regla. DE LA DISCORDANCIA

Es normal y corriente que en topografía se presenten discordancias, es decir, contrastes entre determinados rasgos topográficos que tienen expresiones distintas, a causa de su diferente naturaleza o por efecto de fenómenos diversos, tales como las que se producen entre depósitos aluviales recientes, y las rocas más o menos consolidadas que aquéllos ocultan en mayor o menor grado.

Los sistemas de pendientes regulares, que constituyen el caso normal en topografía, se encuentran frecuentemente interrumpidos, cortados, por diversos accidentes, que forman estas rupturas o rompimientos de pendiente, de los cuales son los más notables los debidos a influencia tectónica.

Las rupturas de pendiente que se deben al tectonismo son, en

efecto, las más marcadas, no solamente por la amplitud del desnivel que causan, sino por la continuidad sin solución alguna, a lo largo de distancias considerables.

Las rupturas de pendiente que se deben a la estructura geológica son motivadas por la diferente naturaleza de los estratos, en los que se excavan los valles.

Otras rupturas no se deben a la estructura geológica, encontrándose entre ellas las que reconocen por causa los diferentes modos de erosión, la descomposición química y la disgregación mecánica.

Las discordancias topográficas, entre las que se encuentran los cambios o rupturas de pendiente, originadas por la diversa naturaleza de los elementos que constituyen la superficie terrestre, así como por los fenómenos de diversa naturaleza que en ella tienen lugar, originan marcados contrastes, cuyo examen estereoscópico permite descubrir muchos fenómenos geológicos en las fotografías aéreas, tanto estratigráficos, como estructurales y tectónicos.

Novena Regla. DE LAS ALINEACIONES

Las fotografías aéreas muestran, con gran frecuencia, notables rasgos lineales de mayor o menor longitud, escasos y aislados, o abundantes y formando sistemas paralelos, rectangulares, o poligonales en general.

Estas "alineaciones" en las fotografías aéreas, muestran todos los rasgos tectónicos y estructurales que tienen tal expresión en la superficie terrestre, como diaclasas, otras fracturas, y toda clase de fallas. Entre ellos se cuentan los de estratificación, y diversas clases de intrusiones, como los más notables.

Las imágenes que en las fotografías aéreas tienen una definida expresión lineal, de apariencia más o menos recta, aisladas, o agrupadas formando sistemas, corresponden a rasgos tectónicos, estructurales y estratigráficos del área reproducida, pudiéndose localizar y correlacionar de esta manera esos rasgos, mucho más fácilmente y de forma más completa que en el propio terreno, en la mayoría de los casos.

La geomorfología estudia las formas del terreno, esforzándose por descubrir su génesis y evolución. Se ocupa, por lo tanto, de la litósfera externa, constituyendo una de las principales ramas de la fisiografía al lado de la hidrografía, que estudia la hidrosfera, y de la meteorología, que tiene por objeto de su investigación, la atmósfera.

Fisiografía y geomorfología no son, pues, voces sinónimas, ya que la primera constituye el todo, y la segunda sólo una parte.

Décima Regla. DE LA EROSIÓN

La erosión se rige, en su función de modelar las rocas que constituyen la parte externa o superficial de la corteza terrestre, por una serie de factores físicos y químicos, que varían para cada tipo de roca y de clima, encontrándose entre los primeros la cohesión, homogeneidad y tamaño de los granos y entre los segundos, la permeabilidad y la solubilidad.

A esto se debe el que cada tipo de roca tenga un modo característico de erosionarse.

Conocidos los diversos modos de erosión de las diferentes rocas,

resulta factible su identificación directa e indirecta, por la expresión erosiva que exhiben en las fotografías aéreas.

Los agentes erosivos atacan a las rocas de un modo selectivo o diferencial, según los materiales de que están constituidas, originándose formas de erosión características de sus diversos grupos y del estado de desarrollo del ciclo de erosión correspondiente, para cada tipo de clima; este fenómeno permite la identificación de las unidades litológicas más importantes, mediante el estudio en las fotografías aéreas, del particular modo con que responden a la acción erosiva.

Undécima Regla. DEL AVENAMIENTO O DRENAJE

El "avenamiento" o "drenaje", es decir, la manera en que un área dispone del agua que escurre sobre ella se encuentra, como la erosión, estrechamente unido a la naturaleza de las rocas cuya superficie lava.

Se ha demostrado la importancia que tiene el avenamiento en la localización de domos salinos por medio de fotografías aéreas.

Los diversos tipos de avenamiento o drenaje, al revelar la pendiente del terreno y la estructura geológica que lo controla, así como la tectónica con expresión superficial y la desigual resistencia de las rocas, ponen de manifiesto, al ser identificado el sistema a que el avenamiento pertenece, todos los elementos geológicos y geomorfológicos mencionados.

Duodécima Regla. CORRELACIÓN PLANTA-SUELO-ROCA

Las relaciones entre la vegetación y la geología son de antiguo

conocidas por los geólogos, quienes saben perfectamente que, dentro de ciertos límites, las rocas impermeables pueden soportar exigua vegetación, mientras que las rocas porosas la soportan abundante y desarrollada, lo que les permite identificar, en ocasiones, las principales clases de rocas a primera vista, sobre las fotografías aéreas, por la simple consideración de la densidad de la vegetación que las cubre.

A veces llega a ser tan decisiva esta guía, que permite la localización de estructuras geológicas, con frecuencia difíciles de identificar superficialmente de otra manera, como ocurre con los domos salinos. Parece razonable deducir que, la distribución de los tipos y subtipos de la vegetación, considerados en relación con el color del suelo y la configuración del sistema de avenamiento o drenaje, indican:

- a) Cambios de formaciones geológicas;
- b) La estratificación de ciertas formaciones;
- c) El afloramiento de determinados estratos; y
- d) La dirección general del rumbo en las rocas estratificadas.

Los diferentes tipos de vegetación que cubren los rasgos terrestres superficiales, por depender de las rocas subyacentes cuya descomposición da origen a los suelos que los soportan, permite el registro en las fotografías aéreas, de los contactos que delimitan tales rocas, así como la localización de la mayoría de los rasgos estructurales y tectónicos reflejados en dicha superficie, por el análisis de sus grupos y rasgos vegetales respectivos, gracias a la correlación planta-suelo-roca, modificada por los factores climáticos y topográficos correspondientes.

Estas doce reglas no agotan la posibilidad de formular otras,

considerando otros factores analíticos o interpretando las ya enunciadas de distinta manera.

USOS DE LA FOTOGRAFÍA AÉREA

La fotointerpretación usada como método de reconocimiento, es el primer paso que debe darse cuando se va a explorar una zona en la que se ha planeado una obra de ingeniería; además, tiene una serie de aplicaciones específicas tanto para la ingeniería como para otras muchas disciplinas, por lo que su conocimiento y utilización son indispensables para el ingeniero civil.

Es importante aclarar que la fotointerpretación se lleva a cabo en tres etapas: Interpretación de las fotografías, verificación de campo y formación de la carta e informe correspondiente.

PRINCIPALES APLICACIONES A QUE PUEDE DEDICARSE LA FOTOINTERPRETACIÓN

- | | |
|-------------------------------|----------------------------------|
| — Geografía. | — Presas. |
| — Demografía. | — Obras Marítimas. |
| — Geología. | — Irrigación. |
| — Suelos. | — Drenaje. |
| — Agricultura. | — Control y Navegación de Ríos. |
| — Bosques. | — Líneas de Transmisión. |
| — Ganadería. | — Conducción de Fluidos. |
| — Agua Subterránea. | — Establecimiento de Industrias. |
| — Minería. | — Turismo. |
| — Petróleo. | — Arqueología. |
| — Materiales de Construcción. | — Militar. |
| — Catastro Rural. | — Estadística. |
| — Vías Terrestres. | — Planeación Económica. |

VIAS TERRESTRES

La técnica, al desarrollarse más aceleradamente cada día, obliga a los profesionistas que la emplean a revisar continuamente sus métodos de trabajo. Al mismo tiempo, los conocimientos y la experiencia que se obtienen de la aplicación de las nuevas técnicas, permiten introducir variaciones en los procedimientos de estudios, para hacerlos más económicos y de más calidad. Estas consideraciones son especialmente aplicables a las vías terrestres.

Los trabajos que se llevan a cabo para realizar un camino o ferrocarril, se han dividido en cuatro etapas, a las que se les ha denominado: PLANEACIÓN, ANTEPROYECTO, PROYECTO y CONSTRUCCIÓN.

Una de las obras de ingeniería que más necesita de la información geológica, desde su planeación hasta su conservación, es la vía de comunicación terrestre.

Los estudios geológicos son una labor altamente provechosa para bajar costos de construcción y de conservación, así como para mejorar notablemente la calidad técnica de los trabajos en las fases de planeación y de proyecto. Por experiencia se sabe que el ingeniero civil que no cuenta con la información geológica en su trabajo profesional, incurre frecuentemente en serios y costosos errores.

El servicio que prestan las vías terrestres a una región es de tal importancia, que los estudios para su localización y construcción, deben ser programados con todo cuidado y realizados íntegramente, ya que de sus resultados va a depender el funcionamiento y la vida misma de la obra.

Las especificaciones generales de la obra y los puntos obligados a que deberá sujetarse la construcción, se determinan con base

en el tránsito probable, en las características morfológicas y geológicas del terreno y en las condiciones económicas y sociales de la zona.

Una vez que se ha decidido llevar a cabo el estudio de una carretera o de un ferrocarril, teniendo como base los puntos geográficos que deben ser unidos se inicia la etapa llamada de planeación.

PLANEACIÓN

La planeación se deriva del estudio socio-económico de las diferentes regiones del país, dirigido a valorar las necesidades que se tienen en materia de caminos, jerarquizando la importancia relativa de cada uno para darles un orden de estudio, para su posterior ejecución.

Las investigaciones de la planeación, toman en cuenta la situación económica actual y el posible desarrollo de las zonas de influencia del camino propuesto así como la densidad y la distribución de la población.

La vía de comunicación puede tener como objetivo principal un aspecto económico o un servicio social. Es fundamental para la planeación contar con una base aproximada de la inversión que es necesario hacer para cada camino, con el fin de calcular su productividad o bien el costo que va a tener el dar servicio a un determinado número de personas.

La primera fase de la planeación consiste en la recopilación de informes y cartas con relación a la región que se considera, tanto de carácter geográfico, como geológico.

Para conocer con el detalle y la actualidad necesarios, tanto lo que se refiere a las condiciones demográficas y económicas presentes y futuras de la zona, como a las características geológicas y topográficas del terreno, los trabajos de planeación se basan en un estudio de fotointerpretación, sobre fotografías aéreas de escala 1:50 000.

Para determinar la superficie de terreno que debe ser fotografiado para hacer los estudios correspondientes, se efectúa un vuelo de reconocimiento en el que deben intervenir un economista, un ingeniero civil y un ingeniero geólogo.

El estudio de fotointerpretación que se realiza durante la etapa de planeación, incluye un control y una verificación de campo, de donde se obtiene un mapa y un informe en los que se tiene la siguiente información:

La ubicación de las poblaciones, rancherías y casas aisladas.

La localización precisa de las carreteras, ferrocarriles, caminos y veredas.

La presencia en la zona de otras obras de ingeniería de importancia.

La cubierta vegetal natural y cultivada, clasificándolas en cuanto a su tipo la primera y en cuanto a sus cultivos y productividad la segunda.

Se describen las actividades productivas de los habitantes de las poblaciones, en lo que se refiere al aprovechamiento de otros recursos naturales o ganaderos, o en lo que respecta a la indus-

tria, al comercio o al turismo, tanto en el momento en que se tomaron las fotografías, como deducidas para el futuro.

En una forma muy detallada, se representa el sistema de escurrimiento o drenaje natural, incluyéndose hasta los cauces de los arroyos más pequeños. Se señalan además las superficies inundables y las zonas de divagación de los ríos.

Las características geológicas de la zona se muestran, separando las diferentes provincias fisiográficas en las que se tienen las mismas rocas y suelo con una morfología semejante y análogas condiciones de climã.

Se proporcionan datos acerca de los posibles materiales de construcción, de las fuentes de abastecimiento de agua o de la existencia de problemas especiales para la construcción o la conservación de la obra.

Con base en esa información, los ingenieros encargados de la planeación proceden a localizar, también a través de la fotointerpretación, con los correspondientes controles altimétricos y la verificación geológica en puntos clave, las rutas más económicas o las más útiles desde el punto de vista social. Comparando su utilidad con las inversiones requeridas para cada una, se llega a definir la llamada ruta elegida. Se denomina ruta elegida a la faja de terreno que contiene a la línea más apropiada para el trazo del camino. Al mismo tiempo que se escoge la mejor ruta, se determinan las especificaciones de construcción, que dependen esencialmente del tránsito que se espera para el camino de acuerdo con la situación demográfica y económica de la región y de las características geológico-topográficas de cada tramo.

Durante la etapa de la planeación se investigan las posibilidades de construir caminos secundarios para conectar poblaciones cercanas con el camino que se está estudiando. Si las poblaciones u otros caminos se localizan dentro del área abarcada por las fotografías aéreas, se señalan en el plano correspondiente las preliminares o trazos aproximados para la localización de esos caminos.

Los resultados de la etapa de la planeación, son:

Delimitación de la ruta elegida.

Determinación de la superficie por fotografiar a escala 1:25 000.

Informe socio-económico de la región.

Informe geológico.

Plano resultado de la fotointerpretación, a escala 1:50 000.

Especificaciones generales de construcción para cada tramo.

Inversión y rentabilidad del proyecto.

ANTEPROYECTO

Sobre el mapa escala 1:50 000, producto de la fotointerpretación, se señala la superficie que se debe fotografiar a escala 1:25 000. Los ingenieros encargados de los estudios de geotecnia y de topografía proceden a rectificar o a ratificar los límites de esa superficie, de acuerdo con sus necesidades.

Se procede a efectuar el levantamiento acrofolográfico y de las fotografías obtenidas se proporciona una copia a la oficina encargada de hacer la Geología, una más para la de Mecánica de Suelos y otra para Exploración, conservando la oficina de Fotogrametría las necesarias. Adjunto a las fotografías aéreas se proporcionan a cada una de las oficinas, copias de las fotos

1:50 000, de los planos y de los informes producto de los estudios de planeación.

En la oficina de Geología se procede a efectuar un estudio fotogeológico del que, después de la verificación de campo, se obtiene una valiosísima información que se presenta en un informe y un plano de gran detalle. Los datos geológicos se dan en forma de cuestionarios especiales en los que se pide al ingeniero geólogo la información fundamental que se debe recabar, dejando un espacio libre para sus apreciaciones personales.

Los estudios geológicos se dirigen especialmente a determinar:

Afloramientos de rocas, su clasificación y modo de ocurrencia, estratigrafía, estructuras, grado de intemperización y de metamorfismo, así como su posible aprovechamiento para la construcción. También a señalar los problemas que pueden presentar para su ataque y los procedimientos de construcción que son adecuados a cada tipo de formación.

Los suelos se clasifican desde un punto de vista geológico de acuerdo con su origen y su granulometría. De los suelos se investiga su textura, su estructura, su espesor, su uniformidad, la presencia de otros componentes no comunes y en forma estimada su resistencia.

Desde el punto de vista geológico, para los cruces de los ríos se estudia la clasificación de la vía fluvial, la estabilidad del cauce, las tendencias erosivas o de depósito de la corriente, la conformación de las márgenes, la clase y el espesor del acarreo y la presencia de algunas condiciones particulares que puedan influir en la construcción o conservación del puente.

Se estudia el abastecimiento de agua para la construcción, aprovechando las fotografías 1:50 000 y las de 1:25 000. El abastecimiento de agua puede hacerse de fuentes superficiales como los ríos, lagunas o el mar, o bien por medio de la explotación de mantos acuíferos subterráneos, ya sea de pozos existentes o de los que se localicen y se perforen para tal fin.

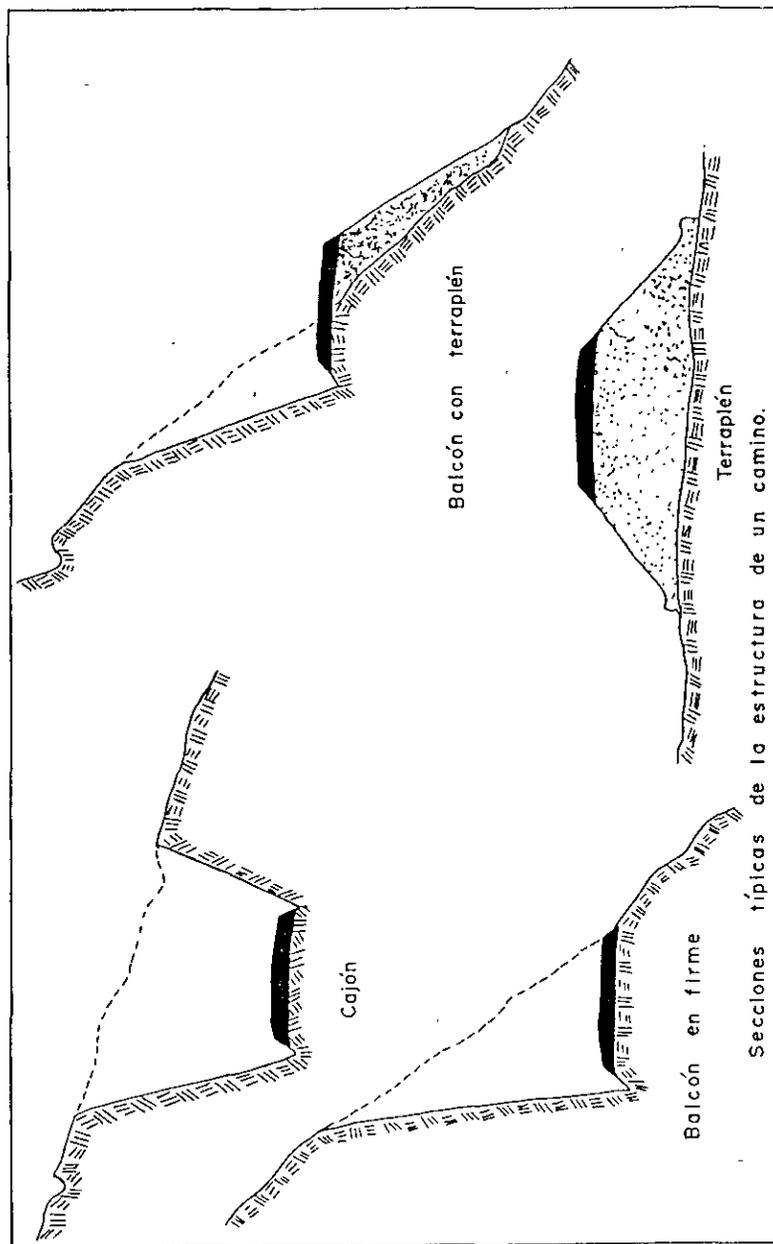
Se investiga el aprovechamiento de las rocas y suelos como materiales para la construcción, señalando los bancos que pueden ser utilizados para cada una de las fases de la construcción, así como las vías de acceso y la manera de explotarlos.

En los tramos donde se tenga la posibilidad de construir túneles, se hace un reconocimiento más detallado, proporcionando un informe preciso de las condiciones geológicas y geohidrológicas.

Es frecuente encontrar zonas en donde se sabe, de acuerdo con la geología del terreno, que existen condiciones desfavorables para la construcción, lo cual crea problemas graves y costosos que pueden obligar a un cambio de localización, a una variación en las especificaciones del camino o a utilizar procedimientos de construcción especiales.

Al mismo tiempo que el estudio fotogeológico, en la oficina de Fotogrametría, con base a un apoyo topográfico terrestre y a una aerotriangulación, se procede a hacer un estudio del modelo estereoscópico en un proyector Balplex a la escala de 1:5 000, en donde los ingenieros especialistas en vías terrestres localizan un primer anteproyecto de trazo.

La oficina encargada de los estudios de mecánica de suelos por su parte, lleva a cabo una fotointerpretación sobre fotos 1:25 000,



para conocer en una forma aproximada las características y las extensiones que cubren los suelos a lo largo de la ruta.

La oficina de exploración de cruces estudia especialmente las condiciones de los sitios señalados para cruces de ríos y de pasos a desnivel, para que, de acuerdo con sus datos, se modifiquen o permanezcan las localizaciones propuestas. Los estudios se realizan primeramente en esa oficina a través de una foto-interpretación de detalle.

Teniendo como base la información obtenida de los estudios realizados por las diferentes oficinas, se procede a efectuar un reconocimiento directo en el que intervienen cuatro ingenieros: un civil, un geólogo, un especialista en suelos y un especialista en cruces. El objeto de este reconocimiento es fijar el anteproyecto de trazo y tomar datos de abundamiento, de los cruces, del drenaje y de los materiales así como hacer la programación de los estudios de detalle.

Los resultados de los estudios y del reconocimiento sirven para que la oficina de Fotogrametría, proceda a la localización de la línea, afinando las especificaciones de construcción.

En la etapa llamada de anteproyecto, se llega a los siguientes datos:

- Anteproyecto de trazo sobre modelo 1:5 000.
- Mapa fotogeológico 1:25 000 e informe geológico.
- Informe de suelos.
- Localización de los cruces.
- Localización de las obras menores.
- Revisión de especificaciones.
- Programación de los estudios.

PROYECTO

A partir del trazo de anteproyecto, se inicia la etapa de proyecto.

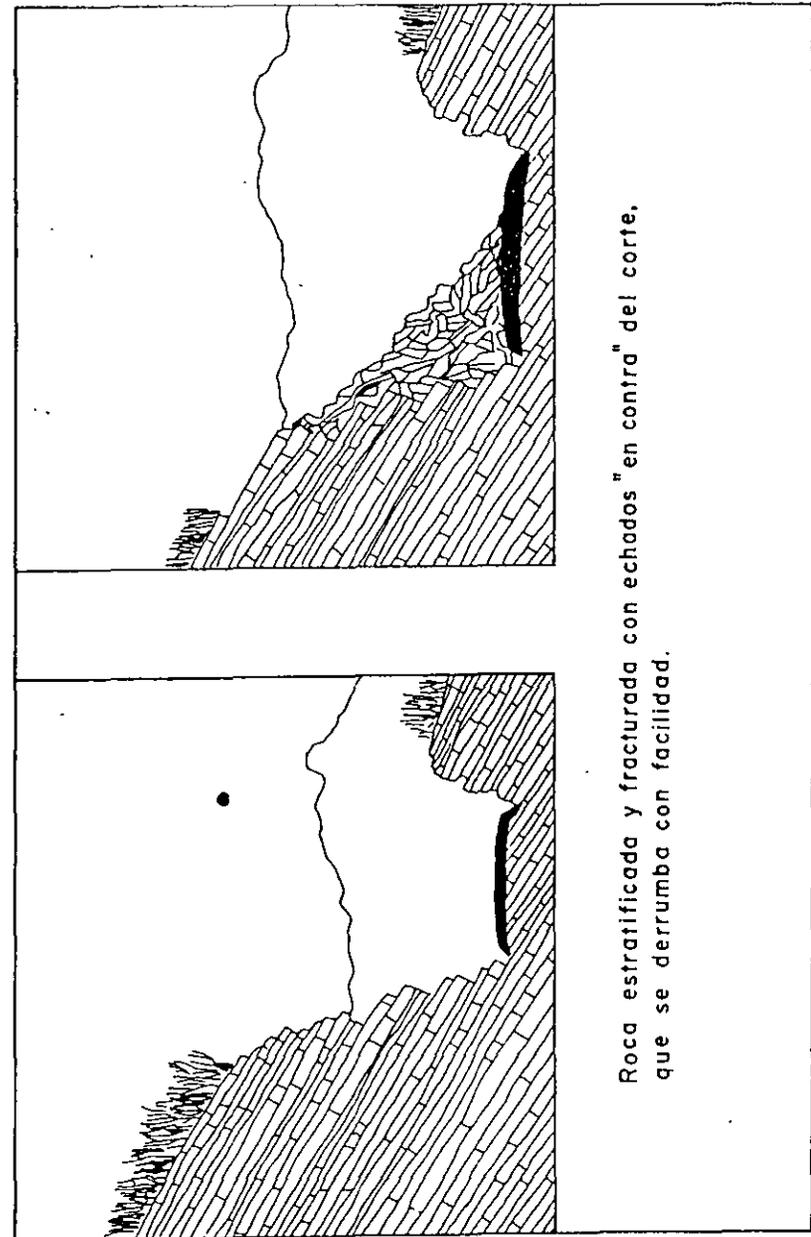
Dependiendo de la cobertura vegetal existente en la zona, el levantamiento topográfico de detalle puede hacerse por medio de fotogrametría o de brigadas de campo.

Cuando la vegetación es escasa o de baja altura, se procede a efectuar un nuevo levantamiento aerofotográfico a la escala de 1:5 000 sobre la línea señalada. El objetivo primordial de este levantamiento, es definir los volúmenes de material a excavar o por rellenar, así como obtener planos de detalle para los proyectos de puentes, de entronques, de pasos a desnivel, etc. Los datos para la curva masa, se obtienen de secciones medidas fotogrametricamente y procesadas en computadoras, y los datos para puentes, entronques, etc., mediante la configuración de planos a escala de 1:1 000 con equidistancia de 1 m.

En el caso de que exista vegetación alta y tupida en la zona, la fotogrametría no es aprovechable por lo que es necesario realizar los levantamientos topográficos con brigadas de campo. Las brigadas trabajan sobre la preliminar por lo que su avance es rápido y seguro.

Los estudios de detalle, se llevan a cabo de acuerdo con la programación establecida. Cuando se cuenta con fotografías aéreas a escala 1:5 000 se aprovechan para basar los estudios en una fotointerpretación de precisión.

Para el estudio de los cortes, se ha encontrado que el procedimiento que da mejor resultado en la mayoría de los casos, es



el método geofísico de refracción. En los cruces son indicados los sondeos directos, combinados en algunos casos con el método eléctrico de resistividad. En los pasos a desnivel generalmente se hacen sondeos a cielo abierto o penetración estándar. Para los túneles, es necesario casi siempre efectuar perforaciones de exploración con broca de diamante o galerías piloto. Los bancos de materiales de construcción se estudian normalmente con pozos a cielo abierto o con perforaciones. Los estudios de detalle para el drenaje se hacen sobre las fotos 1:25 000 y, si las hay, sobre las de escala 1:5 000, combinados con reconocimientos de campo.

Los resultados del proyecto se pueden concretar como sigue:

Trazo definitivo.

Estudio de la curva masa.

Proyecto de los puentes, entronques y pasos a desnivel.

Diseño de los taludes.

Localización y forma de extracción de los bancos de materiales.

Manera de tomar el agua de las fuentes de abastecimiento.

Diseño del drenaje menor.

Datos completos para la excavación de túneles.

Procedimientos de construcción para cada tramo de condiciones geológicas similares.

Programa de los trabajos de construcción.

Recomendaciones especiales.

Presupuesto por conceptos y por tramos.

CONSTRUCCIÓN

En la etapa de Construcción, se debe hacer una supervisión a través de laboratorios de campo; en problemas especiales se hace una supervisión directa por medio de las oficinas indicadas, haciendo a menudo pruebas "in situ".

Es muy conveniente que las compañías constructoras cuenten con los mapas de fotointerpretación a escalas 1:50 000 y 1:25 000 y con una copia de las fotografías aéreas 1:25 000, para que puedan cotizar y programar mejor sus trabajos.

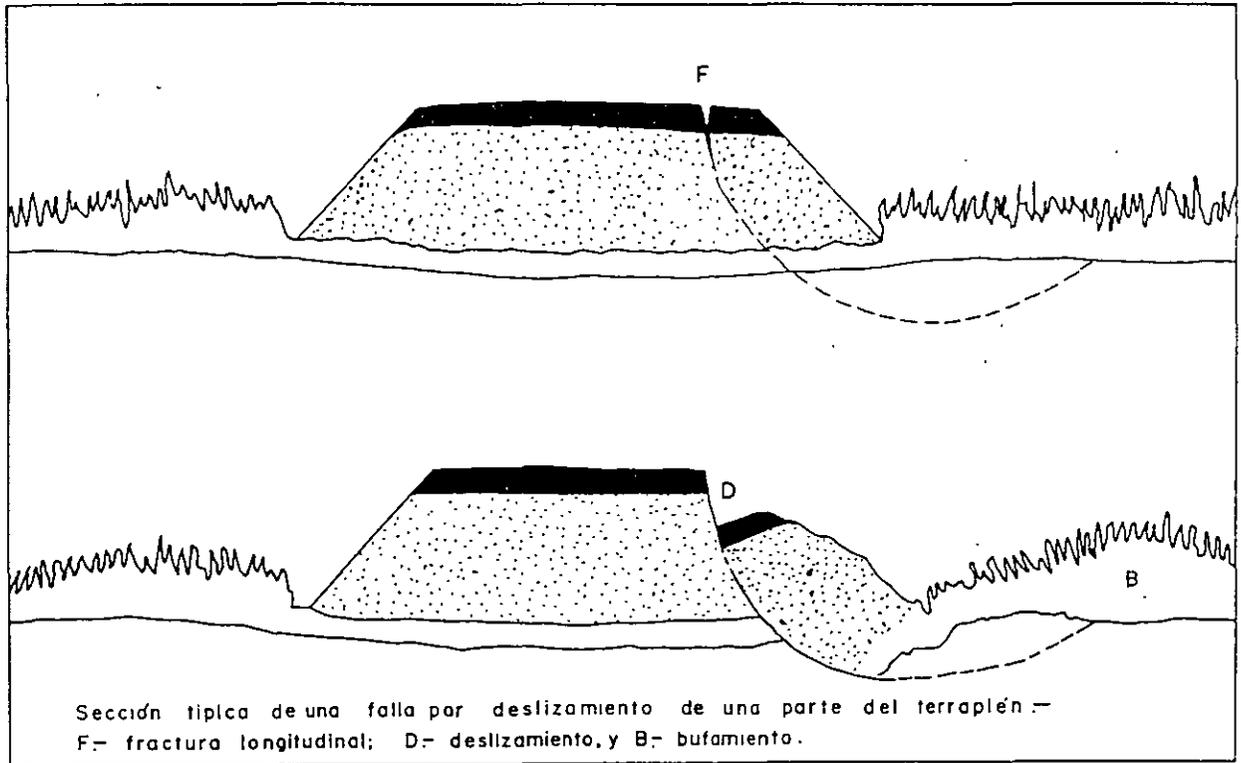
TALUDES

Al planear una excavación, es necesario diseñar la pendiente que debe darse al corte que se va a realizar. El criterio geológico es básico para resolver atinadamente el problema.

Cuando el corte se realiza en roca sana no fracturada, puede hacerse en un talud vertical, e inclusive en corte de sección de medio túnel cuando la roca se encuentra en muy buenas condiciones. En tales casos, no se requiere la construcción de contracuneta puesto que el talud no se va a erosionar, a menos que en la ladera, arriba del corte, se tengan suelos residuales erosionables que pudieran azolar la cuneta.

Si el corte se hace en roca sana pero fracturada, la pendiente tendrá que estar de acuerdo con el grado de fracturamiento y con la posición de las fracturas. Pendientes de 1/4: 1 a 1/2:1 son generalmente recomendables. En algunos casos en que los planos de fractura o los de estratificación se echan o buzan hacia el corte, se hace necesario reducir la inclinación del talud o bien aumentar la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de los planos, por medio de anclas convenientemente espaciadas. Si entre los planos de debilidad se tiene arcilla, es indispensable hacer una contracuneta impermeabilizada.

La roca intemperizada resiste menos pendiente y en general después de un derrumbe se presenta otro. Además puede estar



Derrumbes provocados por la contracuneta.

sujeta a deslizamiento. Cuando el corte es de menos de 4 m. conviene cortar en taludes suaves de 1/2:1 o más tendido; pero si el corte es alto es mejor dar mayor pendiente y formar terrazas, así como protegerlo con vegetación contra el intemperismo.

Algunas formaciones fácilmente intemperizables como las lutitas, las margas y algunas tobas, presentan problemas especialmente difíciles, ya que provocan derrumbes continuos que azolvan las cunetas. La intemperización rápida se debe a las condiciones alternadas de humedad y sequía y al efecto del sol. En estas rocas no es conveniente tender taludes porque la superficie expuesta es mayor; debe cortarse casi verticalmente y hacer terrazas o bermas horizontales. La contracuneta es necesaria en estos casos. Se ha probado con éxito, en algunos casos, cubrir los taludes con hojas secas de palmera, o bien con una tela de alambre de gallinero con el objeto de evitar la insolación en el primer caso, y de sostener el material intemperizado sobre el talud en el segundo, para que sirva de capa protectora.

No debe perderse de vista que en geología cada problema es distinto y que pueden resolverse a través de normas generales, pero aplicadas de manera particular en cada caso.

La construcción de las contracunetas es una cuestión delicada, pues si se excava en materiales permeables que estén en contacto con arcillas, ya sea en forma de estratos, de bolsas o en las fracturas, en vez de ser una obra de protección, se convierten en un factor que provoca el deslizamiento del talud. En tales casos, si la contracuneta es indispensable, debe impermeabilizarse, a pesar de que sea costoso hacerlo.

En la parte superior de los cortes, no es conveniente desmontar,

puesto que los árboles y el resto de la vegetación ayudan a evitar derrumbes y facilitan la forestación natural del talud.

Cuando al pie del corte se presentan afloraciones de agua, llamadas "floraderos", es conveniente excavar un subdren debajo y a lo largo de la cuneta, para obligar a bajar las líneas de flujo, cuya concentración en ese lugar puede provocar un deslizamiento.

Dar taludes más fuertes de los que se sabe que puede aguantar la roca, es conveniente desde el punto de vista económico en caminos secundarios con poco tráfico, ya que por una parte es más barato remover el material del camino que del corte y por otra, en general se alcanza una estabilización natural antes de llegar a la pendiente que se supone estable. Es muy importante en estos casos calcular con seguridad el riesgo que se toma, así como las implicaciones de orden económico y social que se pueden provocar al aceptarlo.

BANCOS DE MATERIALES

Los materiales de construcción pueden tener muy diversos usos y de acuerdo con la necesidad que se tenga deberán conseguirse en las mejores condiciones que sea posible. La presencia o ausencia de materiales y sus características, son importantes para las obras de ingeniería y afectan desde la planeación hasta la conservación. Al sitio de donde se extrae material de construcción se le llama banco.

Roca. Las rocas que están expuestas en la superficie, constituyen los afloramientos. Se llama roca sana a la roca que no ha sufrido una descomposición por efecto del intemperismo químico.

La roca es importante en la construcción, pues se le requiere para recubrir las fachadas de edificios, como delantal protector

275

en las presas de tierra, para pisos, en mampostería y para trituración para obtener arena y grava.

En general las rocas están cubiertas por suelos residuales de un espesor variable, que debe ser eliminado para su explotación. A esa actividad se le llama despalme. Los afloramientos de roca dan normalmente formas positivas por lo que deben buscarse en los cerros, en cantiles o en lugares donde se tiene un rompimiento brusco en la pendiente del terreno. Sin embargo, en algunas regiones de morfología madura, se pueden encontrar en las planicies a poca profundidad; se les descubre por haber gran cantidad de fragmentos de la roca en la superficie. Las fotografías aéreas son muy útiles para la localización de yacimientos de materiales.

Una vez localizado un yacimiento de roca que se supone aprovechable como material de construcción, se procede a efectuar la exploración detallada del posible banco. La investigación tiene que efectuarse con la metodología apropiada, de acuerdo con el tipo de material, con las necesidades de la explotación y con las características del relieve, de los caminos y de las instalaciones existentes. Debe tenerse muy en cuenta que puede haber contactos entre diferentes tipos de roca dentro del lugar que se explora o bien cambios notables en las características de la formación por lo que la exploración debe hacerse con todo cuidado.

Es importante determinar la clase de roca, el sistema de fracturamiento y el grado de intemperización; la actitud de los estratos si es sedimentaria, o de las capas formadas por esfuerzo cortante si se trata de roca metamórfica. Es de interés también conocer cuándo las fracturas se han rellenado de arcillas y si la roca es cavernosa o se encuentra fragmentada.

276



Extracción de grava, lapilli y arena del centro de un aparato volcánico cimerítico

Con estos elementos se puede planear dónde debe hacerse el frente de ataque y determinar qué procedimientos de explotación son los adecuados.

Tratándose de roca, normalmente debe ser atacada con explosivos, excepto en el caso de que se encuentre profundamente intemperizada o intensamente fracturada. Algunas rocas de baja resistencia, como las lutitas, margas, tobas suaves, areniscas pobremente cementadas y algunas otras, se pueden explotar con arado y bulldozer o inclusive con el solo bulldozer.

Los explosivos son fundamentalmente de dos tipos: pólvora negra y los cartuchos de alto poder. Estos últimos estallan con una explosión corta y violenta que destroza la roca y fisura la masa que no es volada. La pólvora negra, tiende a “empujar” la roca y por lo tanto actúa más suavemente para romper el material a lo largo de algunos planos bien definidos, por esfuerzo cortante.

Los explosivos de alto poder son usados, por lo tanto en canteras en donde se requiere fragmentar la roca y en la mayoría de las operaciones de excavación para ingeniería, mientras que la pólvora se emplea en canteras en que se requiere obtener roca en fragmentos grandes y en las minas de carbón.

Arena y Grava. Los materiales granulares pueden ser extraídos de depósitos naturales, pero frecuentemente deben ser obtenidos por trituración de roca o de fragmentos mayores.

Un estudio megascópico de la roca, generalmente permite conocer sus características de fragmentación al ser triturada. Por ejemplo, una roca en que los cristales o los granos constitutivos muestran poco entrelazamiento, producen una excesiva fragmen-

tación, mientras que las rocas macizas de grano fino y muy cerrado producen una buena fragmentación. La caliza densa y pura, es un buen material para trituración pero puede producir un exceso de elementos finos, si se llega a tamaños pequeños.

La arena y la grava se usan en ingeniería principalmente para concretos y en lugares en que se requiere una buena permeabilidad.

Los yacimientos de arena y grava, deben ser buscados en lugares en donde las corrientes que acarrear los fragmentos, pierden velocidad por una reducción en la pendiente o porque la vía fluvial forme un meandro; se les localiza principalmente en abanicos aluviales, en depósitos de terrazas de río, en planicies de inundación, en litorales, en depósitos de corrientes que nacen de glaciares, en morrenas, en médanos y a veces en depósitos residuales en donde la roca ha sido alterada por el intemperismo. Ocasionalmente se pueden obtener de depósitos de talud, de los deltas o de formaciones de arenisca o de conglomerados y brechas pobremente cementados.

Es importante tener en cuenta las condiciones mecánicas de las partículas, pues suelen encontrarse en estados demasiado avanzados de alteración.

En general, los depósitos se localizan en zonas planas o de poca pendiente. Se exploran con pozos a cielo abierto; algunos yacimientos de arena, se explotan por medio de minado subterráneo. El ataque se hace normalmente con pico y pala o con bulldozer.

Si los agregados van a ser usados para concretos, es necesario conocer su composición mineralógica y de ser posible realizar

algunas pruebas previas a la explotación del banco. Las dimensiones y la forma de los fragmentos son también de interés por lo que debe conocerse su distribución horizontal y vertical en el depósito.

Una superficie demasiado tersa o vítrea abate la adherencia al cemento. El pedernal, el ópalo y la calcedonia reaccionan químicamente, por lo que son deletéreos para el concreto. La presencia de illita y otras micas que aumentan su volumen con el agua, pueden provocar un fisuramiento en el concreto que baja su resistencia e inclusive puede destruir la obra.

Balasto. El balasto es material granular natural o artificial de dimensiones de grava que se emplea para soportar los durmientes de las vías de ferrocarriles y transmitir las cargas del tren al terreno.

En general el balasto está compuesto de roca triturada, grava o escoria de fundición. El balasto en conjunto debe ser elástico, de manera que los rieles vuelvan a su lugar cuando ha pasado el tren. Debe también reducir el polvo y evitar el crecimiento de hierba.

El tipo de cargas pesadas y aplicadas bruscamente, hacen que el balasto deba ser particularmente resistente al impacto. La roca triturada es mejor generalmente que la grava natural. No son utilizables las rocas vítreas o frágiles que contienen mucho cuarzo o mica.

Puzolanas. Las puzolanas son materiales naturales o artificiales de grano muy fino que se usan en combinación con el cemento portland para hacer concreto. El nombre le viene de que originalmente se emplearon para estos propósitos cenizas volcánicas de

un lugar cercano a la población de Pozzuoli en Italia. Los materiales puzolanicos naturales son: tobas, cenizas, rocas sedimentarias silicosas y lutitas o arcillas calcinadas a temperaturas de 500° a 1000°C.

Las puzolanas pueden retrasar o evitar las reacciones químicas en los agregados alcalinos, reducen la generación de calor producida por la hidratación del cemento, incrementando la resistencia a la tensión del concreto; mejoran la trabajabilidad de la mezcla, y en muchos casos reducen el costo del concreto.

Sin embargo antes de usar las puzolanas deben hacerse pruebas de laboratorio para asegurar la conveniencia económica de utilizarlas.

Agregados ligeros. Se pueden emplear materiales naturales o artificiales como agregados para reducir el peso específico del concreto.

Los agregados ligeros son lutita, arcilla, escoria, pómez, tierra de diatomeas, perlita (industrializada es carlita), vermiculita expandida (una forma de mica que aumenta varias veces su volumen al absorber agua) y pizarra.

No es económico usarlos, a menos que la reducción en peso sea indispensable.

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**“DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACION DE CARRETERAS”**

MÓDULO 1: GEOTECNIA BÁSICA EN CARRETERAS

TEMA: EXPLORACIÓN GEOTECNICA¹

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Villahermosa, Tabasco
Agosto y septiembre del 2001

¹Manual de Diseño Geotécnico. Volumen I. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) 1987.

CAPITULO 3

EXPLORACION GEOTECNICA

3.1 RECONOCIMIENTO GEOLOGICO

1. OBJETIVOS

El reconocimiento geológico para obras de Ingeniería localizadas en las zonas de lomas y de transición alta, observando pozos a cielo abierto excavados para este objetivo y para el muestreo inalterado, permitirá obtener la información geológica significativa para el diseño geotécnico que se describe a continuación. Por su parte, para las obras ubicadas en las zonas del lago y transición baja se rá la supervisión geotécnica que se describe en el inciso 3.2.

2. INFORMACION GEOLOGICA

Estratigrafía. Se determinará el espesor, características y origen de los estratos significativos del subsuelo; es importante definir el espesor de rellenos artificiales y su compacidad.

Discontinuidades. Las tobas de Las Lomas están afectadas por fracturamientos que pueden generar superficies de falla y bloques inestables. Debe investigarse con detalle la existencia de cavidades artificiales, túneles y galerías de antiguas minas, que también causan condiciones de inestabilidad inciso 3.6).

Geomorfología. La evolución geológica de caucos y barrancas ha formado diversas condiciones del subsuelo al pie de la zona de lomas, encontrándose desde suelos arcillosos blandos hasta aluvión suelto, lahares y aún morrenas; el reconocimiento geológico debe advertir sobre estas condiciones estratigráficas.

Hidrología. Conviene estudiar las condiciones de flujo superficial y subterráneo, comprobando la existencia de mantos freáticos ligados.

Condiciones inestables. Identificar los si-

tios en los que pudieran desarrollarse condiciones de inestabilidad en cortes y taludes.

Este fenómeno podría estar asociado a la pérdida de humedad en los cortes expuestos, así como a la disminución de resistencia al corte por humedecimiento de los suelos.

3. EXPLORACION GEOLOGICA

Con base en la información del reconocimiento superficial, un ingeniero geólogo deberá proponer (o revisar) el programa de exploración de la zona de lomas, el cual podrá estar integrado por las siguientes etapas:

3.1 Levantamiento geológico

Es un levantamiento detallado, en el que se registrarán minuciosamente las barrancas, prestando especial cuidado a la presencia de cavidades (inciso 3.6). El estudio de fotografías aéreas antiguas es siempre de mucha utilidad.

3.2 Exploración geofísica

La experiencia en la zona de lomas demuestra que los métodos geofísicos comunes (inciso 3.3) son poco confiables para detectar los diferentes estratos y para identificar cavernas (inciso 3.6); sin embargo, la constante evolución instrumental de estas técnicas podrá eventualmente incrementar su utilidad.

3.3 Exploración con sondeos

El procedimiento de exploración más adecuado para los suelos de lomas y de transición alta es el de pozos a cielo abierto (inciso 3.4), porque actualmente no se dispone de técnicas de muestreo confiables para esos suelos secos y duros; adicionalmente, estos pozos permiten la observación directa de los materiales del sitio.

3.2 SUPERVISION GEOTECNICA

1 OBJETIVOS

Los trabajos de campo del estudio geotécnico deberán realizarse bajo una cuidadosa supervisión técnica, encabezada por un ingeniero capacitado en: a) los programas de trabajo, b) los procedimientos de ejecución, y c) la recopilación de información.

Durante la ejecución, el ingeniero supervisor deberá calificar la calidad de los trabajos, tomando como base de juicio si los objetivos del estudio se están alcanzando; en caso negativo, deberá proponer medidas correctivas. Para facilitar su labor se presentan las siguientes sugerencias.

2 RECONOCIMIENTO GENERAL

Se revisa la información recopilada en la zona en estudio, que deberá estar integrada por:

- Reconocimiento geológico o zonificación del subsuelo
- Recopilación de sondeos de exploración pre-existentes
- Características de las colindancias (estructuras, localización de jardines, etc)
- Localización de pozos de bombeo y detalles de su operación
- Levantamiento de redes de servicios públicos
- Localización de grietas, cavernas o taludes inestables
- Levantamientos topográficos y nivelaciones
- Otros

3. PROGRAMA DE SONDEOS DE EXPLORACION

Este programa deberá ser congruente con la información del reconocimiento general y los requerimientos de exploración elaborados por el proyectista geotécnico. El ingeniero supervisor aprobará el programa y los sondeos adicionales que se justifiquen para resolver los casos que se considere no están incluidos en las recomendaciones; los sondeos adicionales requerirán una breve justificación escrita.

4 TECNICAS DE EXPLORACION

4.1 Métodos geofísicos (inciso 3.3). Sus resultados son poco confiables para admitir su uso indiscriminado, sin apoyo de métodos de exploración directa; el ingeniero supervisor deberá tener acceso oportuno a la información durante el proceso de ejecución.

4.2 Cono eléctrico (inciso 3.4.2). Es adecuado en suelos blandos; debe revisarse su calibración y comportamiento durante la operación, el corrimiento admisible del cono y la baja sensibilidad a los cambios de temperatura. Estos errores en conjunto no deberán exceder de 5/1000 de la capacidad máxima del cono.

4.3 Cono mecánico (inciso 3.4.3). Es admisible en suelos duros; no debe utilizarse en los suelos blandos.

4.4 Penetración estándar (inciso 3.4.4). En suelos blandos no es confiable para definir la resistencia; la muestra que se recupera es alterada y sólo permite clasificar los suelos y obtener sus propiedades índices. En suelos duros y secos, el empleo de agua o lodo para perforarlos puede reblandecer el suelo y alterar los resultados de laboratorio (inciso 3.5).

4.5 Criterio de selección. En la tabla 1 se presenta una guía para elegir las técnicas de exploración según el tipo de suelo.

5 PROGRAMA DE SONDEOS CON MUESTREO INALTERADO

El ingeniero supervisor deberá revisar el programa de muestreo inalterado para comprobar que:

- a) El número de sondeos cumpla con las recomendaciones de muestreo inalterado y exista una breve aclaración escrita para justificar la realización de sondeos adicionales.
- b) Haya correspondencia evidente con los sondeos de exploración.

- c) Se recuperen las muestras de los estratos más significativos de acuerdo con el diseño geotécnico preliminar.

6. TECNICAS DE MUESTREO INALTERADO

6.1 Tubo de pared delgada (Shelby) (inciso 3.4.5). Este muestreador únicamente se utiliza para suelos blandos y debe cumplir estrictamente con las condiciones geométricas (3.4.5), particularmente en cuanto a su filo; su interior debe ser liso, exento de corrosión y de preferencia pintado. Después de cada operación con este muestreador debe limpiarse cuidadosamente el mecanismo de válvula de la cabeza.

6.2 Tubo dentado (inciso 3.4.6). Debe utilizarse en suelos consolidados y en capas duras; las muestras que se obtienen no siempre son de buena calidad; por ello, cuando se emplea deben revisarse las muestras inmediatamente para asegurarse que se está operando correctamente. La velocidad de rotación, el tamaño y forma de los dientes son las variables que deberán ensayarse en cada tipo de suelo, hasta lograr muestras aceptables.

6.3 Barril Denison (inciso 3.4.7). Se utiliza en suelos duros, usando agua, lodo o aire como fluido de perforación; debe tenerse en cuenta que es muy difícil obtener muestras de buena calidad; es necesario revisar las muestras recuperadas antes de considerarlas como inalteradas. El ingeniero supervisor debe comprobar que el tubo interior permanezca estático cuando gira el exterior, y que la separación entre el tubo interior del exterior sea la adecuada; esto último, además de la velocidad de rotación, son variables que deben definirse durante el proceso de muestreo.

6.4 Muestras cúbicas (inciso 3.4.1). Con esta técnica se obtienen las mejores muestras de los suelos, particularmente de los localizados arriba del nivel freático, que por su dureza y susceptibilidad al agua no pueden muestrearse con técnicas mecanizadas. El ingeniero supervisor debe vigilar que las muestras se obtengan de una zona que no haya sufrido alteración durante el proceso de excavación, que se almacenen protegidas del sol y que se transporten con empaques de espuma de poliuretano para que no se golpeen.

6.5 Criterios para la selección. En la tabla 1 se muestran los criterios para el muestreo inalterado.

7. TECNICAS DE PERFORACION

7.1 Lavado y percusión (inciso 3.5). No son recomendables en sondeos inalterados porque dañan las muestras por efecto del chiflón y de los impactos. En suelos fisurados inducen fracturamiento hidráulico en las muestras; este fenómeno ocurre cuando se presentan fugas de lodo bentonítico.

7.2 Cuchara de impacto (inciso 3.5). Esta técnica no es recomendable, ya que induce remoldeo en la parte superior de las muestras.

7.3 Barrena o ademe helicoidal (inciso 3.5). No convienen para suelos blandos; el efecto de succión que se desarrolla induce deformaciones inaceptables en el suelo.

7.4 Posteadora-rimadora (inciso 3.5). Es una técnica de reciente desarrollo; hasta ahora es la única que ha permitido las mejores muestras sin activar las fracturas naturales y sin remoldeo.

7.5 Pozo a cielo abierto (inciso 3.4.1). La perforación puede hacerse manualmente o con máquinas de gran diámetro; el supervisor deberá comprobar la seguridad de la excavación y la factibilidad de rescata: muestras inalteradas.

7.6 Criterio de selección. La tabla 1 contiene el criterio de selección más adecuado del procedimiento de perforación.

8. CONTROL DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

8.1 Información complementaria. El ingeniero supervisor deberá asegurarse que para cada uno de los sondeos se obtenga la siguiente información complementaria:

- Croquis de localización del sondeo. Debe contener claramente los nombres de las calles, la orientación norte y elevación del brocal.
- Registro del sondeo. Los registros tipo deberán ser simples, pero contener toda la información relevante de la ejecución; en sondeos inalterados, la pérdida de lodo debe anotarse porque implica el muy probable fracturamiento hidráulico de las muestras. La fig 1 muestra el tipo de registro de campo que se recomienda adoptar.
- Bitácora de campo. El desarrollo de todos los trabajos debe ser cuidadosamente registrado, anotando la hora de inicio y terminación de cada actividad. Así como todos los imprevistos que ocurran.

8.2 Visitas de supervisión. Cada sondeo de exploración o de muestreo inalterado debe ser supervisado, de preferencia con visitas no programadas; el ingeniero supervisor revisará el equipo, instalación, habilidad del personal, protección a las muestras y control de sondeo.

8.3 Calidad del trabajo. La calidad de los trabajos de campo se juzgará a través de calificar con tres niveles (bien, regular o mal) los siguientes aspectos:

- Características del equipo
- Técnica de operación
- Control técnico del trabajo
- Capacidad del personal
- Eficiencia del trabajo
- Limpieza del sitio
- Organización de las actividades

TABLA 1 TECNICAS RECOMENDABLES DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

A) EXPLORACION PRELIMINAR

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Blando	Cono eléctrico	SPT, geofísica
Duro (húmedo)	Cono mecánico, SPT	Geofísica
Duro (seco)	SPT (en seco) o penetración neumática	Geofísica

SPT: Prueba de penetración estándar

B) MUESTREO INALTERADO

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Suelos blandos	Tubo de pared delgada	-
Suelos preconsolidados y lentes duras	Tubo dentado	Tubo de pared delgada
Costra seca superficial	Tubo dentado*	Tubo de pared delgada
Capa dura y tobas blandas	Barril Denison* o Tubo dentado*	-
Tobas duras	Barril muestreador o Barril Denison*	-

* La calidad de las muestras puede ser mala

C) METODOS DE PERFORACION

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Blandos fisurados	Posteadora-rimadora	Rotación con lodo; percusión o lavado
Blandos no fisurados	Posteadora-rimadora o rotación con lodo	Percusión o lavado
Duros abajo del nivel freático	Rotación en seco	Rotación con agua o lodo
Tobas duras	Rotación con aire o percusión-neumática	Rotación con agua

REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEC	M-14	NIV FRÉATICO	HOJA
	LOCALIZACIÓN X: Y: Z:		MAQUINA A	FECHA 27 Jun 87
			OPERADOR E López	SUPERVISIÓN Sua. Cuatla

Prof m	Clasificación de Campo	Mues- tro No	N (SPT)			Muestreo		Ademe Prof	Hora
			1 15 cm	2 15 cm	3 15 cm	Pre- sión	Rec		
	CL Café	F-1	10	15	25	-	-	-	8:30
	CL Café con arena	F-2	10	20	30/4	-	-	-	9:00
	CH Arena gris	TS-1	-	-	-	-	20/30	-	10:00 (1)
	CH " "	F-3	10	35	35	-	-	-	10:30
	CH " "	TR-2	-	-	-	-	30/30	-	11:10 (2)
	SW fina gris	F-4	5	10	15	-	-	-	11:50 (3)
	"	F-5	5	20	30	-	-	-	12:10
	"	F-6	5	25	35	-	-	-	12:40 (4)
	CL Café	F-7	5	10	20	-	-	-	13:00
	CL Café	TR-3	-	-	-	-	20/30	-	13:20
		TR-9	-	-	-	-	-	-	13:30 (5)
		F-8	-	-	-	-	-	-	

DATOS
FICTICIOS

NOTAS	1) La CH empezó a los 4.5 m
	2) La parte inferior del TR-2 es SW
	3) La SW empieza a 12.0 m, se perdió el agua de resboración
	4) Se tiene agua y se decidió parar ademe
	5) Se perdió la muestra, probablemente era arena

FIG 1 REGISTRO DE CAMPO

3.3 METODOS GEOFISICOS

3.3.1 Refracción sísmica

1. OBJETIVOS

Deducir las posibles características estratigráficas de un sitio y las propiedades mecánicas de los suelos, a partir de la interpretación de los tiempos de arribo de ondas refractadas en los estratos de mayor densidad.

2. EQUIPO DE MEDICION

Está integrado por tres unidades básicas: el mecanismo de generación de la onda, el conjunto de geófonos captadores y el aparato registrador.

2.1 Mecanismo de generación de la onda

El más simple es un martillo pesado equipado con un micro-interruptor montado en un mango, que al golpear una placa metálica asentada en la superficie genera la onda, y simultáneamente opera al microinterruptor que a su vez activa al aparato registrador para indicar el inicio de la prueba. El martillo se usa para estudios someros (10 m); para los de mayor profundidad, la onda se genera con la explosión de una pequeña carga de dinamita colocada en una perforación de menos de 1 m de hondo, mediante un detonador eléctrico instantáneo.

2.2 Geófonos

Son dispositivos electromagnéticos que captan las oscilaciones del suelo y las transforman en señales eléctricas. Los geófonos comunes únicamente registran la componente vertical

del movimiento y su sensibilidad varía entre 5 y 100 cps; su construcción es robusta y el eje vertical tienen una punta para hincarse en el suelo.

2.3 Aparato registrador

Es un oscilógrafo cuyos elementos sensible (canales) son de 2 a 12 pequeños galvanómetros que vibran al recibir la señal de los geófonos. Los galvanómetros llevan adherido pequeños espejos, en los que inciden rayo de una fuente luminosa fija y los refleja a papel fotosensible con una escala de tiempo, registrándose así el arribo de las ondas. Además de los anteriores, existen oscilógrafos que registran el fenómeno ya sea en cinta magnética, en pantalla luminosa o digitalmente.

Las características más importantes de los oscilógrafos para exploración geotécnica se resumen en la tabla 1.

3. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

En una línea de medición usualmente se colocan de 6 a 12 geófonos alineados, en un extremo se ubica el aparato que genera la onda y en el opuesto se coloca el oscilógrafo. La longitud total de la línea de geófonos (L) se condiciona a 3 veces la profundidad (D) a la cual interese hacer la exploración; los geófonos se ubican equidistantes entre sí o bien, más cercanos en el extremo en el que se genera la onda (pero a no menos de 2 m y a distancias mayores en la parte más aleja

TABLA 1 CARACTERISTICAS DE LOS OSCILOGRAFOS PORTATILES

Perturbación provocada con	Registro	Fuente de poder	Número de canales	Intervalo de Tiempos ms	Peso, en kg	Capacidad, Prof. en m
Martillo	- Digital - Pantalla luminosa	Pilas	1 a 2	0-10	5	10
Explosivos	- Papel fotosensible	Batería recargable	2 a 12	0-100	10	100
	- Cinta magnética		12 o más	0-1000	30	100

da (pero a no más de 20 m).

En condiciones estratigráficas simples, en que las fronteras entre estratos sean paralelas a la superficie, una sola prueba podrá dar información suficiente; pero por lo general, es necesario realizar una segunda prueba, generando la onda en el otro extremo de la línea.

Los aparatos de dos canales, que sólo reciben señales de uno o dos geófonos, se necesitará colocarlos en puntos a lo largo de la línea, para hacer una medición equivalente a un aparato de 12 canales de medición. Se han desarrollado otras técnicas de esta prueba (refs 1 y 2); por ejemplo, para detectar una zona de menor velocidad se recomienda disponer los geófonos en forma semicircular alrededor del punto de tiro, de tal manera que las distancias sean constantes y pueda registrarse retraso en algunos geófonos. Para determinar las dimensiones y profundidad de la anomalía se hace variar el radio y/o la posición del punto de tiro. Estas anomalías pueden corresponder a zonas de baja resistencia, muy sueltas o con cavernas (fig 1).

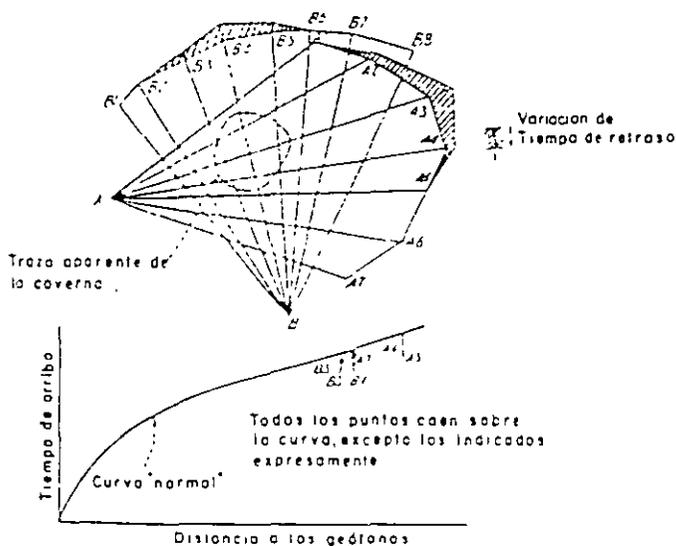


FIG 1 DISPOSICION DE TENDIDOS PARA LOCALIZAR UNA ANOMALIA

4. RESULTADOS

Las velocidades de propagación de las ondas se grafican conforme la figura 2.

5. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

5.1 Estratigrafía

Se basa en la ley de refracción de las ondas en medios elásticos, de la cual se deducen las siguientes expresiones.

Para el caso de dos capas paralelas, y $v_2 > v_1$, el espesor h será (fig 2):

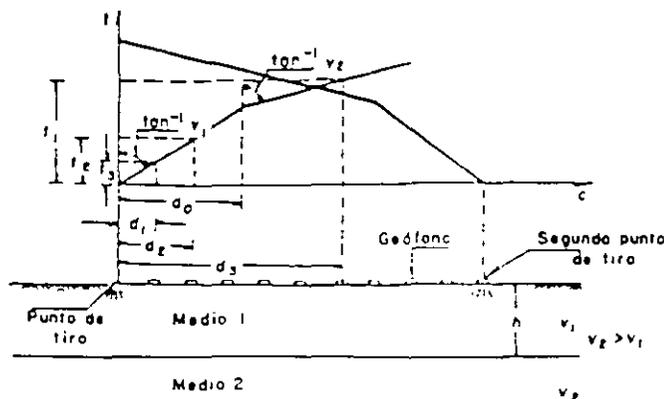


FIG 2 GRAFICA DISTANCIA-TIEMPO PARA EL CASO DE DOS CAPAS PARALELAS A LA SUPERFICIE DEL TERRENO

$$h = \frac{d_0}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \quad (1)$$

donde d_0 es la distancia horizontal aparente entre el origen y el cambio de velocidad (fig 2).

Para el caso de tres estratos paralelos, y $v_3 > v_2 > v_1$, los espesores se obtienen mediante

$$h_1 \quad v_1 \quad h_1 = d_{01} \left[\frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \right] \quad (2)$$

$$h_2 \quad v_2 \quad h_2 = P h_1 + d_{02} \left[\frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_3 - v_2}{v_3 + v_2}} \right] \quad (3)$$

donde:

d_{01} y d_{02} son las distancias aparentes al cambio de velocidad (fig 2)

P es el factor de corrección; para cálculos aproximados es igual a 0.8

Para casos con mayor número de estratos, capas inclinadas o velocidades menores en estratos subyacentes, consultar la referencia 3.

5.2 Identificación de suelos

La identificación de los suelos y rocas se hace comparando las velocidades de propagación de ondas longitudinales con las correspondientes a casos conocidos. En la tabla 2 se muestra una recopilación de valores (ref 2).

5.3 Módulo dinámico

Se calcula considerando un valor probable de la relación de Poisson para aplicar la ec 4. Si se realizan determinaciones de la

TABLA 2 INTERVALO APROXIMADO DE LA VELOCIDAD DE ONDA LONGITUDINAL PARA DIVERSOS MATERIALES REPRESENTATIVOS (ref 2)

Material	Velocidad, en m/s
Suelo orgánico	170 a 500
Arcilla	1000 a 2800
Arcilla limosa	975 a 1100
Arcilla arenosa	1160 a 1280
Limo	760
Arena seca	300
Arena húmeda	610 a 1830
Aluvión	550 a 1000
Aluvión (terciario)	800 a 1500
Aluvión profundo	1000 a 2360
Depósito glacial	490 a 1700
Basalto	2000 a 4000
Agua (dependiendo de la temperatura y contenido de sales)	1430 a 1680

velocidad de propagación de las ondas transversales o de corte, con las ecs 4 y 5 se puede deducir el módulo elástico y la relación de Poisson correspondiente.

$$v_L = \sqrt{\frac{E_{din}}{\rho} \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}} \quad (4)$$

$$v_T = \sqrt{\frac{E_{din}}{\rho} \frac{1}{2(1 + \nu)}} \quad (5)$$

donde:

- v_L velocidad de las ondas longitudinales, en m/s
- v_T velocidad de las ondas transversales, en m/s
- ν relación de Poisson
- E_{din} módulo de elasticidad dinámico del medio, en ton/m²
- ρ densidad del material, en ton s²/m⁴

6. COMENTARIOS

La principal aplicación de este método puede ser la de determinar la profundidad de la

roca bajo un depósito aluvial de difícil exploración directa.

La interpretación de la prueba debe necesariamente correlacionarse con la información de los sondeos convencionales, porque tiene la limitación de no detectar la presencia de estratos blandos que subyacen a otros duros, debido a las condiciones de refracción que se desarrollan. Es necesario también efectuar para cada línea de registro dos pruebas, una generando la onda en un extremo de la línea y la otra generando la onda en el contrario.

La detección de cavernas, aún con el procedimiento descrito, es poco confiable.

7. REFERENCIAS

1. Dobrin, M, "Introduction to geophysical prospecting", McGraw Hill Book, Co., Nueva York (1961)
2. Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Normas 2.214.05 (1975)
3. Grant, F y West, G, "Interpretación Theory in applied geophysics", Mc Graw Hill Book, Co., Nueva York (1965)

3.3.2 Resistividad eléctrica

1. OBJETIVOS

- Deducir las posibles características estratigráficas de un sitio y la posición del nivel freático, a partir de la interpretación de las resistividades medias en los suelos.

2. EQUIPO DE MEDICION

Está compuesto por una fuente de poder, un voltímetro, un amperímetro, cuatro electrodos y cables conductores; los equipos comerciales integran la fuente de poder con el voltímetro y el amperímetro en una unidad compacta. En la tabla 1 se presentan las características de los equipos portátiles.

Los electrodos son varillas usualmente de bronce de 2 cm de diámetro y 50 cm de longitud, con un extremo en punta para hincarse en el terreno. Los cables de conexión son de cobre con forro de neopreno.

3. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

Para la exploración geoelectrica se han desarrollado diversos métodos (refs 1 y 2); el denominado arreglo de Wenner es el más utili-

zado por su simplicidad. Tiene dos técnicas de operación: *sondeo eléctrico*, que estudia la estratigrafía según una vertical, y *perfil eléctrico*, que lo hace conforme una horizontal a cierta profundidad; combinando ambas técnicas se puede tener una idea clara de las condiciones del subsuelo del sitio.

El campo eléctrico se induce al terreno con dos electrodos, denominados de corriente, que se hincan y conectan mediante el cable a la fuente de poder y el amperímetro; entre estos electrodos se hincan dos de potencial conectados al voltímetro. Con el amperímetro se mide la intensidad de la corriente inducida al terreno y con el voltímetro la diferencia de potencial entre los electrodos centrales.

Las distancias entre electrodos puede variarse dando lugar a diferentes arreglos; en el más usual, conocido como Wenner, los electrodos se instalan alineados con separación equidistante h ; con este arreglo la medición hecha es representativa del material a la profundidad h .

El *sondeo eléctrico* se realiza manteniendo el centro del arreglo

tando la separación h ; en cambio en el *sondeo eléctrico* únicamente se cambia de lugar el arreglo (de igual h) sobre una retícula trazada en la superficie. Se combinarán el sondeo y el rastreo para definir las condiciones geológicas de lugar. Ambas técnicas deben iniciarse determinando la resistividad del estrato más superficial, colocando los electrodos con una separación menor que el espesor del primer estrato. El arreglo de los electrodos se muestra en la fig 1.

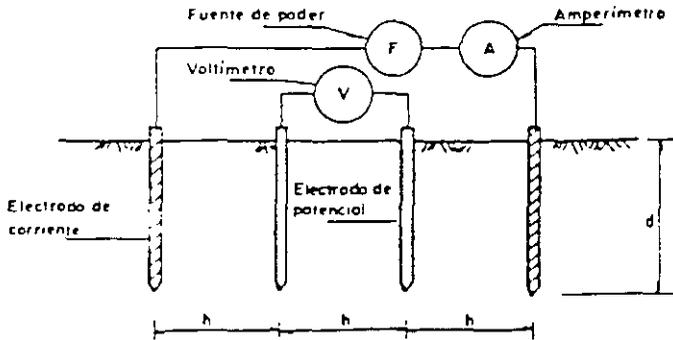


FIG 1 ARREGLO WENNER

4. RESULTADOS

Los datos de resistividad pueden interpretarse cualitativamente construyendo diagramas de isorresistividades aparentes (fig 2).

5. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

5.1 Resistividad aparente

El arreglo Wenner genera un campo eléctrico con profundidad h , ancho $0.75 h$ y longitud $4.5 h$. De la prueba se obtiene la diferencia de potencial V y la intensidad de la corriente I ; la resistividad aparente se obtiene mediante

$$\rho_a = 2 \pi h \frac{V}{I} \quad (1)$$

donde:

- ρ_a resistividad aparente a la profundidad h , en ohms-m
- V diferencia de potencial, en voltios
- I intensidad de la corriente, en amperes
- h distancia entre electrodos, en metros

Cuando se usan equipos portátiles que midan la resistencia, se puede sustituir la relación V/I por R , resistencia en ohms.

5.2 Estratigrafía

a) Sondeo eléctrico. La interpretación del sondeo eléctrico se realiza con el procedimiento de cálculo de Hummel (ref 1) quien dedujo la expresión de la resistividad aparente para el caso de una capa de resistividad ρ_2 sobre un estrato infinito de resistividad ρ_1 .

$$\rho_a = \rho_1 + 4\rho_2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{K^n}{1 + (2nH/h)^2} - \frac{K^n}{1 + (2nH/h)^2}$$

donde:

$$n = 1, 2, 3, \dots, \infty$$

H espesor de la capa, en metros

h equidistancia entre electrodos,

$$K = \frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho_1 + \rho_2}$$

Mooney y Wetzel (ref 4) obtuvieron la familia de curvas derivadas de la ecuación anterior para simplificar el cálculo de ρ_2 y H (ref 3).

La forma de utilizar esta gráfica es la siguiente: para determinar la resistividad del estrato superficial se utiliza la guía de interpretación realizada con una equidistancia h , mayor que el espesor de la capa, aplicando la fórmula de la resistividad aparente;

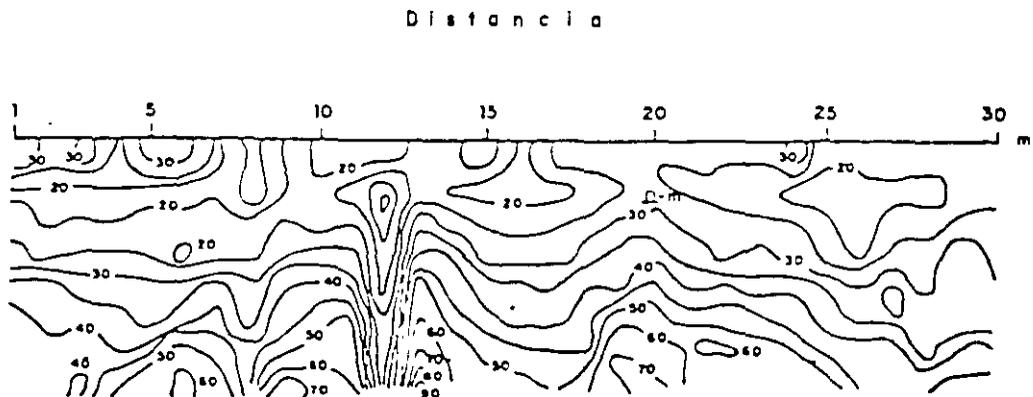


FIG 2 DIAGRAMA REPRESENTANDO CURVAS DE ISORRESISTIVIDADES

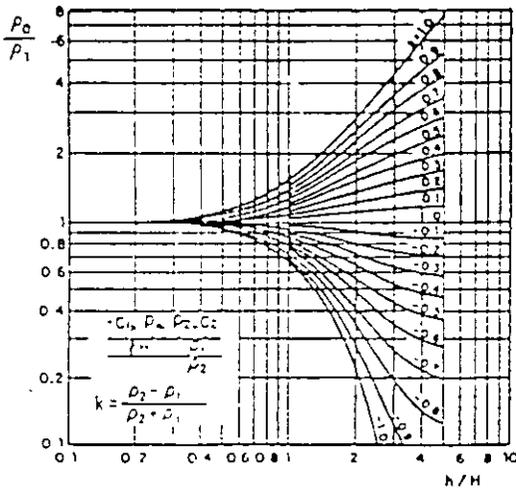


FIG 3 CURVAS DE RESISTIVIDAD APARENTE PARA EL CASO DE UNA CAPA MEDIANTE EL ARREGLO WENNER (REF 4)

se tenga duda de este valor se recomienda hacer una gráfica de variación de la equidistancia n con la resistividad aparente; extrapolando se puede determinar ρ_1 como el valor de ρ_a cuando h tiende a cero. Conocidas ρ_1 y ρ_2 para un valor de h se traza en la gráfica una horizontal para ρ_a / ρ_1 y se obtiene una serie de valores de k y n/H ; de este conjunto de valores se dibuja la variación de K vs H , ya que K es constante para cada medición. Se dibujan las curvas de K vs H para los diferentes valores de h ; si las curvas se cruzan en un punto (H, K) (fig 4), se tiene el caso de una capa sobreyaciendo un estrato infinito. En caso de no cruzarse en un punto, se compara la curva ρ_a vs n con curvas teóricas para diferentes configuraciones de estratificación, que han sido preparadas por investigadores como Mooney y Wetzel (ref 4).

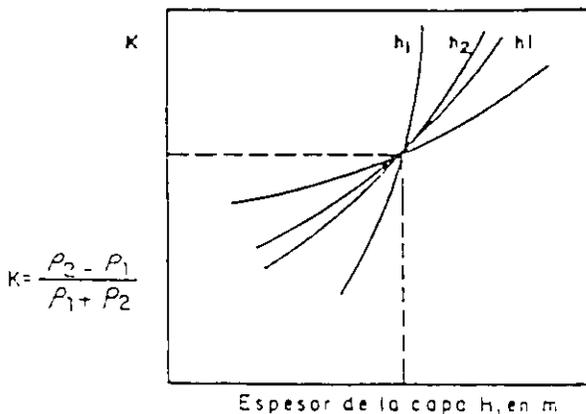


FIG 4 GRAFICA H vs. K PARA EL CASO DE UNA CAPA

general, el número de capas involucradas una prueba se puede detectar en la curva ρ_a vs h mediante el número de cambios de pendiente.

b) Rastreo eléctrico. Para interpretar la prueba se hace una gráfica de distancias, de origen arbitrario al centro del arreglo,

contra resistividades aparentes; las resistividades reales en cada zona a la profundidad h serán las que estén localizadas fuera de las zonas de transición (fig 5).

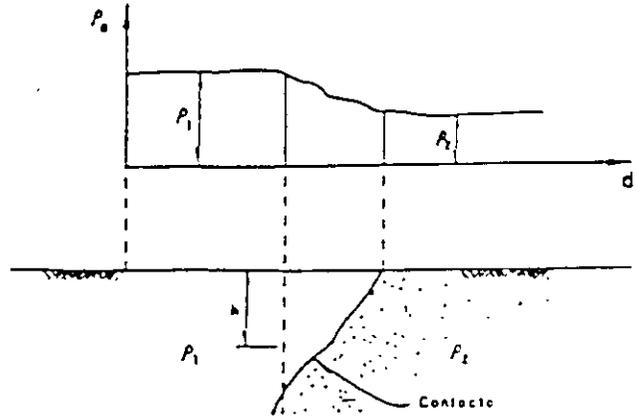


FIG 5 GRAFICA TIPICA DE RESISTIVIDADES PARA EL CASO DE UN CONTACTO

5.3 Clasificación de suelos

La clasificación tentativa de los materiales se hace por comparación de la resistividad eléctrica con valores típicos, como los de la tabla 2.

La posición del nivel freático se detecta fácilmente en la sección de isoresistividades.

6. COMENTARIOS

La precisión de este método para predecir la estratigrafía de un sitio es generalmente menor que la de refracción sísmica y por ello se utiliza menos; sin embargo, es más confiable para determinar la posición del nivel freático y detectar estratos blandos.

En la búsqueda de cavernas con esta técnica se incurre en errores, porque las anomalías que producen zonas con diferente contenido de agua pueden fácilmente interpretarse como cavernas.

7. REFERENCIAS

1. Dobrin, M, "Introduction to geophysical prospecting", McGraw Hill Book Co., Nueva York (1961)
2. Grant, F y West, G, "Interpretation theory in applied geophysics", McGraw Hill Book Co., Nueva York (1965)
3. Hummel, J N, "A theoretical study of apparent resistivity in surface potential" Geophysical Prospecting 1932, Trans. American Institute of Mining and Metallurgical Engineers, Vol 97, EUA (1932)
4. Mooney, H y Wetzel, W, "The potentials about a point electrode and apparent resistivity curves for a two, three, and four-layered earth", Universidad de Minnesota, EUA (1956)

TABLA 1. CARACTERISTICAS DE ALGUNOS EQUIPOS PORTATILES USADOS EN EL METODO DE RESISTIVIDAD ELECTRICA

Fuente de poder	Capacidad, en m	Intensidad de corriente, en mA*	Intervalo de mediciones	Peso total, en kg
Baterías recargables	30	20	0.1 a 1000 Ω	20
	20	50	0.1 a 1000 Ω	15
	300	100 a 150	0.002 a 10 Ω	60
	200	0 a 1000	0.0002 a 100 Ω	75

*mA: miliamperes

TABLA 2. RESISTIVIDAD ELECTRICA DE DISTINTOS TIPOS DE ROCA Y SUELOS

Material	Resistividad, en ohm-m
Suelos finos	1 a 10×10^2
Arenas	2.2 a 4×10^2
Depósito glacial	5×10^2

3.4 METODOS DE EXPLORACION Y MUESTREO

3.4.1 Pozo a cielo abierto

1. OBJETIVOS

El pozo a cielo abierto permite: a) observar directamente las características estratigráficas del suelo, y b) rescatar muestras inalteradas de los estratos principales. Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona del lago y los depósitos de lomas y de algunas transiciones.

2. EQUIPO NECESARIO

Se requiere equipo para la excavación del pozo y labrado de las muestras inalteradas; la excavación puede hacerse con herramienta manual o con máquinas perforadoras capaces de abrir en seco pozos de por lo menos 80 cm de diámetro. El labrado de las muestras se realiza con herramientas manuales.

2.1 Excavación manual

El equipo se integra por picos, pañas, cable de manila, botes, un malacate mecánico para 250 kg, escaleras y herramienta para carpintería y albañilería. Además, si el nivelático está cercano a la superficie, puede usarse una bomba eléctrica con puntas de acero, es factible que también se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos muy duros, así como algunas tobas.

2.2 Excavación con máquina

Se puede utilizar una máquina perforadora a rotación del tipo de la que se emplea para la construcción de pilas de cimentación. La selección de la máquina quedará condicionada por la profundidad que se requiera alcanzar; como guía, puede decirse que perforando en seco suelos duros, las más ligeras (tipo Cadweld) pueden perforar hasta 15 m en diámetros de 0.8 m y las más pesadas (tipo Watson o Soiltec), aproximadamente 30 m, con diámetros de 1.0 a 1.5 m.

2.3 Herramientas y materiales para el muestreo

Para el labrado y protección de las muestras inalteradas se requieren espátulas, cincel, martillo, brochas, estufa, manta de cielo, parafina y brea.

3. DESARROLLO DEL TRABAJO

3.1 Excavación manual

El pozo puede excavarse con sección cuadrada o circular, la forma se elegirá en razón a la técnica de estabilización de las paredes de la excavación. Si se utilizan tablonés y marcos estructurales, la forma cuadrada es la más adecuada; en la fig 1 se muestra cómo se adema un pozo. Por otra parte, la forma de pozo circular es la conveniente cuando se

estabilizan sus paredes con tubo de lámina corrugada o con ferro-cemento. Esta última solución se ha venido empleando con mucha frecuencia por su sencillez y bajo costo; esencialmente consiste en colocar anillos de malla electrosoldada (4, 4-10, 10) separados por lo menos 2 cm de la pared de excavación. La malla se fija con anclas cortas de varilla corrugada hincadas a percusión, y después se aplica manualmente el mortero con un espesor mínimo de 4 cm. Los anillos generalmente empleados son de 1 m de altura; si el terreno es estable, este valor puede incrementarse.

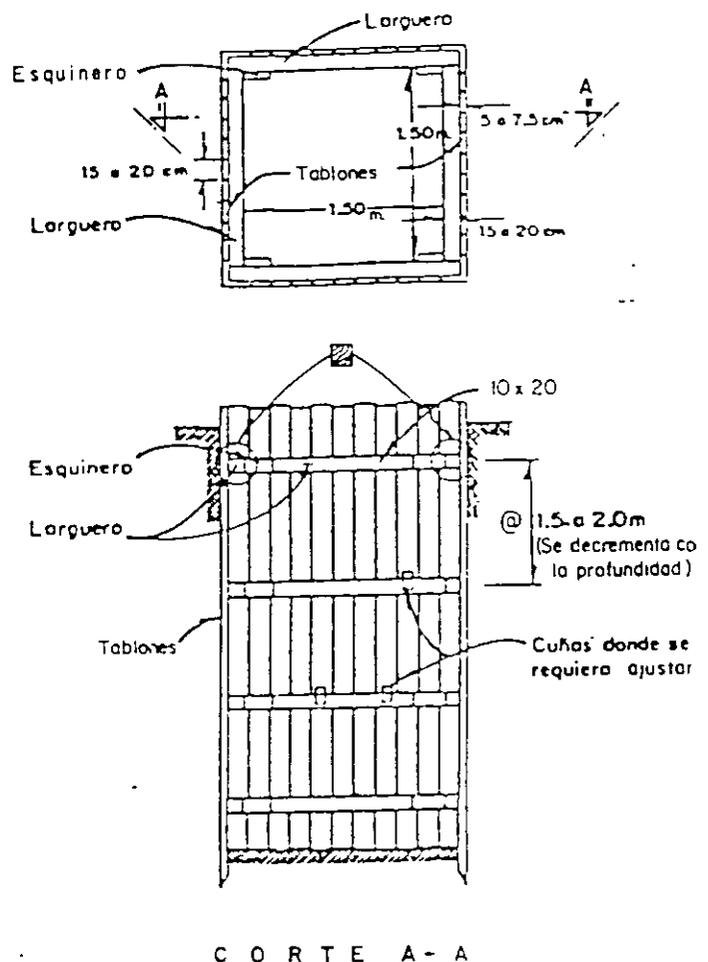


FIG 1 ADEMADO PARA UN POZO A CIELO ABIERTO

3.2 Excavación con máquina

La perforación mediante máquina rotatoria también puede presentar paredes inestables, en esos casos, el problema deberá resolverse perforando tramos cortos y estabilizándolo con anillos de malla de acero y mortero.

Las zonas de tobas duras, donde las perforaciones pierden velocidad de avance, se acos-

tumbra: atravesarlas agregando agua para *ablandar* los materiales; esta práctica es inadecuada porque altera las propiedades de los suelos.

3.3 Labrado de las muestras inalteradas

En la excavación se deja un escalón (fig 2), en el cual se limpia un área de unos 50 cm de diámetro; a continuación se marca la sección deseada y se labran los lados del cubo de suelo (de 25 x 25 cm). Posteriormente, la muestra se envuelve con manta de cielo que se impregna con una mezcla caliente de parafina y breá mediante una brocha. En la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación (fig 3).

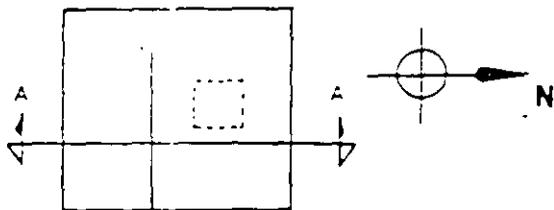
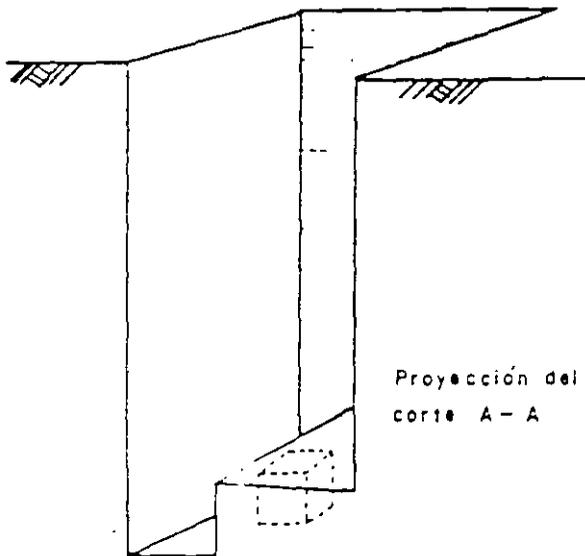
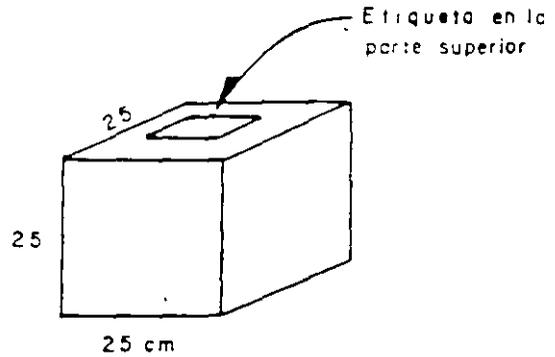


FIG 2 LABRADO DE MUESTRAS

4. REGISTRO DE CAMPO

Conforme avanza la excavación del pozo se lleva un registro (fig 4) donde se anota la descripción y clasificación de los estratos, indicando gráficamente la profundidad de las muestras; en el registro se incluirán comen-

tarios relativos al procedimiento de excavación y ademe utilizados. Asimismo, conviene registrar los valores de resistencia al corte determinados en las paredes y fondo del pozo con torcómetro y penetrómetro portátil.



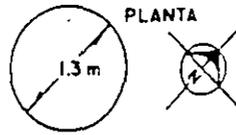
DDF	Obra
Sondeo	Muestra
Clasificación	Profundidad
	Operador
	Fecnc

FIG 3 IDENTIFICACION DE MUESTRAS

5. COMENTARIOS

El pozo a cielo abierto es una técnica de exploración y muestreo que puede clasificarse como excelente; en suelos secos es la única confiable, ya que los métodos de perforación y muestreo convencionales que emplean agua o lodo como fluido de perforación pueden provocar cambio de sus propiedades mecánicas.

Los factores que deben tomarse en cuenta para la selección del pozo a cielo abierto como técnica de muestreo en un caso particular son: a) la profundidad máxima que pueda alcanzarse, b) el tiempo y costo de ejecución y c) que el nivel freático sea profundo.



SONDEO _____
 COMENTARIOS El pero se
además con ferro-cemento

PENETROMETRO DE BOLSILLO

Prof, en m.	Muestra	Tipo de suelo	c, en kg/cm ²
0			2.5
1	MI-1	Limo arcilloso con lentes de arena	2.0
2	MI-2	Arena limosa pumítica	3.0
3	MI-3	Limo arcilloso	2.3
4	MI-4		3.0
5	MI-5		5.0
6	MI-6	Material muy duro, se requirió pistola neumática para su excavación	5.0

DDF	Sondeo	Realizó	Supervisó
OBRA	Localización		Fecha

FIG 4 PERFIL ESTRATIGRAFICO

3.4.2 Cono eléctrico

1. OBJETIVO

Determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

2. EQUIPO

2.1 Cono eléctrico

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (*strain gages*), (ref 1); usualmente tiene 2 ton de capacidad de carga y resolución de ± 1 kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de ± 2 kg; en la fig 1 se muestra esquemáticamente dicho instrumento; generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

Como se observa en la fig 1, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2), y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4).

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica.

2.2 Mecanismo de carga

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

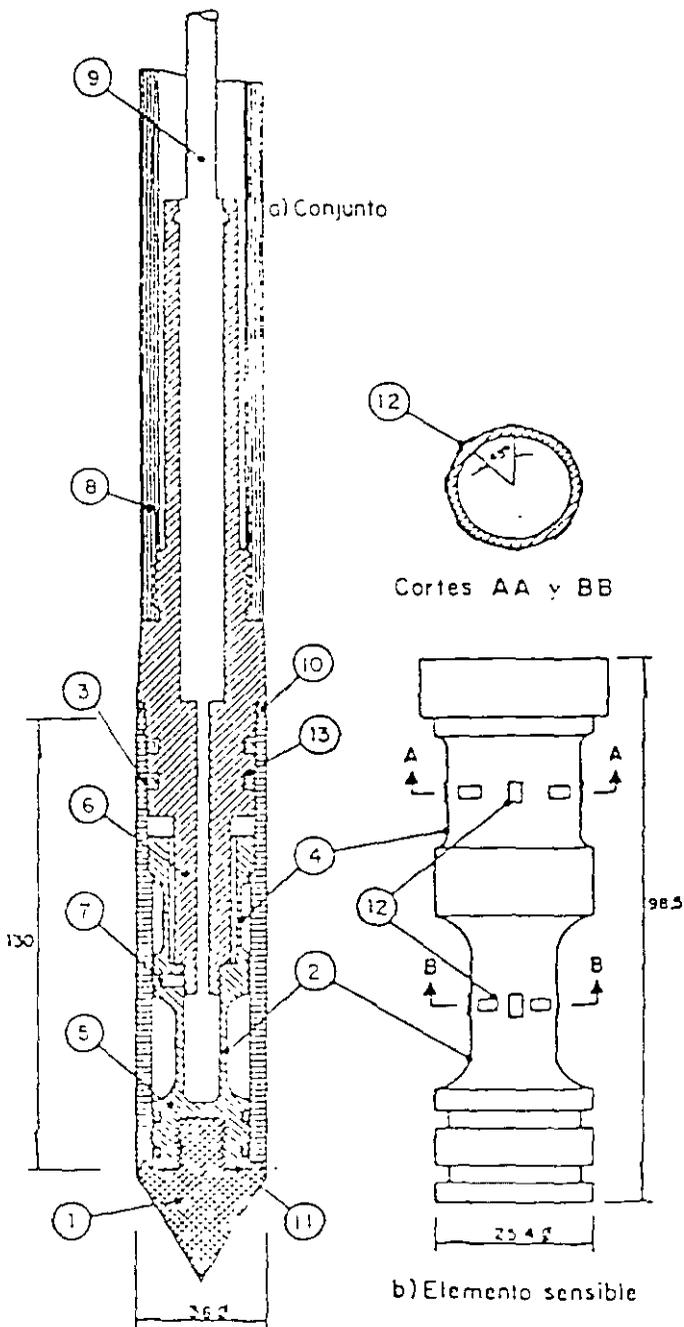
3. OPERACION DEL EQUIPO

La velocidad de hincado del cono es usualmen-

te de 2 cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM D3441-75T para operación del cono eléctrico) se propone de 1 a 2 cm/s \pm 25%. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s, sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos (ref 2); sin embargo, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

4. RESULTADOS

La prueba de penetración estática de cono permite definir la variación de la resistencia de punta y fricción con la profundidad; la fig 2 muestra un ejemplo de un sondeo en el centro de la Ciudad; no se presenta la gráfica de la fricción porque en los suelos blandos su medición es incierta (ref 3).



- 1 Cono (60°, Ø36mm, 1018 cm²)
- 2 Celda de punta
- 3 Funda de fricción (Ø36mm, 147.02 cm)
- 4 Celda de fricción
- 5 Elemento sensible (bronce SAE-64)
- 6 Pieza de empuje
- 7 Perno de sujeción (3/8" 120°)
- 8 Cople conector a la tubería EW
- 9 Cable conductor blindado de 8 hilos
- 10 Sello de silicón blanco
- 11 Rondana de bronce
- 12 Deformómetros electricos
- 13 Aro-sello

Acotaciones, en mm

FIG 1 CORTE TRANSVERSAL DEL PENETROMETRO ELECTRICO

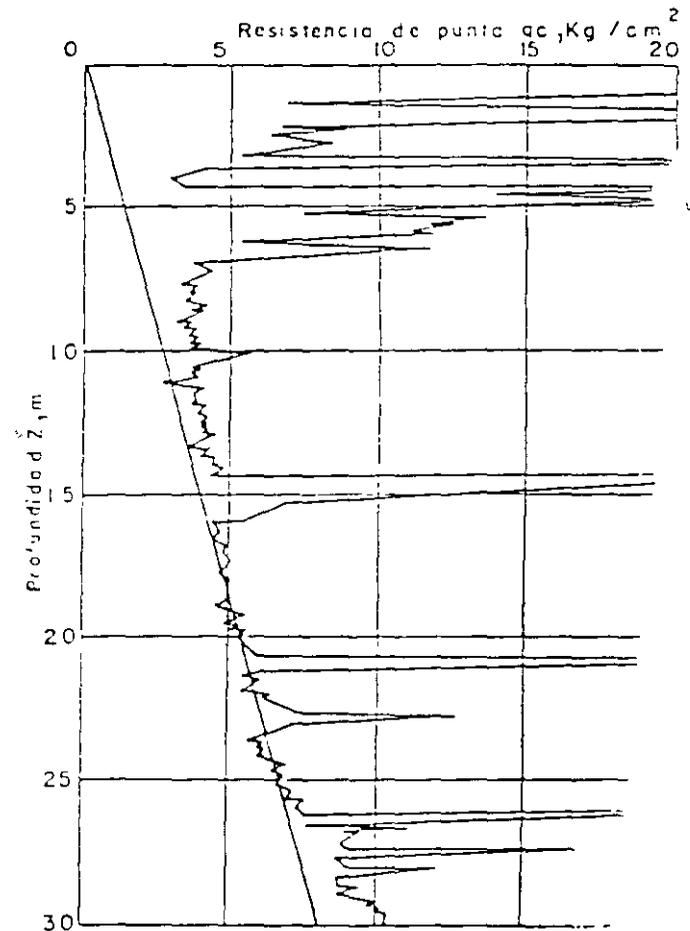


FIG 2 VARIACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA PROFUNDIDAD

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 Estratigrafía

El penetrómetro eléctrico permite .

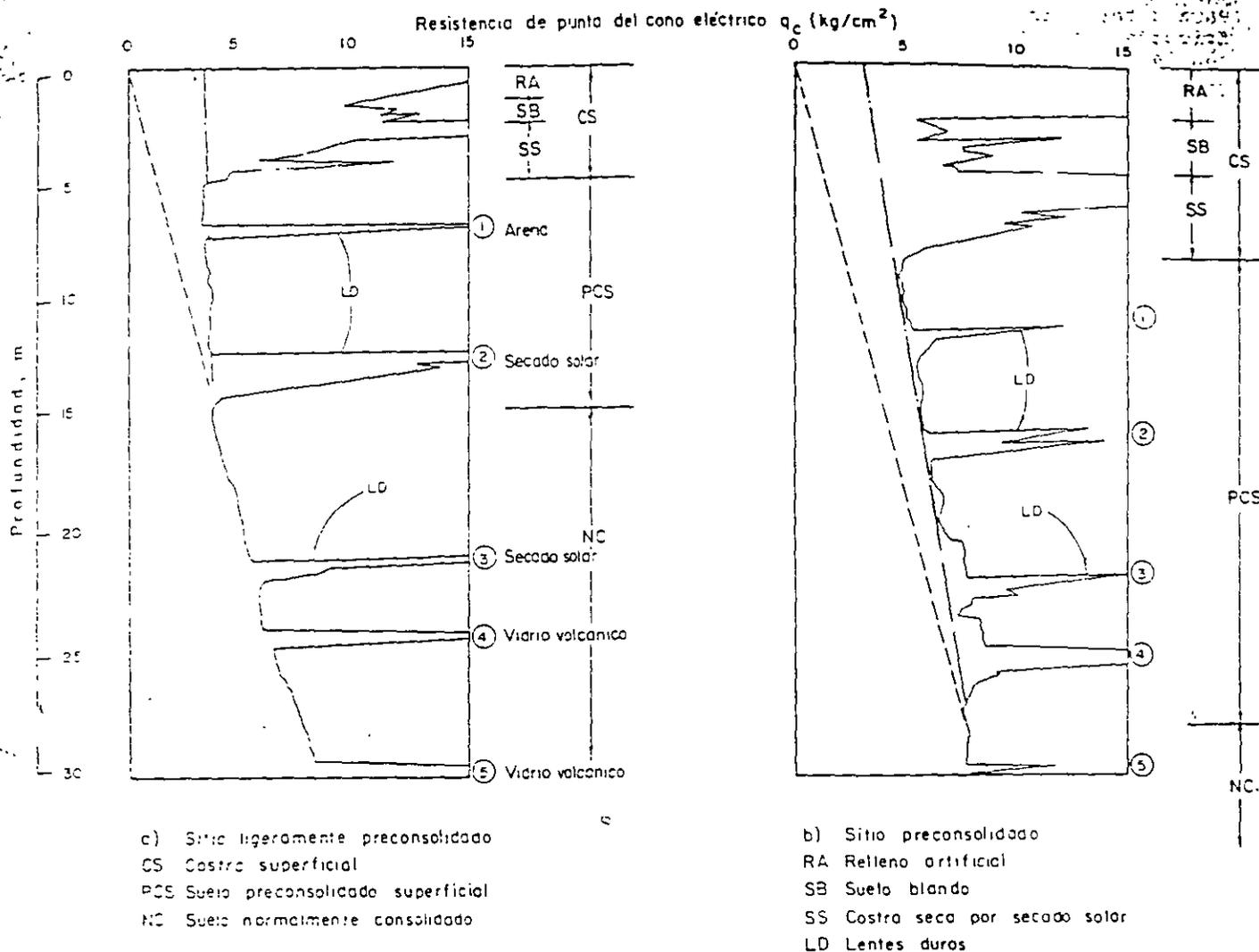


FIG 3 TIPOS DE VARIACION DE RESISTENCIA DE PUNTA

con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta (fig 3).

5.2 Identificación indirecta de los suelos

La identificación de los suelos se hace de manera indirecta mediante correlaciones empíricas como las de las figs 4 y 5, una elaborada por Sanglerat y la otra por Schmertmann (refs 4 y 5). En el caso del subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la Zona del Lago, la identificación de los suelos se puede hacer comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigrafía definida mediante sondeos con muestreo alterado continuo.

5.3 Parámetros de resistencia de los suelos

a) Suelos cohesivos. La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la expresión:

$$c_{uu} = \frac{q_c}{N_k} \quad (1)$$

donde

- c_{uu} resistencia al corte no drenada, en t/m²
- q_c resistencia de punta de cono, en kg/cm²
- N_k coeficiente de correlación

Los valores del coeficiente N_k , determinados para suelos de la Ciudad de México, aparecen en la tabla 1.

b) Suelos friccionantes. La correlación entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la fig 6.

Para determinar el valor del ángulo de fricción interna, ϕ' , usualmente se utilizan las fórmulas de capacidad de carga, empleando como datos la capacidad de carga última y la estimación del peso volumétrico; en la fig 7 se presenta una solución gráfica para determinar el valor de ϕ' en función de q_c y de σ_o' , donde σ_o' es el esfuerzo vertical efectivo.

c) Suelos cohesivo-friccionantes. Este caso se resuelve considerando dos valores de la resistencia de punta cercanos, que corresponden a un mismo estrato (q_{c1} y q_{c2}). Así se pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga última, que al considerariarlas simultáneamente resultan:

$$c = \tan^{-1} \left[\frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(z_2 - z_1) N_q} \right]^{-1} \quad (2)$$

$$c = \frac{(q_{c1} + q_{c2}) - \gamma N_c (1 + \tan \phi) (z_1 + z_2)}{2 N_c (1 - N_q/N_c)} \quad (3)$$

donde

c y ϕ parámetros de la resistencia al corte

q_{c1} y q_{c2} valores de la resistencia de punta ($q_{c2} > q_{c1}$)

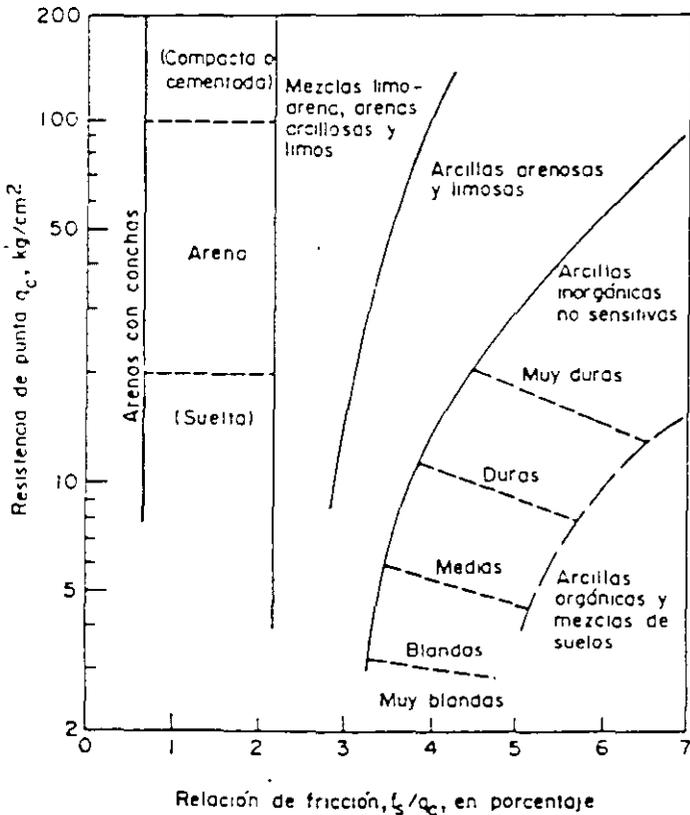


FIG 4 CLASIFICACION DE SUELOS CON PENETROMETRO ESTATICO (REF 4)

z_1 y z_2 profundidades de medición

N_c y N_q coeficientes de capacidad de carga

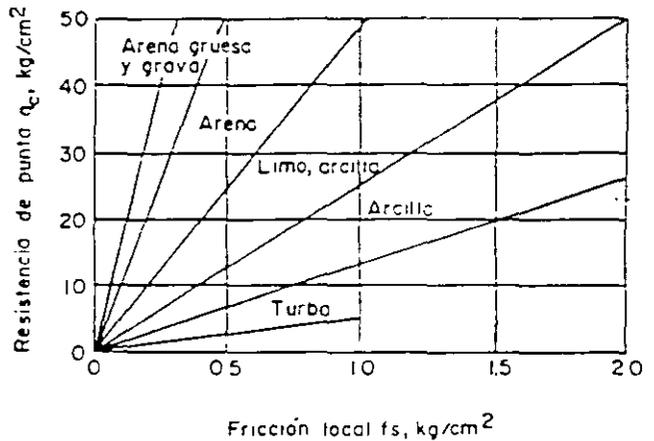
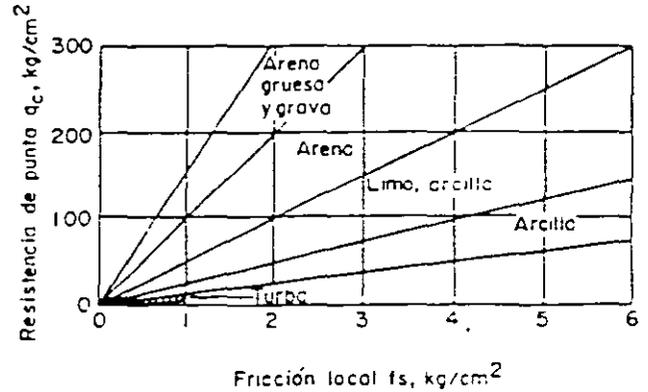


FIG 5 CLASIFICACION DE SUELOS CON PENETROMETRO ESTATICO (REF 5)

$$N_q = \frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(1 + \tan \phi)(z_2 - z_1)} \quad (4)$$

Para determinar el valor de ϕ se deben resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones implícitas 2 y 4; para ello, primero se supone un valor de ϕ para calcular N_q (ec 4) y con el valor obtenido calcular ϕ (ec 2); este último se toma como valor inicial y se repite el cálculo que converge en dos o tres iteraciones.

6. COMENTARIOS

La prueba de penetración con cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente; económica de que se dispone actualmente.

Cuando se trata de suelos blandos, el método eléctrico tiene mayor precisión que el mecánico.

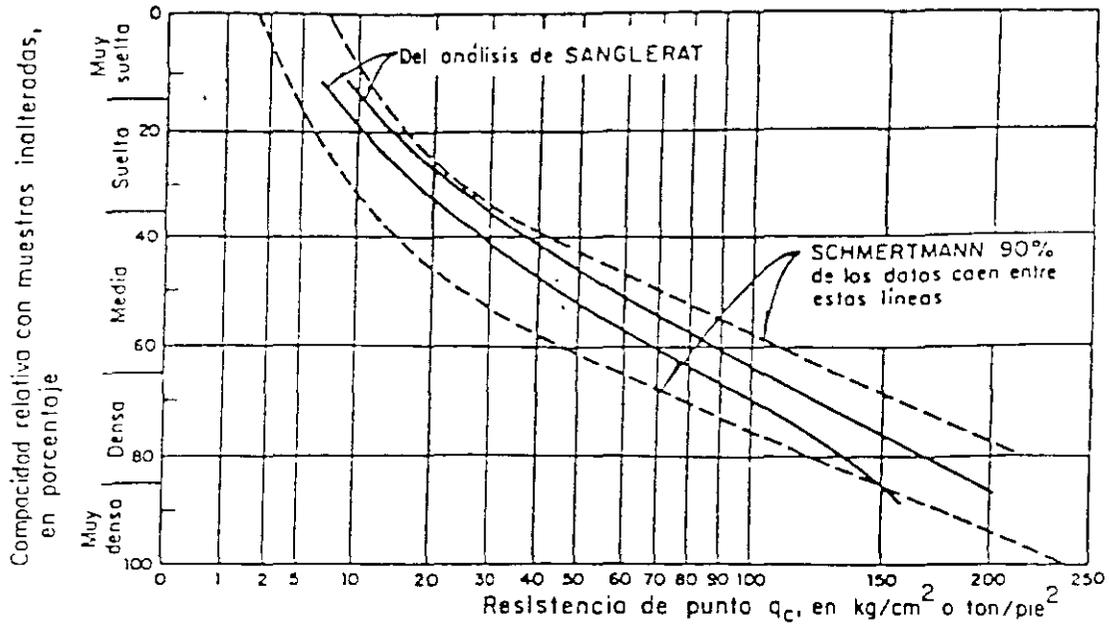


FIG 6 CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y LA COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS FINAS (REFS 4 Y 5)

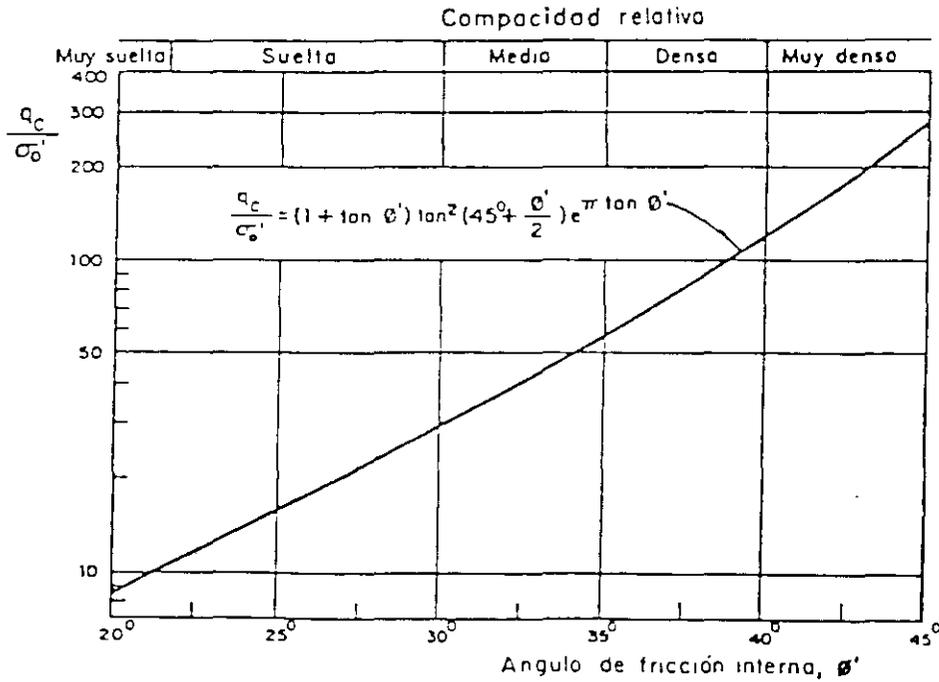


FIG 7 CORRELACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y EL ANGULO ϕ' DE ARENAS

TABLA 1 VALORES DEL COEFICIENTE DE CORRELACION N_c
PARA LA CD. DE MEXICO (ref 2)

Tipo de suelo	q_c	P r u e b a		Torcómetro		Penetrómetro de bolsillo
		Triaxial UU	Compresión simple	Lab	Campo	
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c/14$	$q_c/20$	-	-	-
Arcillas blandas	$q_c > 5$	$q_c/13$	$q_c/16$	$q_c/12$	$q_c/14$	-
Limos arcillosos duros	$q_c > 10$	$q_c/24$	$q_c/54$	-	-	$q_c/29$

q_c resistencia de punta en kg/cm^2

Los coeficientes de correlación N_c entre las mediciones con cono y la resistencia al corte no drenada de los suelos, están basados en un número reducido de sondeos inalterados, por ello deben utilizarse con reserva y de preferencia ratificarse con sondeos de correlación, para asegurarse de su validez.

El cono deberá calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad.

7. REFERENCIAS

1. Santoyo, L y Olivares, A, "Penetrómetro estático para suelos blandos y sueltos", Series del Instituto de Ingeniería No. 435, UNAM (1981)

2. Santoyo, E, "Empiezo del cono estático en un túnel de la Ciudad de México", Memorias X Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, Morelia (1980)

3. De Rutier, J, "Current penetrometer practice", Proceedings ASCE Convention, sion 35, Cone Penetration-Testing Experience, St Louis (1981)

4. Sanglerat, G, "The penetrometer and soil exploration", Elsevier Scientific Publishing Co., Nueva York (1972)

5. Schmertmann, J H, "Guidelines for CPT performance and design", Federal Highway Administration HDV, 22, EUA (1977)

3 4.3. Cono mecánico

1. OBJETIVO

Determinar la variación con la profundidad de la resistencia de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos.

En general la operación del cono mecánico es más confiable que la del eléctrico, porque las fallas de trabajo son poco frecuentes; en cambio, su sensibilidad y precisión son menores que las del cono eléctrico.

2. EQUIPO

El penetrómetro mecánico consta esencialmen-

te de una tubería de acero, con barras sólidas concéntricas, la tubería tiene 3.6 cm de diámetro exterior y 1.6 cm de interior, en tramos de 1 m de longitud, unidos con cuerdas cónicas; la barra sólida interior es también de 1 m de longitud y 1.5 cm de diámetro. Las barras interiores se apoyan simplemente a tope para transmitir la fuerza vertical descendente, con la que se hince la punta cónica mediante un mecanismo hidráulico.

2.1 Cono mecánico

La punta del cono puede ser de dos tipos: a) la Delft, que únicamente permite determinar la resistencia de punta, y b) la Begemann que sirve para determinar las resistencias de punta y fricción (refs 1 y 2); ambos tipos se

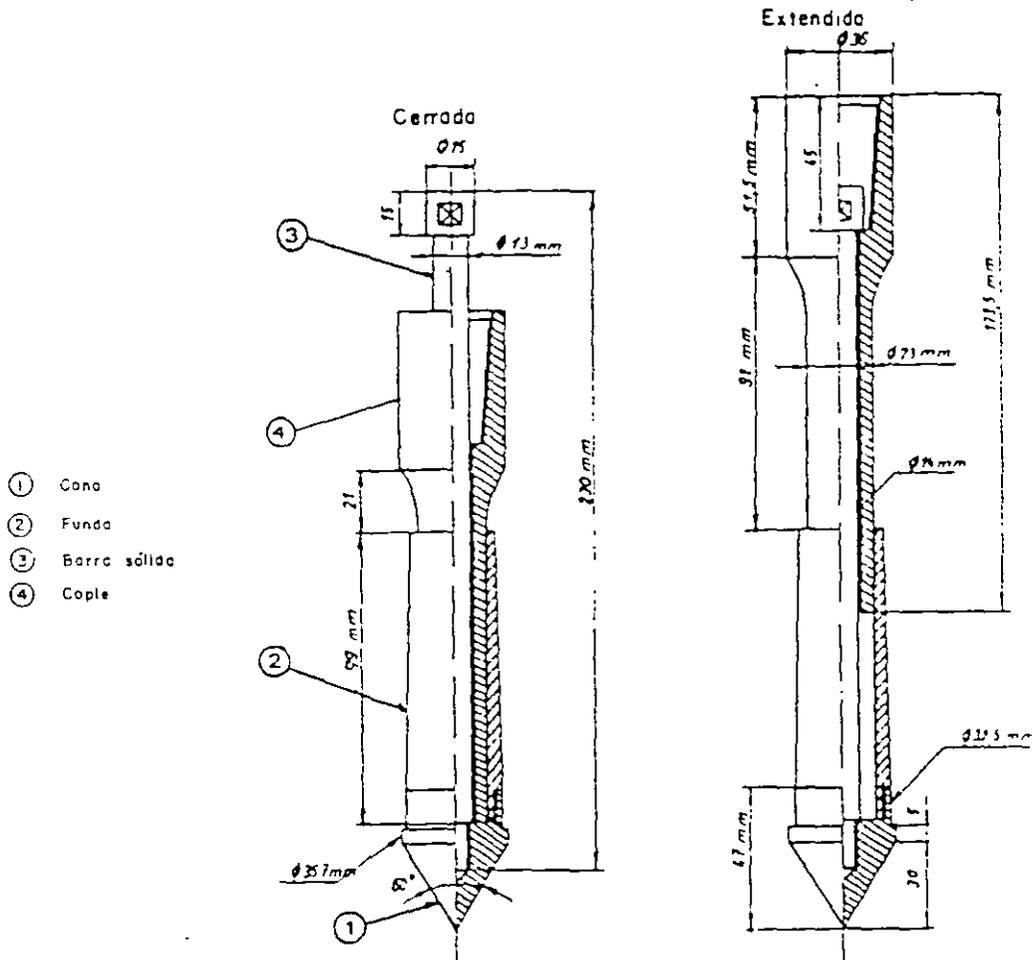


FIG 1 PUNTA DELFT

describen brevemente a continuación.

- a) *Punta Delft*. En la fig 1 se muestra esta punta, que consta del cono (1) de 3.6 cm de diámetro (10.0 cm² de área), montado en el extremo inferior de una funda deslizante (2) de 9.9 cm de longitud, cuya forma cónica lo hace poco sensible a la fricción del suelo confinante; el cono penetra gracias a la fuerza axial que le transmite el vástago (3), roscado al cono y protegido por el cople conector (4).
- b) *Punta Segemann*. Diseñada para medir la resistencia de punta y fricción (fig 2). Consiste del cono (1) de 3.57 cm de diámetro (10.0 cm² de área), montado en una pieza cilíndrica deslizante (2) de 11.1 cm de longitud y 3.25 cm de diámetro, que su forma la hace poco sensible a la fricción con el suelo confinante; más atrás va la funda de fricción (3), de 13.3 cm de longitud y 3.6 cm de diámetro (150.4 cm² de área), esta funda también es una pieza deslizante. El vástago (4) está enroscado al cono y tiene una ampliación para jalar a la funda de fricción; finalmente, el cople conector (5).

2.2 Mecanismo de carga axial

En la fig 3 se muestran dos mecanismos de carga, uno mecánico y otro hidráulico con capacidades de 250 a 10 000 kg, respectivamente; sus elementos principales son: 1) el sistema de carga axial de 1 m de carrera, igual que la longitud de las barras, genera la carga mediante engranes y cremallera o una bomba hidráulica, 2) la pieza de cerrojo, que puede aplicar carga selectivamente a la columna de barras centrales, a las barras huecas o simultáneamente a ambas, 3) los manómetros de alta y baja presión, que determinan la presión de la celda hidráulica hermética en la que se apoya el dispositivo de cerrojo, 4) el sistema de anclaje, resuelto mediante cuatro barras helicoidales, que se nincan en el suelo a rotación.

3. OPERACION DEL EQUIPO

3.1 Punta Delft

El procedimiento convencional de operación del cono Delft consiste en obtener lecturas cada 20 cm; para ello se hinca el cono un máximo de 7 cm; por medio de las barras centrales,

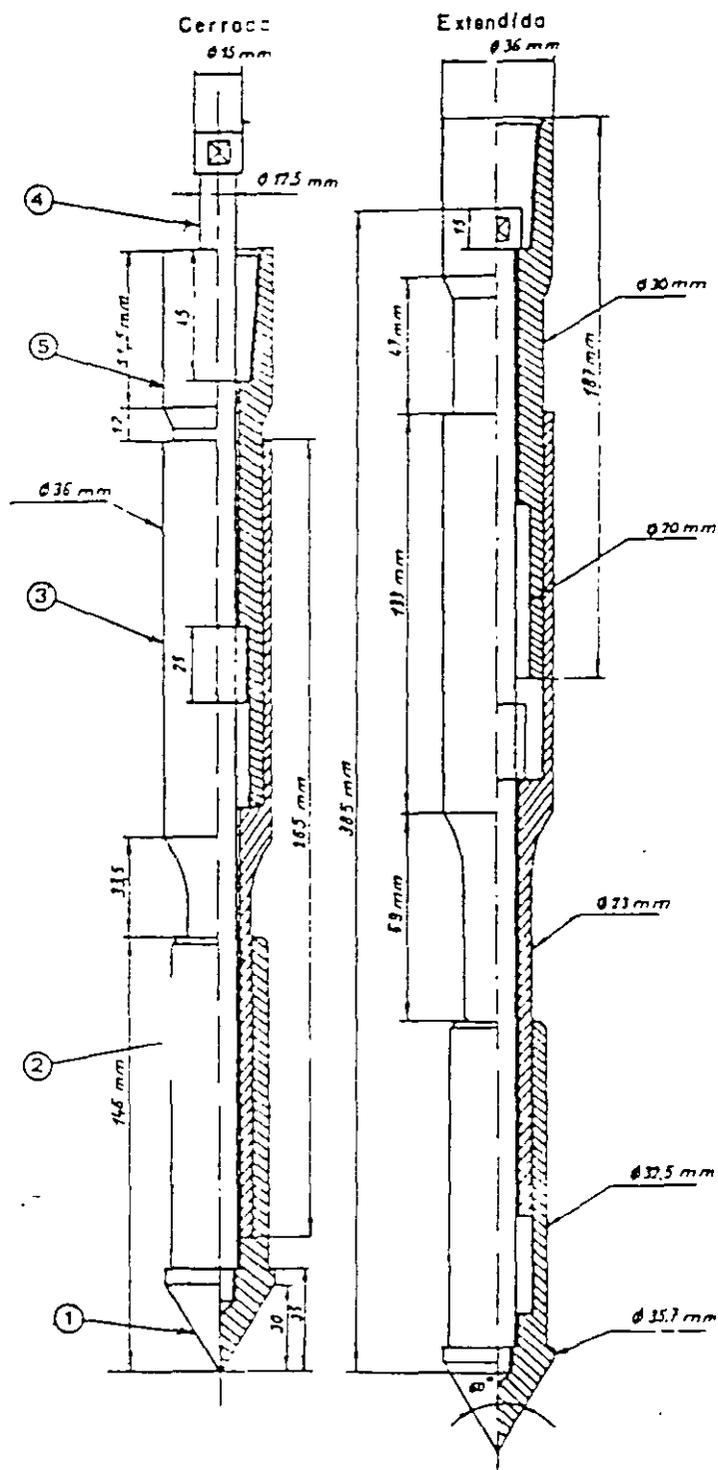


FIG 2 PUNTA BEGEMANN

observando en los manómetros la presión desarrollada durante el hincado; la condición final del cono (extendido) se muestra en la fig 1. A continuación se hincan las barras exteriores 20 cm; en los primeros ocho, el cono debe recuperar la condición inicial (cerrada) y en los 13 cm restantes, el cono, las barras centrales y las exteriores penetran

juntos, completándose de esta manera un ciclo de medición.

3.2 Punta Begemann

El procedimiento convencional se realiza con mediciones de la resistencia del suelo cada 20 cm, determinando primero la fuerza de punta (Q_c) para hincar el cono de las barras centrales un incremento de 3.5 cm; concluido ese movimiento, la ampliación del vástago hace contacto con la funda de fricción, así al continuar empujando la barra central otros 3.5 cm se hincan el cono y simultáneamente se arrastra la funda, registrando los manómetros la presión debida a las fuerzas de punta y fricción ($Q_c + F_s$). La condición extendida del cono se muestra en la fig 2; a continuación se hincan las barras exteriores 20 cm; con ello se cierra el mecanismo los 7 cm que se abrió, y la punta llega a la siguiente posición donde se iniciará otro ciclo de medición.

4. RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados que se obtienen son similares a los descritos para el cono eléctrico, aunque la falta de sensibilidad y precisión de los manómetros afecta a las mediciones. En la fig 4 se muestran dos sondeos, uno con cono mecánico y otro eléctrico; se advierte en el mecánico, que muchos tramos aparecen verticales, como de igual resistencia, dando una falsa impresión de estratificación, que no ocurre en el sondeo con cono eléctrico. En la zona de menor resistencia el cono mecánico determina resistencias de la mitad del cono eléctrico; este es un error debido a que no se puede controlar el peso de las barras centrales, que por estar simplemente apoyadas permanentemente gravitan sobre el cono, haciendo poco confiable a este tipo de cono cuando se sondean suelos blandos.

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 Determinación de las resistencias

Con las presiones medidas en los manómetros y conociendo el área de la celda hidráulica, se pueden determinar la fuerza mecánica para hincar el cono y para el cono y funda simultáneamente; a continuación se aplican las siguientes expresiones:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (1)$$

donde

Q_c fuerza necesaria para hincar el cono, kg

A_c área transversal del cono, 10 cm²

q_c resistencia de punta, kg/cm²

$$f_s = \frac{F_s}{A_f} \quad (2)$$

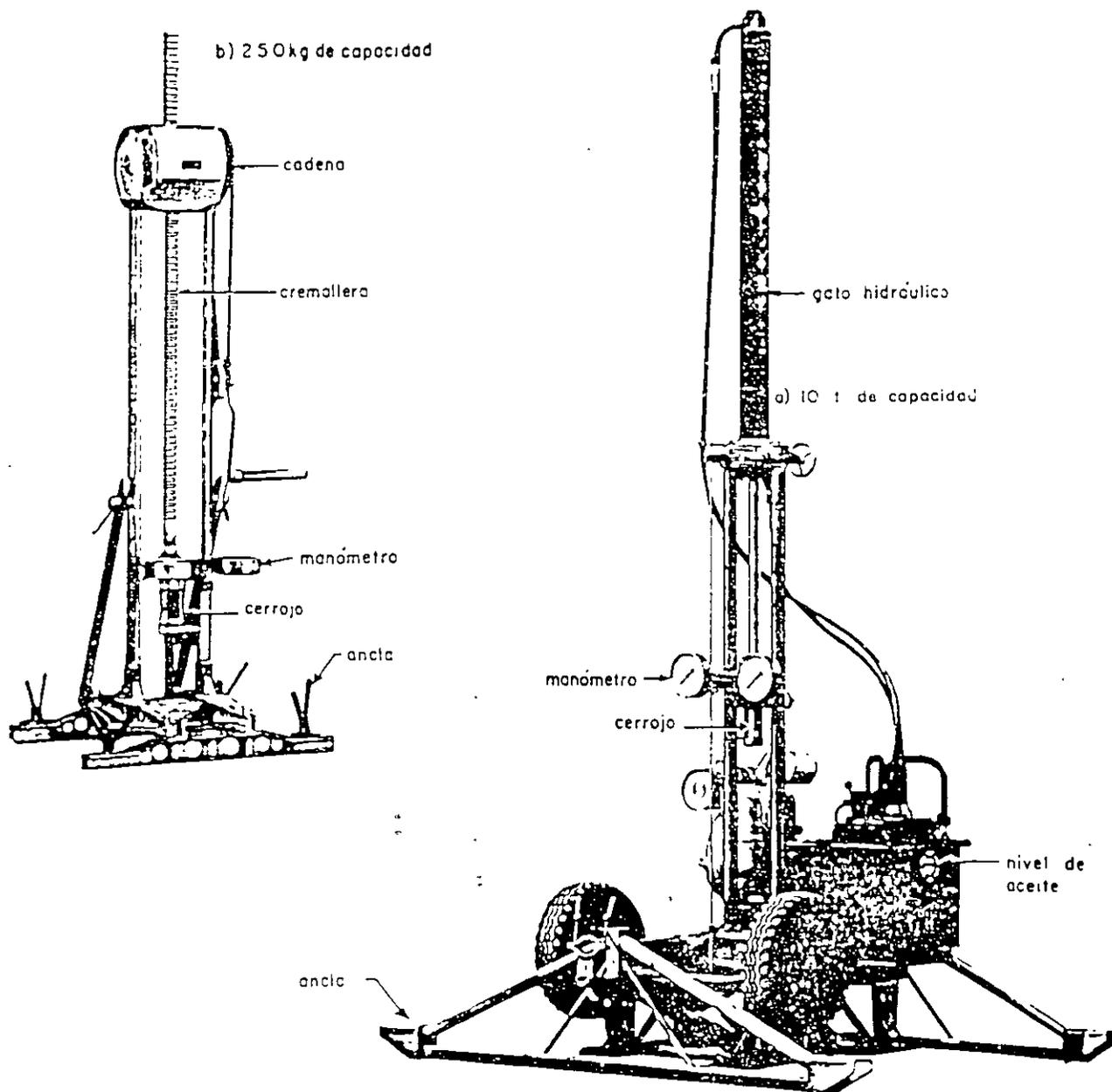


FIG 3 MECANISMO DE CARGA AXIAL

donde

$$F_s = R_L - Q_c \quad (3)$$

siendo

- R_L fuerza necesaria para hincar el cono y la funda, en kg
- F_s fricción lateral local en la funda deslizante, en kg
- A_L área lateral de la funda, 150 cm²

5.2 Correlaciones con los parámetros de resistencia

En el inciso 3.4.2 relativo al cono eléctrico se describen las correlaciones que se han logrado establecer para los suelos de la zona del lago; desafortunadamente, en la literatura técnica (refs 1 y 2) se reconoce que las diferencias en la forma de los conos eléctrico y mecánico afecta estas correlaciones. En conclusión, para adoptar el cono mecánico en los suelos de la Ciudad de México, se requiere obtener los factores de correlación con las pruebas de laboratorio convencionales.

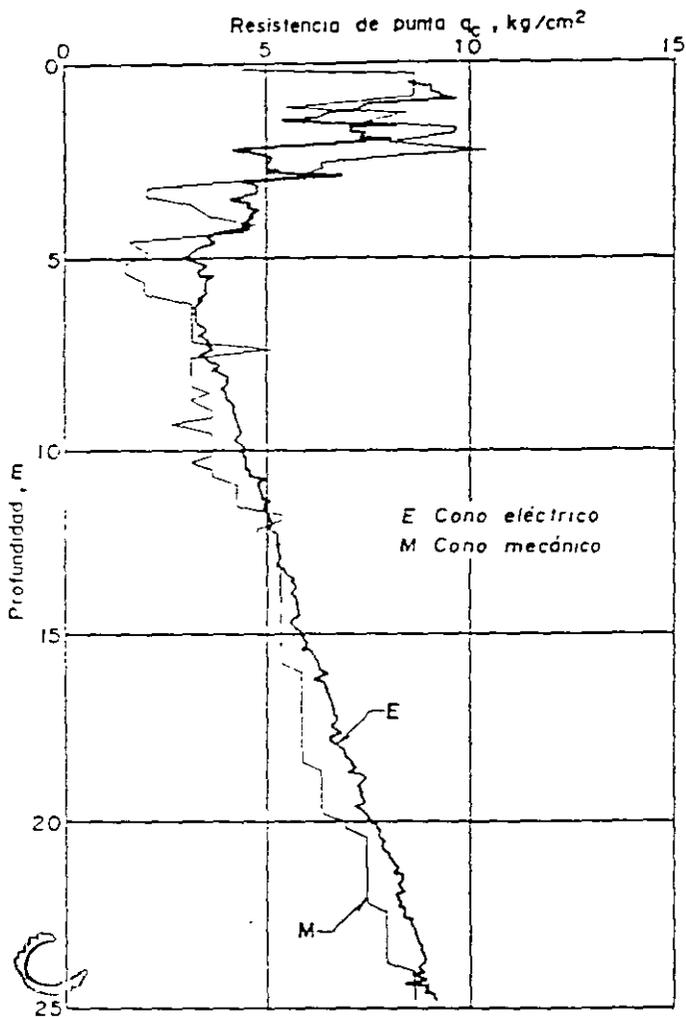


FIG 4 GRAFICA RESISTENCIA DE PUNTA-PROFUNDIDAD CON CONO MECANICO EN SUELOS BLANDOS

3.4.4. Penetración estándar

1. OBJETIVOS

La prueba de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice: usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Esta técnica de exploración es útil en suelos

6. COMENTARIOS

La principal ventaja del cono mecánico sobre el eléctrico es su simplicidad, que permite fácilmente mantenerlo y repararlo; en cambio, el mantenimiento del cono eléctrico requiere personal y equipo especializado.

Las desventajas del cono mecánico son: a) se desconoce la magnitud de la fricción que se desarrolla entre las barras interiores y exteriores; esto puede ser particularmente significativo en los suelos blandos, y b) la deformación elástica y pandeo de las barras interiores dificulta el control de la penetración de suelos duros.

La resistencia de punta de suelos blandos se tiende a subvaluar cuando se utiliza el cono mecánico, como se muestra en la fig 4.

7. REFERENCIAS

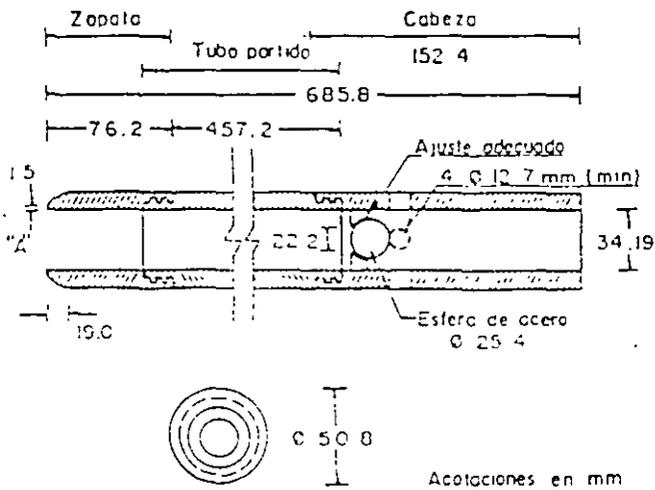
1. Sanglerat, G, "Penetrometer and soil exploration", Elsevier Scientific Publishing Co., Nueva York (1972)
2. Schmertmann, J H, "Guidelines for cone penetration. Test, performance and design", informe FHWA-TS-76-209, Department of Transport, EUA (1978)

granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos, como los de la Ciudad de México no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

2. EQUIPO

2.1 Penetrómetro estándar

Es un tubo de acero con un extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la fig 1 (ref 1); el tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo; una válvula que se introduce desde la super-



NOTAS.

- El tubo partido puede ser de 38 l mm de diámetro interior para introducir un varro de 15 mm de espesor
- Se permite el uso de trampas de paso (conastillas)
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas

FIG 1 PENETROMETRO ESTANDAR

ficie, una vez hincado el muestreador, se presenta en la fig 2. Este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves, lográndose así un muestreo más limpio. Otra alternativa es un tubo cerrado con funda de polietileno, aunque es poco aconsejable, porque no puede observarse la muestra en el campo.

2.2 Equipo auxiliar

- Columna de barras.** El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación, de diámetro AW o BW. Ambos tipos son equivalentes porque tienen un peso semejante (ver tabla 1); sin embargo, son preferibles las BW porque sufren menos pandeo al someterlas a los impactos.
- Martinete golpeador.** El penetrómetro se hince con los impactos del martinete de 64 kg y 75 cm de caída (trabajo = 4800 kg-cm); en la fig 3 se muestran el martinete y la cabeza de golpeo en el arreglo más convencional. Se ha extendido el uso de los llamados martinets de seguridad (fig 4), que controlan con mayor precisión la altura de caída (ref 2).

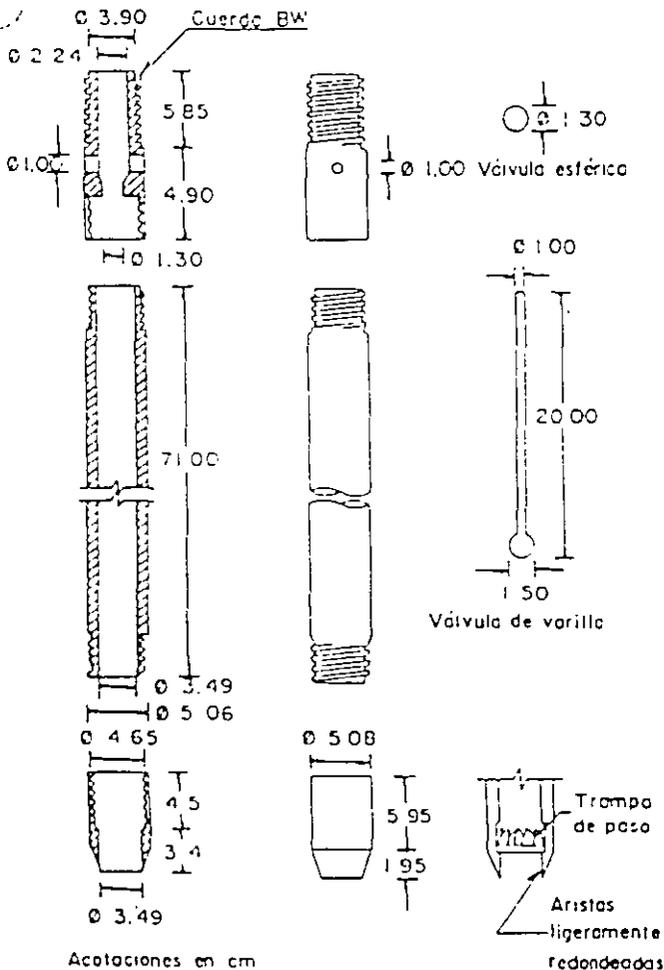


FIG 2 PENETROMETRO ESTANDAR

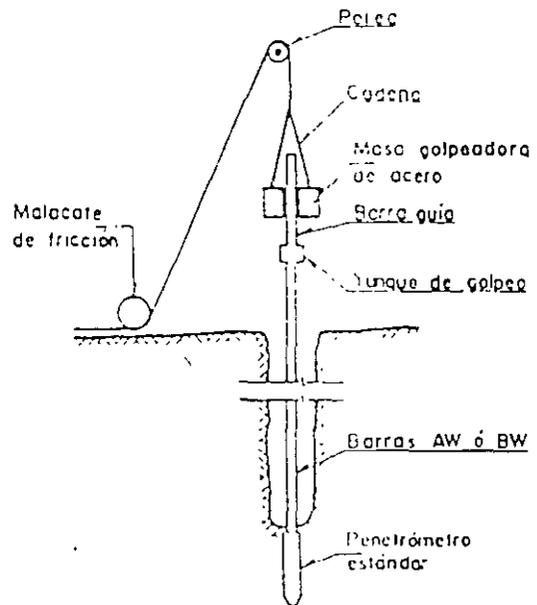


FIG 3 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

- Cabeza de gato.** Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable de manila de 3/4 pulg.; para sostener el cable, se requiere un tripié o una torre equipados con una polea.

3. OPERACION DEL EQUIPO

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de

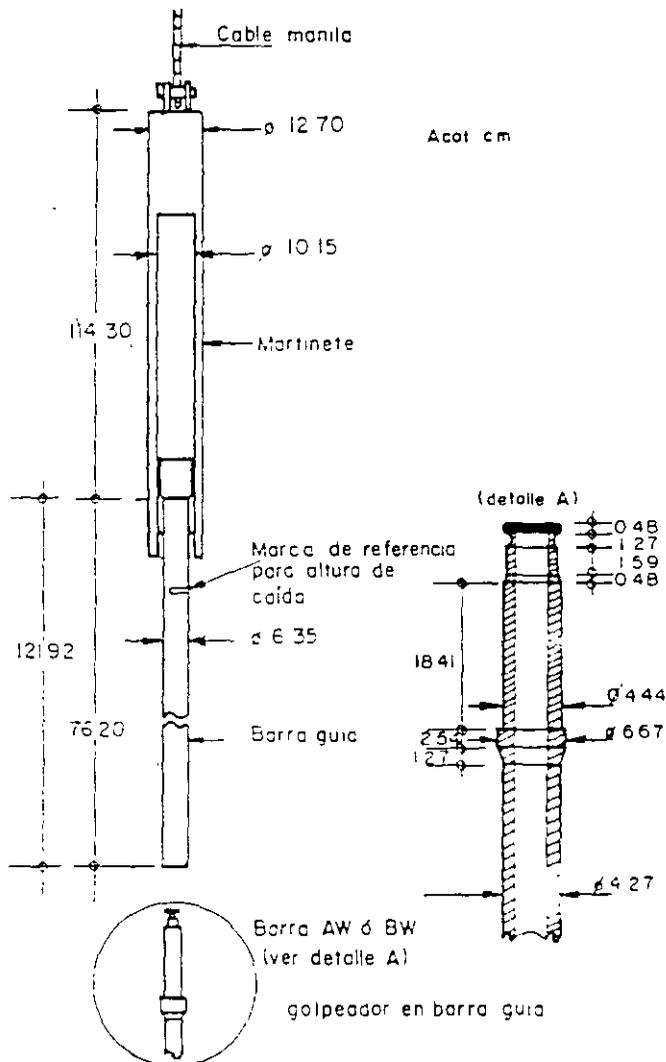


FIG 4 MARTINETE DE SEGURIDAD

64 kg, dejada caer desde 75 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N , para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

En caso de que el número de golpes llegue a cincuenta y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba. Un procedimiento alternativo usual consiste en hincar el penetrómetro 15 cm adicionales (60 cm en total); desde luego, el número de golpes, N , se obtiene como ya se describió, por lo que la única ventaja de este procedimiento es que se muestrea un tramo ligeramente mayor; lo cual permite detallar más confiablemente la estratigrafía del sitio.

En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que el cable de manila tenga un máximo de dos vueltas en la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

Una vez terminada una prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación más recomendable es 10 cm, en cuanto a la selección de la técnica de perforación más adecuada deberán seguirse las recomendaciones del inciso 3.5.

Las muestras deben conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua; los envases se colocarán en un lugar fresco, protegido de los rayos del sol.

La información de campo debe recopilarse en un registro como el de la fig 5; si se decide hincar el penetrómetro 60 cm, deberá agregarse otra columna al registro; las notas aclaratorias tendrán que ser claras y breves.

4. RESULTADOS

- Muestras alteradas.** Las muestras rescatadas con el penetrómetro estándar siempre sufren distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de sus partículas; por ello, sólo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas indicadas que no requieran especímenes inalterados.
- Perfil estratigráfico.** La clasificación de campo de los suelos muestreados permite elaborar la primera versión del perfil estratigráfico del sitio, que posteriormente se precisará y corregirá en el laboratorio.
- Resistencia a la penetración.** Cada una de las pruebas de penetración se representa gráficamente mediante puntos (valores de N), que unidos por líneas definen la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad.
- Resultados típicos.** La fig 6 ilustra un caso típico de sondeo que corresponde a la zona del lago; como en todos los sondeos que se realizan en esa área de la Ciudad, el número de golpes en su mayoría resulta cero (el muestreador penetra por su propio peso), mostrando la insensibilidad de la prueba de penetración estándar como técnica de medición de la resistencia al corte en estos suelos blandos. La fig 7 corresponde a un suelo en la zona de transición en la que predominan los suelos no saturados; en otro sondeo vecino se observó que el estrato arenoso localizado entre 13.2 y 14.0 m de profundidad es un acuífero sin artesianismo; la parte inferior de ese estrato está impermeabilizada con limos y arcillas de alta plasticidad; por su parte, las tobas que aparecen desde 17 m se encuentran con muy bajo contenido

REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEO	M-14	NIV FREÁTICO	HOJA
	LOCALIZACIÓN		MAQUINA	FECHA
	X:		A	27 Jun 87
	Y:		OPERADOR	SUPERVISION
	Z:		E López	Las Cuevas

Prof m	Clasificación de Campo	Mues- tro No	N (SPT)			Muestreo		Ademe Prof	Hora
			1 15 cm	2 15 cm	3 15 cm	Pre- sión	Rec		
	CL Café	F-1	10	15	25	-	-	-	8:30
	CL Café con arena	F-2	10	20	30/4	-	-	-	9:00
	CH Arenosa gris	TS-1	-	-	-	-	20/30	-	10:00 (1)
	CH " "	F-3	10	35	35	-	-	-	10:30
	CH " "	TR-2	-	-	-	-	30/30	-	11:10 (2)
	SW fina gris	F-4	5	10	15	-	-	-	11:50 (3)
	"	F-5	5	20	30	-	-	-	12:10
	"	F-6	5	25	35	-	-	-	12:40 (4)
	CL Café	F-7	5	10	20	-	-	-	13:00
	CL Café	TR-3	-	-	-	-	20/30	-	13:20
		TR-9	-	-	-	-	-	-	13:30 (5)
		F-8	-	-	-	-	-	-	

DATOS
FICTICIOS

NOTAS	1) La CH empezó a los 4.5 m
	2) La parte inferior del TR-2 es SW
	3) La SW empieza a 12.0 m, se perdió el agua de perforación
	4) Se tiene azolve y se decidió parar ademe
	5) Se perdió la muestra, probablemente era arena

FIG 5 REGISTRO DE CAMPO

de agua. La influencia del humedecimiento que generó el lodo de perforación en los valores de la resistencia a la penetración y contenido natural de agua, así como el efecto del chiflón de la broca de perforación, pueden advertirse en las incongruencias de la fig 7; por ejemplo, en los tres estratos con material granular (3.6 a 4.8, 9.5 a 11.5 y 13.3 a 14.0 m), la resistencia deducida de las pruebas de penetración estándar resultaría muy baja y aun or que la de los estratos arcillosos inos. En la fig 8 se presenta un buen ejemplo de congruencia de la prueba de penetración estándar, SPT, con las condiciones estratigráficas del sitio como consecuencia de que el nivel freático es superficial.

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

La interpretación de la prueba de penetración estándar se hace siempre a partir de relaciones empíricas; es conveniente aclarar que ninguna de ellas ha sido comprobada para los suelos de la Ciudad de México y que para los suelos más blandos del lago, en los que el penetrómetro se hinca únicamente por el peso de las barras y martillo, no podrá establecerse ninguna correlación confiable debido a la falta de sensibilidad de esta prueba ante la baja resistencia al corte de la arcilla ($N = 0$).

Por lo anterior, las correlaciones que se describen a continuación deben aplicarse con las debidas reservas, ya que se desconoce su orden de precisión y tampoco se sabe la tenden-

PROF m	ESTRATIGRAFIA DEL SUELO DESCRIPCION	PERFIL	MUESTRA			RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR 0 5 N 10	CONTENIDO NATURAL DE AGUA W, % P 100 200 300 L
			No.		REC %		
0	Relleno						
NF	Limo gris arenoso, grumoso, con poca arena fina Arena pumítica fina y medía		1	S			
	Limo gris verdoso oscuro, con vetas de arena fina con fósiles		2	S			
	Limo gris verdoso oscuro, con vetas de arena fina con fósiles		3	S			
5	Arcilla gris oscura, algo grumosa		4	S			
	Arcilla ocre		5	S			
	Arcilla café grisáceo, con veta arenosa		6	S			
	Arcilla ocre, con fósiles, fisurada		7	S			
	Arcilla gris verdosa, con fósiles		8	R			
	Arcilla en varios tonos de café, con vidrio volcánico		9	S			
	Arcilla en varios tonos de café, con vidrio volcánico		10	S			
10	Arcilla rojiza y café rojizo con manchas café, con fósiles		11	S			
	Arcillas alternadas gris verdosa, café, gris y café grisáceo		12	S			
	Limo arcilloso gris oscuro, grumoso y quebradizo		13	S			
	Arcilla gris oscura con algunas lentes café grisáceo, con fósiles y algunas fisuras		14	S			
	Arcilla gris oscura con algunas lentes café grisáceo, con fósiles y algunas fisuras		15	R			
	Arcilla gris oscura con algunas lentes café grisáceo, con fósiles y algunas fisuras		16	R			
	Arcilla gris oscura con algunas lentes café grisáceo, con fósiles y algunas fisuras		17	S			
15	Arcilla gris verdosa		18	S			
	Arcilla gris verdosa		19	S			
	Arcilla café grisáceo, con lentes de vidrio volcánico y pocas fósiles		20	S			
	Arcilla café grisáceo, con lentes de vidrio volcánico y pocas fósiles		21	S			
	Arcilla café grisáceo, con lentes de vidrio volcánico y pocas fósiles		22	S			
	Arcilla gris verdosa oscuro con manchas grises y café		23	R			
20	Arcilla gris verdosa oscuro con manchas grises y café		24	S			

R= Tubo dentado

S= Tubo shelby

= Recuperación

FIG 6 SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (ZONA DEL LAGO)

cia del signo de cada correlación, por ejemplo podría subestimarse sistemáticamente la resistencia.

a) *Correlación de N en suelos cohesivos.* El número de golpes, N, de la prueba de penetración estándar, SPT, puede interpretarse con la ayuda de la tabla 2 (ref 3) o de la fig 9 (ref 4); con alguno de estos auxilios se deduce el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) y el correspondiente a la resistencia al corte ($c = q_u/2$).

b) *Correlaciones de N en suelos granulares.* Usualmente se estima la compacidad relativa con ayuda de la tabla 3 (ref 3).

6. COMENTARIOS

La prueba de penetración estándar, SPT, es aplicable sólo en la etapa de exploración del subsuelo; la información que proporciona carece de la confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia de los suelos; por tanto no debe aplicarse

se para el diseño geotécnico definitivo.

En la zona del lago, el penetrometro se utiliza únicamente para rescatar muestras alteradas de lentes y estratos duros; la información que proporciona de los suelos blandos en cuanto a propiedades de resistencia es muy limitada. En este tipo de suelos, el cono eléctrico es una técnica de exploración más eficiente y precisa (inciso 3.4.2).

En la zona de transición, la prueba SPT es muy útil como técnica de exploración, cuidando de que en las zonas con nivel freático profundo se perfore en seco, con herramientas helicoidales o con aire como fluido de perforación (inciso 3.5).

En la zona de lomas, la prueba SPT no es aplicable, ya que el muestreador sólo penetra unos centímetros y únicamente puede estimarse que la resistencia a la penetración N es mayor de 50 golpes; en conclusión, no se logra definir ningún parámetro de resistencia.

TABLA 1. BARRAS DE PERFORACION

Barra	Diám ext, en cm	Diám int, en cm	Peso, en kg/m	Recomendable en sondcos:
AW*	4.44	3.09	6.53	Menores de 15 m
BW	5.40	4.45	6.22	Menores y mayores de 15 m

*Paredes paralelas

TABLA 2. CORRELACION ENTRE N, q_u Y CONSISTENCIA RELATIVA DE SUELO COHESIVO

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
q_u	< 0.25	0.25-0.50	0.50-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	> 4.0

N número de golpes en la prueba de penetración estándar

 q_u resistencia a la compresión simple, en kg/cm²

TABLA 3. CORRELACION ENTRE COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS Y NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION ESTANDAR

Número de golpes	Compacidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> 50	Muy densa

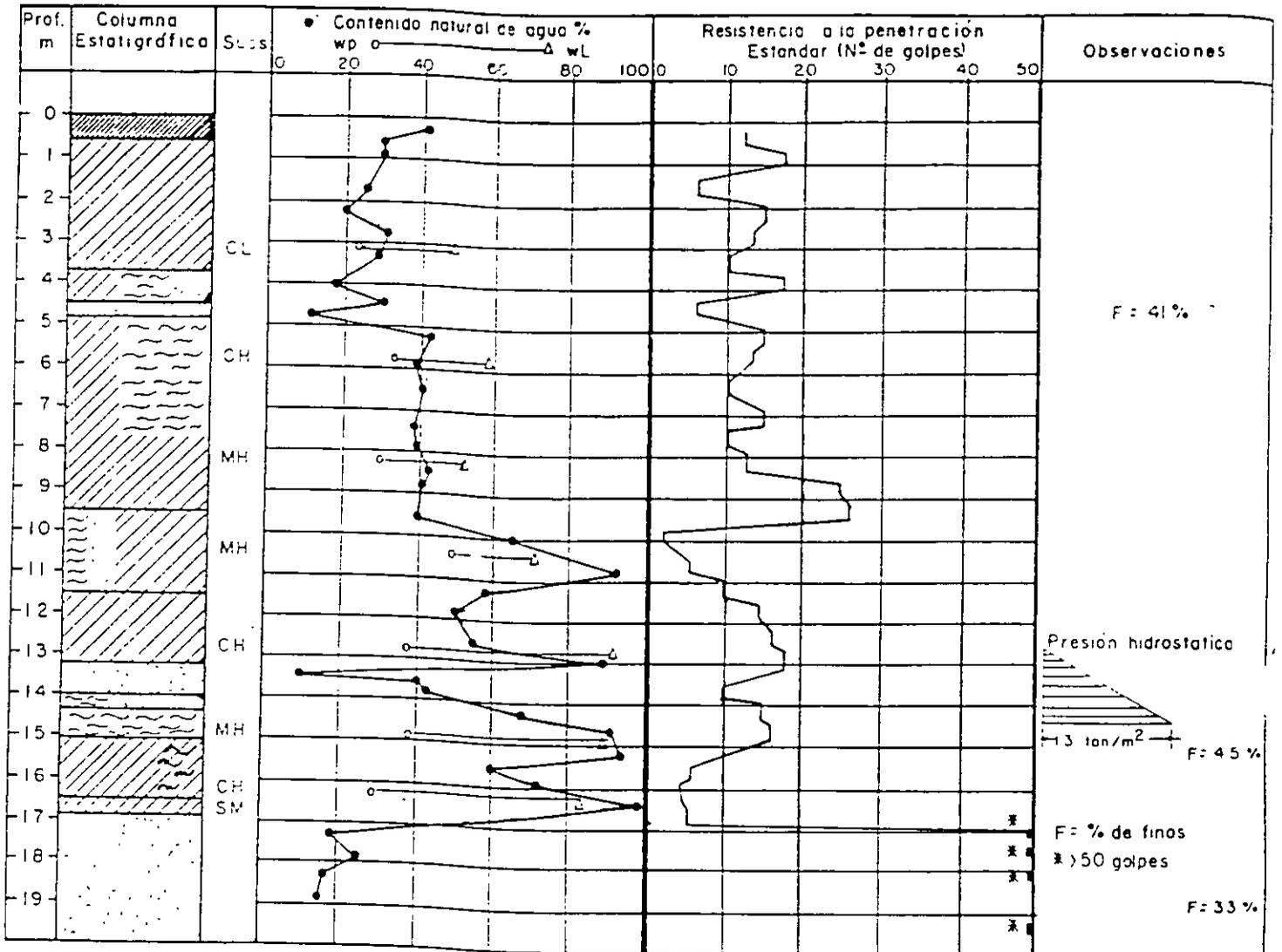


FIG 7 SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (ZONA DE TRANSICION ABRUPTA)

7. REFERENCIAS

1. ASTM Designation D 1585-67: "Standard method for penetration test and split-barrel sampling of soils", EUA
2. Petróleos Mexicanos, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Norma 2.214.05, México, D.F. (1967)
3. Terzaghi, K y Peck, B, "Soil mechanics in engineering practice", John Wiley and Sons, Nueva York (1967)
4. Malcev, A, "Interpretation of standard spoon penetration testing", The economic use of soil testing in site investigations, Birmingham, Alabama (1968)

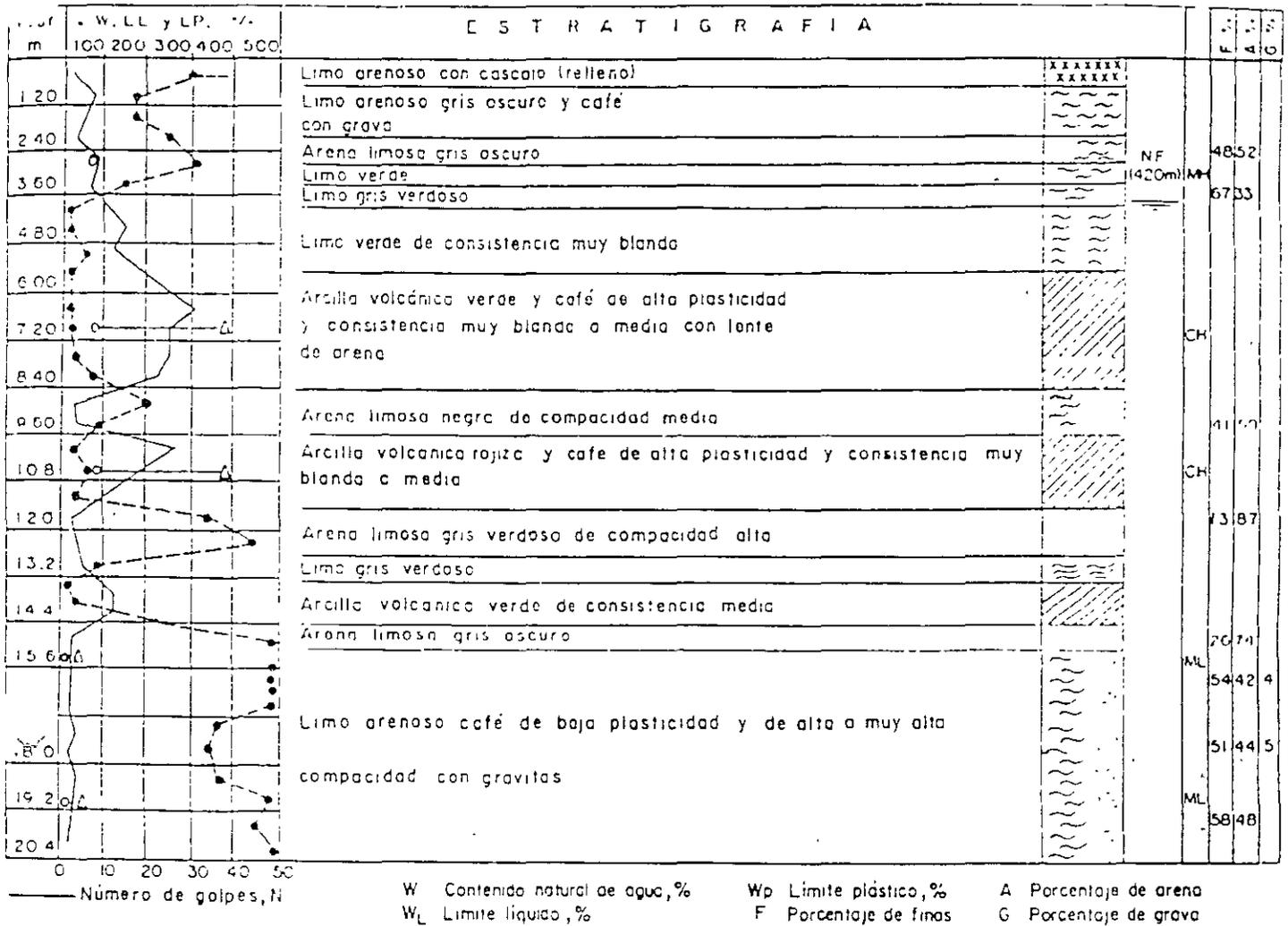


FIG 8 SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (ZONA DE TRANSICION INTERESTRATIFICADA)

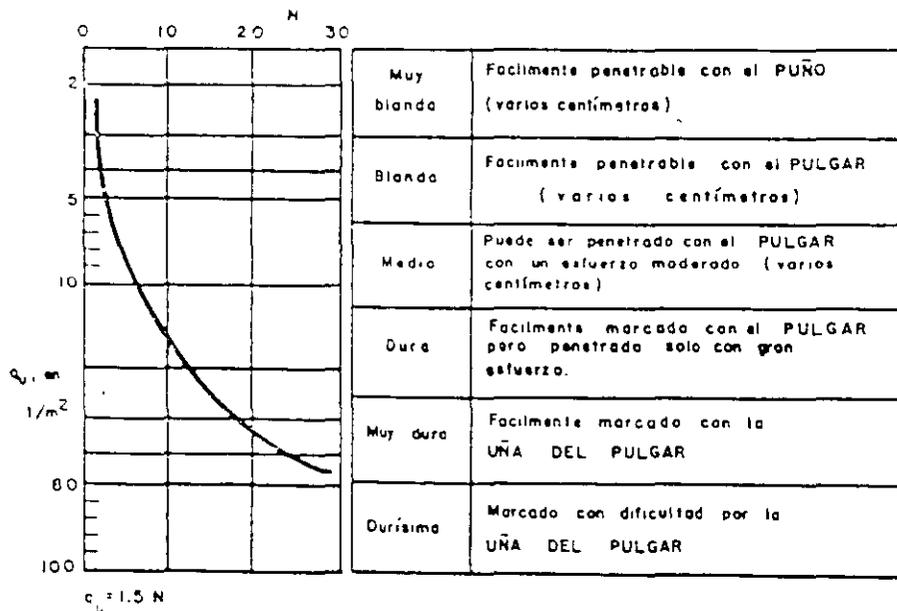


FIG 9 CORRELACION ENTRE N, q_u Y LA CONSISTENCIA RELATIVA

3.4.5. Tubo de pared delgada

1. OBJETIVO

El empleo de tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubos Shelby) permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas. Para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

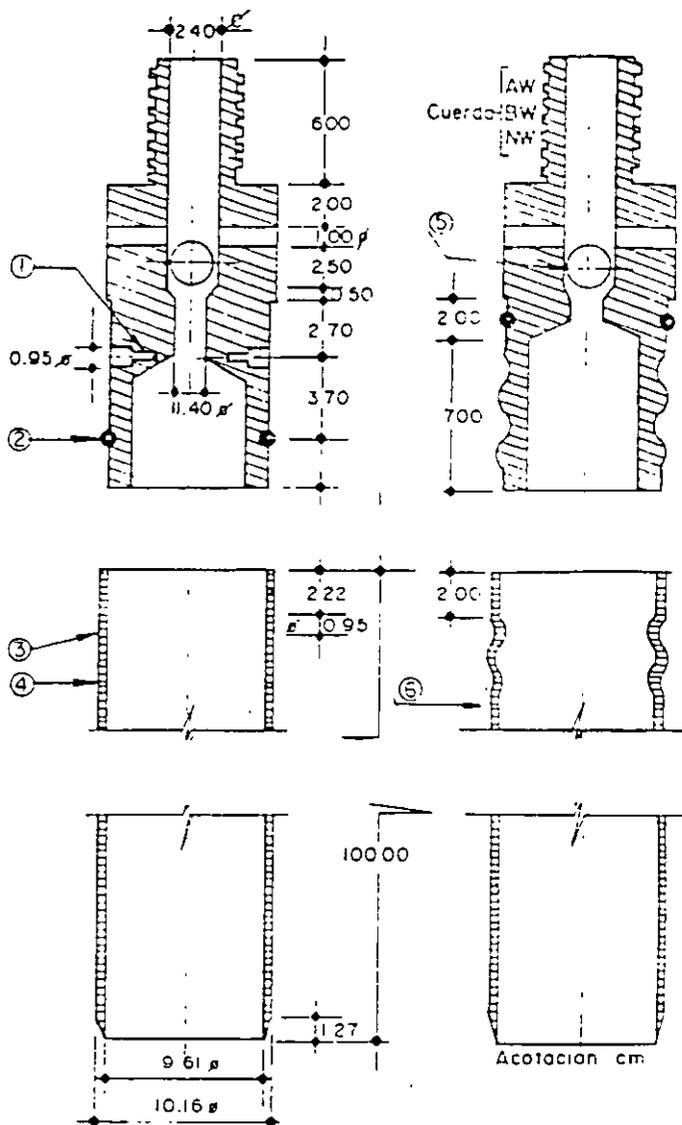
2. DESCRIPCION DEL MUESTREADOR

Está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hincan al muestreador desde la superficie.

La fig 1 presenta los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales: el primero con tres tornillos opresores allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aún operando en suelos duros (ref 1). La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de hincado, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La fig 2 corresponde a un muestreador con válvula deslizante, en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro sello; en dicha barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene perforaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secado de láminas de suelo, permitió a



- | | |
|-------------------------------|-------------------|
| ① Tres tornillos allen @ 120° | ④ tubo |
| ② Aro sello de hule | ⑤ Esfera metálica |
| ③ Perforación | ⑥ Cuerda repujada |

Unión con tornillos allen

Unión con cuerda
Repujada

FIG 1 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VALVULA ESFERICA DE PIE

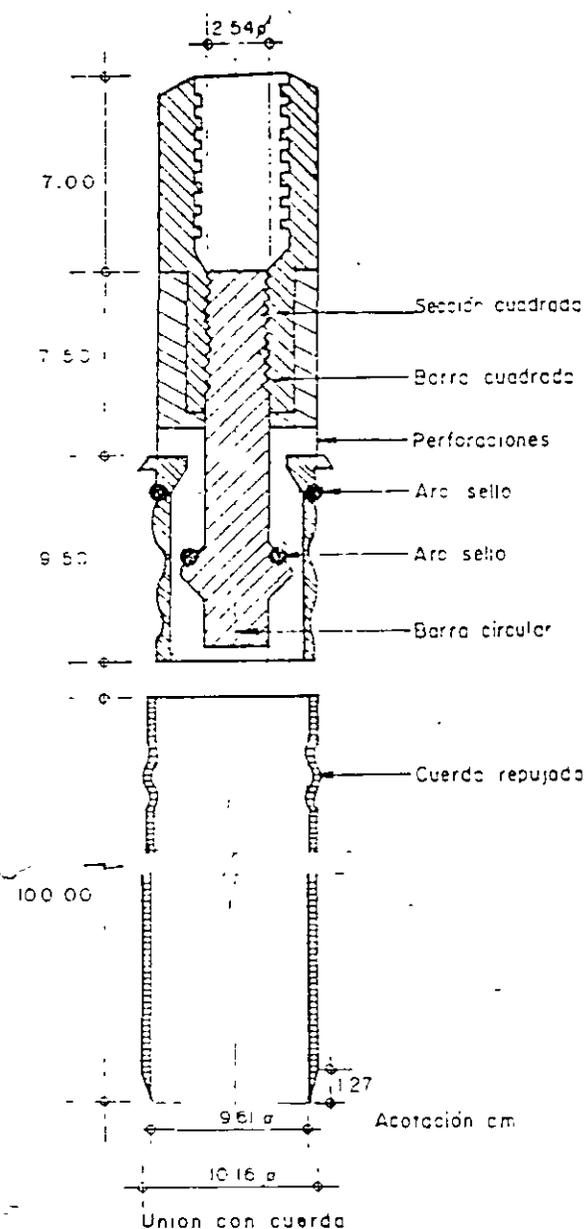


FIG 2 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VALVULA DESLIZANTE

Hvorslev (ref 2) fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento, las cuales se resumen en la fig 3.

En la fig 4 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros usuales de 7.5 y 10 cm, de los que únicamente deben usarse los de 10 cm, sobre todo cuando se hagan pruebas de consolidación que requieran especímenes de 5 cm de diámetro.

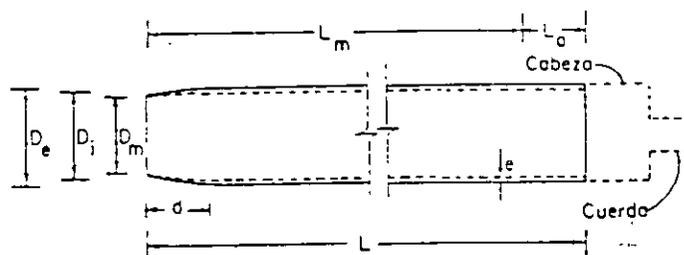
El procedimiento de afilado del tubo necesita ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas (fig 4). En la ref 2, Hvorslev des-



Relación de áreas	$\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} \times 100 < 10\%$
Relación de diámetros	$0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} \times 100 < 1.5\%$

D_e Diámetro exterior
 D_i Diámetro interior
 D_m Diámetro de la muestra

FIG 3 RELACIONES DE AREAS Y DIAMETROS (Ref 2)



Diámetro nominal (cm)	D _e en cm	D _i en cm	D _m en cm	e en cm	d en cm	L en cm	L _m en cm	Cuerdo de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW y BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	BW y NW

D_e Diámetro exterior
 D_i Diámetro interior
 D_m Diámetro de muestra
 e Espesor
 d Longitud aguzada
 L Longitud de tubo
 L_m Longitud de muestreo recomendable
 L₀ Espacio para azolves (L₀ = L - L_m)

FIG 4 DIMENSIONES DE LOS TUBOS DE PARED DELGADA

cribe dos métodos para esta operación: el más sencillo consiste en afilar primero el tubo en un torno y después con un bloque de moldeo darle la forma de la fig 3.

Otro cuidado que se debe tener con este muestreador es el de pintarlo interiormente para reducir la corrosión de la lámina que induce cambios fisicoquímicos en el suelo muestreado.

Una alternativa para eliminar la corrosión y reducir además la fricción tubo-suelo al extraer las muestras, es recurrir a tubos de aluminio o de plástico PVC: la solución más factible es un muestreador de acero con camisa interior de aluminio o plástico y zapata de acero en su extremo de ataque.

3. OPERACION DEL EQUIPO

Las muestras de suelos blandos que se obtienen con tubos Shelby, utilizando técnicas de perforación a rotación o por lavado, frecuentemente resultan fisuradas, observándose fácilmente por la bentonita o azolve que penetra en ellas (inciso 3.5). Las muestras fisuradas no son útiles para obtener confiablemente las propiedades mecánicas de esos suelos.

Para reducir la influencia que induce la técnica de perforación, se requiere el empleo de la *postadonator-sumadonator* (inciso 3.5), combinando su aplicación con la broca de aletas, descrita en el mismo inciso, de acuerdo con la siguiente secuencia: a) perforar con la broca de aletas hasta llegar 1.0 m arriba de la profundidad de muestreo, b) perforar con la *postadonator-sumadonator* el tramo faltante de 1.0 m, y c) muestrear con el tubo de pared delgada.

El muestreador Shelby se debe hincar con velocidad constante entre 15 y 30 cm/s una longitud de 75 cm; ésto es, queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm, donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo durante tres minutos, para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes; en seguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador, se saca al exterior y se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

4. COMENTARIOS

Estudios recientes, señalan que para lograr un muestreo inalterado de calidad en suelos blan-

dos cohesivos debe recurrirse al uso de tubos de pared delgada con pistón fijo (ref 4). Sin embargo, en la Ciudad de México se han establecido rutinas de trabajo en campo, entre las cuales se cuenta el muestreo inalterado con tubos Shelby y los procedimientos de perforación a rotación y por lavado; esto provoca que el muestreo inalterado sea generalmente de baja calidad y lleve a subestimar las propiedades del subsuelo, resultando un sobrediseño geotécnico. Actualmente es preciso modificar al menos las técnicas de perforación (inciso 3.5), de manera que la alteración al subsuelo sea la mínima posible, y provisionalmente seguir empleando el muestreo con tubos Shelby, admitiendo que se extraen muestras ligeramente alteradas; mientras se desarrolla una mejor técnica de muestreo.

El control y protección de las muestras se presentan en el anexo 1.

5. REFERENCIAS

1. Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Norma PEMEX 2.214.05, México, D.F. (1976)
2. Hvorslev, M, "Subsurface exploration and sampling of soil for civil engineering purposes", ASCE (1949)
3. ASTM Designation D 1587-74: "Thin-walled tube sampling of soils" (1977)
4. ISSMFE, "The international manual for sampling of soft cohesive soils" (second draft), (1978)

3.4.6 Tubo dentado

1. OBJETIVO

Esta herramienta permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteración; en estos materiales presenta claras ventajas de operatividad y costo sobre muestreadores de barril doble.

2. DESCRIPCION DEL MUESTREADOR

Lo constituye un tubo de acero, unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora que, a su vez, va montada al final de la columna de barras de perforación con las que se hinca y se da rotación al muestreador desde la superficie; la parte inferior del tubo tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente (fig. 1), que miden de 0.8 a 1 cm de altura y 3 cm de base. La sierra se forma con alternaciones de un diente recto y

otro doblado 0.2 cm hacia el exterior, con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro del tubo debe ser de 10 cm y su longitud de 100 cm.

En la fig. 2 se presenta este muestreador con los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales; el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aun en suelos duros (ref 1). La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que se abre durante la etapa de muestreo para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La fig. 3 corresponde a un muestreador de válvula deslizante, en el que se sustituye la

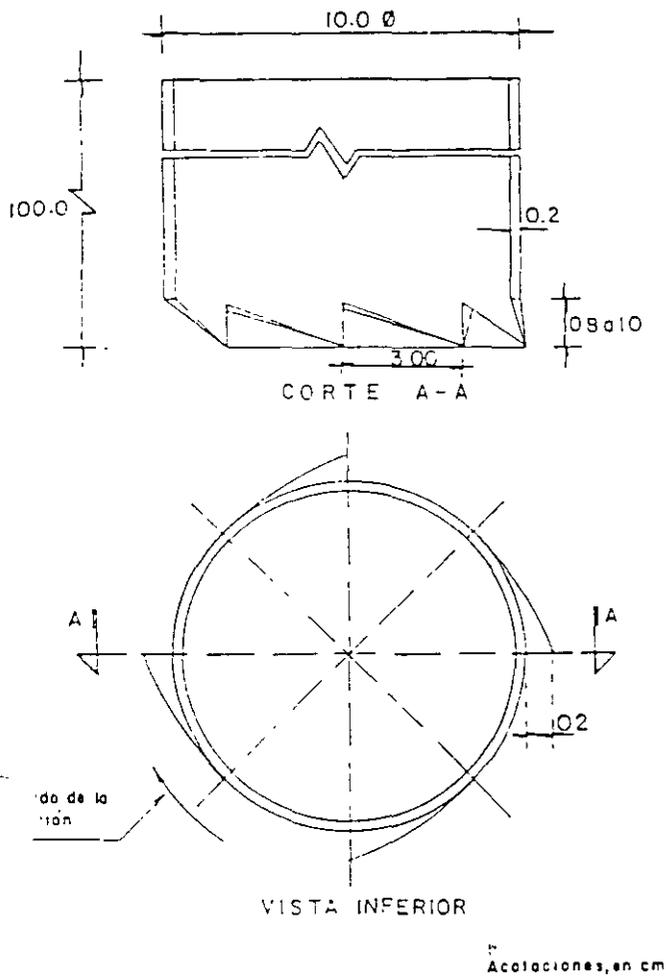


FIG 1 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO

válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El copie de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro sello; sobre esta barra desliza la pieza, a la que se fija el tubo muestreador y que tiene horadaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

Es imprescindible pintar interiormente el muestreador para reducir el fenómeno de corrosión de la lámina que provoca cambios físico-químicos en el suelo muestreado.

3. OPERACION DEL EQUIPO

Este muestreador se hinca operándolo a rotación con velocidades menores de 100 rpm y presión vertical para que avance con velocidad constante de 1 cm/s, hasta penetrar 75 cm; de esta manera queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo.

Después del hincado se deja el muestreador en reposo tres minutos a fin de que la muestra se expanda en su interior y aumente su adherencia contra las paredes del tubo; enseguida se corta la base del espécimen, girando dos vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpian sus extremos e

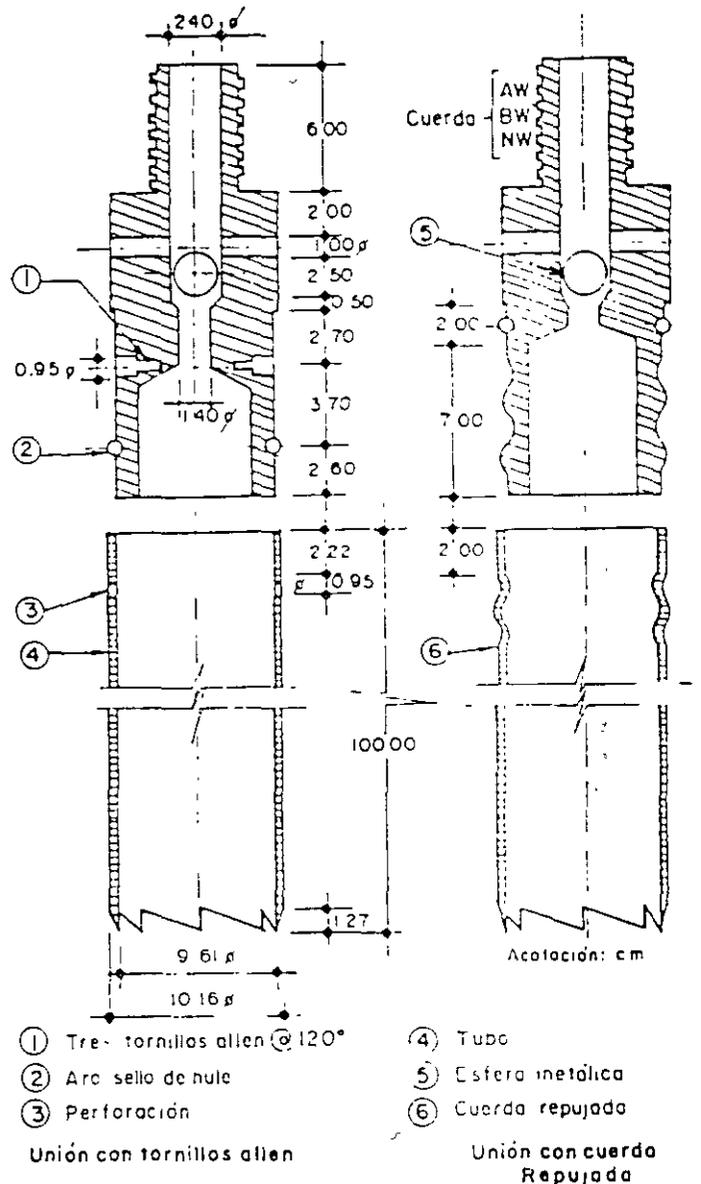


FIG 2 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO CON VALVULA ESFERICA DE PIE

identifica. Las muestras obtenidas con esta técnica presentan alteración en un anillo perimetral de 2 a 4 mm de espesor.

4. COMENTARIOS

Este tubo dentado frecuentemente recupera muestras de mejor calidad que el muestreador de barril Denison; sobre todo en los suelos arcillosos duros y capas granulares compactas que se encuentran en el subsuelo de la Ciudad de México, independientemente de su simplicidad de operación y bajo costo. El control y protección de las muestras se presentan en el anexo 1.

5. REFERENCIAS

1. Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y muestreo de suelos para proyectos de cimentaciones", Norma PEMEX 2.214.05, México, D.F. (1976)

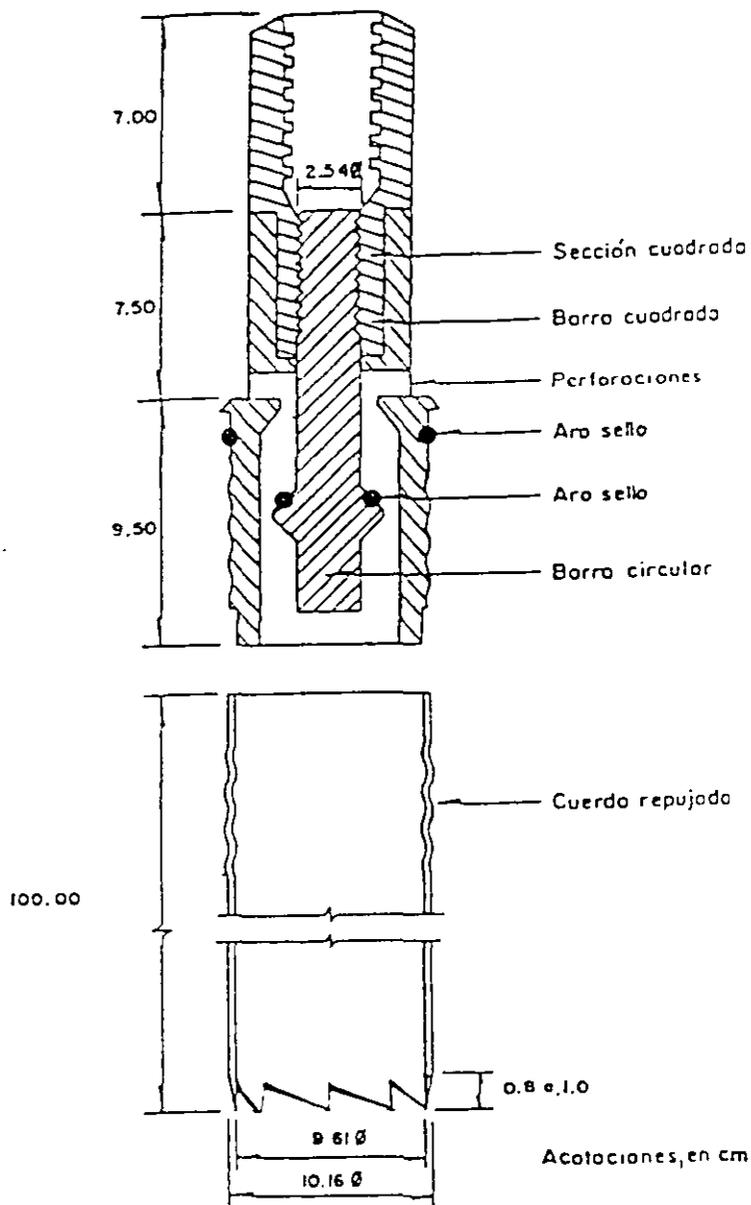


FIG 3 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO CON VALVULA DESLIZANTE

3.4.7. Barril Denison

1. OBJETIVOS

Con el muestreador de barril Denison, que opera a rotación y presión, se obtienen especímenes de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático; las muestras siempre presentan cierto grado de alteración. Cuando se muestrean estos suelos arriba del nivel freático, las muestras se contaminan con el agua o lodo de perforación, por lo

cual su aplicación se condiciona al empleo de aire como fluido de perforación.

2. DESCRIPCION DEL MUESTREADOR

El muestreador tipo Denison consiste en dos tubos concéntricos; uno interior, que penetra en el suelo a presión, y rescata la muestra mientras que el exterior, con la broca en extremo gira y corta el suelo circundante. Para operar este muestreador se requiere fl

do de perforación (agua, lodo o aire) que se hace circular entre ambos tubos.

En la fig 1 se presenta el diseño actualizado de este muestreador; se observa como los tubos concéntricos se acoplan a la cabeza con baleros axiales, que sirve de unión con la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hinque a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos; así, durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo la distancia d antes que la broca (fig 2), para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación. La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste; en la fig 3 se muestran las dos brocas tipo más usuales.

Las dimensiones del muestreador Denison, que permiten obtener muestras de 7.5 y 10.0 cm de diámetro nominal, se anotan en la tabla 1; el diámetro admisible de muestreos es de 10.0 cm.

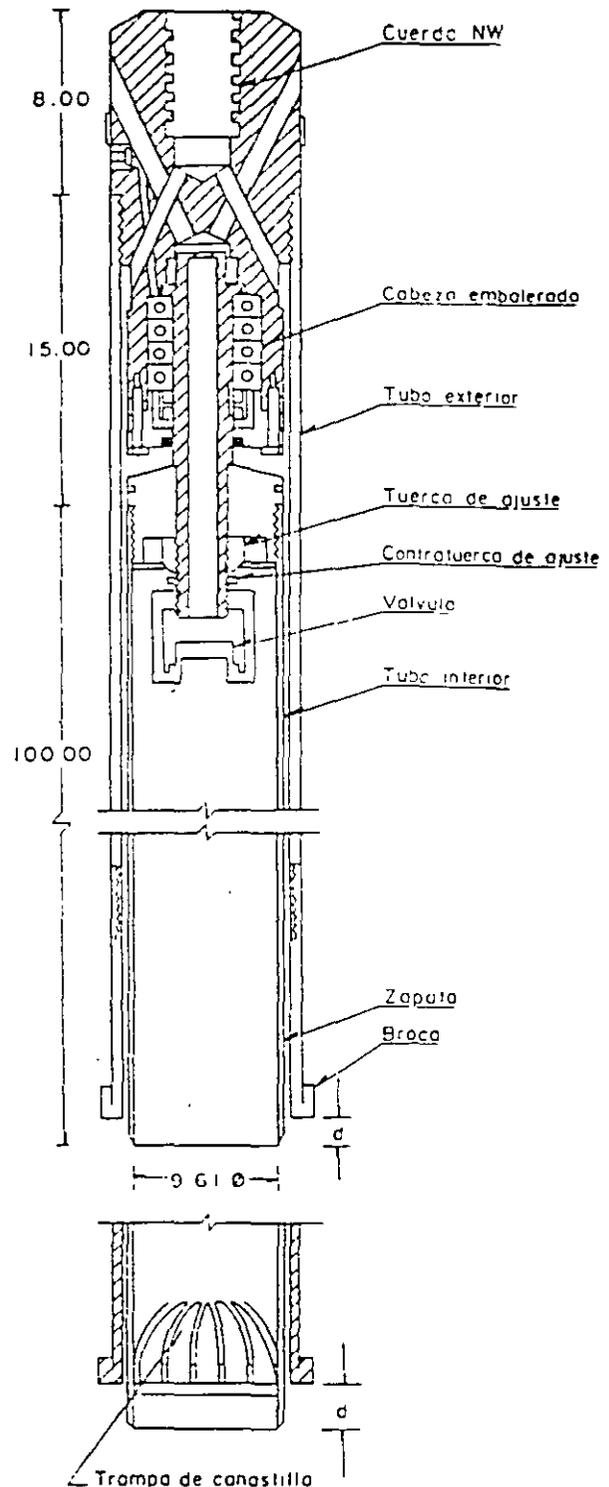
Para el muestreo de materiales granulares conviene adaptarle una trampa de canastilla, formada por lengüetas de lámina de acero flexible (fig 1).

3. OPERACION DEL EQUIPO

Antes de introducir el muestreador al sondeo se debe ajustar la distancia d , entre el tubo interior y la broca (fig 2), de acuerdo con el material que se va a muestrear; también se necesita verificar que la cabeza esté limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hince la profundidad d , para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. Durante el muestreo, la máquina perforadora transmite, a través de la columna de barras, rotación y fuerza vertical; la primera varía entre 50 rpm para materiales blandos y 200 rpm para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 1 ton.

Una vez que se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no pueda avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial y se deja reposar tres minutos a fin de permitir que la muestra expanda; después se gira para romper el espécimen por la base y posteriormente extraer el muestreador.

La extracción del material que corta la broca, así como el enfriamiento de la misma se hace con un fluido de perforación que circula por el espacio anular que dejan los dos tubos. En muestreos arriba del nivel freático se debe utilizar aire; podría ser admisible emplear lodo, condicionando a comprobar que la contaminación que induce a la muestra sea tolerable. En muestreos abajo del nivel freático es factible utilizar agua o lodo. Las características de este lodo se discuten en



Ajuste d , entre broca y tubo interior

Tipo de suelo	d , en cm
Blando	2
Duro	0.5
Muy duro	0 o el menor

FIG 1 MUESTREADOR DENISON

la ref 1. La presión de operación del fluido de perforación debe ser la mínima necesaria, para mantener limpia la perforación.

4. COMENTARIOS

El empleo de este muestreador con lodo de perforación generalmente induce contaminación en las arcillas que se localizan abajo del nivel freático, así como el lavado de lentos de arena típicas del subsuelo de la Ciudad de México; por ello generalmente se obtienen mejores muestras con el tubo dentado de rotación (inciso 3.4.6). El barril Denison es el mejor muestreador para las tobas duras, cuidando de utilizar aire como fluido de perforación, cuando se muestrea arriba del nivel freático.

El control y protección de las muestras se presenta en el anexo 1.

5. REFERENCIA

1. Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Norma PEMEX 2.214.05, México, D.F. (1976).

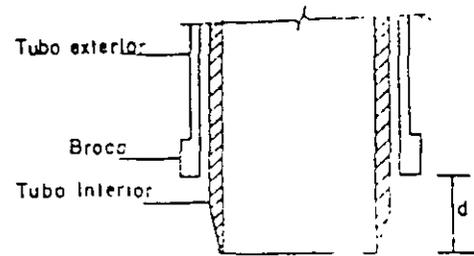


FIG 2 AJUSTE DEL MUESTREADOR DENISON

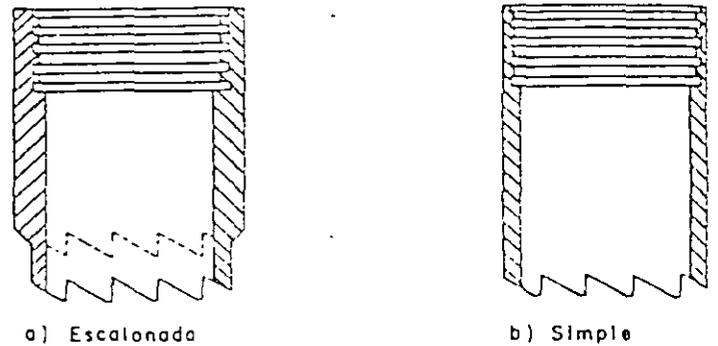


FIG 3 TIPOS DE BROCA DENISON

TABLA 1 DIMENSIONES DEL MUESTREADOR DENISON, EN cm

Diámetro nominal	Tubo interior				Tubo exterior				Barras de operación
	D_e	D_i	D_m	L	D_e	D_i	L	Lm	
7.5	7.62	7.22	7.17	75	8.52	7.92	90	60	BW
10.0	10.16	9.76	9.71	90	11.16	10.46	105	75	NW

donde:

- | | | | |
|-------|------------------------|----|------------------------|
| D_e | diámetro exterior | L | longitud de tubo |
| D_i | diámetro interior | Lm | longitud de la muestra |
| D_m | diámetro de la muestra | | |

Anexo 1 Control y protección de las muestras inalteradas

1. OBJETIVO

Definir los cuidados necesarios que se deben tener para el control y protección de las muestras obtenidas con los muestreadores de pared delgada, dentado o Denison.

2. REGISTRO DE CAMPO

La información de campo se recopilará en un registro como el de la fig 1, con los datos que se vayan obteniendo durante la ejecución del sondeo. Conviene utilizar la notación de la Tabla 2 para simplificar la presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución del sondeo.

Se recomienda que el ingeniero encargado de los trabajos de campo dibuje el perfil estratigráfico del sondeo, porque su interpretación será la más confiable; en su dibujo deberá utilizar los símbolos gráficos de la tabla 1.

3. CALIDAD DEL MUESTREO

El resultado final del muestreo selectivo es la obtención de especímenes inalterados de la mejor calidad posible, además del índice de calidad que proporciona el porcentaje de recuperación. En campo, se revisarán ambos extremos de cada tubo para comprobar que la apariencia del suelo sea inalterada y que no exista fracturamiento hidráulico, fisuramiento, remoldeo, etc. Los especímenes que hayan sufrido alguna alteración no servirán para ser ensayados en pruebas de laboratorio de resistencia o deformabilidad. El ingeniero encargado de los trabajos de campo deberá supervisar la correcta aplicación de las técnicas de perforación y muestreo para alcanzar la calidad requerida.

El porcentaje de recuperación de cada muestra, Rec en el registro de la fig 1, expresa cualitativamente la calidad de muestreo; la manera de definir la recuperación se presenta en la expresión 1 y en la Tabla 2 se dan valores indicativos de la calidad.

TABLA 1 ABREVIATURAS Y SIMBOLOS PARA FORMULAR LOS REGISTROS DE CAMPO

Notación	Significado	Simbología	Significado
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos		Arcilla
G	Grava		Limo
S	Arena		Arena
M	Limo		Grava
C	Arcilla		Bolcos
O	Suelo Orgánico		Relleno
pt	Turba		Raíces
W	Bien graduado		Turba
P	Mal graduado		Conchas y fósiles
L	Baja plasticidad		Nivel freático
H	Alta plasticidad		Superficie del terreno
SPT	Prueba de penetración estándar		Concreto
N	Número de golpes en SPT		Diámetro
NF	Nivel freático		
PCA	Pozo a cielo abierto		
BT	Broca tricónica		
DG	Broca tipo Drag		
F-3	Muestra alterada en frasco, No. 3		
B-4	Muestra alterada en bolsa, No. 4		
F-2L	Muestra lavada en frasco, No. 2		
MI-8	Muestra labrada in situ, No. 8		
TS-12	Tubo Shelby No. 12		
TD-9	Barril Denison No. 9		
TR-5	Tubo rotatorio dentado No. 5		
NXL-6	Muestra de roca No. 6 tomada con barril		
Rec 45/75	45 cm de recuperación en 75 cm muestreados		
50/10	50 golpes en 10 cm en SPT		
EV, AW, EW, NW	Barras de perforación		
NW, HW	Ademes		
BWL, NXL	Barriles muestreadores serie L		
PA	Pérdida de agua o lodo de perforación		

TABLA 2 RECUPERACION DE MUESTRAS

Recuperación. en %	Calidad
Rec = 100	Excelente
Rec = 80%	Buena
50 < Rec < 80	Mala
Rec ≤ 50	Inaceptable

$$Rec = \frac{L}{H} \cdot 100$$

(1)

donde:

Rec Recuperación
 L Longitud recuperada
 H Longitud muestreada

REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEO	M-14	NIV FREATICO	HOJA
	LOCALIZACION	X:	MAQUINA	FECHA
	Y:	Z:	OPERADOR	SUPERVISION
			E López	Ing. Cuatrecasas

Prof m	Clasificación de Campo	Muestra No	N (SPT)			Muestreo		Ademe Prof	Hora
			1 15 cm	2 15 cm	3 15 cm	Pre-sión	Rec		
	CL Café	F-1	10	15	25	-	-	-	8:30
	CL Café con arena	F-2	10	20	30/4	-	-	-	9:00
	CH Arena gris	TR-1	-	-	-	-	20/30	-	10:00 (1)
	CH " "	F-3	10	35	35	-	-	-	10:30
	CH " "	TR-2	-	-	-	-	30/30	-	11:10 (2)
	SW fina gris	F-4	5	10	15	-	-	-	11:50 (3)
	"	F-5	5	20	30	-	-	-	12:10
	"	F-6	5	25	35	-	-	-	12:40 (4)
	CL Café	F-7	5	10	20	-	-	-	13:00
	CL Café	TR-3	-	-	-	-	20/30	-	13:20
		TR-9	-	-	-	-	-	-	13:30 (5)
		F-8	-	-	-	-	-	-	

DATOS FICTICIOS

NOTAS	1) La CH empezó a los 4.5 m
	2) La parte inferior del TR-2 es SW
	3) La SW empieza a 12.0 m, se perdió el agua de perforación
	4) Se tiene azúcar y se decidió parar ademe
	5) Se perdió la muestra, probablemente era arena

FIG 1 REGISTRO DE CAMPO

PROTECCION DE LAS MUESTRAS

Las muestras contenidas en los tubos se someterán al siguiente tratamiento: después de desmontar el tubo de la cabeza que lo sostiene, se coloca en el soporte para especímenes de la fig 2, con la parte inferior de la muestra hacia abajo; se limpia la superficie exterior; los azolves del interior se eliminan con la veleta de la fig 3; en seguida se coloca el sello mecánico de la fig 4, o se vierte una mezcla caliente de parafina con brea (15% de brea a 70°C), para formar un sello de 0.7 cm de espesor. A continuación se invierte la posición del tubo, se extrae 1.0 cm de muestra con la veleta o con una espátula para hacer lugar al sello mecánico o

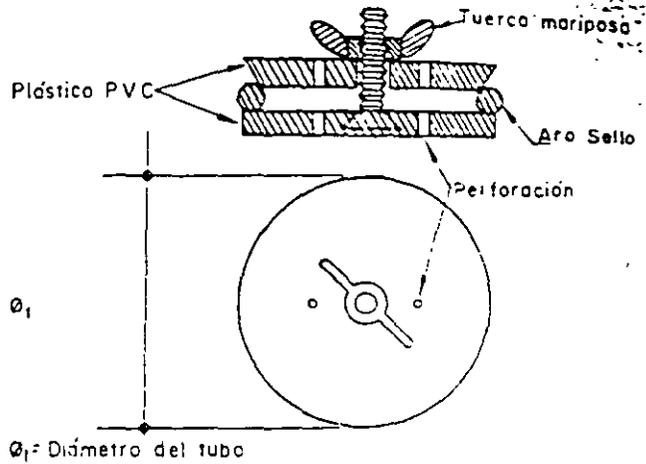


FIG 4 SELLO MECANICO

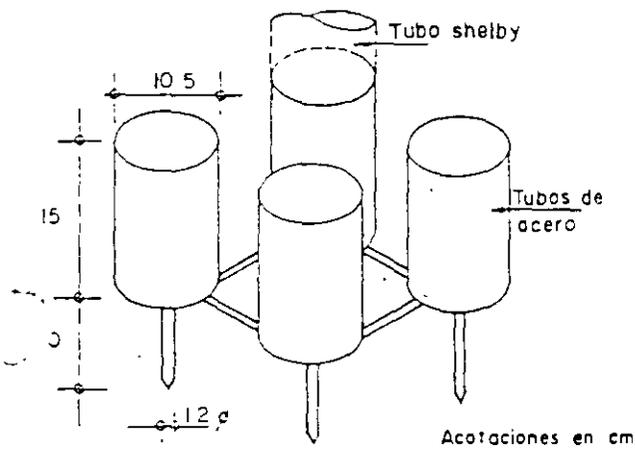


FIG 2 SOPORTE PARA MUESTRAS

Use tinta indeleble o recubre con parafina

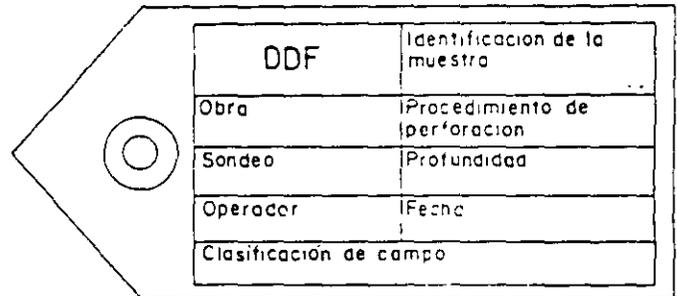


FIG 5 ETIQUETA PARA IDENTIFICACION DE MUESTRAS

el de parafina con brea; con el material extraído se clasifica en campo el suelo. En seguida se identifica el tubo adhiriéndole una etiqueta (fig 5), señalando además la parte superior de la muestra.

5. TRANSPORTE DE LAS MUESTRAS

Las muestras inalteradas contenidas en tubos deben transportarse en cajas de madera para tres o cuatro especímenes, recubiertas interiormente con espuma de poliuretano de 5 cm de espesor, cuidando que no sufran golpes ni vibraciones que dañen su estructura.

6. EXTRACCION DE LAS MUESTRAS EN EL LABORATORIO

En el laboratorio se cortarán los tubos en segmentos de 20 a 25 cm de longitud, para posteriormente extraer a presión los segmentos de muestra; esta restricción debe imponerse, para asegurarse que los esfuerzos que se aplican a la muestra no le produzcan excesiva alteración.

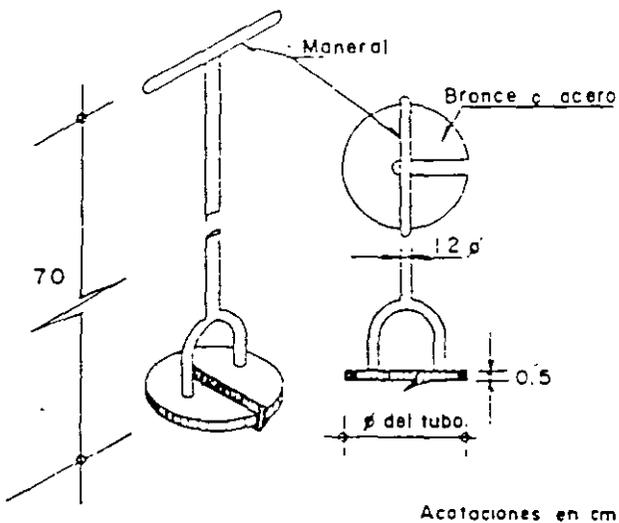


FIG 3 VELETA PARA LIMPIAR TUBOS

3.5 TECNICAS DE PERFORACION

1. OBJETIVOS

La realización de un sondeo implica la ejecución alternada del muestreo, del avance y rimado de la perforación; por ello, la técnica de perforación que se utilice es una parte fundamental del trabajo de campo que influye en la calidad del muestreo.

2. EQUIPO

Máquina perforadora rotatoria. En relación con estas máquinas debe tenerse en cuenta que se han diseñado para dos objetivos distintos: a) para exploración minera y geológica, en la que predomina la perforación en roca y frecuentemente se realiza desde túneles y galerías; en este campo se requieren máquinas capaces de desplazarse en laderas, con velocidades de rotación mayores de 700 rpm, de preferencia compactas y en las que la longitud de carrera del vástago de perforación no tiene mucha importancia (la máquina Longyear de la tabla 1, es ejemplo típico de esas perforadoras mineras); y b) para exploración geotécnica se han desarrollado máquinas montadas en vehículos o remolques de gran movilidad, con velocidades de rotación menores de 800 rpm y longitud del vástago de perforación mayor de 1.5 m (sus características se presentan en la tabla 1).

La diferencia fundamental entre ambos tipos de perforadoras radica en la longitud del vástago de perforación. Advertiendo que la operación de los muestreadores de suelos requiere carreras mínimas de 75 cm, resulta entonces que las perforadoras mineras únicamente pueden operar en dos etapas de avance (carrera de 60 cm); lo que necesariamente induce alteración y remoldeo en las muestras, como consecuencia de la adherencia que se desarrolla durante la interrupción.

Máquina perforadora de percusión. El uso de estas máquinas debe evitarse en los sondeos geotécnicos, porque alteran significativamente el suelo.

Bombas de presión. La bomba para perforación debe ser capaz de operar con lodos bentoníticos. Las bombas más comunes son las de cavidad progresiva descritas en la tabla 2, sin embargo, para sondeos poco profundos ($h < 50$ m) se han venido utilizando bombas centrífugas de alta presión, sabiendo que sus impulsores quedan sujetos a un desgaste importante.

Barras y ademes. Las dimensiones y pesos de las barras y ademes de perforación aparecen en las tablas 3 y 4. Las barras EW se utilizan para la penetración del cono eléctrico, las AW y BW son las de empleo más general y las NW son poco recomendables para el muestreo de suelos. En cuanto a los ademes, se observa que sus diámetros interiores, de 76 y 101 mm, limitan el diámetro de

los muestreadores que pueden pasar a través de ellos; por eso en sondeos en los que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro, queda obligado el uso de lodos de perforación que eliminen la necesidad del ademe metálico.

Brocas de perforación. Se mencionan en el inciso 3.7.

3. OPERACION DEL EQUIPO

El procedimiento de perforación se debe elegir teniendo presente que en la realización de sondeos en la Ciudad de México existen condiciones de subsuelo que varían entre dos extremos: a) los suelos blandos del lago, con nivel freático superficial, y b) los suelos duros y tobas de las zonas de transición y las Lomas, en los que el nivel freático puede ser profundo y los suelos secos. A continuación se hace un análisis de ambos casos.

3.1 Perforación en suelos blandos

En estos suelos es fácil inducir fisuramientos y remoldeo en el fondo de la perforación, lo que hace imposible obtener muestras *verdaderamente inalteradas*; a continuación describen esas limitaciones, ilustradas también en la fig 1.

Perforación a rotación y por lavado. Actualmente, la perforación a rotación con broca tricónica es la técnica más común para la ejecución de sondeos; por su parte, la perforación por lavado ha caído en desuso. En ambas técnicas se utiliza como fluido de perforación agua o lodo bentonítico que genera: a) un incremento de presión hidrostática debido al peso de la columna de fluido comprendido entre el brocal de la perforación y la posición del nivel freático; y b) periodos de presión hidrodinámica, cuya magnitud es función de la capacidad de la bomba utilizada (fig 1).

Cuando se perfora con alguna de estas técnicas, se observan frecuentes pérdidas del fluido de perforación, y las muestras que se rescatan de esas profundidades resultan casi siempre fisuradas. Considerando que las brocas tricónicas son innecesarias en suelos blandos, principalmente porque tienen chiflones que afectan el suelo, se ha ensayado una broca de aletas (fig 2), en la que los chiflones de agua inciden en las aletas y no directamente en el suelo; sin embargo, con esta broca también se generan fisuras en la masa de suelo originadas por la presión hidrodinámica (ref 1) como se muestran específicamente en la figura 3 (ref 2) acuerdo con los volúmenes de fluido que se pierden se estima que esas fisuras llegan a tener espesores hasta de 2 cm y diámetros de 10 m; esto se ha podido comprobar cuando se hacen sondeos cercanos.

TABLA 1 CARACTERISTICAS DE LAS MAQUINAS DE PERFORACION

Máquina	Peso, en kg	Capacidad, en m,		Fuerza de empuje, en kg	Velocidad de rotación, en rpm	Par máximo, en kg-m	Carrera de perforación, en m	Potencia, en hp
		Espirales 4 1/2"	Diámetro NW					
Longyear (*) Mod. 34	1130	-	260	3200	22-1510	-	0.6	36
Mobile Drill Mod. B53	1826	75	300	8568	27-716	824	1.2	97
Mobile Drill Mod. B61	3721	90	450	4800	65-850	1230	1.7	97
Acker Mod. AD II	2310	76	300	7200	55-553	612	1.0	50
Acker Mod. MP50	1996	46	300	3200	43-287	518	1.8	48
SIMCO d. 2800 Hs.	1200	35	90	2950	0-300	207	1.9	32
CME Mod. 55	2720	75	300	7257	100-650	970	1.8	-
CME Mod. 45	1280	45	150	4080	75-475	414	1.7	36

(*) Máquina para exploración minera y geológica

TABLA 2 CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS

Marca	Tipo	Gasto, en l/min	Presión, en kg/cm ²	Potencia, en hp	Diámetros, en pulg.	Maneja
Moyno Mod. 3L6	Cavidad progresiva	162	16	7.5	3 x 2	Lodos densos
Barnes Mod. Caracol	Centrífuga de alta presión	150	8	10	3 x 2	Lodos medios

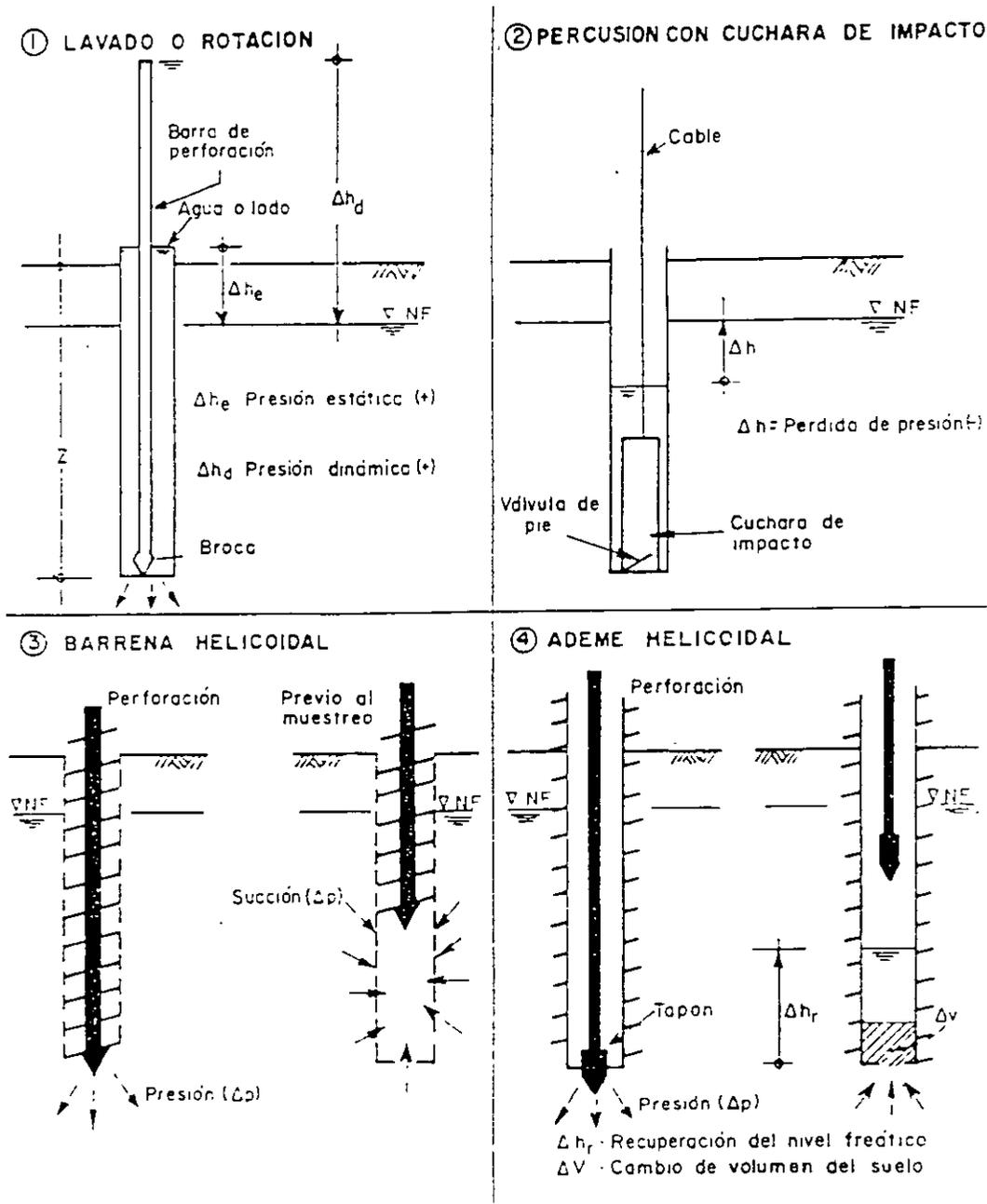


FIG 1 LIMITACIONES DE LOS PROCEDIMIENTOS DE PERFORACION CONVENCIONALES

Como conclusión, se puede decir que las muestras que se obtienen con estas técnicas de perforación, frecuentemente resultan fisuradas; estas fisuras se identifican fácilmente por la bentonita o azolve que penetra en ellas y por ello no son útiles para obtener confiablemente las propiedades mecánicas de esos suelos.

Perforación con cuchara de impacto. Esta técnica ha sido casi abandonada por su lentitud; además, como se observa en la fig 1, provoca depresión en el nivel del agua dentro de la perforación, que genera una condi-

ción de flujo de agua del suelo. Como la perforación avanza por los impactos de la cuchara, necesariamente se remoldea el suelo; por ello, la parte superior de todas las muestras exhibe alteración y remoldeo.

Perforación con barrena helicoidal. Se utilizó hace casi dos décadas (ref 3) y se abandonó porque extrae suelo por efecto de tornillo, y al sacar la columna de barras, se desarrolla succión que frecuentemente colapsa al suelo (fig 1). Las muestras que se llegan a obtener están siempre remoldeadas.

TABLA 3 MEDIDAS DE LAS BARRAS DE PERFORACION MAS USUALES

Barra	ϕ_e		ϕ_i		ϕ_c		Peso, en kg/ml	Cuerdas por pulgada
	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm		
EW	1 3/3	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	4.6	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	15.9	6.5	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	6.2	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	8.0	3

Longitud estándar: 3.05 m (10 pies)

 ϕ_e diámetro exterior ϕ_i diámetro interior ϕ_c diámetro interior del cople

TABLA 4 MEDIDAS DE LOS ADEMES MAS USUALES

Ademe	ϕ_e		ϕ_i		Peso, en kg/m	Cuerdas por pulgada
	pulg	mm	pulg	mm		
NW	3 1/2	88.9	2	76.2	12.8	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	16.8	4

 ϕ_e diámetro exterior ϕ_i diámetro interior

Perforación con ademe helicoidal. Al igual que el anterior este método se utilizó y abandonó (ref 3); con esta herramienta también se extrae suelo durante el avance y se genera deformación volumétrica cuando se quita el tapón central del ademe (fig 1).

El ademe helicoidal ha funcionado satisfactoriamente en aluviones, perforando sin el tapón central, permitiendo que la arena y grava penetren sin presión al interior del ademe y después lavándolo con broca (ref 4); en arcillas blandas no es admisible adoptar este procedimiento, por el remoldeo que induce al suelo.

Perforación con posteadora-rimadora. Las limitaciones de los sistemas de perforación descritos tienen tres características principales: a) el fluido de perforación aplica incrementos o decrementos de presión hidráulica en relación con la posición del nivel freático, b) el fondo de la perforación sufre la acción del chiflón de la broca o de la cuchara de impacto, y c) las herramientas helicoidales extraen el suelo por el efecto de tornillo.

La posteadora-rimadora de la fig 4 evita todas esas limitaciones, como se observa en la fig 5, ya que opera suavemente sin im-

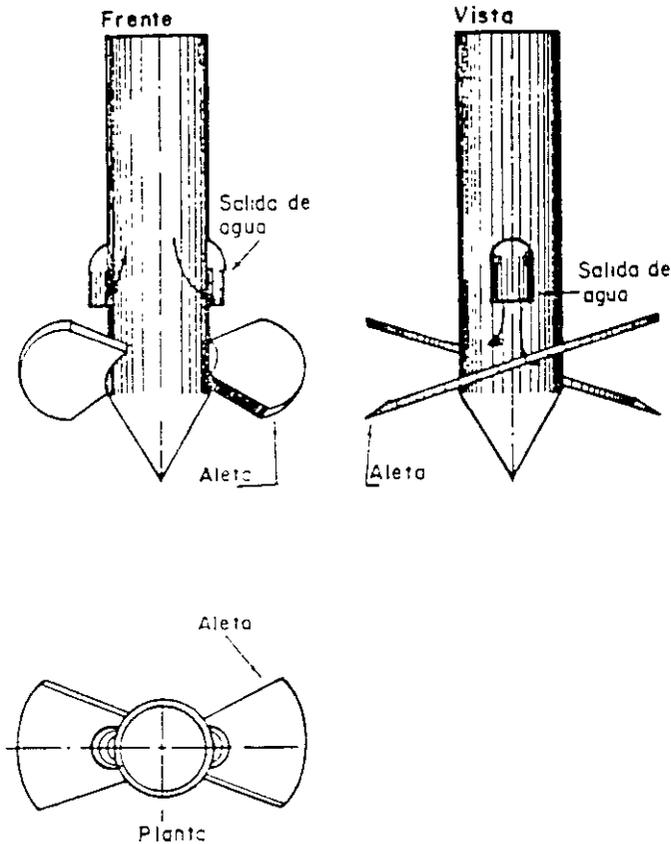


FIG 2 BROCA DE ALETAS

pactos y los huecos laterales que deja impiden la succión; además, agregando gradualmente lodo bentonítico y manteniéndolo a la altura del nivel freático, los cambios de esfuerzos son muy pequeños. Con esta técnica se han podido rescatar muestras de excelente calidad y exentas de fisuras (refs 2 y 5).

La utilización de esta herramienta de perforación en sondeos con muestreo selectivo inalterado, debe combinarse con la broca de aletas; la manera de operar sería: a) perforar con broca de aletas hasta una profundidad de 1.0 m por arriba de la de muestreo, b) perforar con la posteara-rimadora el tramo faltante de 1.0 m, c) postrear con el tubo de pared delgada o dentado y c) perforar de nuevo con la broca de aletas.

3.2 Suelos duros (abajo del nivel freático)

En este tipo de suelos se puede recurrir a la perforación a rotación con broca escalonada (tipo drag) y aún a la tricónica. Como fluido de perforación se pueden utilizar agua o lodo bentonítico.

3.3 Suelos duros (arriba del nivel freático)

En estos suelos la perforación debe hacerse sin agua o lodo, porque son susceptibles a sufrir cambios en sus propiedades mecánicas

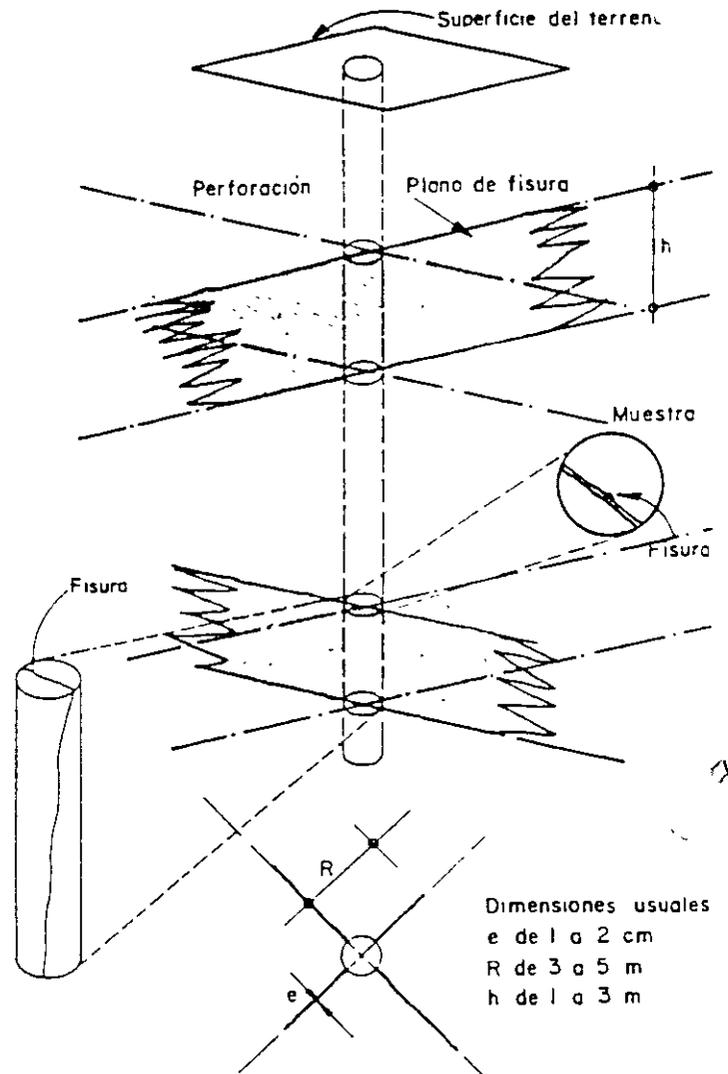


FIG 3 FISURAMIENTO HIDRAULICO

como consecuencia del humedecimiento que se les puede inducir.

Esta limitación obliga a elegir entre hacer la perforación con barrenas helicoidales o con aire a presión, como se describe a continuación; sólo podrá usarse lodo si se admite cierto nivel de alteración en las muestras, aún extrayéndolas del muestreador inmediatamente y cortándoles el perímetro alterado.

Perforación con barrenas helicoidales. Esta técnica puede utilizarse libremente para la perforación de suelos secos.

Perforación con aire a presión. Puede utilizarse en dos formas diferentes: a) con equipo y herramienta convencionales de la perforación a rotación, recurriendo al aire como fluido de perforación para enfriar la broca y transportar los detritus de perforación a la superficie, y b) mediante martillos neumáticos de fondo. En el segundo caso, la máquina de perforación podría ser también de operación neumática; sin embargo, se puede

también operar con una máquina rotatoria convencional (fig 6a), el martillo neumático Stenuick que se muestra esquemáticamente en la fig 6b. Estos martillos generan el impacto en el fondo de la perforación cuando el aire acciona al percutor y éste a la broca.

En la fig 6b se muestra la manera de instalar este equipo y en la 6c el detalle del ciclón de recuperación de los *detritus* de la perforación, que permiten la identificación precisa de los materiales que corta la broca o martillo con que se perfora. Como el tiempo que transcurre entre el corte del material y su traslado a la bolsa de polietileno resulta muy breve, se puede admitir que los materiales que se van depositando corresponden exactamente a la profundidad a la que se localiza la broca o martillo.

Al aplicar esta técnica de perforación se debe registrar la velocidad de penetración y la presión aplicada a la broca o martillo, porque son parámetros muy sensibles para inferir las condiciones estratigráficas de un sitio; adicionalmente, la vibración, y nivel de ruido de la perforación son también buenos indicadores.

4 REFERENCIAS

1. ISSMFE, "The international manual for sampling of soft soils", Sub-Committee on Soil Sampling (1980)
2. Santoyo, E, "Exploración geotécnica de la zona instrumentada cercana a la lumbreira No. 6", Instituto de Ingeniería, UNAM (1981)
3. SOLUM, "Diversos trabajos de exploración en la Ciudad de México" (1962-1967)
4. Petróleos Mexicanos, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Normas PEMEX 2.014.05, México, D.F. (1967)
5. TGC-69 "Informe de la exploración geotécnica del Metro. Tramo Lagunilla-Fray Servando", México, D.F. (1984)

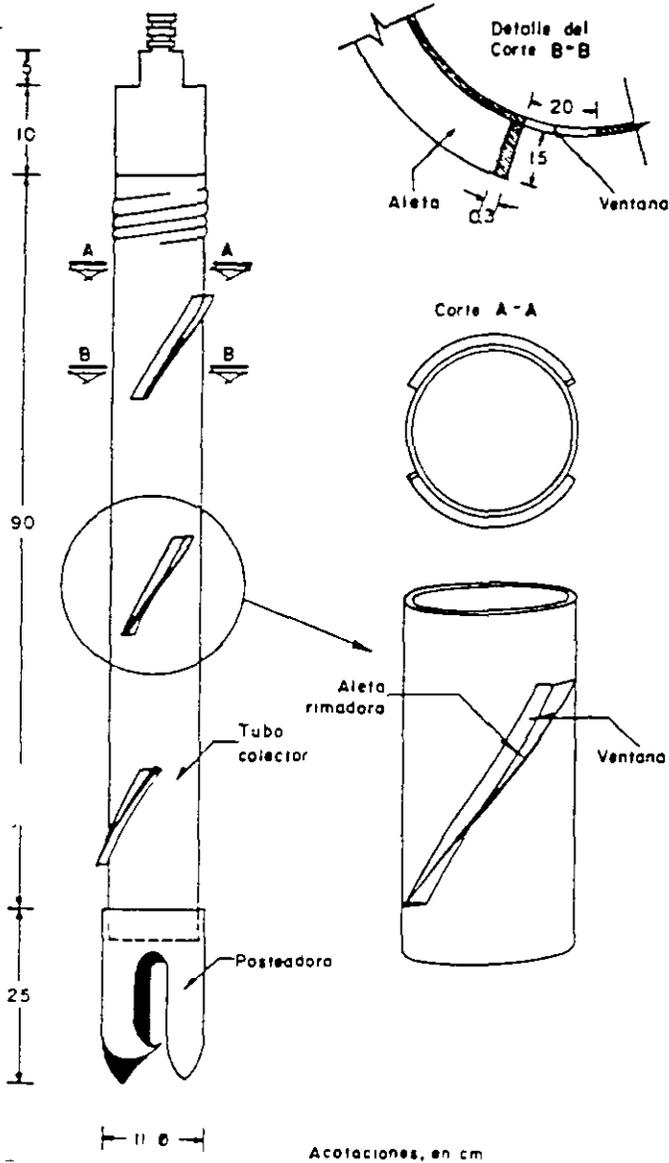


FIG 4 POSTEADORA-RIMADORA

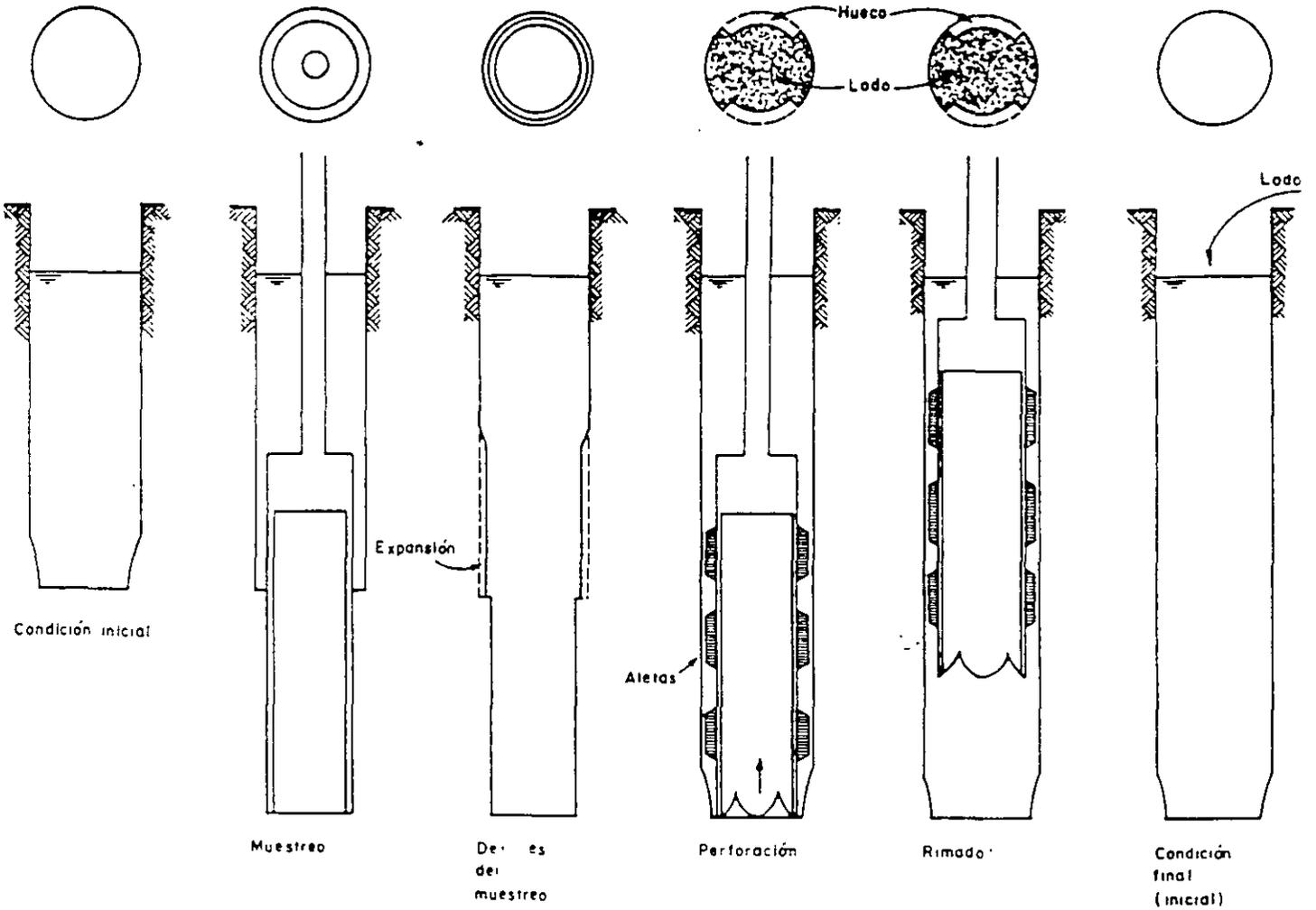


FIG 5 PERFORACION CON LA POSTEADORA-RIMADORA

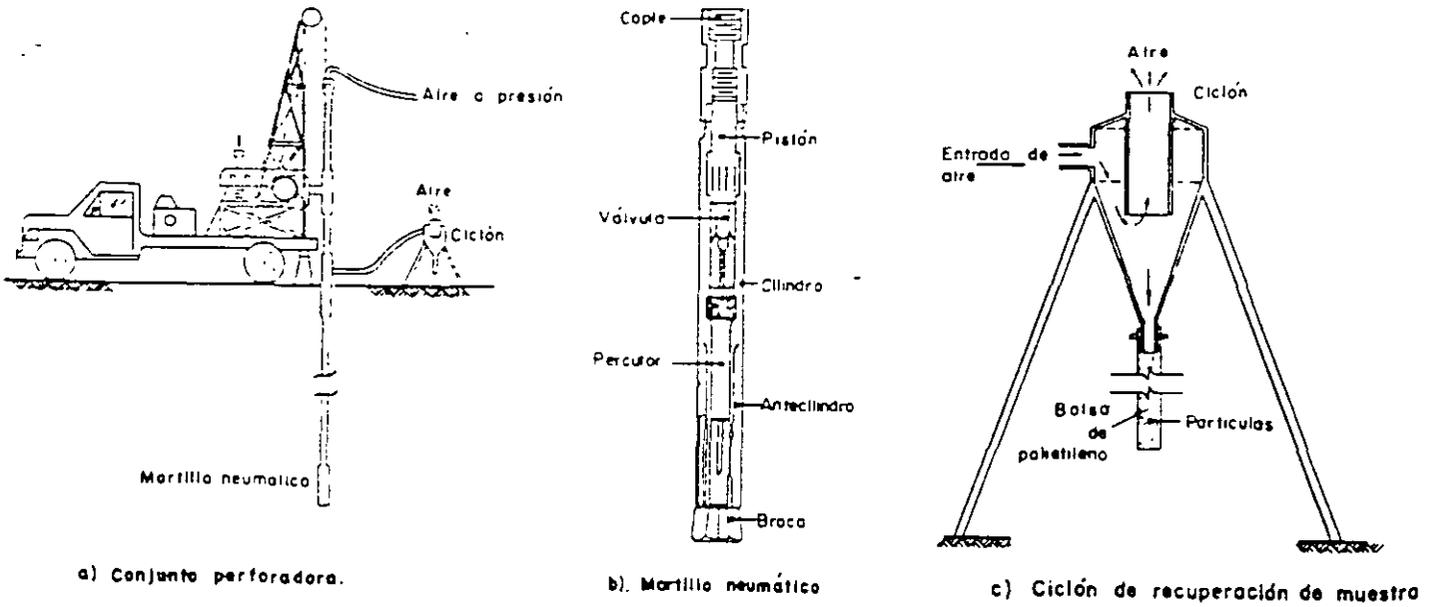


FIG 6 MUESTREO A PERCUSION

3.6 DETECCION DE CAVERNAS

1. OBJETIVO

Localizar las minas subterráneas de la zona poniente de la Ciudad de México debido a que la estabilidad de las estructuras y las soluciones de construcción de cimentaciones están regidas por la existencia y ubicación de dichas discontinuidades.

2. ZONIFICACION

En la fig. 1 se muestra la zona de lomas donde existen cavidades subterráneas; estas zonas minadas se extienden hacia el Estado de México en colonias como Tecamachalco, La Herradura y Lomas Verdes. Asimismo, en la tabla 1 se presenta un resumen de estudios realizados en varias colonias y fraccionamientos ubicados en las zonas minadas, asignándose cuatro categorías en lo que respecta a su grado de riesgo de falla: alto, medio, bajo y nulo (ref 1).

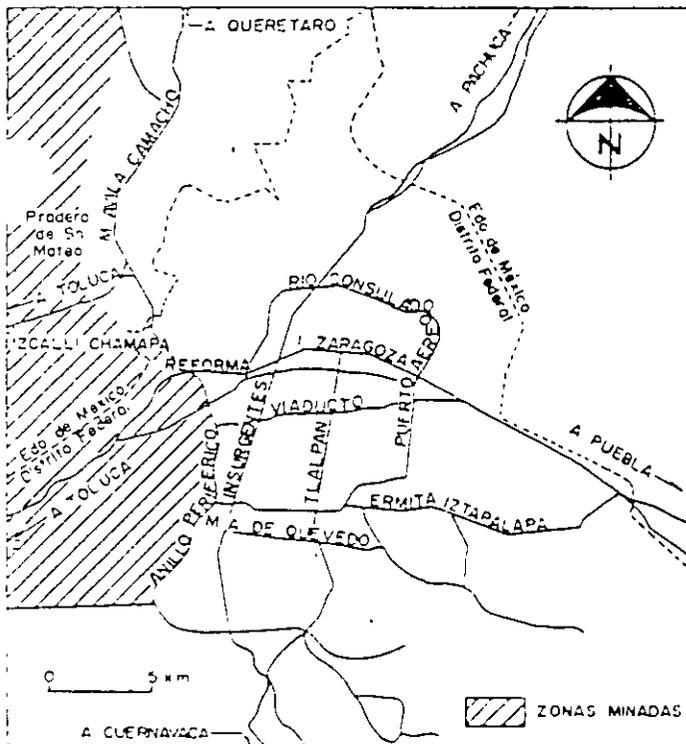


FIG 1 LOCALIZACION DE LAS ZONAS MINADAS

3. INVESTIGACION DE CAVIDADES

A continuación se establece un orden consecutivo de actividades, basado en el reconocimiento directo o indirecto del sitio que se requiere estudiar. En el momento en que se realizan y definen las características de las minas o se dictamina con certeza su ausencia, la exploración de cavidades podrá considerarse terminada, procediéndose entonces a los estudios de detalle para el diseño de las estructuras.

3.1 Fotointerpretación

Como primer paso se deberá efectuar un estudio de interpretación de fotografías aéreas de la misma zona, tomadas en diversas épocas, para reconstruir la historia y los procesos de ataque a que pudo haber estado sometido el sitio de interés.

A partir de una fotointerpretación, complementada con apoyo terrestre, se pueden definir los accesos a las galerías de antiguas minas, los avances de las explotaciones a cielo abierto y la configuración original de las zonas actualmente rellenas. Se podrá determinar además, la época en que se suspendió su explotación y los cambios morfológicos asociados a la urbanización de los predios.

El estudio de fotointerpretación debe complementarse con la inspección física de las laderas y con la clasificación geotécnica y geológica de los afloramientos.

3.2 Reconocimiento superficial

Encuestas; a manera de antecedentes y como información complementaria necesitan recabarse datos entre los habitantes del lugar acerca de la existencia de minas en el área de estudio, sobre todo con aquellos que tengan más tiempo viviendo en el sitio y áreas circunvecinas.

Recorrido del lugar; se realizará un recorrido del área en cuestión, prestando especial cuidado a las barrancas, cañadas y cortes cercanos, para investigar la existencia de bocas de minas, así como de rellenos, muros y construcciones que pudieran ocultarlas. Aunque usualmente las bocamina's son de acceso lateral en laderas, no debe descartarse la existencia de las de tiro vertical o inclinado en terrenos de superficie más o menos horizontal.

Al inspeccionar las laderas de barrancas y cortes se buscará la presencia de capas de arena, grava y materiales pumíticos que fueron o pudieron haber sido objeto de explotación subterránea, anotando su espesor medio y profundidad aproximada respecto a la superficie del terreno.

En caso de encontrar bocas de minas en el área será necesario inspeccionarlas para determinar su desarrollo; el recorrido de las minas servirá para conocer su estado y condiciones de acceso, con miras a programar su exploración por métodos directos.

Además de la existencia de minas deberá investigarse en el recorrido del lugar la ocurrencia de otros problemas comúnmente asociados con ellas, como son la presencia de rellenos superficiales, que suelen encontrarse en estado suelto y que pudieran ser producto de la demolición de bóvedas de cavidades

TABLA 1 GRADO DE PELIGRO DE COLONIAS Y PREDIOS UBICADOS EN LAS ZONAS MINADAS

Colonia o predio	Grado de peligro*			
	A	M	B	N
1. Colonia Barrio Norte	x			
2. Colonia Las Butacas	x			
3. Colonia Las Golondrinas	x			
4. Predio Capula			x	
5. Colonia Jalapa	x			
6. Colonia Real del Monte	x			
7. Colonia Las Palmas	x			
8. Fracc. Aguilas Pilares	x			
9. Colonia Santo Domingo	xt**			
10. Colonia Olivar del Conde	x			
11. Colonia Ampliación Las Aguilas		x		
12. Colonia Lomas de Becerra	x			
13. Fracc. Axomiatla	xr**			
14. Fracc. Lomas de Tarango	x			
15. Cerro de Sn. Nicolás Contreras	x			
16. Col. Piloto A. López Mateos	x			
17. Colonia Gardamarreo	x			
18. Colonia Bulón de las Flores	x			
19. Fracc. Colinas de Tarango		x		
20. Colonia Angostura				x
21. Colonia Puerta Grande	x			
22. Fracc. Xocometla				x
23. Col. Liberación Proletaria		x		
24. Cerro del Peñón	xa**			
25. Colonia Bonanza	x			
26. Fracc. Lomas de las Aguilas	x			
27. Predio El Salitrero				x
28. Colonia Pólvora			x	
29. Mina de Cristo				x
30. Mina Palo Alto			x	
31. Colonia Presidentes		x		
32. Conjunto Habitacional FOVISSSTE		x		
33. Colonia Puente Colorado	x			
34. Colonia San Clemente	x			
35. Fracc. Colinas del Sur			x	
36. Predio Planta de Asfalto			x	
37. Predio Rancho Zamora		x		
38. Predio Batallón de Sn. Patricio				x
39. Colonia Zenón Delgado	x			
40. Tercera Ampliación Cnapultepec		x		
41. Predio Av. Centenario	x			
42. Colonia Butacas	x			
43. Colonia Gamitos				x
44. Colonia América	x			
45. Colonia Preconcreto	x			
46. Primera y Segunda Victorias	x			

* A, alto; M, medio; B, bajo; N, Nulo
 ** a, asentamientos; r, relleno; t, taludes

TABLA 1 GRADO DE PELIGRO DE COLONIAS Y PREDIOS UBICADOS EN LAS ZONAS MINADAS (CONTINUACION)

Colonia o predio		Grado de peligro*			
		A	M	B	N
47.	Predio Compañía de Luz y Fuerza, Belén de las Flores	x			
48.	Predio sobre Av. Las Águilas				x
49.	Fracc. Lomas de Guadalupe				x
50.	Col. Ampliación La Mexicana		x		
51.	Predio Ahuatla (El Pirú)			x	
52.	Colonia Ampliación Alpes	x			
53.	Colonia Estado de Hidalgo				x
54.	Predio junto al río Becerra		x		
55.	Colonia Paraíso	x			
56.	Predio Reforma No. 2300		x		
57.	Colonia La Rosita	xt**			
58.	Colonia Granada Uno y Dos				x
59.	Fracc. Bosques de las Lomas		x		
60.	Predio 198 de la Calle Rosa de Bengala			x	
61.	Colonia Daniel Garza	x			
62.	Colonia Valle de Luces	x			
63.	Predio Banco Nacional de Obras Públicas			x	
64.	Predio Av. Las Águilas	x			
65.	Predio Av. Vasco de Quiroga		x		
66.	Colonia Ajusco			x	
67.	Predio La Loma (Margarita Maza de Juárez)	x			
68.	Edificio en condominio en Av. Las Águilas				x
69.	Unidad Habit. Santa Fe		x		
70.	Predio Lareda Grande	x			
71.	Instituto Nal. de Fruticultura		x		
72.	Colonia El Nopal			x	
73.	Colonia Sr. José de los Cedros				x
74.	Colonia Molino de Rosas	x			
75.	Rancho Sr. José de los Cedros				x
76.	Fraccionamiento Villa Verdún	xr**			
77.	Predio ubicado en la Colonia Molino de Rosas			x	
78.	Unidad Habit. Santo Domingo		x		
79.	Predios de la Delegación Villa Alvaro Oregón	x			
80.	Colonia Los Olivos		x		
81.	Predio La Curva				x
82.	Colonia 12 de Diciembre	x			
83.	Colonia El Yaqui				x
84.	Ampliación El Capulín		x		
85.	Colonia Santa Bárbara	xa**			
86.	Terrenos de antiguas minas, Delegación de Iztapalapa				x

* A, alto; M, medio; B, bajo; N, nulo

** a, asentamientos; r, rellenos; t, taludes

preexistentes; asimismo, investigar la existencia de fenómenos de inestabilidad de laderas en barrancas y cortes, que llegan a originarse por la falla de los techos de minas que de ellas arranquen.

Los resultados y observaciones del reconocimiento superficial se presentarán en un informe escrito que incluya un croquis del área de estudio, en el que se marque la posición relativa de barrancas y cortes, bocaminas, zonas de rellenos, hundimientos, grietas, etc. Se incluirá un anexo fotográfico en el que se ilustren las condiciones y peculiaridades del área.

Cuando del estudio de fotointerpretación y del reconocimiento superficial se concluya categóricamente que no existen minas, la investigación terminará en esta etapa. En caso contrario deberá procederse a una segunda fase de exploración.

3.3 Exploración de cavidades

Si el reconocimiento superficial previo indica la existencia dudosa o comprobada de minas en el área, se llevará a cabo su exploración aplicando los siguientes métodos:

Métodos directos

Se basan en observaciones y mediciones realizadas desde el interior de las cavidades, o bien en excavaciones o perforaciones de tamaño tal que en ellas penetre un hombre. Siempre que en el reconocimiento se descubran bocas o hundimientos accesibles de minas en el área, o que mediante excavaciones, demoliciones, etc., se logre entrar a ellas se procederá a realizar un levantamiento topográfico en planta, detallando el contorno de las cavidades y efectuando una nivelación del piso y clave de las galerías. Este levantamiento deberá ligarse al topográfico superficial del área en estudio.

Se inspeccionará de manera minuciosa las características de los materiales explotados en las paredes, bóveda y piso de las cavidades; asimismo, se definirán cualitativamente las condiciones de alteración y fisuramiento del techo y elementos de soporte, como son paredes y pilares.

Los resultados del levantamiento directo se presentarán en un informe escrito, incluyendo los planos de las minas en planta y elevación, así como secciones típicas y fotografías del sitio. Si el levantamiento total de las minas no fuera posible, o si el reconocimiento previo indicara la posibilidad de otras minas no accesibles, será necesario aplicar los métodos de exploración semidirectos.

Las excavaciones o perforaciones de gran diámetro se incluyen en los métodos directos; en ellas pueden introducirse un hombre para investigar el espesor y características de rellenos superficiales, o para permitir el acceso a minas e iniciar su levantamiento (inciso 3.4.1).

Métodos semidirectos

Consisten en realizar perforaciones de pequeño diámetro desde la superficie del terreno. Se utilizarán en aquellos casos en los que el reconocimiento superficial no haya permitido asegurar la ausencia de minas, o cuando las condiciones actuales de éstas no permitan su exploración directa. La aplicación de estos métodos puede resultar indicada en los siguientes casos:

- En predios con dimensiones reducidas, limitados por colindancias
- En terrenos que en la actualidad estén cubiertos totalmente por construcciones
- En predios con hundimientos o grietas en la superficie

Perforación sin muestreo. La práctica más común ha sido utilizar máquinas de perforación diseñadas para el muestreo de rocas, con brocas tricónicas de 7.5 a 10 cm de diámetro como herramienta de avance y agua como fluido de perforación. El operador de la máquina percibe la presencia de alguna discontinuidad cuando la columna de barras baja bruscamente y al mismo tiempo se pierde el agua de perforación.

La necesidad de reducir los costos de exploración obliga a analizar críticamente estos y otros procedimientos de perforación con muestreo, que se emplean para la exploración de cavernas.

Alternativamente, con una máquina de perforación neumática con broca tipo Drag se puede alcanzar una excelente eficiencia y, por tanto, menor costo de perforación (fig. 2). Con ella se tiene también la opción del uso del martillo neumático de 80 mm, que se muestra en la fig. 3; con esta herramienta se puede operar en tobas muy duras o bloques de roca.

La acción del martillo se hace con aire a una presión de 5 kg/cm² y velocidades de rotación de 45 rpm.

El procedimiento para identificar una caverna consiste en observar el cambio de intensidad del ruido durante la perforación y la ausencia de retorno de aire; cuando esto ocurre se debe suspender la inyección de aire y operar únicamente con el mecanismo elevador para determinar la altura de la cavidad.

La mayor dificultad que se ha tenido en las pocas experiencias realizadas con esta técnica es la falta de habilidad de los operadores, lo que obliga a mantener una supervisión muy cuidadosa; aún así, el rendimiento que se ha logrado en las zonas minadas es hasta de 12 m/h, sin duda muy superior a lo que puede alcanzarse con otros métodos de perforación.

Perforación con muestreo. Otro aspecto que debe considerarse en la exploración de zonas minadas es la obtención de muestras; en esos

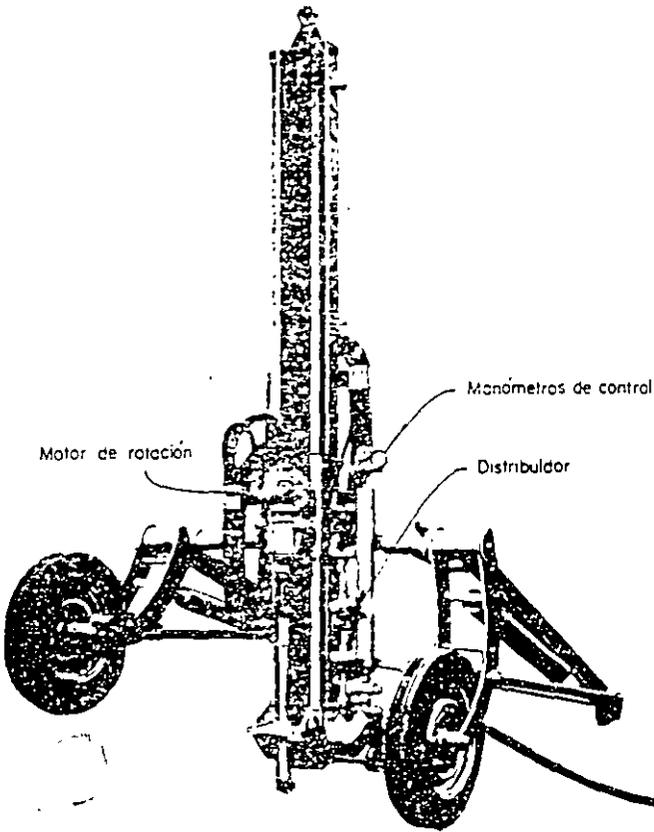


FIG 2 PERFORADORA NEUMÁTICA (STENUICK)

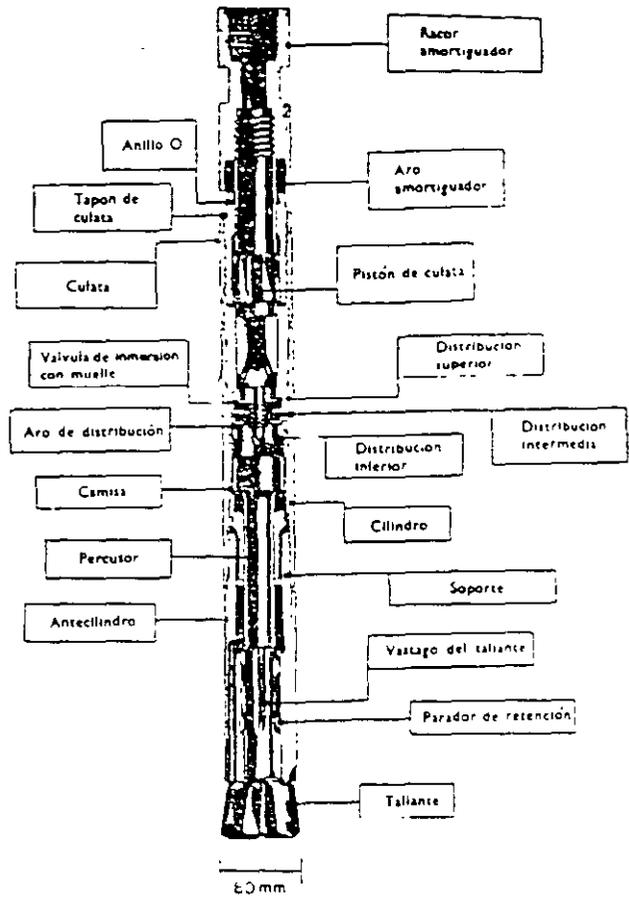


FIG 3 MARTILLO NEUMÁTICO

suelos secos, la perforación debe hacerse con agua o lodo, porque son suelos susceptibles a sufrir cambios en sus propiedades mecánicas como consecuencia del humedecimiento que se induce a ellos. Esta limitación para el muestreo obliga a elegir entre la perforación con barrenas helicoidales, o con aire a presión.

La perforación con barrena helicoidal puede utilizarse libremente en suelos secos; por su parte, la perforación con aire a presión puede realizarse en dos formas diferentes: a) empleando martillos neumáticos de fondo como ya se mencionó, y b) con el equipo y herramientas convencionales de la perforación a rotación, recurriendo al aire para enfriar la broca y transportar los detritus de perforación a la superficie, según se describe en el inciso 3.5.

Se puede también recurrir al muestreo con el tipo Denison, manteniendo el aire como fluido de perforación, para evitar la alteración de la muestra.

Métodos indirectos

Dentro de los procedimientos de exploración indirecta pueden distinguirse los métodos geofísicos clásicos, como la magnetometría, los sísmicos (reflexión y refracción), la gravimetría y los métodos eléctricos. A continuación se comentan algunas de sus limitaciones para la detección de cavernas.

Métodos magnéticos. Sus resultados son muy dudosos, ya que las fluctuaciones observadas pueden interpretarse de muchas maneras (variaciones de susceptibilidad magnética entre estratos, variaciones del nivel freático, etc.) y no existe una relación casual con las minas.

Métodos gravimétricos. En el caso de cavidades en tobas volcánicas, como sucede en la zona poniente del Distrito Federal, la utilidad del método es poco aconsejable debido a que el contraste de densidades es mínimo y las cavernas son irregulares y más bien pequeñas. Además, muchas veces existen capas superficiales duras, de espesor variable, que no permiten la detección de anomalías más profundas.

Microgravimetría. Su uso en la detección de cavidades en tobas y cenizas volcánicas es poco eficaz, ya que la necesidad de hacer un levantamiento detallado de todos los obstáculos e irregularidades del terreno lo hace económicamente prohibitivo en la mayoría de los casos.

Métodos sísmicos. El método sísmico por refracción no es adecuado para detectar cavidades ocultas de cualquier tamaño; la oquedad subterránea no puede compararse con la superficie continua que limita dos medios de características mecánicas diferentes.

Una mina es más equiparable a una variación de compacidad dentro de un mismo medio, que se refleja en un ligero y local retraso en el tiempo de propagación de las ondas sísmicas.

El empleo del método sísmico de reflexión a poca profundidad está poco desarrollado para resolver problemas de Ingeniería Civil. Tratándose de túneles de minas, estos no representan superficies en las cuales se puedan reflejar las ondas sísmicas emitidas desde la superficie, las cuales atraviesan las oquedades sin alterarse prácticamente en su trayecto.

Métodos eléctricos. Dentro de las técnicas que ofrecen los métodos eléctricos, los que interesan para fines de Ingeniería Civil se reducen prácticamente a dos: el método de caídas de potencial y el de medición de resistividades. Sin embargo, en el caso de la zona poniente de la Ciudad de México, los estudios se realizan en áreas urbanas donde existen líneas de alta tensión o ductos enterrados a poca profundidad (obras de drenaje, agua potable, etc.) y la calidad de la

información es fuertemente alterada por todas estas instalaciones. Asimismo, se tienen otros factores que limitan la aplicación de los métodos geoelectrónicos, como son las condiciones topográficas abruptas, el relleno artificial de cavidades y la existencia de estratos que dificultan el flujo de la corriente eléctrica.

4. COMENTARIOS

La fotointerpretación y las encuestas permiten encauzar eficientemente el reconocimiento superficial del sitio en el que se investiga la existencia de minas. La exploración subsiguiente debe contemplar el uso de perforadoras neumáticas, que reducen significativamente el tiempo y costo de la ejecución.

En caso de requerirse muestreo, éste deberá realizarse sin agua o lodo a fin de evitar la alteración física del suelo por muestrear; para ello pueden usarse equipos rotatorios convencionales, pero con aire como fluido de perforación.

La aplicación de métodos geofísicos en la investigación de cavernas ha demostrado ser poco confiable; las áreas minadas presentan condiciones que afectan los resultados de los diversos métodos y los hacen de difícil interpretación; su uso es de poca aplicación y por tanto, no es recomendable.

5. REFERENCIAS

1. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, "Simposio sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México", México, D.F. (1976)

3.7 BROCAS PARA PERFORACION DE SUELOS

1. GENERALIDADES

Las brocas para la perforación de pozos con máquinas de rotación se eligen de acuerdo con la dureza de los materiales que se van a cortar; en la fig. 3.7.1 se muestra el criterio general para la selección de estas herramientas y a continuación se resumen brevemente sus características y la aplicabilidad que se les puede dar.

2. BROCA TRICONICA

Descripción. Consiste en tres conos giratorios embalados que tienen dientes de abrasión, de forma esférica para rocas duras, y de prismas agudos para rocas blandas (fig. 2a). Se fabrican en muy diversos diámetros

(2 7/8", 4", 5", 6", etc.); para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se utiliza un fluido de perforación (lodo, agua o aire) que sale al centro de la broca.

Aplicabilidad. Esta broca se puede utilizar para perforar desde rocas duras a suelos duros (fig. 1); es inadecuada para perforar suelos blandos, porque los conos difícilmente giran e incluso se atascan, porque el chiflón no limpia eficientemente los dientes de corte.

Recomendación. Se propone restringir el uso de esta broca a los basaltos y tobas duras, aclarando que en los basaltos, el martillo neumático que corta a roto-percusión es más

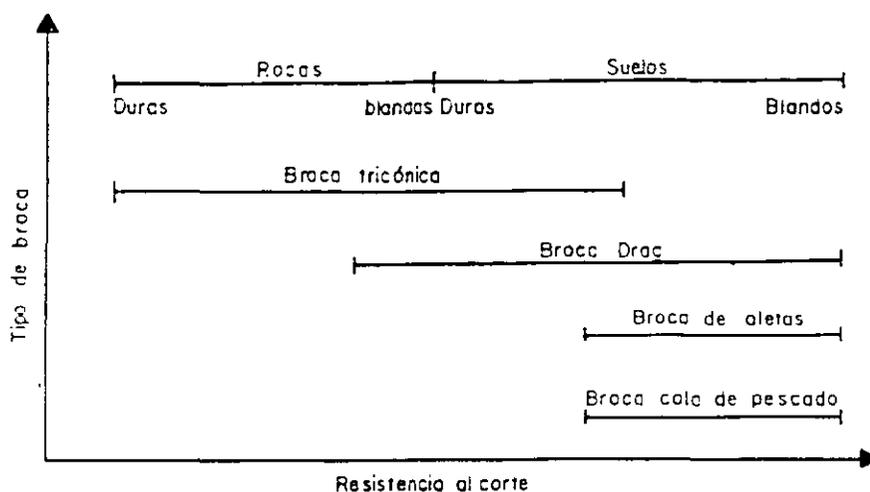


FIG 1 CRITERIO DE SELECCION DE UNA BROCA DE PERFORACION PARA SUELOS Y ROCAS

eficiente y reduce significativamente los costos de perforación; de manera similar, la broca drag es más eficiente que la tricónica para perforar las tobas duras. La tricónica no se usa para perforar pozos de bombeo y sondeos, porque remodela por amasado al suelo, reduciendo su permeabilidad y alterando su estructura.

3. BROCA DRAG

Descripción. Es una pieza sólida que tiene tres planos radiales de corte, protegidos con pastillas de carburo de tungsteno (fig. 2b). Se fabrica desde 2" de diámetro; para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se utiliza un fluido de perforación (lodo, agua o aire), que sale al centro de la broca.

Aplicabilidad. Esta broca se puede utilizar de rocas blandas a suelos blandos.

Recomendación. Se propone utilizar esta broca en las tobas del poniente de la Ciudad, empleando aire a presión como fluido de perforación; no debe utilizarse para la ejecución de sondeos en suelos blandos, porque el chiflón de agua o lodo erosiona hasta 50 cm por debajo de la broca.

4. BROCA DE ALETAS

Descripción. Consiste en dos placas de acero duro (aletas) que forman una hélice corta; la salida del agua o lodo a presión incide en la superficie superior de las aletas (fig. 2c). Esta broca es de fabricación artesanal y puede construirse desde 2" de diámetro. Esta broca se desarrolló para perforar los suelos blandos del Valle de México, eliminando el problema de erosión del fondo de la perforación, que generan las brocas tricónica y drag.

Aplicabilidad. Se puede utilizar en suelos de consistencia media a blanda.

Recomendación. Esta broca es la más adecuada para hacer perforaciones para sondeos e instalación de pozos de bombeo, porque deja agujeros limpios y poco alterados; adicionalmente, tiene las ventajas de ser significativamente más económica que la tricónica o la drag, y sobre todo más eficiente.

Restricción. En la realización de sondeos en suelos blandos susceptibles a sufrir fisuramiento hidráulico, que se presenta asociado a la fuga de agua o lodo de perforación, es necesario complementar a la broca de aletas con la posteadora-rimadora; con esta última herramienta debe perforarse por lo menos en un metro por arriba de la profundidad en que se obtendrá una muestra.

5. BROCA DE COLA DE PESCADO

Descripción. Es una pieza sólida que consiste en dos placas triangulares ligeramente alabeadas, con su vértice en la parte inferior (fig. 2d), aunque también pueden ser rectangulares y entonces la parte inferior es recta. Esta broca siempre es ciega, esto es, no tiene salidas para fluido de perforación, por lo que su uso se restringe a la llamada perforación de batido.

Aplicabilidad. Se puede utilizar en suelos de consistencia media a blanda.

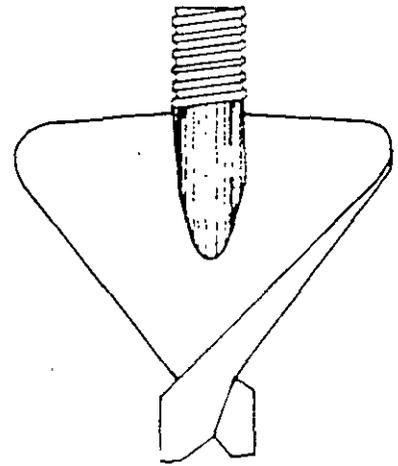
Recomendación. Esta broca es la más adecuada para hacer perforaciones sin eliminar el material cortado; por ejemplo, las perforaciones de batido que se requieren para el hincado de pilotes, para las que se agrega algo de agua al inicio de la perforación. Se utiliza también para perforar las capas duras que impiden el hincado del cono eléctrico.



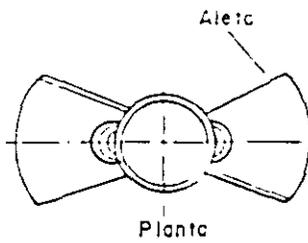
a) Triconica



b) Drag



d) Cola de pescado



c) De aletas

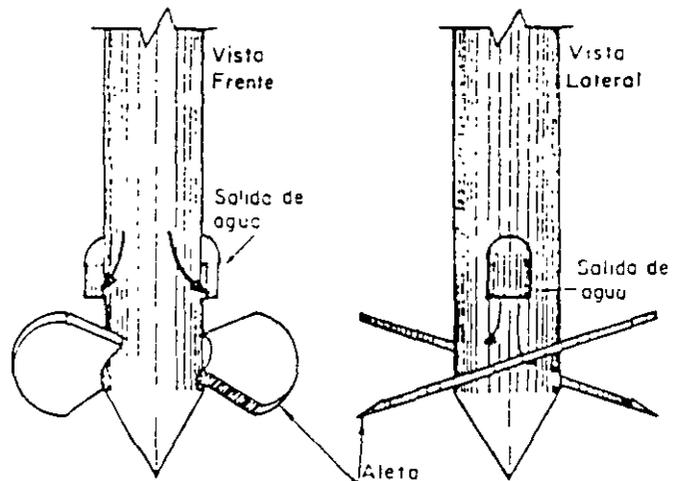


FIG 2 TIPOS DE BROCAS

TABLA 1 BROCAS DE PERFORACION

TIPO DE BROCA	MATERIAL	FLUIDO DE PERFORACION	APLICACION
Tricónica	Basalto y tobas muy duras	Aire Agua Lodo	En sondeos e instalación de aparatos, aunque en basaltos es más eficiente el martillo neumático; en tobas la broca drag
Drag	Tobas y suelos duros	Aire Agua Lodo	En sondeos e instalación de aparatos, utilizando aire a presión cuando se perfora arriba del nivel freático
De Aletas	Suelos blandos	Agua Lodo	En sondeos y pozos de bombeo. Si en los sondeos se presenta fracturamiento hidráulico se requerirá también perforar con la posteadora-rimadora
Cola de Pescado	Suelos blandos	No requiere	Cuando se requiere remoldeo (perforación de batido) para el anclado de pilotes y la penetración de lentes duros que impiden el anclado del cono eléctrico

Se refiere a las rocas y suelos del Valle de México

6. EFICIENCIA DE PERFORACION

No se dispone de información confiable de la eficiencia de las distintas brocas descritas; por ello, es necesario hacer observaciones de campo donde se midan los tiempos medios. Para hacer este estudio deberá seleccionarse una brigada de perforación que opere una máquina equipada para el manejo eficiente de la tubería de perforación; con ese estudio se detectará que en suelos blandos, las maniobras y preparaciones consumen la mayor parte del tiempo de operación y que la perforación efectiva es la acción más breve.

7. CONCLUSIONES

En este inciso se propone un criterio para la selección de las brocas de perforación, que se pueden utilizar en los distintos suelos (y algunas rocas) en los que se requieren perforaciones para el diseño y construcción de obras de Ingeniería Civil en el Valle de México; para facilitar su consulta, la tabla 1 resume los aspectos principales descritos.

Se propone recopilar información de campo para precisar los tiempos de perforación para cada tipo de broca, junto con los tiempos de maniobras necesarias, para posteriormente fundamentar análisis racionales de los precios unitarios.

CAPITULO 4

CONCLUSIONES

Para optimizar la calidad de los estudios de mecánica de suelos, es necesario:

- Comprender el marco geológico del sitio donde se desarrollará el proyecto
- Aplicar las técnicas de exploración adecuadas que permitan obtener muestras inalteradas
- Desarrollar un programa de laboratorio representativo de las condiciones en que tra-

bajará el subsuelo

- Modelar correctamente el problema práctico para una resolución teórica

Mientras no se cumplan satisfactoriamente los dos primeros temas, la ejecución de las siguientes y por ende, los estudios completos, darán tan sólo una aproximación de la realidad, encareciendo injustificadamente las obras o disminuyendo su seguridad.

b) Dilatómetro de Marchetti (DMT).

El dilatómetro de Marchetti consiste de una paleta de acero templado, que tiene en el centro de una de sus caras una membrana circular de acero que expande con gas a presión; se conecta

para detectar cuando tomar las tres lecturas anteriores

El sondeo se completa hasta la profundidad de interés con medición de lecturas a cada 20 ó 30cm (0.66 ó 1ft) en toda la profundidad de interés. Para hincar el dilatómetro en el suelo se utiliza un equipo similar al que se emplea para hincar un cono eléctrico en el suelo.

Interpretación de las lecturas. Con las tres lecturas anteriores de cada profundidad se determinan los parámetros siguientes:

Índice de presión U_D . Se considera que la expansión de la membrana es una carga circular en la superficie de un semiespacio elástico, con módulo de Young E y relación de Poisson ν , el desplazamiento S del centro de la membrana sujeta a una presión normal σ_p es (Gravensen, 1960)

$$S = \frac{4 R \Delta p (1 - \nu^2)}{\pi E} \quad (2.5)$$

donde:

R radio de la membrana (30mm, 1.2in)
 σ_p presión aplicada

La relación $E/(1 - \nu^2)$ es conocida como "módulo dilatométrico E_D " y se calcula sustituyendo $S = 1 \text{ mm}$ (0.41in) y $\sigma_p = p_1 - p_2$ en la ecuación 2.5, dando como resultado:

$$E_D = 34.7 (p_1 - p_2) \quad (2.6)$$

Al esfuerzo lateral normalizado sobre la membrana se le denomina "índice de esfuerzo", K_D

$$K_D = \frac{p_2 - u_e}{\sigma_v} \quad (2.7)$$

donde

σ_v esfuerzo vertical efectivo
 u_e presión de poro antes del hincado del dilatómetro
 p_2 lectura A corregida

El índice del material I_D , (utilizado para estimar la estratigrafía y el tipo de suelo) es

$$I_D = \frac{p_1 - p_2}{p_2 - u_e} \quad (2.8)$$

OTRAS TECNICAS DE EXPLORACIÓN

"Manual de Diseño Geotécnico", editado por la SMMS, 2001

en donde p_1 , p_2 y u_e ya fueron definidos. El índice de presión de poro U_D (usado para clasificación del suelo) es definido como (Lutenegger and Kabir, 1988):

$$U_D = \frac{p_2 - u_e}{p_2 - u_0} \quad (2.9)$$

donde p_2 , p_0 y u_0 ya fueron definidos. Los parámetros obtenidos con el dilatómetro se basan en correlaciones que emplean los índices anteriores y que a continuación se describen.

□ Presión de poro en la penetración

La presión p_2 medida con el dilatómetro (DMT) es comparada con la presión de poro bajo la suposición de que cuando se deja de aplicar presión sobre la membrana, se presenta un espacio vacío entre esta y el suelo circundante; este espacio se llena con agua y la membrana del DMT registra esta presión. Lutenegger and Kabir (1988) reemplazaron la membrana del dilatómetro colocando una piedra porosa y un transductor de presión en la misma posición. Posteriormente compararon los valores de la presión p_2 medidos 1min después de alcanzar la profundidad de prueba, con la presión de poro generada durante el hincado del DMT ($u = u_0 + u_e$) medida mediante este "piezómetro modificado" o "piezohoja" inmediatamente después de que se alcanzó la profundidad de prueba (u_0 es la presión de poro en equilibrio y u_e es el exceso de presión de poro generada durante el hincado).

En suelos cohesivos encontraron que el valor de p_2 es muy cercano al valor de u , especialmente en arcillas blandas (Fig. 2.36). En arenas, Lutenegger (1988) y Robertson *et al.*, (1988a) encontraron que p_2 es igual a la presión de poro en equilibrio u_0 (Fig. 2.37). Esto se debe al hecho de que el drenaje en estos suelos ocurre 1 minuto después de la penetración, y que la presión de poro en equilibrio u_0 es restablecida al mismo tiempo que la presión p_2 se mide

□ Coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0

• Arcillas Existen correlaciones empíricas entre el coeficiente de presión lateral de tierras K_0 y el índice de esfuerzo K_D . Entre las de mayor uso se encuentran las siguientes (Lunne, 1990):

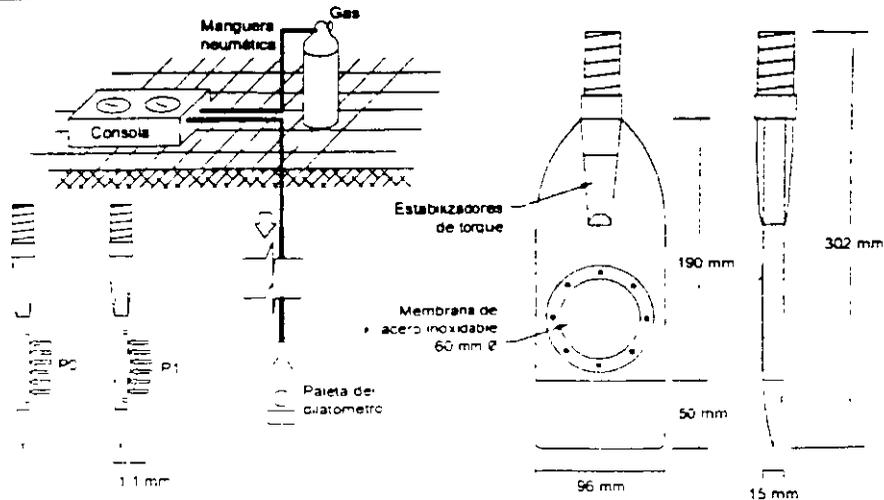
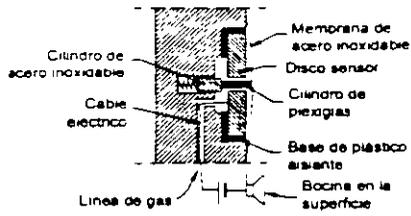


Diagrama general

Detalle del dilatómetro



Prncipio de trabajo



Consola

Fig 2.35 Dilatómetro de Marchetti

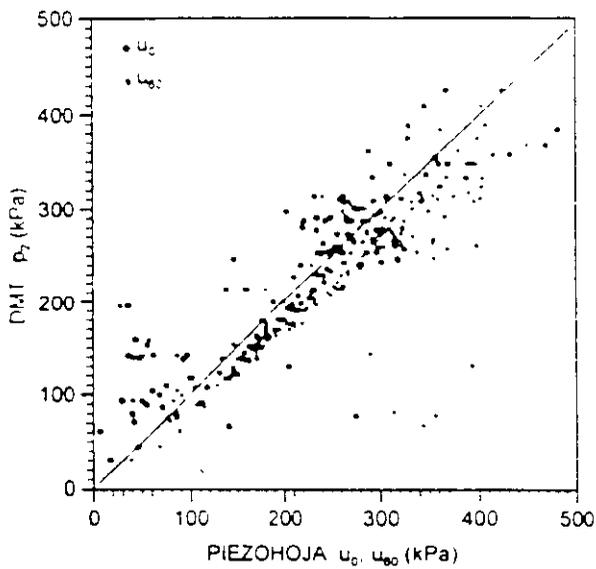


Fig 2.36. Comparación entre u_e y p_2 (Lutenegger and Kabir, 1988)

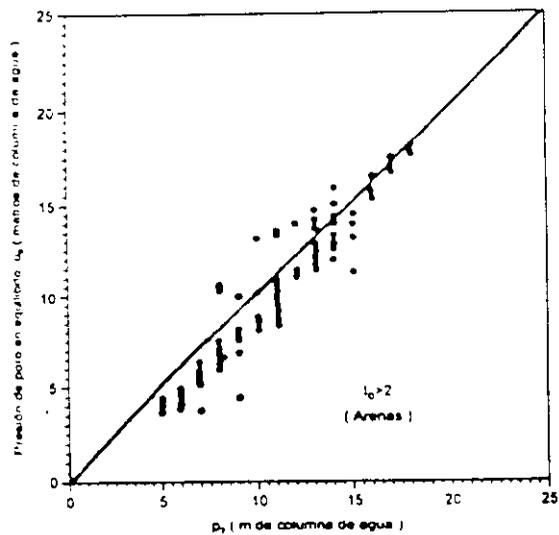


Fig 2.37. Comparación entre p_2 y la presión de poro en equilibrio estático en arenas (Robertson et al., 1988)

Parq arcillas jóvenes: $K_0 = 0.34 K_D^{0.34} (S_v / \sigma'_{vo} \leq 0.50)$
(2.10)

Para arcillas viejas: $K_0 = 0.68 K_D^{0.34} (S_v / \sigma'_{vo} > 0.80)$
(2.11)

Arcillas con menos de 60,000 años se consideran como jóvenes y arcillas viejas aquellas mayores a 70 millones de años. Las ecuaciones anteriores son para arcillas con $I_D \leq 1.2$ y $K_D < 4$

- Arenas. Schmertmann (1983) propuso la siguiente expresión para estimar K_0 en arenas no cementadas:

$$K_0 = \frac{40 - 23K_f - 80K_f(1 - \sin \phi'_{ax}) + 152(1 - \sin \phi'_{ax}) - 717(1 - \sin \phi'_{ax})^2}{192 - 717(1 - \sin \phi'_{ax})} \quad (2.12)$$

donde

- K_D índice de esfuerzo
- ϕ'_{ax} ángulo de fricción axisimétrico calculado a partir del ángulo del plano de deformación en la prueba de dilatómetro.

En vista de que este método resulta algo complicado, Lacasse and Lunne (1988) recomiendan el uso de la carta de la Fig. 2.38 (Marchetti, 1985) para la obtención preliminar de K_0 . Este método requiere conocer la resistencia de punta q_c .

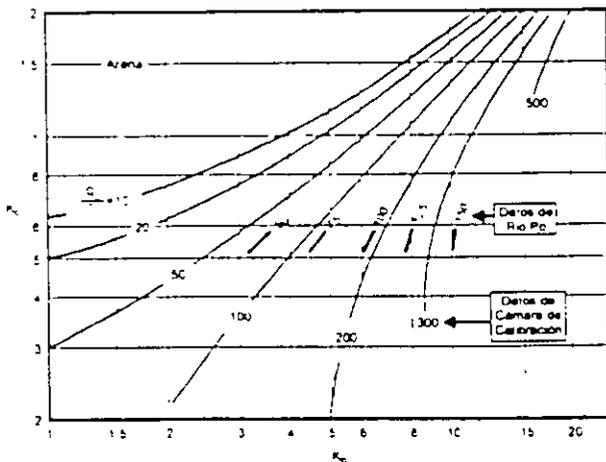


Fig. 2.38. Carta para interpretar K_0 a partir de K_D y q_c (Marchetti, 1985)

□ Clasificación del suelo

Como resultado de pruebas en diferentes tipos de suelos se correlacionó el "Índice del material, I_D ", un parámetro que depende del tamaño de las partículas del suelo (Marchetti, 1980), depende relativamente del OCR (Marchetti, 1980) y que es independiente del grado de saturación (Lutenegger, 1988, Schmertmann, 1982 y Lacasse and Lunne, 1986). Consecuentemente, la correlación presentada en la Tabla 2.14 por Marchetti (1980) relaciona el valor de I_D con el tipo de suelo

Tabla 2.14. Clasificación del suelo basada en el I_D (Marchetti, 1980)

Tipo de suelo	I_D
Turba / Arcillas sensitivas	< 0.10
Arcilla	0.10 - 0.35
Arcilla limosa	0.35 - 0.60
Limo arcilloso	0.60 - 0.90
Limo	0.90 - 1.20
Limo arenoso	1.20 - 1.80
Arena limosa	1.80 - 3.30
Arena	> 3.30

□ Angulo de fricción interna en arenas (ϕ)

Marchetti (1985) presenta un procedimiento para obtener el ángulo de fricción interna en arenas haciendo uso de la resistencia de punta del cono eléctrico q_c y del coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 , determinado de acuerdo al subinciso anterior (Fig. 2.39). Lacasse and Lunne (1988) evaluaron este método propuesto por Marchetti, obteniendo una buena comparación con resultados de pruebas triaxiales drenadas en compresión.

□ Módulo de elasticidad (E)

Hasta la fecha, dos valores del módulo de elasticidad han sido objeto de investigación: el módulo de Young secante al 25% de la resistencia (E_{25}) y el módulo tangente inicial E_i . Los valores de referencia se obtuvieron de pruebas de compresión triaxial tipo UU ensayadas a una presión de confinamiento igual al esfuerzo horizontal medido con el dilatómetro. De acuerdo a estas experiencias (Robertson *et al.*, 1988a, Campanella *et al.*, 1985, Baldi *et al.*, 1986 y Bellotti, 1989) sugieren la siguiente relación entre el módulo E y el módulo del dilatómetro E_D .

$$E = F E_D \quad (2.13)$$

La Tabla 2.15 y la Fig. 2.40 muestran los valores de F , los que pueden usarse para obtener un a primera estimación de E a partir de la ecuación 2.13

□ Relación de preconsolidación (OCR)

- Arcillas. Marchetti (1980) propuso correlacionar la relación de preconsolidación de pruebas realizadas en odómetro con el índice de esfuerzo K_D . Jamiolkowski *et al.*, (1988) y Lacasse and Lunne (1988) sugirieron más investigación experimental así como la incorporación de diferentes experiencias en diferentes sitios de Noruega. Hasta ahora, el trabajo que aporta una mayor comprensión

es el desarrollado por Lunne *et al.*, (1989). Los datos en que se basaron se presentan en la Fig. 2.41, el procedimiento consiste en lo siguiente:

- Usar la relación S_u/σ'_{vo} o alguna evidencia geológica para verificar si la arcilla es joven o vieja. Lunne *et al.*, (1990) propusieron: $S_u/\sigma'_{vo} \leq 0.8$ para arcillas jóvenes y $S_u/\sigma'_{vo} > 0.8$ para arcillas viejas.

Para arcillas jóvenes:

$$OCR = 0.3 K_D^{1.17} \quad (2.14)$$

Para arcillas viejas

$$OCR = 2.7 K_D^{1.17} \quad (2.15)$$

Tabla 2.15. Factor de corrección F (Lutenegger,1988)

Tipo de suelo	Módulo	F	Referencia
Suelos cohesivos	E_1	10	Robertson <i>et al.</i> , 1989
Arena	E_1	2	Robertson <i>et al.</i> , 1989
Arena	E_{25}	1	Campanella <i>et al.</i> , 1985
Arena normalmente consolidada	E_{25}	0.85	Baldi <i>et al.</i> , 1986
Arena preconsolidada	E_{25}	3.5	Baldi <i>et al.</i> , 1986

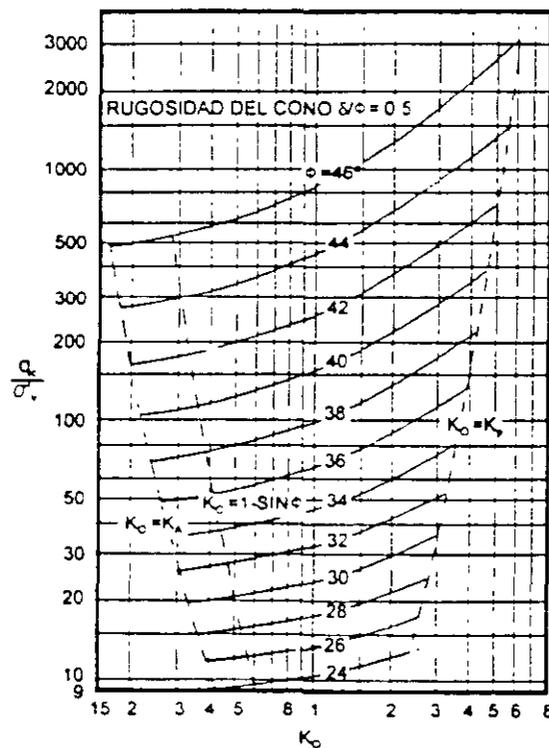


Fig. 2.39. Carta para interpretar ϕ a partir de q_c y K_o (Marchetti, 1985)

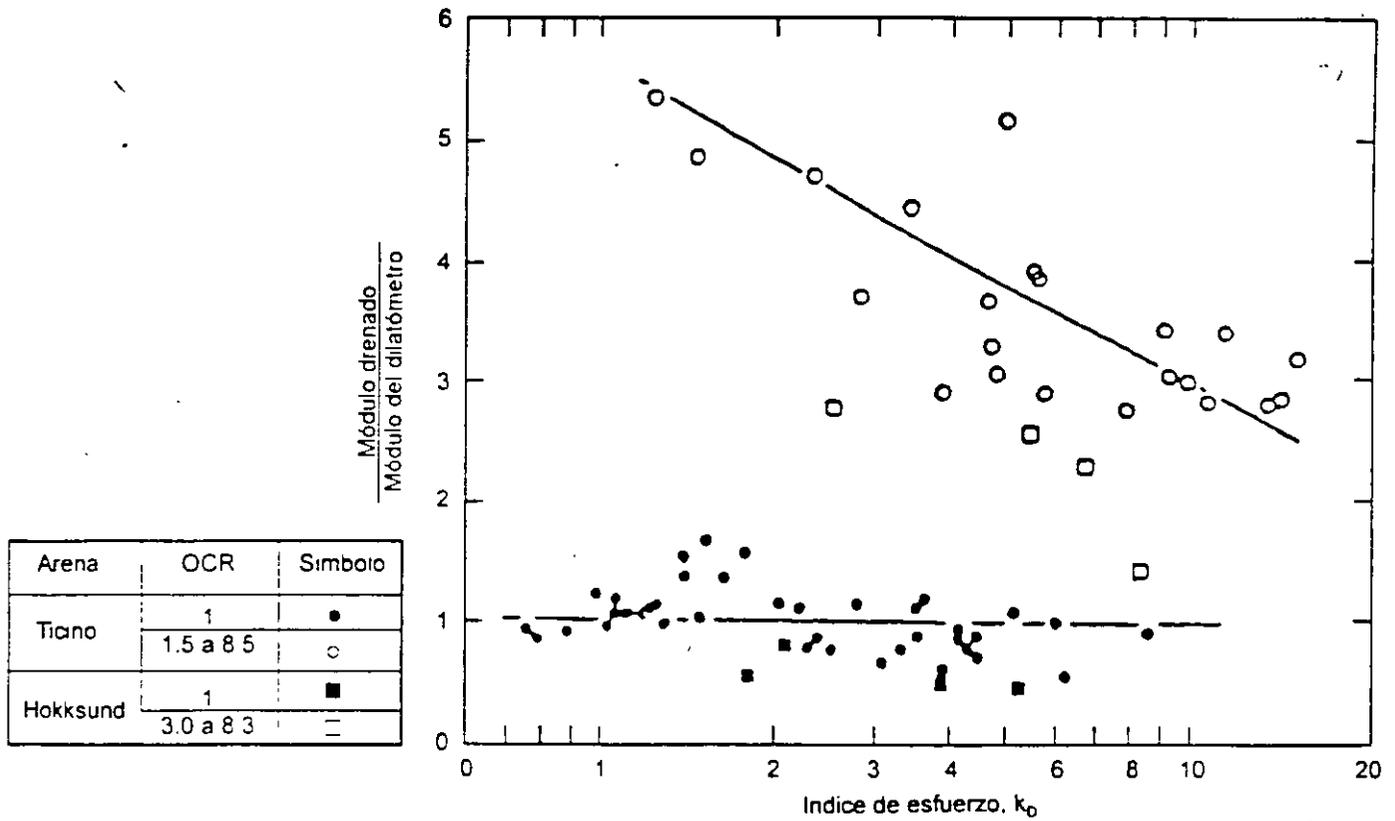


Fig. 2.40. Evaluación del módulo de Young de arenas a partir de la prueba del dilatómetro (Bellotti et al., 1989)

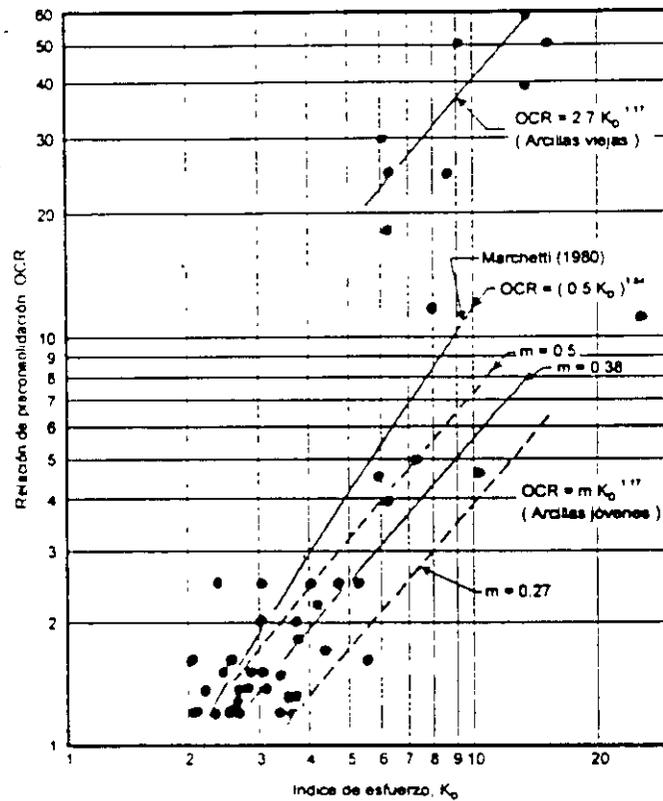


Fig. 2.41. Revisión del OCR para la prueba de dilatómetro (Lunne et al., 1989)

Se puede presentar una variación de $\pm 30\%$ en los valores determinados por estas ecuaciones.

- Arenas Schmertmann (1988) adaptó una relación propuesta por Mayne and Kulhawy (1982) para encontrar el OCR a partir de del coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 y del ángulo de fricción axisimétrico drenado ϕ'_{ax} . Schmertmann propuso para arenas con un $I_D \geq 1.20$:

$$OCR = \left(\frac{K_D}{1 - \sin \phi'_{ax}} \right)^{(1.108 \sin \phi'_{ax})} \quad (2.16)$$

donde:

- ϕ'_{ax} ángulo drenado de fricción axisimétrica calculado a partir del ángulo del plano de deformación en la prueba de dilatómetro
- K_0 coeficiente de empuje de tierras en reposo obtenido con dilatómetro

Schmertmann (1988) no recomienda este método para el caso de arenas viejas o cementadas. Para otros tipos de arenas indica que este método parece sobrestimar el valor del OCR hasta en un 16%.

□ Resistencia no drenada

Marchetti (1980) presenta la siguiente correlación entre la resistencia no drenada del suelo (S_u) y el índice de esfuerzo K_D .

$$S_u = 0.22 \sigma'_{vo} (0.5 K_D)^{1.25} \quad (2.17)$$

La correlación anterior se derivó de pruebas realizadas con veleta, pruebas triaxiales tipo UU y pruebas de compresión no confinada. El uso de esta ecuación no es recomendable para el caso de arcillas fisuradas y/o cementadas preconsolidadas. Los valores estimados de S_u parecen estar influenciados por el tipo de prueba que se utilice para medir S_u en un suelo dado. Lacasse and Lunne (1988) reconocieron este hecho y presentaron tres correlaciones entre K_D y S_u a partir de los valores no corregidos de la prueba de veleta, la prueba de corte simple y la prueba triaxial de compresión, adaptadas a partir de la correlación de Marchetti. El uso de cada correlación depende

de cada caso en particular y son recomendables para arcillas blandas no cementadas

Roque *et al.*, (1988) argumentaron que la inserción del dilatómetro puede considerarse como una prueba de carga horizontal a la falla, por consiguiente proponen el uso de la fórmula clásica de capacidad de carga para estimar la resistencia no drenada del suelo:

$$S_u = \frac{p_1 - \sigma_{ho}}{N_c} \quad (2.18)$$

donde:

- p_1 presión de expansión inicial (máxima) en la prueba de dilatómetro
- σ_{ho} esfuerzo total horizontal ($\sigma_{ho} = K_0 \sigma'_{vo} + u_0$)
- σ'_{vo} esfuerzo vertical efectivo
- u_0 presión de poro *in situ*
- K_0 coeficiente de presión de tierras en reposo

En la Tabla 2.16 se presentan los valores propuestos para N_c .

Tabla 2.16. Valores de N_c según el tipo de suelo

Tipo de suelo	N_c
Arcilla frágil y limo	5
Arcilla media	7
Arcilla plástica no sensitiva	9

c) Cono sísmico

Es un dispositivo mediante el cual pueden medirse en campo las velocidades de las ondas corte y de compresión en el suelo a diferentes profundidades. El equipo funciona bajo un mismo principio de operación semejante a una prueba tipo "pozo abajo" (*Down-hole*) y ha demostrado su utilidad para obtener las propiedades dinámicas de suelos blandos y arenas sueltas (Mooney, 1974; Rice, 1984).

El cono sísmico está compuesto por un par de péndulos unidireccionales suspendidos en el interior de una camisa metálica con punta cónica de 5cm (2in) de diámetro, un sistema de amplificación que puede alimentarse con corriente alterna o con corriente directa y una tarjeta de adquisición de datos conectada a una computadora que almacena la información generada durante el sondeo.

El equipo para hincar el cono sísmico en el suelo es similar al que se utiliza para llevar a cabo una prueba de cono eléctrico convencional.

En la Fig. 2.42 se presenta un esquema del "procedimiento de ejecución" de una prueba de cono sísmico. Consiste en generar ondas de cortante en la superficie golpeando los extremos de un tablón de madera al que se le coloca un geófono testigo que permite determinar el instante en que se provocan los impactos. Considerando las trayectorias de propagación que siguen las ondas de corte, debe cuidarse que el sondeo de cono se ubique perpendicularmente a la dirección del impacto a una distancia de entre 1 y 3m (3.3 y 10ft).

Las ondas de cortante así generadas viajan a través de la masa de suelo hasta ser detectadas por el cono sísmico a una cierta profundidad. El sistema de adquisición de datos permite monitorear simultáneamente al geófono testigo y a los péndulos unidireccionales del cono, consecuentemente es posible determinar el tiempo que las ondas de corte tardan en viajar desde la superficie hasta el cono. Para maximizar la señal que recibe el cono, éste debe orientarse de manera que el plano de oscilación de uno de los péndulos sea paralelo a la dirección del impacto.

Con los datos del sondeo se construye el perfil de la curva dromocónica, que es una gráfica de tiempos de arribo de la onda de corte para cada profundidad de prueba, haciendo una corrección del tiempo para tomar en cuenta la trayectoria inclinada respecto del punto de impacto. La pendiente entre dos puntos de medición consecutivos es la velocidad de la onda de corte. En la Fig. 2.43 se presenta esquemáticamente la gráfica de los datos medidos y derivados de los ensayos, así como la gráfica de la velocidad de la onda de corte en cada profundidad. En las Figs. 2.44 y 2.45 se muestran los resultados de sondeos efectuados en depósitos de arena y arcilla respectivamente, complementados con el perfil de resistencias de punta de cono eléctrico como referencia (Contreras, 1997).

A partir de la densidad del suelo se obtiene el módulo de rigidez al corte máximo G_{max} con la siguiente ecuación de la teoría de la elasticidad:

$$G = \rho V_s^2 \gamma \quad (2.19)$$

donde

ρ	densidad del suelo (γ/g)
γ	peso volumétrico del suelo (kg/m^3)
g	aceleración de la gravedad (m/s^2)
V_s	velocidad de la onda de corte (m/s)

Asimismo, con los valores de la velocidad de la onda de corte medidos en el sitio se determina el período natural del suelo mediante la siguiente ecuación:

$$T_n = \frac{4H}{V_s} \quad (2.20)$$

donde

T_n	período natural del sitio (s)
H	profundidad total de exploración (m)
V_s	velocidad promedio de la onda de corte en toda la profundidad explorada (m/s)

Cuando las variaciones de la velocidad de la onda de corte son significativas, V_s se calcula con la siguiente expresión siempre y cuando la estratificación y la superficie del terreno sean sensiblemente horizontales y no haya fronteras laterales que invaliden la hipótesis de propagación unidimensional:

$$V_s = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{si}}} \quad (2.21)$$

donde

V_{si}	velocidad de la onda de corte medida a la profundidad i -ésima (m/s)
h_i	espesor del estrato i -ésimo (m)

(Ver Nota 3 de los Editores al final de este capítulo con referencias adicionales sobre la "Sonda suspendida" y "Cross Hole")

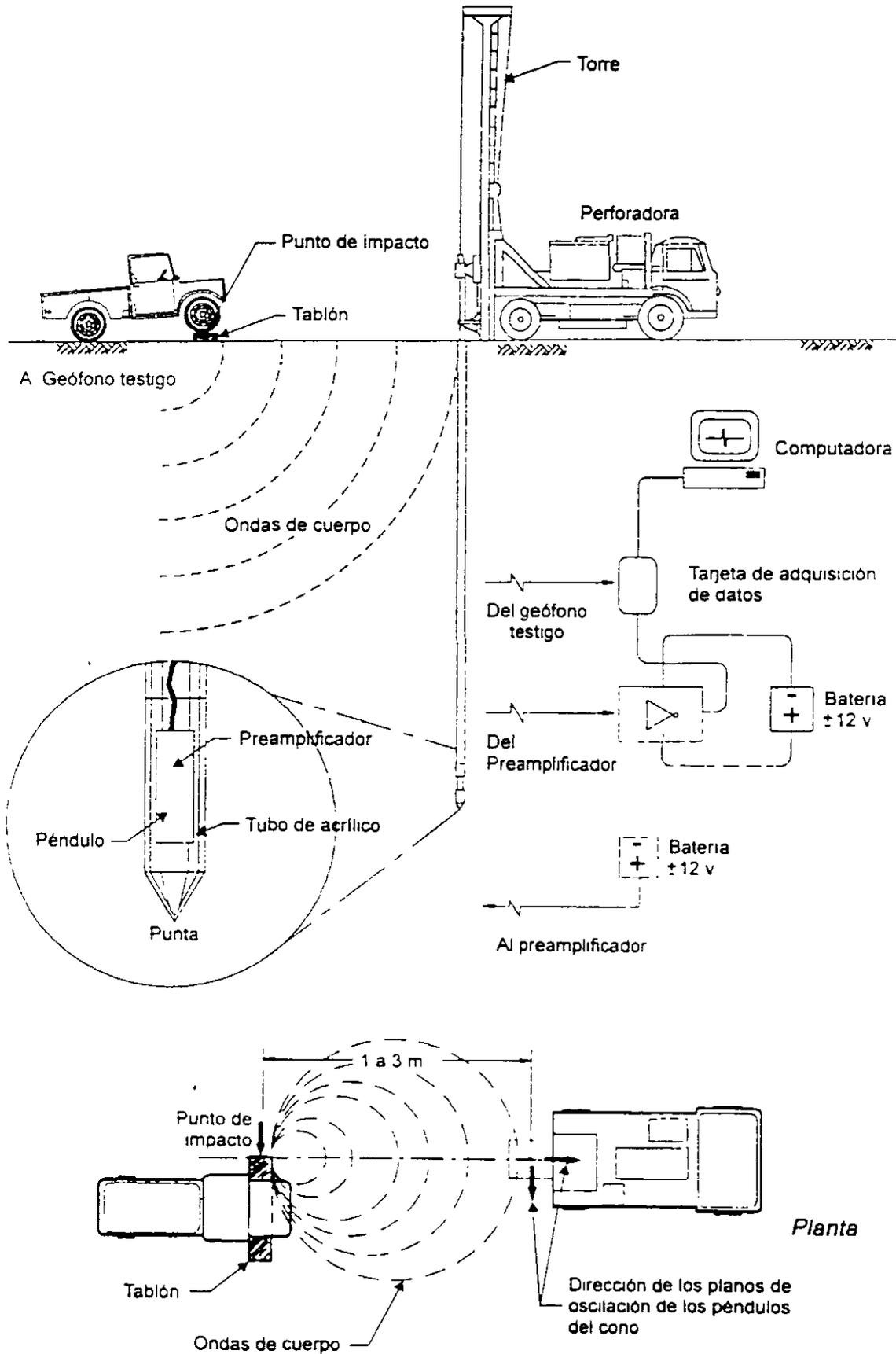


Fig. 2.42. Esquema simplificado del cono sísmico

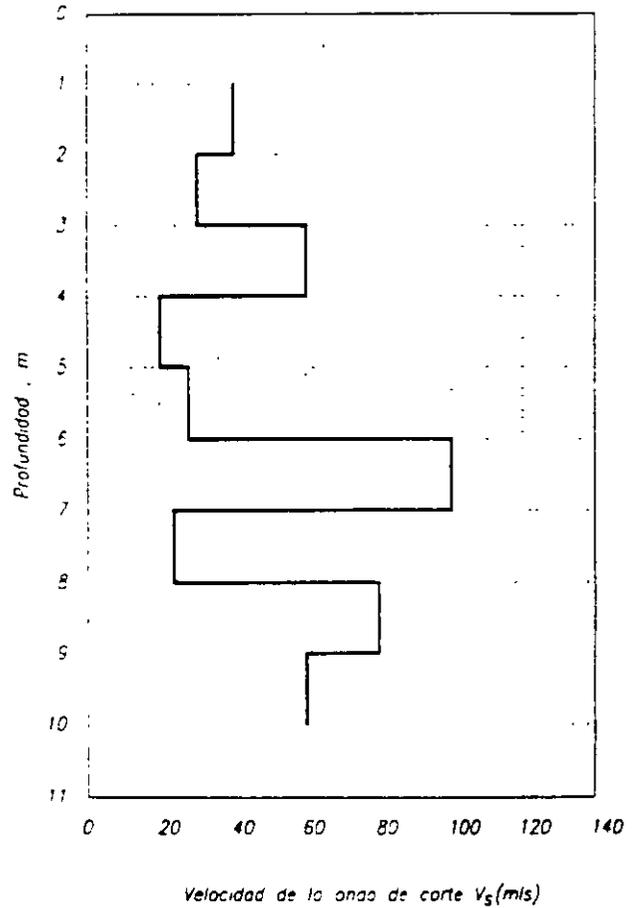
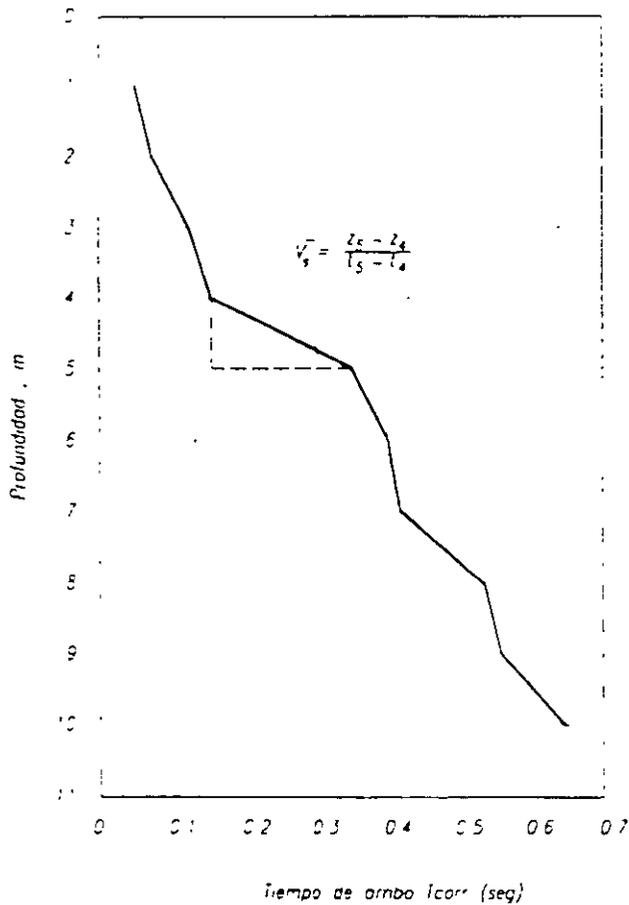
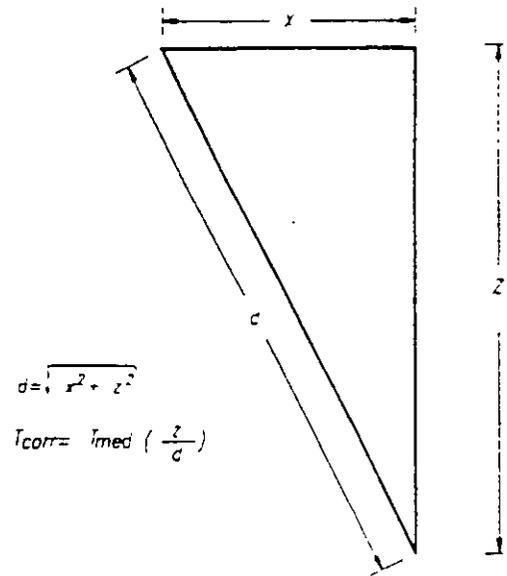
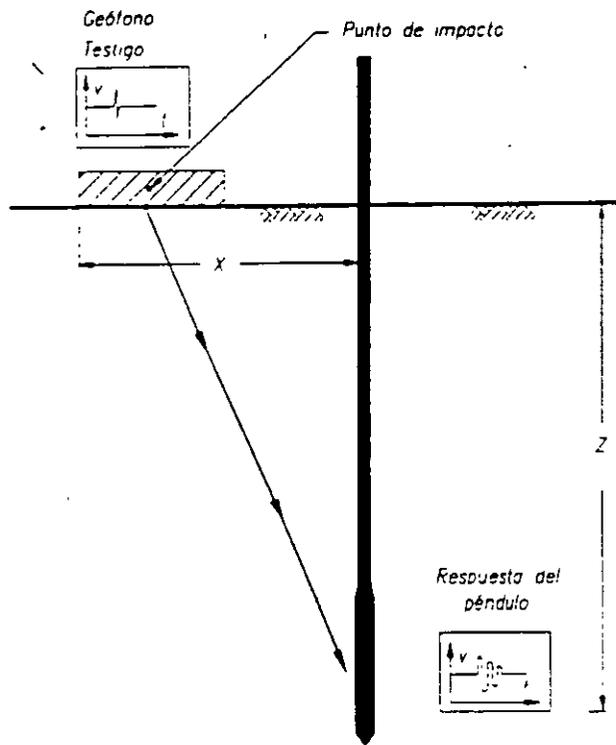


Fig. 2.43. Interpretación de una prueba de cono sísmico

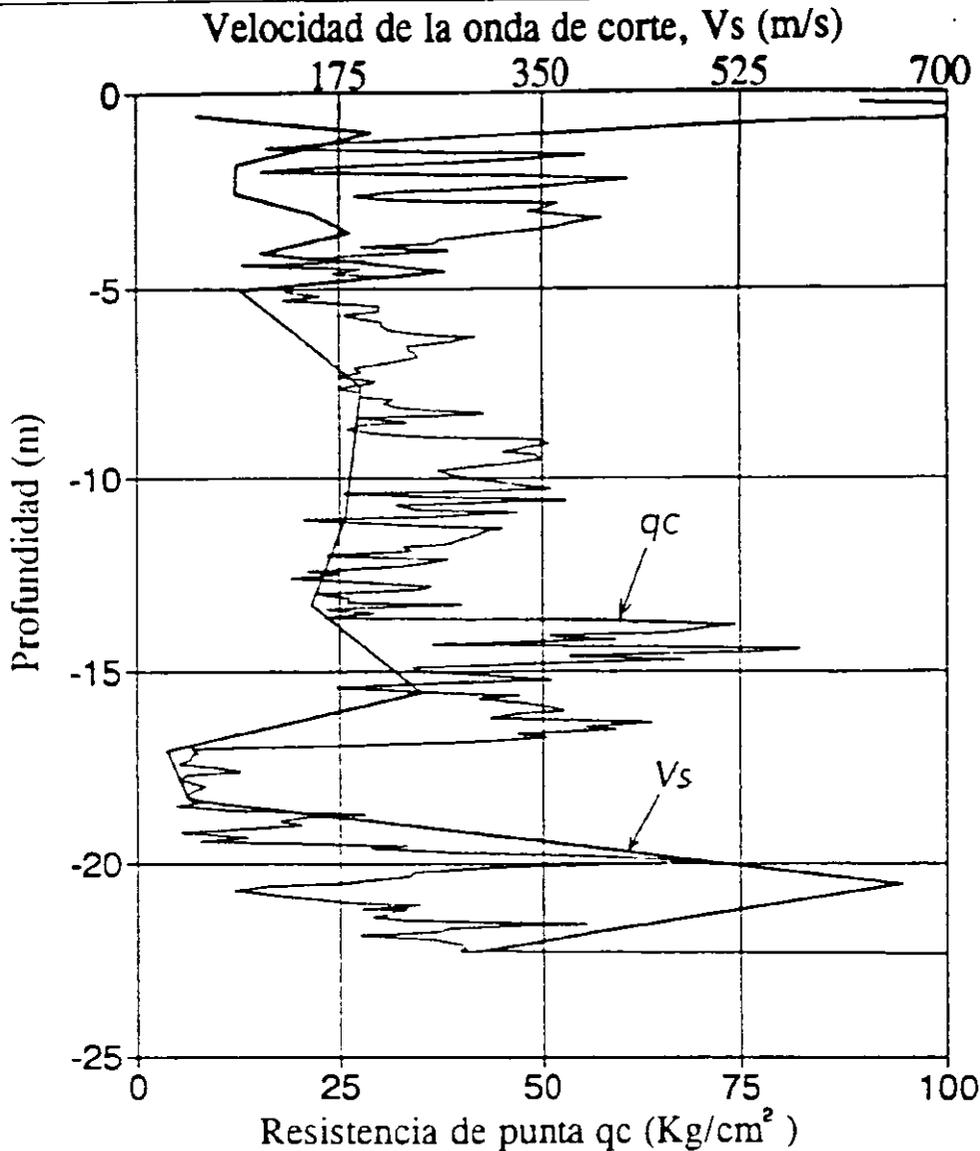


Fig 2.44 Sondeo de cono sísmico en arenas sueltas

d) Presiometro

El ensaye presiometrico consiste en introducir una sonda cilindrica en el suelo y expandirla para presionar el suelo horizontalmente (Fig 2.46). durante la prueba se obtiene una curva esfuerzo-deformacion unitaria del suelo mediante la medición del volumen de agua a presion con que se infla la membrana y el aumento radial de la cavidad, (Menard,1975) El ensaye se repite a diferentes profundidades para obtener perfiles de parametros de resistencia y deformabilidad del suelo, como la interpretacion se basa en modelos para una cavidad cilindrica de longitud infinita, los efectos de frontera se minimizan mediante sondas cuya cámara interior está formada por tres segmentos, donde el tramo intermedio tiene

una longitud minima de 6.5 veces el diametro Se distinguen tres tipos diferentes de presiómetros atendiendo a la forma de instalacion en el suelo: el presiómetro colocado en un barreno previamente excavado, el presiómetro auto perforante y el presiómetro hincado. A continuación se describe el primer tipo, que es uno de los mas utilizados (Briaud,1989)

La calibración empieza primero con la verificación de la estanqueidad, así como la determinación de las lecturas iniciales y las gráficas de corrección por compresibilidad del sistema y por rigidez de la membrana. Una vez verificada la estanqueidad (Fig 2.47), las lecturas iniciales de presión y volumen se

determinan inflando la sonda dentro de un cilindro de calibración hasta alcanzar $2500kPa$ ($25hg/cm^2$) y permitiendo su recuperación; las lecturas iniciales p_i y v_i corresponden al momento en que puede retirarse manualmente la sonda del interior del tubo de calibración. La curva presión vs volumen para corregir el efecto de la compresibilidad del sistema (Fig. 2.48) se obtiene inflando la sonda en el cilindro de calibración y determinando el volumen inyectado para alcanzar presiones de 500, 1500 y $2500kPa$ (5, 15 y $25hg/cm^2$, respectivamente), manteniendo cada incremento durante 30s. dado que no existe deformación exterior de la sonda, el volumen v_i correspondiente a cada nivel de presión alcanzado deberá restarse del volumen medido durante la prueba.

Después de esta determinación, la sonda se retira del cilindro y se infla y desinfla un mínimo de tres veces, para hacer trabajar la cámara interior, y continuar con la determinación de la curva presión vs volumen para corregir el efecto de la rigidez de la membrana (Fig. 2.49); esta gráfica se obtiene inflando la sonda en incrementos iguales de presión o volumen y tomando la lectura correspondiente después de un minuto, hasta alcanzar un volumen igual al doble del volumen inicial de la sonda; dado que la sonda ha sido inflada al aire, la presión medida existe dentro del aparato pero no será ejercida contra las

paredes de la cavidad durante la prueba, por lo cual la presión p_m correspondiente a cada lectura de volumen deberá restarse de la presión medida durante la prueba.

La perforación es la etapa más importante en la ejecución del ensaye y debe cumplir dos condiciones: su diámetro debe ser lo más cercano posible al del presiómetro y se debe inducir un remoldeo mínimo; denotando D_1 al diámetro de la herramienta de perforación, D_2 al diámetro de la sonda sin presión y D_3 al diámetro inicial de la perforación, deben respetarse las siguientes tolerancias:

$$D_2 \leq D_1 \leq 1.03 D_2 \quad (2.22)$$

$$1.03 D_2 \leq D_3 \leq 1.2 D_2 \quad (2.23)$$

Estas dimensiones permiten que el presiómetro se introduzca con facilidad y que las paredes de la perforación estén lo suficientemente cercanas a la sonda para alcanzar contacto con el suelo con una deformación inicial mínima; en la Fig. 2.50 se muestra esquemáticamente el efecto del diámetro de la perforación en la forma de la curva presiométrica.

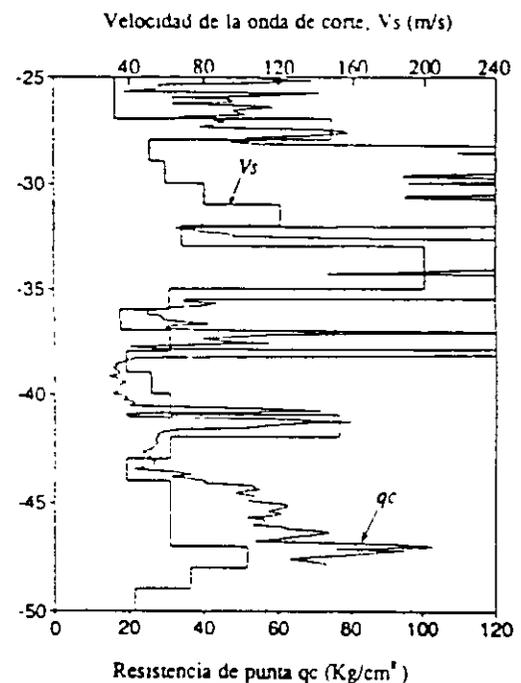
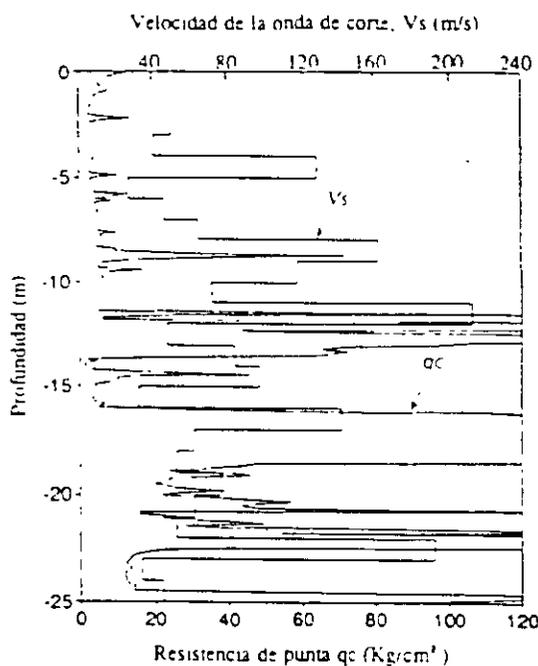


Fig. 2.45. Dos sondeos de cono sísmico en un sitio de Sosa Texcoco

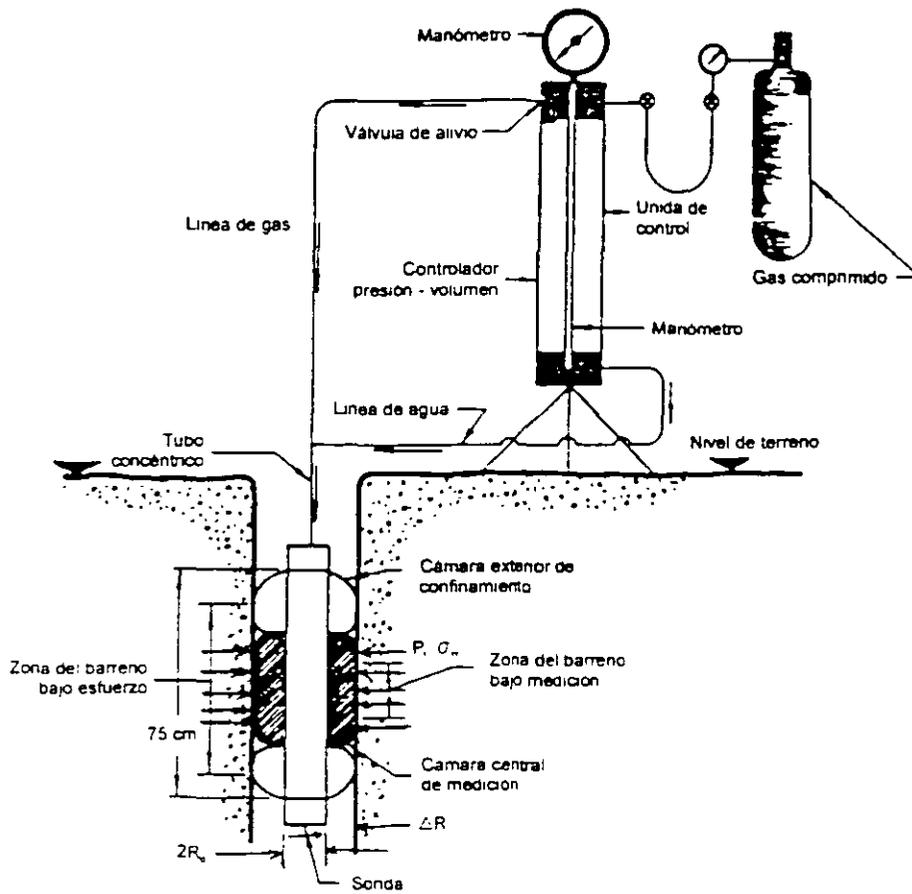


Fig. 2.46. Presiómetro

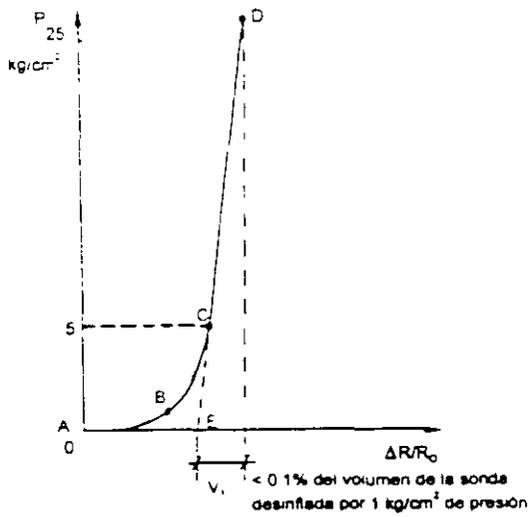


Fig. 2.47. Gráfica de verificación de saturación y estanqueidad (ausencia de fugas)

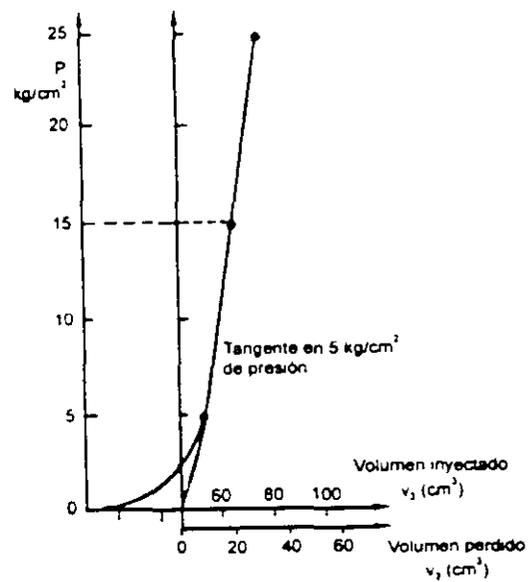


Fig. 2.48. Gráfica de corrección del efecto de la compresibilidad del sistema

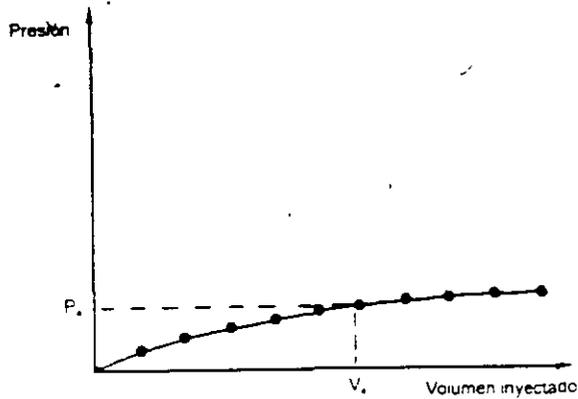


Fig. 2.49. Gráfica de calibración por rigidez de la membrana

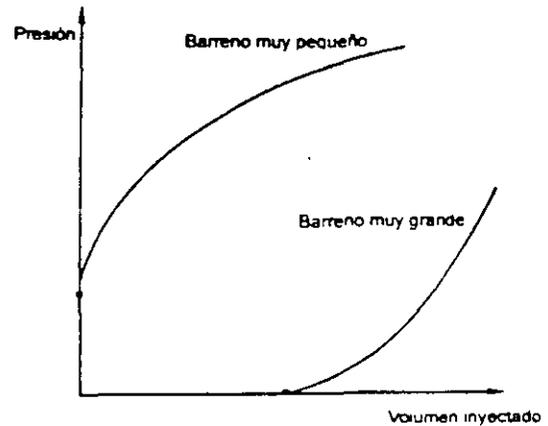


Fig. 2.50. Influencia del diámetro de la perforación en la forma de las curvas presiométricas

La perforación puede realizarse con una broca de tres aletas en suelos arcillosos y tricónica en suelos gruesos; a diferencia de la perforación para muestreo, donde el objetivo es minimizar el remoldeo al fondo del pozo, para el ensaye presiométrico debe evitarse el remoldeo del suelo en las paredes de la cavidad; para ello, debe cumplirse que la salida del fluido de perforación sea hacia abajo, el pozo debe perforarse en una sola etapa (evitando limpiarlo mediante pasadas hacia arriba y abajo) y con una velocidad de rotación y circulación del fluido muy bajas. La perforación debe profundizarse únicamente lo necesario para ejecutar un solo ensaye, de lo contrario, la geometría de la perforación será inadecuada, cada vez se debe alcanzar 1 m por debajo de la profundidad de prueba para permitir la acumulación de azolves en el fondo. Asimismo, la sonda debe limpiarse después de cada ensaye para evitar que el suelo penetre entre las cintas metálicas, lo cual puede dañar la cámara interior

por punzonamiento originado por partículas de arena o gravillas. El remoldeo en la perforación contribuye decisivamente en la precisión de las mediciones

En el procedimiento de ejecución en series de incrementos iguales de presión, los cuales se eligen como un décimo de la presión máxima p_L probable, estimada con ayuda de la Tabla 2.17; cada incremento de presión ΔP se mantiene un minuto (incluyendo el tiempo necesario para alcanzarlo), tomando lecturas del volumen inyectado a los 30 y 60s, v_{30} y v_{60} , respectivamente. En la práctica, un buen ensaye se logra si se alcanza la presión límite en un total de 7 a 14 incrementos de presión; en la Fig. 2.51 se ejemplifica la curva p vs. v_{60} , así como la evolución de $(v_{60} - v_{30})$ vs. p , que es una medida del flujo plástico del suelo, mismo que inicia cuando la diferencia de volúmenes se incrementa sensiblemente.

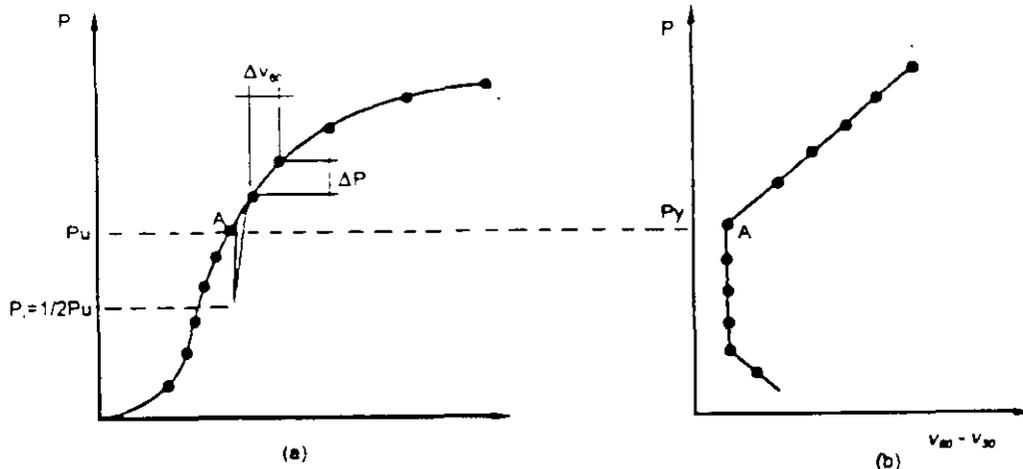


Fig. 2.51. Gráfica de ensaye presiométrico con incrementos iguales de presión Δp

En el procedimiento de ejecución en series de incrementos iguales de volumen, los incrementos son iguales a $v = v_0/40$, los cuales se mantienen 15s (incluyendo el tiempo necesario para alcanzario), tomando las lecturas de presión p_{15} al final de cada incremento: la sonda alcanza el doble de su volumen inicial v_0 después de 40 incrementos de volumen correspondientes a un tiempo de prueba de 10min: en la Fig. 2.52 se ejemplifica la curva p vs. v ; el flujo plástico del suelo inicia al final de la parte recta de la gráfica.

Para obtener los valores correctos de la presión actuante contra las paredes de la cavidad p_c y del aumento de volumen de la sonda v_c , las lecturas obtenidas durante el ensaye p_r y v_r deben corregirse con las lecturas de calibración por rigidez de la membrana p_m , presión hidrostática p_n , presión inicial p_i , compresibilidad del sistema v_s y volumen inicial v_i , de la siguiente manera

$$p_c = p_r - p_m + p_n - p_i \quad (2.24)$$

$$v_c = v_r - v_s - v_i \quad (2.25)$$

Los valores aplicables se obtienen mediante las gráficas de calibración, excepto la presión p_n que corresponde a la columna de agua existente entre la profundidad de ensaye y la posición de la consola de medición. En la Fig. 2.53 se muestra el procedimiento de corrección de la gráfica de campo a partir de las curvas de calibración. En la Fig. 2.54a se presenta esquemáticamente el ajuste gráfico de la curva corregida para eliminar el tramo inicial de prueba asociado a la etapa anterior al contacto de la sonda con las paredes de la perforación con

objeto de hacer comparables las mediciones obtenidas con sondas de geometrías diferentes. conviene normalizar las deformaciones en términos del incremento relativo del radio $\Delta R/R_0$ (Fig. 2.54b); en la Fig. 2.54c se muestra la gráfica normalizada una vez hecha la corrección por contacto de la sonda con el suelo circundante $\Delta R_c/R_c$. Para la interpretación de los resultados conviene realizar un ciclo de descarga - recarga al final de la parte recta de la gráfica (Fig. 2.55); esto ocurre cuando los valores de v_{60} ó p_{15} aumentan o disminuyen, respectivamente, lo cual indica el inicio del flujo plástico del suelo. Al alcanzar este punto, la presión se reduce en un solo decremento hasta la mitad del valor alcanzado, para después recuperar nuevamente en un solo incremento la presión de fluencia, tomando las lecturas correspondientes como cualquier otro incremento; posteriormente se continúa el ensaye hasta alcanzar la presión límite

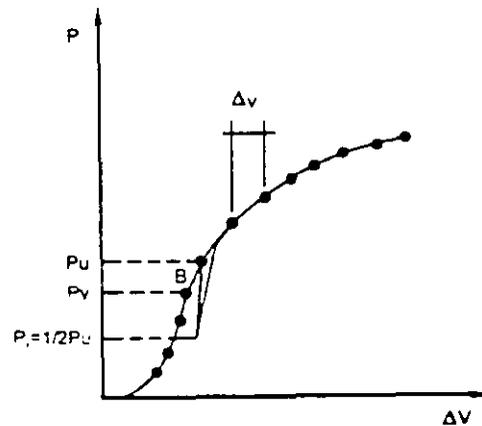


Fig. 2.52. Gráfica de ensaye presiométrico con incrementos iguales de volumen ΔV

Tabla 2.17. Valores para estimar la presión límite del suelo

Suelo		P_L (presiometro) kPa (kg/cm^2)	Número de golpes en la prueba SPT, N	Resistencia no drenada S_u , kPa (kg/cm^2)
Arenas	Sueltas	0 - 500 (0 - 5)	0 - 10	
	Medias	500 - 1500 (5 - 15)	10 - 30	
	Compactas	1500 - 2500 (15 - 25)	30 - 50	
	Muy compactas	> 2500 (> 25)	> 50	
Arcillas	Blandas	0 - 200 (0 - 2)		0 - 25 (0 - 0.25)
	Medias	200 - 400 (2 - 4)		25 - 50 (0.25 - 0.50)
	Firmes	400 - 800 (4 - 8)		50 - 100 (0.50 - 1)
	Muy firmes	800 - 1600 (8 - 16)		100 - 200 (1 - 2)
	Duras	> 1600 (> 16)		> 200 (> 2)

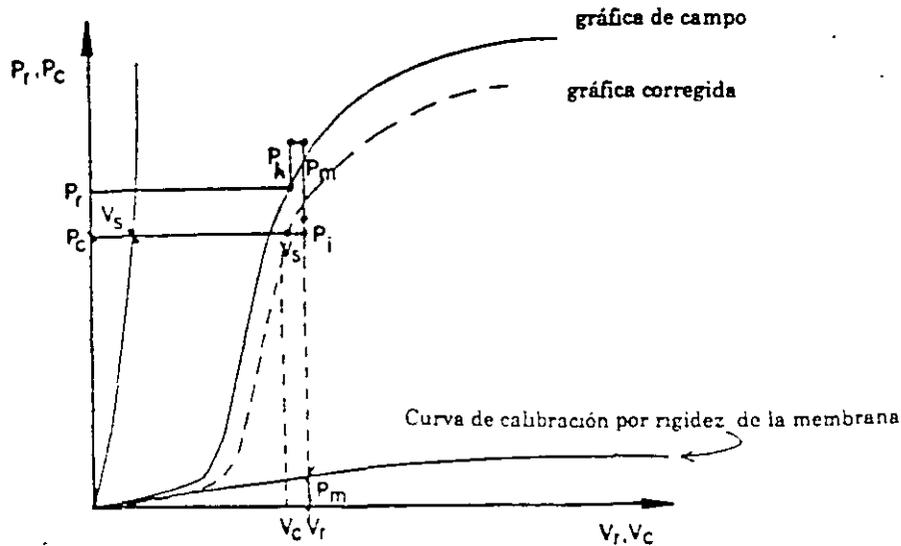


Fig. 2.53. Corrección de la gráfica de campo

A partir de la gráfica normalizada se calculan los módulos presiométrico E_o y de recarga E_r , como se muestra en la Fig. 2.56. La presión de fluencia p_f se determina por simple inspección al final del tramo recto de la gráfica presiométrica. La presión límite se define teóricamente como la presión correspondiente a la expansión infinita de la cavidad; esta condición no puede alcanzarse durante el ensaye, por lo cual se define prácticamente como la presión asociada a una cavidad del doble del volumen inicial, es decir, p_L es la presión para $v/v_0 = 1$; en la gráfica presiométrica este punto está dado por un incremento en el radio de la sonda $(R/R_0)_L = 0.41 + 1.41(R/R_0)_c$ donde $(R/R_0)_c$ es el incremento relativo del radio de la sonda correspondiente al tamaño inicial de la cavidad (Fig. 2.54). Finalmente, en la Fig. 2.54b se muestra la manera de determinar la presión horizontal inicial σ_{oh} a la profundidad de prueba.

Los resultados de prueba permiten elaborar un perfil de parámetros presiométricos de deformabilidad y resistencia que pueden correlacionarse con las propiedades usuales en mecánica de suelos o ser aplicados directamente en análisis y diseño geotécnicos.

La variación de estos parámetros con la profundidad se presenta gráficamente en un perfil presiométrico, que complementa al perfil estratigráfico obtenido mediante muestreo, como se ejemplifica en la Fig. 2.57. El presiómetro autopercutorante es el más adecuado para suelos blandos.

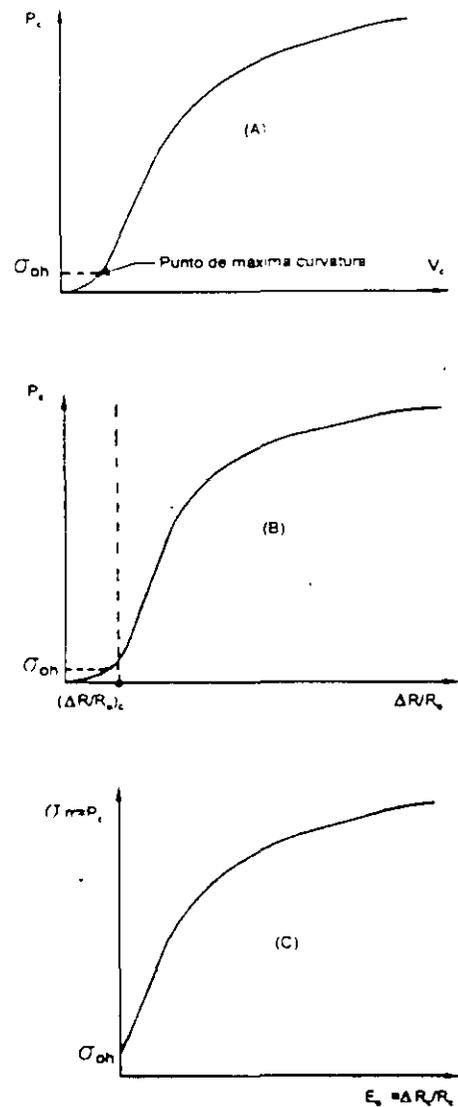


Fig. 2.54. Corrección de la gráfica piezométrica por contacto de la sonda con el suelo circundante

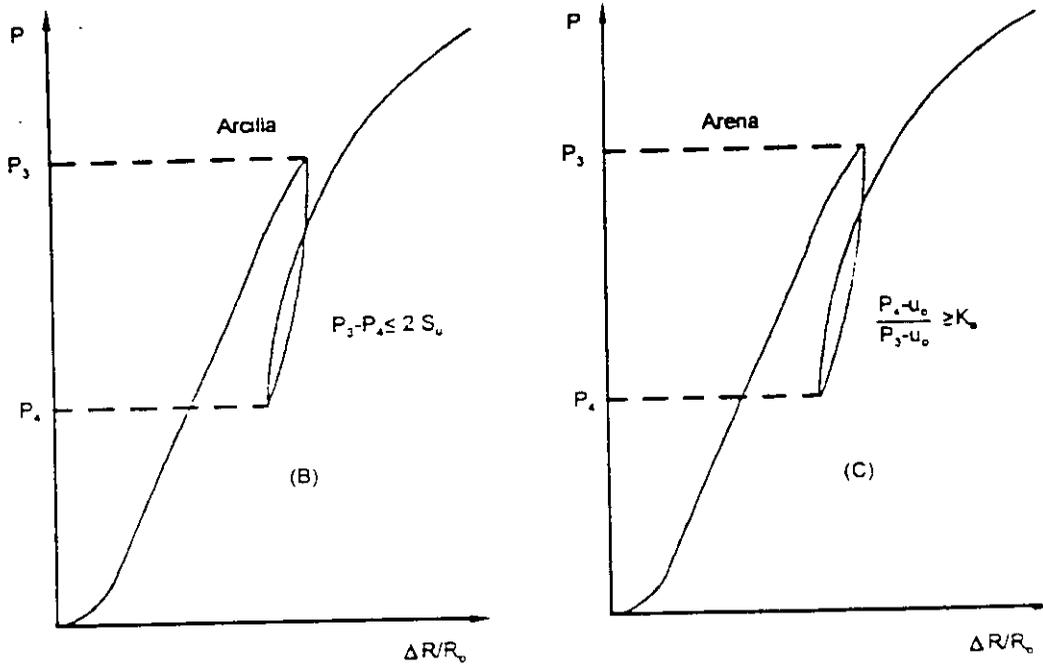


Fig 2.55 Ciclo de descarga-recarga

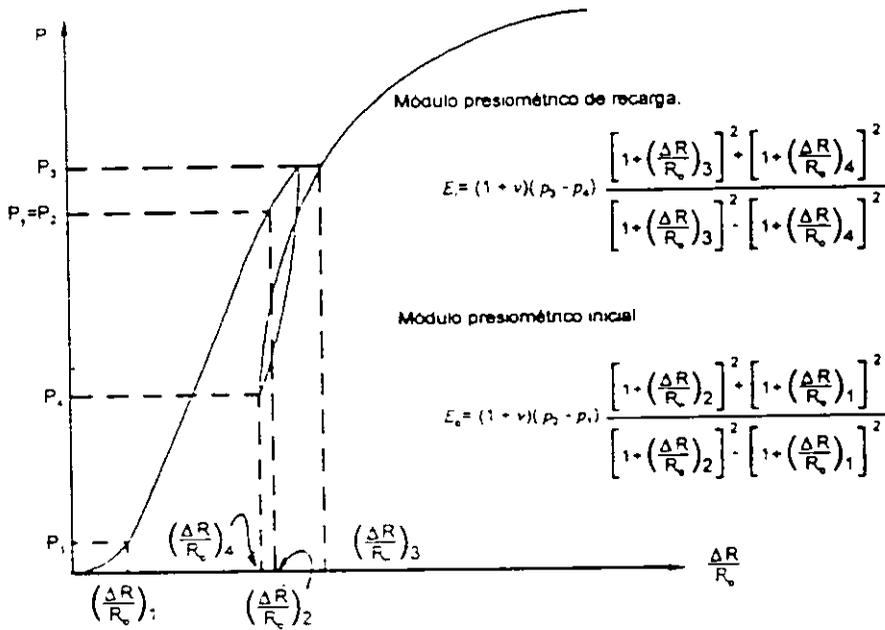


Fig 2.56. Interpretación de la gráfica presiométrica

2.3.6 Procedimientos de muestreo

a) Muestreo alterado

Consiste en la recuperación de muestras en las que el acomodo estructural de sus partículas se

ha modificado en forma significativa debido al proceso de extracción. Estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar los suelos, determinar algunas propiedades índice, definir la

estratigrafía y preparar especímenes compactados o reconstituídos.

Las muestras alteradas se obtienen como parte de un sondeo del que también se recuperan muestras inalteradas o de un sondeo alterado en el que sólo se obtienen muestras de ese tipo. Las técnicas desarrolladas para este tipo de muestreo son:

- Manuales, excavándolas de pozos a cielo abierto, pozos someros, cortes y zanjas
- Con el penetrómetro estándar y equipo de perforación, sobre todo cuando se requieren a mayor profundidad

Se debe evitar que en los suelos parcialmente saturados se emplee agua o lodo durante la perforación, por que se humedece el suelo y modifica a las muestras

El método manual consiste en recuperar a mano muestras alteradas que se conservan en un recipiente herméticos que puede ser una bolsa de polietileno o un frasco hermético de vidrio convenientemente identificado. Las muestras pueden ser de 0.5 a 20kg (4.9 a 196N), dependiendo de si se emplearán sólo para identificación y determinación de propiedades índice, o si se usarán también para realizar pruebas de compactación.

Las muestras se obtienen realizando una perforación con herramientas manuales como la pala posteadora y barrenas helicoidales de la Fig. 2.58, y con pozos a cielo abierto, zanjas y cortes excavados con picos y palas o maquinaria de excavación y haciendo un muestreo con espátulas y cinceles.

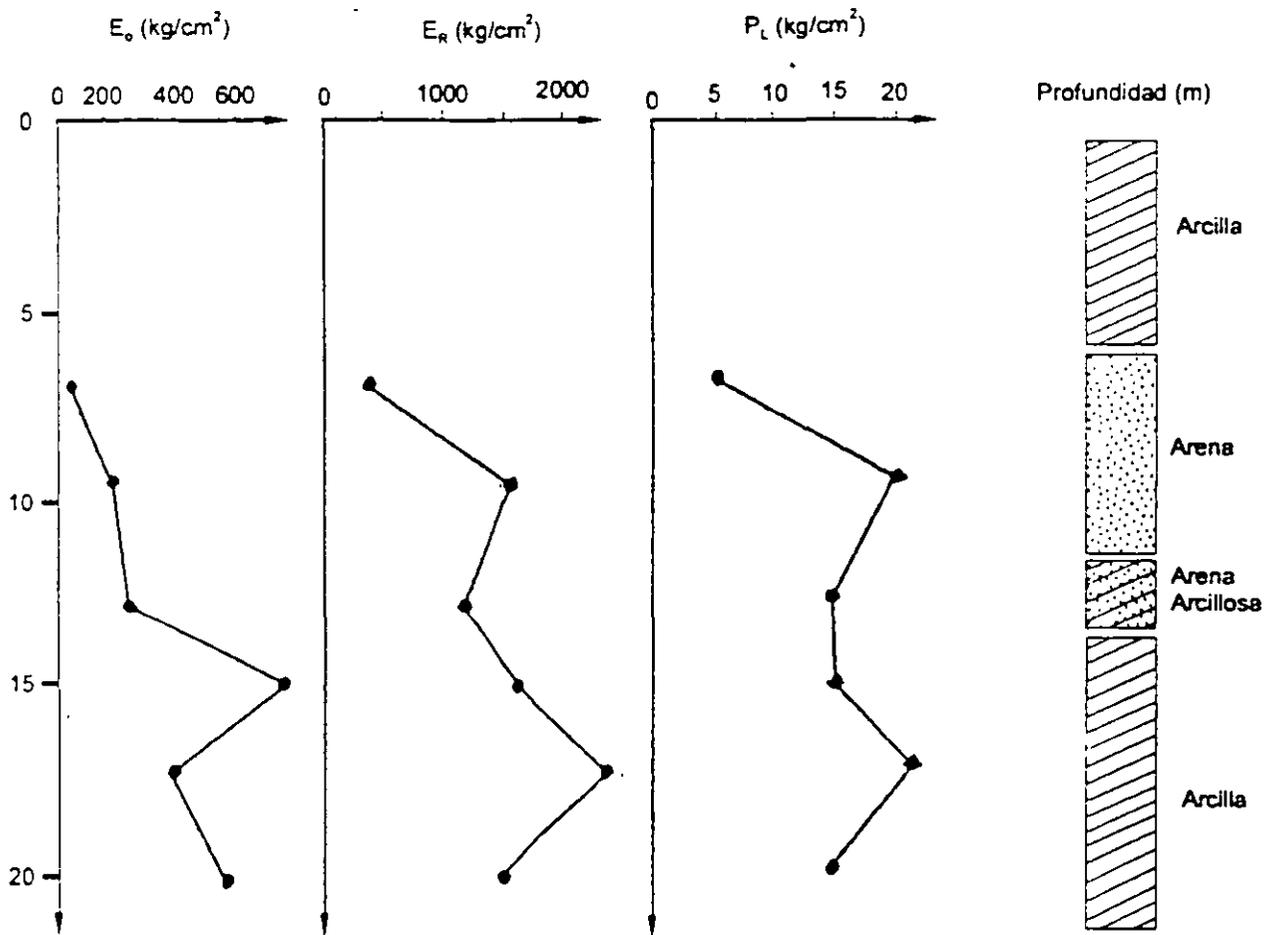


Fig. 2.57. Perfil de parámetros presiométricos

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**“DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACION DE CARRETERAS”**

MÓDULO 1: GEOTECNIA BÁSICA EN CARRETERAS

**TEMA: IDENTIFICACIÓN DE ROCAS Y MINERALES, CLASIFICACIÓN DE
SUELOS¹**

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Villahermosa, Tabasco
Agosto y septiembre del 2001

¹ Standard Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes, ASTM, Designation D2487-90.

IDENTIFICACIÓN DE ROCAS Y MINERALES

(Traducción del apéndice 3 del libro "Introduction to Rock Mechanics" de Richard E. Goodman, realizada por el Ing. Ricardo Rubén Padilla Velázquez)

¿CUANTAS ROCAS Y MINERALES DEBE CONOCER UN INGENIERO?

Los libros de texto de mineralogía comúnmente enlistan propiedades determinantes para cerca de 200 minerales. Un buen libro de petrografía mencionará más de 1000 tipos de rocas. El tema es interesante y tiene muchas repercusiones prácticas. Afortunadamente, sin embargo, la lista de minerales formadores de rocas más comunes es más bien corta (alrededor de 16) y muchos tipos de rocas caen naturalmente dentro de grupos con atributos ingenieriles similares, de suerte que solamente cerca de 40 nombres de rocas serán suficientes para describir a la mayoría de las de real interés para los fines de la ingeniería civil. Hay casos excepcionales, como puede ser, cuando quizá tipos de rocas raras causen inusuales problemas en excavaciones, o como materiales rocosos. Es posible aprender 1000 variedades con el fin de estar equipado para un caso especial, aunque es más eficiente conseguir el auxilio de un petrólogo cuando suceda esto. Para la educación básica del ingeniero geotecnista, usualmente será suficiente familiarizarse con los 16 minerales y las 40 rocas antes mencionados, esto es, debe ser capaz de identificarlas y distinguir algunas de sus particularidades y propiedades.

MINERALES FORMADORES DE ROCAS

Los minerales más comunes formadores de rocas son los silicatos, carbonatos, y diversas sales (sulfatos y cloruros). Los silicatos se forman a partir de tetraedros de silicio - oxígeno (SiO_4) mutuamente eslabonados en "estructuras en isla", láminas, cadenas, y redes por presencia de hierro, magnesio, calcio, potasio y otros iones. Las estructuras en isla, tales como el olivino, son tetraedros sin esquinas cortadas (estos son los minerales de la más alta temperatura del grupo de los silicatos-tempranamente formados en disolución por enfriamiento-y son generalmente los primeros en intemperizarse cuando se exponen a la atmósfera). Las estructuras laminadas (p.ej. mica) se rompen fácilmente (debido a su clivaje o crucero) en una dirección y generalmente presentan baja resistencia al corte a lo largo de esa dirección (paralela a las láminas). Las cadenas (p. ej. los piroxenos y los anfíboles) y redes ligadas a los feldespatos y el cuarzo, son usualmente muy resistentes y durables.

Los carbonatos son soluciones débilmente solubles en agua, pero mucho más solubles si el agua se ha enriquecido con ácido por infiltración a través del suelo o por contaminación industrial. Los carbonatos también tienen la característica de fácil torsión por deslizamiento sobre los planos intracristalinos, tales rocas compuestas por esos minerales se comportan

plásticamente a elevadas presiones. Otras sales (p. ej. yeso y halita) son fácilmente solubles en agua. La pirita está presente en pequeñas cantidades en casi todas las rocas y ocasionalmente se presenta como un porcentaje significativo de éstas.

Los minerales formadores de rocas que usted debe ser capaz de identificar son:

Silicatos

Cuarzo, feldespato, (ortoclasa y plagioclasa), mica (biotita y moscovita), clorita, anfíbol, piroxen y olivino.

Carbonatos

Calcita y dolomita.

Otros

Yeso, anhidrita, halita, pirita y grafito.

La tabla A3.1 le ayudará a identificar esos minerales. Ya que los minerales que forman la textura de la roca están usualmente incrustados en fragmentos o cristales de menos de un centímetro como dimensión máxima, resulta necesario observar a la roca usando una lupa, o mucho mejor, con un microscopio binocular. Los minerales se pueden dividir de esta forma, en aquellos que se pueden rayar con la uña, aquellos que se pueden rayar con una navaja pero no con la uña, y aquellos que no se pueden rayar con una navaja. En la escala de Moh's de dureza relativa, la uña tendrá usualmente una dureza entre 2 y 2.5, al tiempo que el promedio de la navaja tendrá una dureza de entre 5 y 5.5. La presencia o ausencia de clivaje (crucero) es uno de los rasgos de diagnóstico que más fácilmente se puede notar en los minerales que se enlistan. Las superficies de clivaje son pulidas y uniformes, y reflejan la luz incidente uniformemente en una dirección. Los ángulos entre los clivajes se pueden medir girando el espécimen con la mano, para moverse desde la orientación de una reflexión sobre una superficie hasta la orientación de reflexión para la superficie adyacente. Como una ilustración de cómo trabaja la tabla, compare la calcita, el feldespato y el cuarzo, los cuales son tres minerales que los ingenieros frecuentemente confunden. El cuarzo no presenta clivaje y no se puede rayar con una navaja (puede mostrar fases cristalinas; las fases cristalinas se pueden destruir cuando se rompe el cristal, ya que las superficies de clivaje serán reconocibles en todos los trozos minerales después de romper el cristal). El feldespato es más duro que la navaja y también presenta dos buenas direcciones de clivaje. La calcita también tiene buen clivaje pero se puede rayar. Además, la calcita presenta ángulos romboédricos entre las superficies de clivaje (75° y 105°) mientras que los clivajes del feldespato tienen aproximadamente ángulos de 90° entre ellos.

OTROS MINERALES DE IMPORTANCIA

Un pequeño número de minerales explican muchos de los problemas especiales que algunas veces se presentan con las rocas. Esos problemas especiales tienen que ver con la contaminación, el intemperismo rápido, la expansión, el ataque químico de rocas vecinas, el comportamiento indeseable en el concreto, y la muy baja fricción. Algunos de los minerales involucrados son difíciles de identificar en pequeños especímenes, pero el ingeniero debe ser capaz de reconocer los nombres y valorarlos en los reportes geológicos. Los geólogos académicos no siempre están enterados de la influencia de algunas de esas particularidades, las cuales pueden influir sobre las propiedades ingenieriles y en el comportamiento de las rocas. A continuación se muestra una lista parcial de minerales potencialmente problemáticos.

Minerales solubles.

Calcita, dolomita, yeso, anhidrita, sal (halita) y ceolita.

Minerales inestables.

Marcasita y pirrotina.

Minerales potencialmente inestables.

Nontronita (montmorillonita rica en hierro), nefelina, leucita, micas ricas en hierro.

Minerales cuyo intemperismo desprende ácido sulfúrico.

Pirita, pirrotina y otros sulfuros (minerales en mena).

Minerales con bajos coeficientes de fricción.

Arcillas (especialmente, montmorillonitas), talco, clorita, serpentinita, micas, grafito y molibdenita.

Minerales potencialmente expansivos.

Montmorillonitas, anhidrita y vermiculita.

Minerales que reaccionan o interfieren con el cemento portland.

Ópalo, vidrio volcánico, algunos horstemos, yeso, ceolita y mica.

IDENTIFICACIÓN DE ROCAS COMUNES

Uno no debe esperar ser capaz de asignarle nombre geológico correcto a todos los especímenes muestreados para un proyecto de ingeniería; algunas veces no sólo se requiere un entrenamiento cabal en petrología, sino también un examen petrográfico de una lámina delgada con el fin de determinar el tipo de roca de que se trata. Sin embargo, hay un sistema para identificación de rocas y la mayoría de los ingenieros lo pueden utilizar para volverse razonablemente hábiles para clasificar rocas con una pequeña guía. Se debe apreciar que la clasificación geológica de rocas no promete agrupar a las rocas de acuerdo con las propiedades ingenieriles; de hecho, la primera propuesta consiste en agrupar a las rocas en función de su origen. Sin embargo, el nombre de una roca con una pequeña descripción de la naturaleza y arreglo de las partículas que la componen o cristales, frecuentemente aporta una mejor connotación de valor práctico.

La tabla A3.2 presenta un diagrama de flujo muy simplificado que la ayudará a asignar un nombre a un espécimen desconocido. En muchos casos al usar esta carta, el nombre de un grupo de rocas se puede asignar sin ambigüedades después del exámen de una superficie fresca (no intemperizada) o de un espécimen manejable que se desconozca. Como quiera que sea, la carta no es infalible a causa de las fronteras entre diversos grados, los cuales algunas veces se basan en juicios subjetivos, y las cualidades se fijan frecuentemente con diferentes grados comparando entre una muestra y la siguiente. De los muchos atributos que puede presentar un espécimen de roca, solo tres se eligieron predominantemente en esta carta: textura, dureza y estructura.

La mayor división se tiene entre las texturas *cristalina* y *clástica*. Las rocas cristalinas como son el granito, el basalto y el mármol poseen una textura entrelazada de cristales con espacios porosos muy pequeños o inexistentes. Puede haber fronteras definidas por granos rotos y otras fisuras que pueden debilitar a la roca, y los cristales por si mismos pueden ser deformables (p. ej. la calcita en el mármol) pero la matriz es generalmente de buena dureza. En contraste, las rocas clásticas consisten en una colección de partículas de minerales y rocas con espacios porosos semiesféricos más o menos conectados continuamente a través de la roca. A la extensión con que estos espacios porosos estén rellenos de un cementante durable, la roca será resistente y rígida. Algunas rocas clásticas que son duras y de apariencia rocosa contienen sólo arcilla en los espacios entre partículas y se ablandan hasta la consistencia de un suelo al humedecerlas con agua. Algunos especímenes de rocas tienen una granulación tan fina que los granos o cristales no se pueden apreciar con una lupa; en este caso la roca se debe clasificar con otras pruebas.

El segundo índice de clasificación que se usa en la tabla A3.2 es la *dureza*. Sin embargo, esta propiedad esta menos definida como propiedad de una roca que como propiedad de un mineral. La dureza al rayado de una superficie de una roca fresca aporta un índice útil. Por "fresco" se debe entender el ni utilizar especímenes ablandados por intemperismo o con procesos de alteración localizados. Algunas rocas (p.ej. pizarras cloritosas, también llamadas rocas verdes) deben sus características a su alteración hidrotermal, la cual ocurre a considerable profundidad, alterando un gran volumen de roca; esto no debe ser razón para excluir esas rocas como candidatas para fines de identificación, sino más bien para excluir aquellos especímenes intemperizados que cuentan con sondeos vecinos. El rayado de dureza

de una roca no es un índice infalible, como sucede en algunas rocas que muestran diferentes niveles de dureza al rayado de una navaja y en algunas ocasiones se muestran estos límites con una "banda de dispersión" de variabilidad. No obstante, en ciertos casos la prueba de rayado se utiliza, por ejemplo, para distinguir la aplita del mármol, o la hornfelsita de la argilita (también llamada arcillolita). En rocas micáceas, que se revelan como arañadas, bajo el microscopio, que de hecho están compuestas de laminillas fuera de los fragmentos de clivaje comparándolas con una hoja de la navaja, como en una acción de arado. El rayado de dureza usualmente no se utiliza como un índice de clasificación en las rocas clásticas cuarzosas.

Se hace una tercera división entre estructuras *isotrópicas* y *anisotrópicas*. Las rocas metamórficas (p.ej. pizarra, esquisto y gneis), poseen una tendencia incipiente a partirse paralelas a un plano o un eje; consecuentemente, esas rocas presentan anisotropía extrema (direccionalidad) en todas sus propiedades físicas. Algunas rocas sedimentarias (p.ej. lutita, pedernal y caliza fuertemente recostada), poseen semejantes laminaciones con espaciamientos cerrados, que por su misma uniformidad hacen que las muestras presenten una fuerte direccionalidad. En otras rocas, la estructura es masiva para la escala de una muestra manejable (p. ej. arenisca fuertemente recostada, caliza y basalto) de modo que el espécimen aparece como si fuera isotrópico. Algunos granitos son isotrópicos en forma uniforme analizados en la escala de campo. En rocas clásticas cuarzosas, no obstante esto es importante como un atributo físico, el grado de isotropía no se utiliza como un índice de clasificación. La clasificación de esas rocas se efectúa principalmente con base en el tamaño de los granos y de la textura.

Algunos grupos de rocas particulares no se considerarán. Las rocas cristalinas isotrópicas de gran dureza, se presentan en tres formas dependiendo de los tamaños relativos de los cristales: las variedades de grano grueso son *plutónicas* de origen ígneo; aquellas con suficientes cristales gruesos en una matriz de tamaños de cristal invisibles al observarlos con una lupa (textura porfirítica) son de origen *volcánico*; las rocas que se presentan en forma uniforme un grano fino, o porfirítico con un grano fino en la masa de fondo, tienen como origen usualmente el de un *dique*, habiéndose enfriado cerca de la superficie o a una profundidad moderada. Los nombres de la mayoría de esas rocas dentro de esos grupos, refleja cambios en la composición mineralógica que no siempre son significativos desde el punto de vista de la ingeniería. Por ejemplo, la diferencia entre un *granito* y un *granodiorita* se encuentra principalmente en la abundancia relativa de los minerales de ortoclasa y plagioclasa, los cuales son casi idénticos en propiedades físicas. Las variedades oscuras de esas rocas, tales como el gabro y la peridotita, están compuestas de proporciones relativamente grandes de piroxeno y olivino formados tempranamente a una temperatura alta, los cuales se convierten en los más susceptibles a procesos de intemperismo. Las rocas cristalinas duras y anisotrópicas son usualmente un poco más resistentes (p.ej. gneis y anfíbolita). Las rocas cristalinas blandas y anisotrópicas donde quedan incluidos los esquistos, en las cuales la suavidad se puede deber a una verdadera incrustación de clorita u otros minerales blandos, o un surcado de micas como previamente se hizo notar.

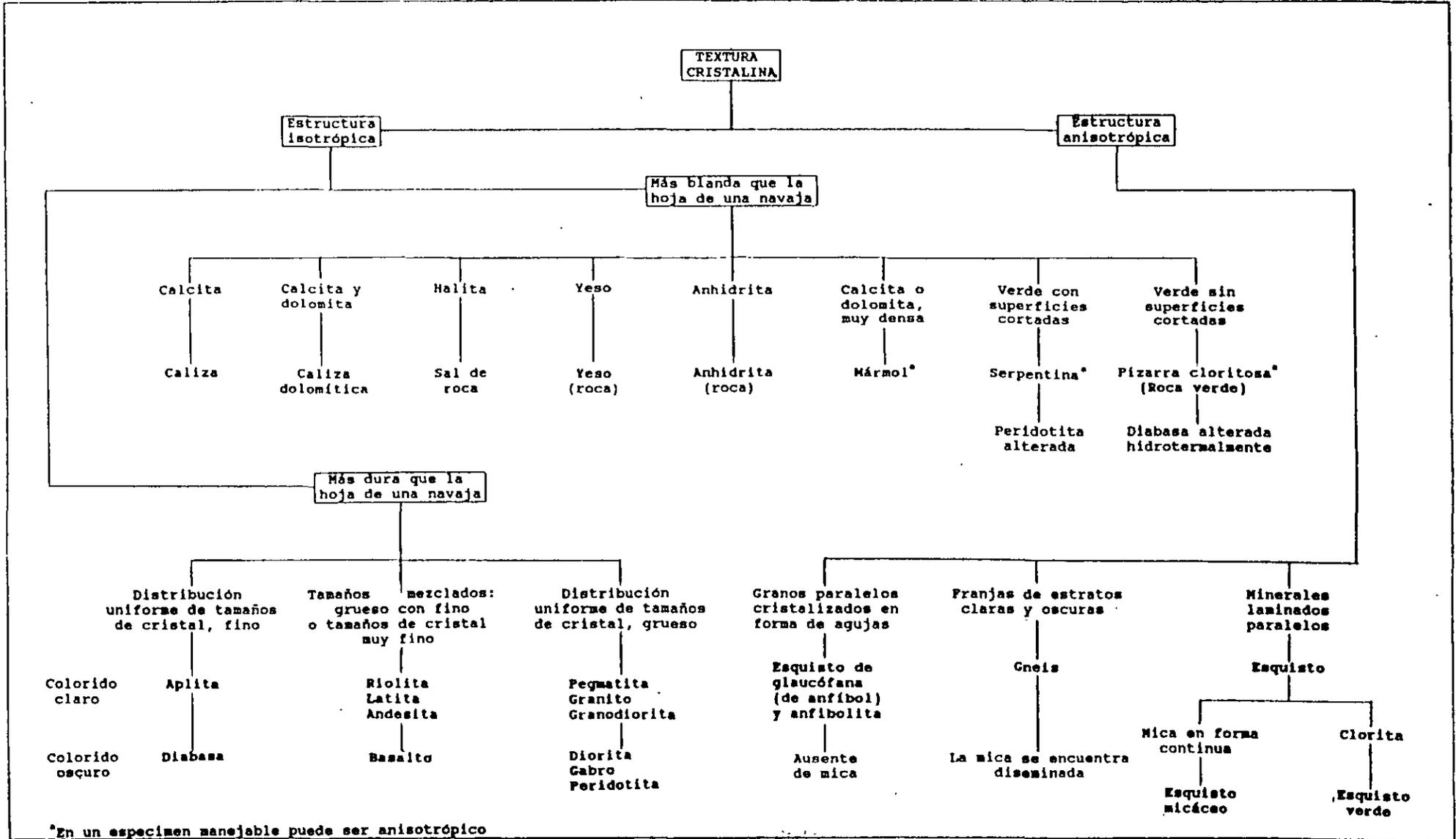
Las rocas cristalinas isotrópicas que se rayan fácilmente engloban a las rocas evaporitas (caliza, dolomita, yeso, anhidrita, sal de roca, etc.) y rocas básicas ígneas alteradas (serpentina y pizarra cloritosa). Todas esas rocas pueden presentar unas propiedades indeseables de debilidad (baja resistencia) y deformabilidad para el ingeniero civil, las serpentinitas en virtud de superficies internas por rotura previa y minerales débiles asociados, y los exquistos en virtud de las bandas continuas de mica, clorita u otros minerales de baja resistencia al corte.

Las rocas más difíciles de identificar son aquellas sin granos visibles o cristales en los basaltos afaníticos, pedemales lutitas, algunas pizarras y algunas calizas de grano fino y dolomitas que pueden presentar dificultades cuando se examina la dureza y la estructura. Las estructuras y rocas asociadas que se pueden estudiar en el campo, usualmente facilitan mucho la identificación de las rocas.

La tabla A3.3 presenta los periodos geológicos. En la ingeniería práctica, se recomienda que se incluyan con el nombre petrológico de la roca, particularmente en lo referente a rocas sedimentarias. En forma general, las rocas más viejas tienden a ser más duras y con una cementación más permanente. Hay desafortunadamente, importantes y dramáticas excepciones; por ejemplo, arcillas montmorilloníticas no cementadas que se asientan en unidades de roca desde el Paleozoico inferior. Aquellos versados en ingeniería geológica, son de la opinión que los nombres de las eras y períodos en que se forman las rocas se asocian implícitamente a atributos ingenieriles en forma más efectiva que hacerlo con cualquier otra propiedad índice aislada. Muchos trabajadores de mecánica de rocas deben entender la utilidad de esos nombres y emplearlos rutinariamente en la descripción de rocas.

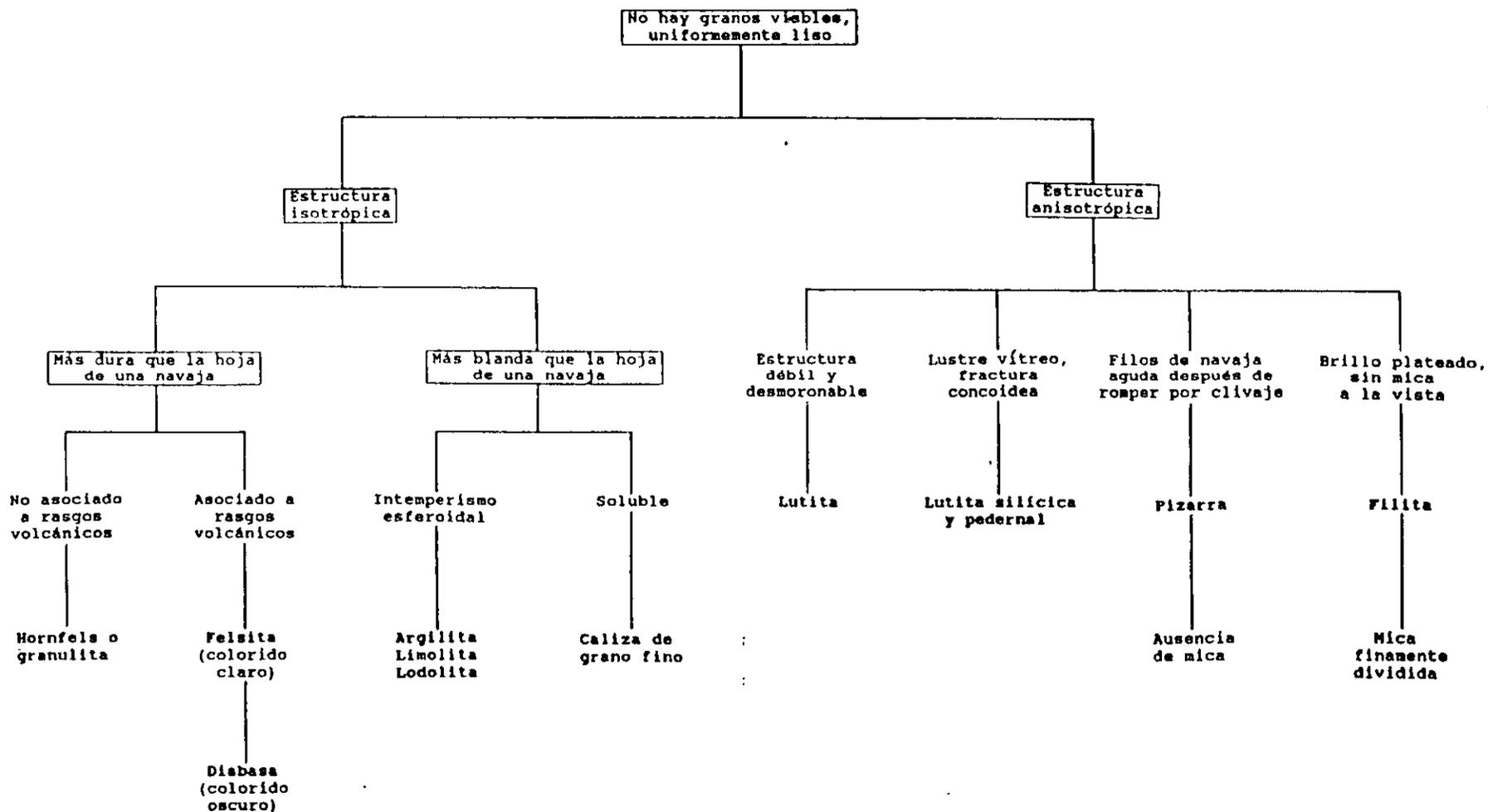
TABLA A 3.2

ESQUEMA DE IDENTIFICACIÓN DE ROCAS

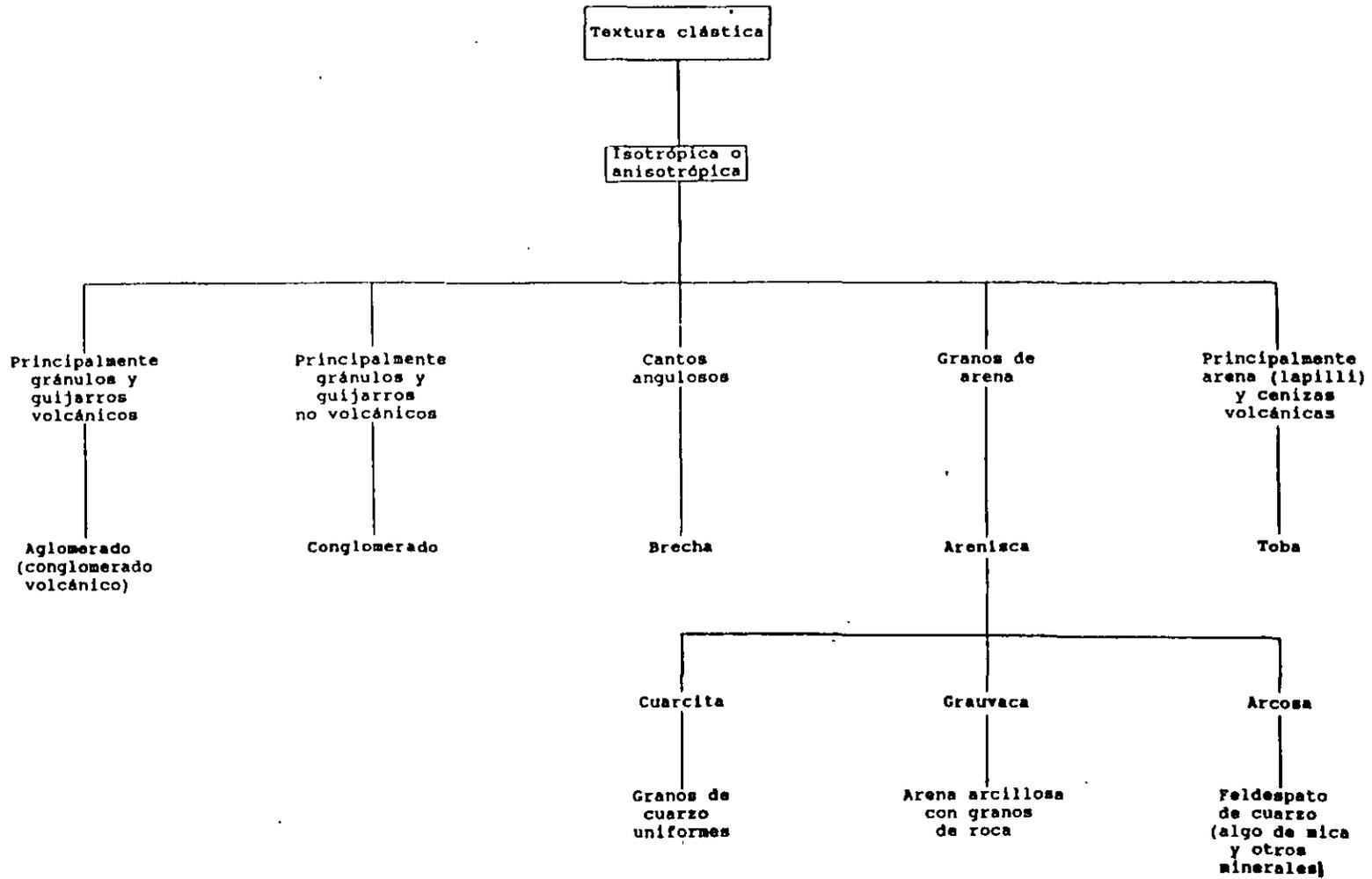


T A B L A A3.2 (continuación 1)

706



T A B L A A3.2 (continuación 2)



307

TABLA A3.3
LA ESCALA GEOLOGICA DEL TIEMPO

ERA	PERÍODO	ÉPOCA	TIEMPO
Cenozoico	Cuaternario	Holoceno	10 000 años
		Pleistoceno	2 m. a.
		Plioceno	
		Mioceno	
		Terciario	Oligoceno
Mezozoico	Cretácico	Eoceno	65 m. a.
		Jurásico	
		Triásico	225m. a.
Paleozoico	Pérmico		
		Pennsylvánico	
		Mississípico	
		Devónico	
		Silúrico	
	Ordovícico		570m.a.
Pre - cámbrico			

a : m.a. = millones de años

Standard Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes¹

This standard is issued under the fixed designation D 2487; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

This test method has been approved for use by agencies of the Department of Defense. Consult the DOD Index of Specifications and Standards for the specific year of issue which has been adopted by the Department of Defense.

1. Scope

1.1 This test method describes a system for classifying mineral and organo-mineral soils for engineering purposes based on laboratory determination of particle-size characteristics, liquid limit, and plasticity index and shall be used when precise classification is required.

1.2 Use of this standard will result in a single classification symbol and group name except when a soil contains 5 to 12 % silt or when the plot of the liquid limit and plasticity index values falls in the crosshatched area of the plasticity chart. In these two cases, a dual symbol is used, for example, GP-GM, CL-ML. When the laboratory test results indicate that the soil is close to another soil classification group, the borderline condition can be indicated with two symbols separated by a slash. The first symbol should be the one based on this standard, for example, CL/CH, GM/SM, SC/CL. Borderline symbols are particularly useful when the liquid limit value of clayey soils is close to 50. These soils can have expansive characteristics and the use of a borderline symbol (CL/CH, CH/CL) will alert the user of the assigned classifications of expansive potential.

1.3 The group symbol portion of this system is based on laboratory tests performed on the portion of a soil sample passing the 3-in. (75-mm) sieve (see Specification E 11).

1.4 As a classification system, this test method is limited to naturally occurring soils.

NOTE 2—The group names and symbols used in this test method may be used as a descriptive system applied to such materials as shale, gypsone, shells, crushed rock, etc. See Appendix X2.

1.5 This test method is for qualitative application only.

NOTE 3—When quantitative information is required for detailed designs of important structures, this test method must be supplemented by laboratory tests or other quantitative data to determine performance characteristics under expected field conditions.

1.6 The system is based on the widely recognized Unified Soil Classification System which was adopted by several U.S. Government agencies in 1952 as an outgrowth of the Airfield Classification System developed by A. Casagrande.²

1.7 This standard does not purport to address the safety problems associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards

- C 117 Test Method for Materials Finer Than 75- μ m (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing³
- C 136 Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates³
- C 702 Practice for Reducing Field Samples of Aggregate to Testing Size³
- D 420 Guide for Investigating and Sampling Soil and Rock⁴
- D 421 Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants⁴
- D 422 Method for Particle-Size Analysis of Soils⁴
- D 653 Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids⁴
- D 1140 Test Method for Amount of Material in Soils Finer than the No. 200 (75- μ m) Sieve⁴
- D 2216 Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil, Rock, and Soil-Aggregate Mixtures⁴
- D 2217 Practice for Wet Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants⁴
- D 2488 Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)⁴
- D 4083 Practice for Description of Frozen Soils (Visual-Manual Procedure)⁴
- D 4318 Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils⁴
- D 4427 Classification of Peat Samples by Laboratory Testing⁴
- E 11 Specification for Wire-Cloth Sieves for Testing Purposes³

3. Terminology

3.1 *Definitions*—Except as listed below, all definitions are in accordance with Terms and Symbols D 653.

NOTE 4—For particles retained on a 3-in. (75-mm) U.S. standard sieve, the following definitions are suggested.

Cobbles—particles of rock that will pass a 12-in. (300-mm) square opening and be retained on a 3-in. (75-mm) U.S. standard sieve, and
Boulders—particles of rock that will not pass a 12-in. (300-mm) square opening

3.1.1 *gravel*—particles of rock that will pass a 3-in.

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.07 on Identification and Classification of Soils.

Current edition approved June 29, 1990. Published August 1990. Originally published as D 2487 - 66 T. Last previous edition D 2487 - 85¹.

² Casagrande, A., "Classification and Identification of Soils," *Transactions*, ASCE, 1948, p. 901.

³ *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.02

⁴ *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.08

(75-mm) sieve and be retained on a No. 4 (4.75-mm) U.S. standard sieve with the following subdivisions:

Coarse—passes 3-in. (75-mm) sieve and retained on ¾-in. (19-mm) sieve, and

Fine—passes ¾-in. (19-mm) sieve and retained on No. 4 (4.75-mm) sieve.

3.1.2 *sand*—particles of rock that will pass a No. 4 (4.75-mm) sieve and be retained on a No. 200 (75-µm) U.S. standard sieve with the following subdivisions:

Coarse—passes No. 4 (4.75-mm) sieve and retained on No. 10 (2.00-mm) sieve,

Medium—passes No. 10 (2.00-mm) sieve and retained on No. 40 (425-µm) sieve, and

Fine—passes No. 40 (425-µm) sieve and retained on No. 200 (75-µm) sieve.

3.1.3 *clay*—soil passing a No. 200 (75-µm) U.S. standard sieve that can be made to exhibit plasticity (putty-like properties) within a range of water contents and that exhibits considerable strength when air dry. For classification, a clay is a fine-grained soil, or the fine-grained portion of a soil, with a plasticity index equal to or greater than 4, and the plot of plasticity index versus liquid limit falls on or above the "A" line.

3.1.4 *silt*—soil passing a No. 200 (75-µm) U.S. standard sieve that is nonplastic or very slightly plastic and that exhibits little or no strength when air dry. For classification, a silt is a fine-grained soil, or the fine-grained portion of a soil, with a plasticity index less than 4 or if the plot of plasticity index versus liquid limit falls below the "A" line.

3.1.5 *organic clay*—a clay with sufficient organic content to influence the soil properties. For classification, an organic clay is a soil that would be classified as a clay except that its liquid limit value after oven drying is less than 75 % of its liquid limit value before oven drying.

3.1.6 *organic silt*—a silt with sufficient organic content to influence the soil properties. For classification, an organic silt is a soil that would be classified as a silt except that its liquid limit value after oven drying is less than 75 % of its liquid limit value before oven drying.

3.1.7 *peat*—a soil composed of vegetable tissue in various stages of decomposition usually with an organic odor, a dark-brown to black color, a spongy consistency, and a texture ranging from fibrous to amorphous.

3.2 Descriptions of Terms Specific to This Standard:

3.2.1 *coefficient of curvature, C_c*—the ratio $(D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$, where D_{60} , D_{30} , and D_{10} are the particle diameters corresponding to 60, 30, and 10 % finer on the cumulative particle-size distribution curve, respectively.

3.2.2 *coefficient of uniformity, C_u*—the ratio D_{60} / D_{10} , where D_{60} and D_{10} are the particle diameters corresponding to 60 and 10 % finer on the cumulative particle-size distribution curve, respectively.

4. Summary of Test Method

4.1 As illustrated in Table 1, this classification system identifies three major soil divisions: coarse-grained soils, fine-grained soils, and highly organic soils. These three divisions are further subdivided into a total of 15 basic soil groups.

4.2 Based on the results of visual observations and prescribed laboratory tests, a soil is catalogued according to the basic soil groups, assigned a group symbol(s) and name, and

thereby classified. The flow charts, Fig. 1 for fine-grained soils, and Fig. 2 for coarse-grained soils, can be used to assign the appropriate group symbol(s) and name.

5. Significance and Use

5.1 This test method classifies soils from any geographic location into categories representing the results of prescribed laboratory tests to determine the particle-size characteristics, the liquid limit, and the plasticity index.

5.2 The assigning of a group name and symbol(s) along with the descriptive information required in Practice D 2488 can be used to describe a soil to aid in the evaluation of its significant properties for engineering use.

5.3 The various groupings of this classification system have been devised to correlate in a general way with the engineering behavior of soils. This test method provides a useful first step in any field or laboratory investigation for geotechnical engineering purposes.

5.4 This test method may also be used as an aid in training personnel in the use of Practice D 2488.

5.5 This test method may be used in combination with Practice D 4083 when working with frozen soils.

6. Apparatus

6.1 In addition to the apparatus that may be required for obtaining and preparing the samples and conducting the prescribed laboratory tests, a plasticity chart, similar to Fig. 3, and a cumulative particle-size distribution curve, similar to Fig. 4, are required.

NOTE 5—The "U" line shown on Fig. 3 has been empirically determined to be the approximate "upper limit" for natural soils. It is a good check against erroneous data, and any test results that plot above or to the left of it should be verified.

7. Sampling

7.1 Samples shall be obtained and identified in accordance with a method or methods, recommended in Recommended Guide D 420 or by other accepted procedures.

7.2 For accurate identification, the minimum amount of test sample required for this test method will depend on which of the laboratory tests need to be performed. Where only the particle-size analysis of the sample is required, specimens having the following minimum dry weights are required:

Maximum Particle Size, Sieve Opening	Minimum Specimen Size, Dry Weight
4.75 mm (No. 4)	100 g (0.25 lb)
9.5 mm (¾ in.)	200 g (0.5 lb)
19.0 mm (¾ in.)	1.0 kg (2.2 lb)
38.1 mm (1½ in.)	8.0 kg (18 lb)
75.0 mm (3 in.)	60.0 kg (132 lb)

Whenever possible, the field samples should have weights two to four times larger than shown.

7.3 When the liquid and plastic limit tests must also be performed, additional material will be required sufficient to provide 150 g to 200 g of soil finer than the No. 40 (425-µm) sieve.

7.4 If the field sample or test specimen is smaller than the minimum recommended amount, the report shall include an appropriate remark.

TABLE 1 Soil Classification Chart

Criteria for Assigning Group Symbols and Group Names Using Laboratory Tests ^a				Soil Classification	
				Group Symbol	Group Name ^b
Coarse-Grained Soils More than 50 % retained on No. 200 sieve	Gravels More than 50 % of coarse fraction retained on No. 4 sieve	Clean Gravels Less than 5 % fines ^c	$Cu \geq 4$ and $1 \leq Cc \leq 3^e$	GW	Well-graded gravel ^f
			$Cu < 4$ and/or $1 > Cc > 3^e$	GP	Poorly graded gravel ^f
		Gravels with Fines More than 12 % fines ^c	Fines classify as ML or MH Fines classify as CL or CH	GM GC	Silty gravel ^{f, G, H} Clayey gravel ^{f, G, H}
	Sands 50 % or more of coarse fraction passes No. 4 sieve	Clean Sands Less than 5 % fines ^c	$Cu \geq 6$ and $1 \leq Cc \leq 3^e$	SW	Well-graded sand
			$Cu < 6$ and/or $1 > Cc > 3^e$	SP	Poorly graded sand ^f
		Sands with Fines More than 12 % fines ^c	Fines classify as ML or MH Fines classify as CL or CH	SM SC	Silty sand ^{f, G, H, I} Clayey sand ^{f, G, H, I}
Fine-Grained Soils 50 % or more passes the No. 200 sieve	Silt and Clays Liquid limit less than 50	inorganic	$PI > 7$ and plots on or above "A" line ^j $PI < 4$ or plots below "A" line ^j	CL ML	Lean clay ^{k, L, M} Silt ^{k, L, M}
		organic	$\frac{\text{Liquid limit} - \text{oven dried}}{\text{Liquid limit} - \text{not dried}} < 0.75$	OL	Organic clay ^{k, L, M, N} Organic silt ^{k, L, M, N}
	Silt and Clays Liquid limit 50 or more	inorganic	PI plots on or above "A" line PI plots below "A" line	CH MH	Fat clay ^{k, L, M} Elastic silt ^{k, L, M}
		organic	$\frac{\text{Liquid limit} - \text{oven dried}}{\text{Liquid limit} - \text{not dried}} < 0.75$	OH	Organic clay ^{k, L, M, P} Organic silt ^{k, L, M, P}
	Highly organic soils	Primarily organic matter dark in color, and organic odor		PT	Peat

^a Based on the material passing the 3-in. (75-mm) sieve

^b If field sample contained cobbles or boulders, or both, add "with cobbles or boulders, or both" to group name.

^c Gravels with 5 to 12 % fines require dual symbols

GW-GM well-graded gravel with silt
GW-GC well-graded gravel with clay
GP-GM poorly graded gravel with silt
GP-GC poorly graded gravel with clay

^d Sands with 5 to 12 % fines require dual symbols

SW-SM well-graded sand with silt
SW-SC well-graded sand with clay
SP-SM poorly graded sand with silt
SP-SC poorly graded sand with clay

^e $Cu = D_{60}/D_{10}$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$

^f If soil contains ≥ 15 % sand, add "with sand" to group name

^g If fines classify as CL-ML, use dual symbol GC-GM, or SC-SM

^h If fines are organic, add "with organic fines" to group name.

ⁱ If soil contains ≥ 15 % gravel, add "with gravel" to group name

^j If Atterberg limits plot in hatched area, soil is a CL-ML, silty clay

^k If soil contains 15 to 29 % plus No. 200, add "with sand" or "with gravel," whichever is predominant.

^l If soil contains ≥ 30 % plus No. 200, predominantly sand, add "sandy" to group name

^m If soil contains ≥ 30 % plus No. 200, predominantly gravel, add "gravelly" to group name

ⁿ $PI \geq 4$ and plots on or above "A" line.

^o $PI < 4$ or plots below "A" line

^p PI plots on or above "A" line.

^q PI plots below "A" line.

GROUP SYMBOL

GROUP NAME

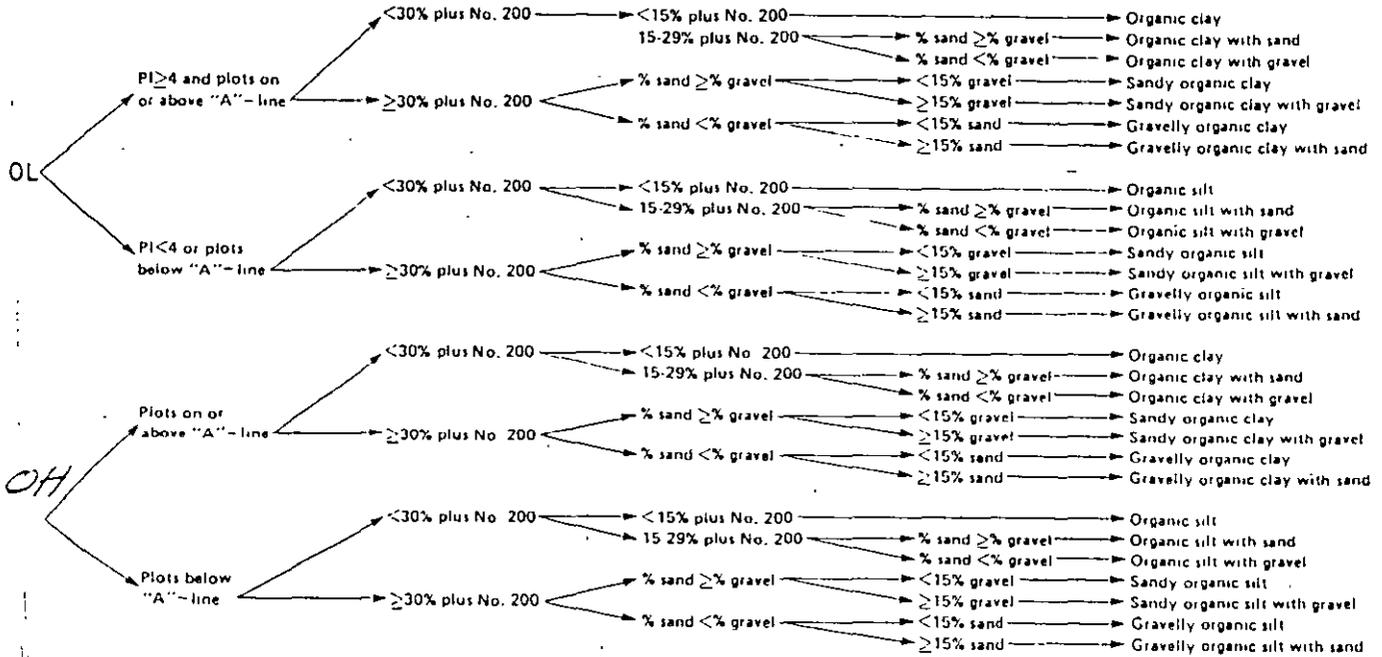


FIG. 1b Flow Chart for Classifying Organic Fine-Grained Soil (50 % or More Passes No. 200 Sieve)

GROUP SYMBOL

GROUP NAME

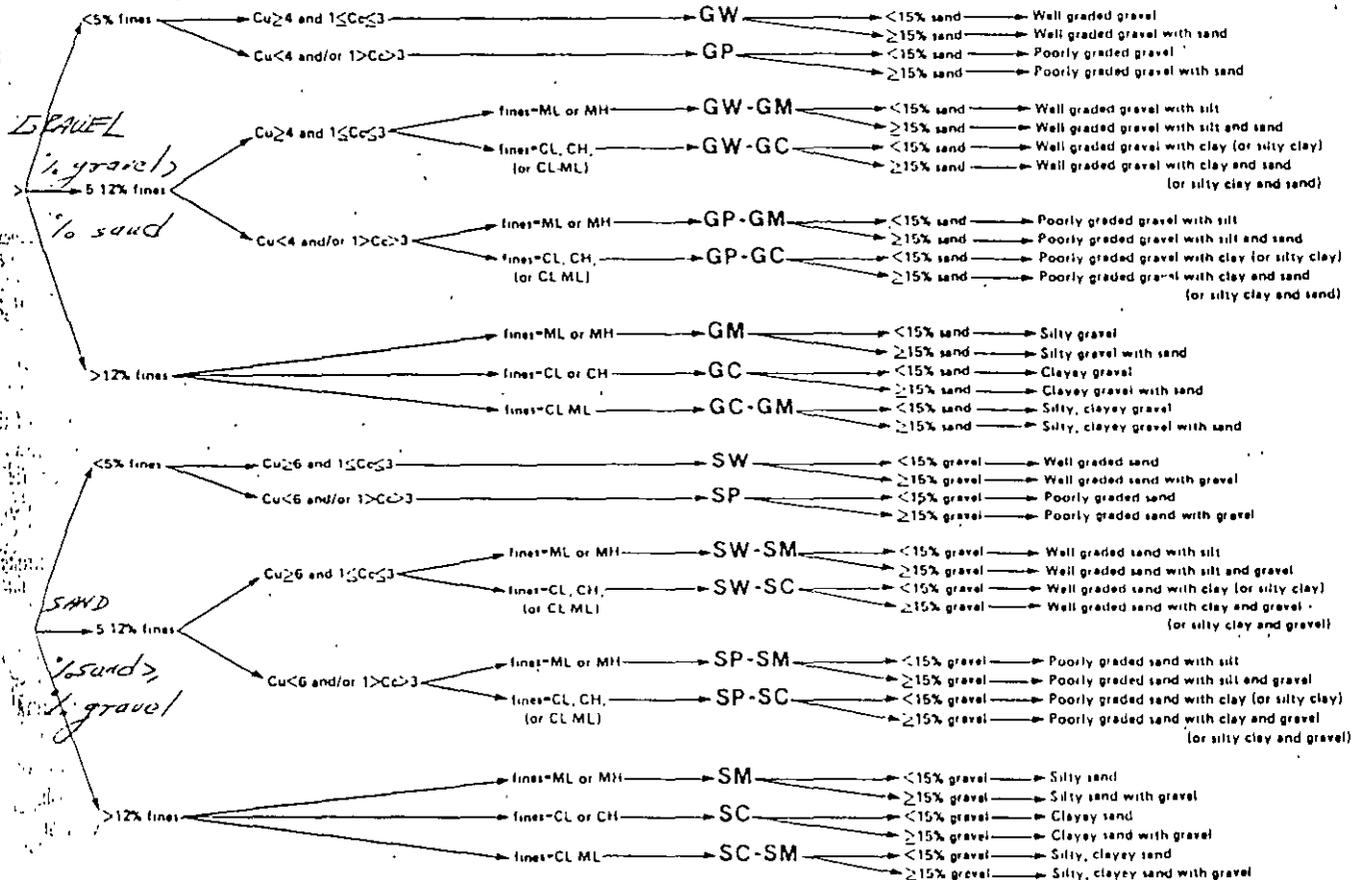


FIG. 2 Flow Chart for Classifying Coarse-Grained Soils (More Than 50 % Retained on No. 200 Sieve)

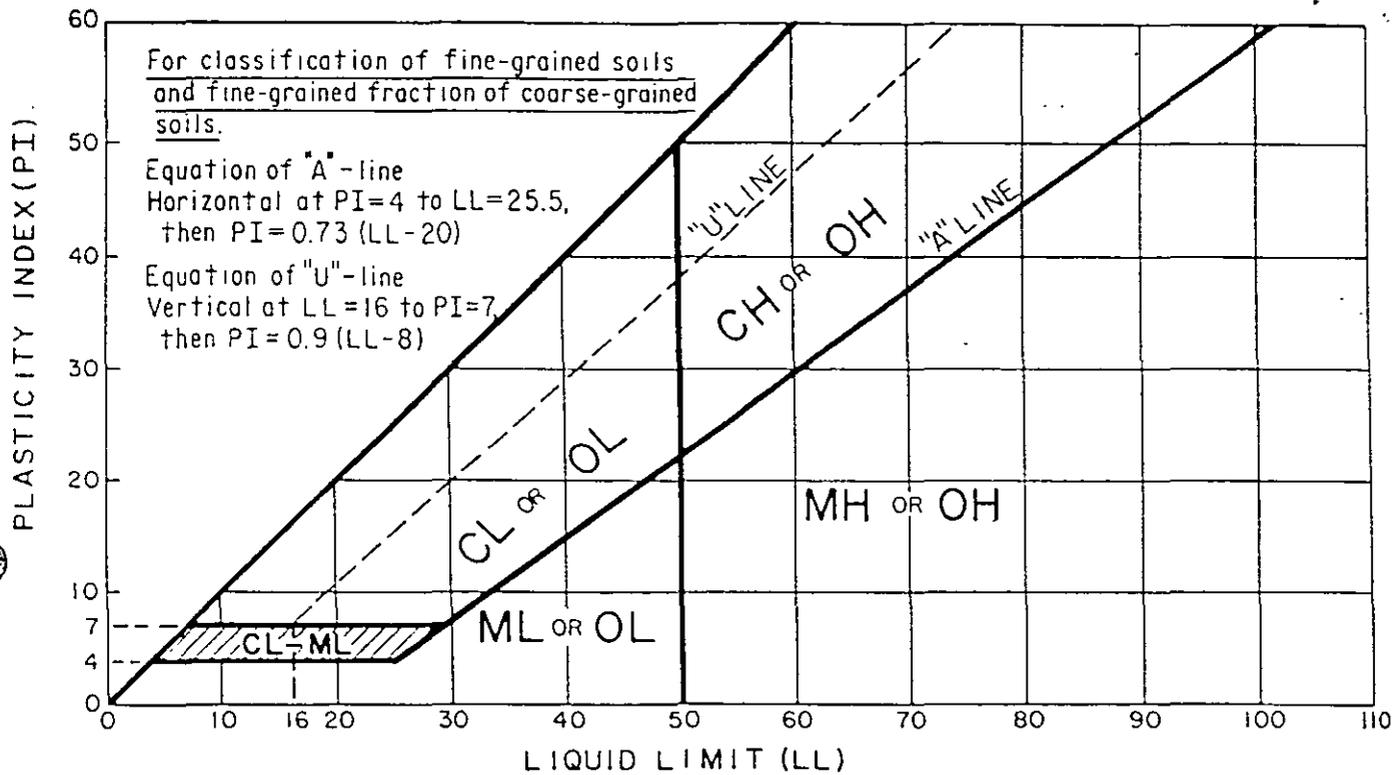


FIG. 3 Plasticity Chart

9.8.2 For soils estimated to contain 5 to 15 % fines, a cumulative particle-size distribution curve, as described in 9.8.1, is required, and the liquid limit and plasticity index are required.

9.8.2.1 If sufficient material is not available to determine the liquid limit and plasticity index, the fines should be estimated to be either silty or clayey using the procedures described in Practice D 2488 and so noted in the report.

9.8.3 For soils estimated to contain 15 % or more fines, a determination of the percent fines, percent sand, and percent gravel is required, and the liquid limit and plasticity index are required. For soils estimated to contain 90 % fines or more, the percent fines, percent sand, and percent gravel may be estimated using the procedures described in Practice D 2488 and so noted in the report.

10. Preliminary Classification Procedure

10.1 Class the soil as fine-grained if 50 % or more by dry weight of the test specimen passes the No. 200 (75- μ m) sieve and follow Section 11.

10.2 Class the soil as coarse-grained if more than 50 % by dry weight of the test specimen is retained on the No. 200 (75- μ m) sieve and follow Section 12.

11. Procedure for Classification of Fine-Grained Soils (50 % or more by dry weight passing the No. 200 (75- μ m) sieve)

11.1 The soil is an inorganic clay if the position of the plasticity index versus liquid limit plot, Fig 3, falls on or above the "A" line, the plasticity index is greater than 4, and the presence of organic matter does not influence the liquid limit as determined in 11.3.2.

NOTE 6—The plasticity index and liquid limit are determined on the minus No. 40 (425 μ m) sieve material.

11.1.1 Classify the soil as a *lean clay*, CL, if the liquid limit is less than 50. See area identified as CL on Fig. 3.

11.1.2 Classify the soil as a *fat clay*, CH, if the liquid limit is 50 or greater. See area identified as CH on Fig. 3.

NOTE 7—In cases where the liquid limit exceeds 110 or the plasticity index exceeds 60, the plasticity chart may be expanded by maintaining the same scale on both axes and extending the "A" line at the indicated slope.

11.1.3 Classify the soil as a *silty clay*, CL-ML, if the position of the plasticity index versus liquid limit plot falls on or above the "A" line and the plasticity index is in the range of 4 to 7. See area identified as CL-ML on Fig. 3.

11.2 The soil is an inorganic silt if the position of the plasticity index versus liquid limit plot, Fig 3, falls below the "A" line or the plasticity index is less than 4, and presence of organic matter does not influence the liquid limit as determined in 11.3.2.

11.2.1 Classify the soil as a *silt*, ML, if the liquid limit is less than 50. See area identified as ML on Fig. 3.

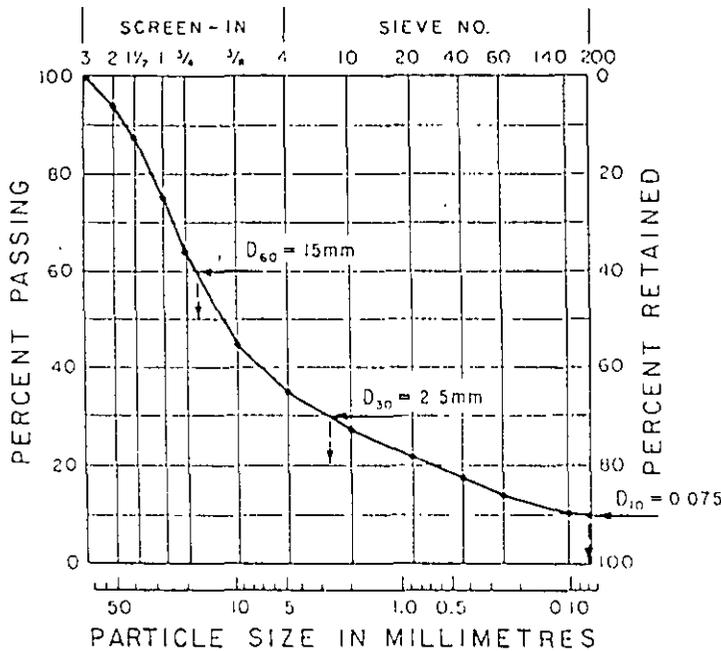
11.2.2 Classify the soil as an *elastic silt*, MH, if the liquid limit is 50 or greater. See area identified as MH on Fig. 3.

11.3 The soil is an organic silt or clay if organic matter is present in sufficient amounts to influence the liquid limit as determined in 11.3.2.

11.3.1 If the soil has a dark color and an organic odor when moist and warm, a second liquid limit test shall be performed on a test specimen which has been oven dried at $110 \pm 5^\circ\text{C}$ to a constant weight, typically over night.

11.3.2 The soil is an organic silt or organic clay if the liquid limit after oven drying is less than 75 % of the liquid

SIEVE ANALYSIS



$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{15}{0.075} = 200 \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(2.5)^2}{0.075 \times 15} = 5.6$$

FIG. 4 Cumulative Particle-Size Plot

limit of the original specimen determined before oven drying (see Procedure B of Practice D 2217)

11.3.3 Classify the soil as an *organic silt* or *organic clay*, OL, if the liquid limit (not oven dried) is less than 50%. Classify the soil as an *organic silt*, OL, if the plasticity index is less than 4, or the position of the plasticity index versus liquid limit plot falls below the "A" line. Classify the soil as *organic clay*, OL, if the plasticity index is 4 or greater and the position of the plasticity index versus liquid limit plot falls on or above the "A" line. See area identified as OL (or CL-ML) on Fig. 3.

11.3.4 Classify the soil as an *organic clay* or *organic silt*, OH, if the liquid limit (not oven dried) is 50 or greater. Classify the soil as an *organic silt*, OH, if the position of the plasticity index versus liquid limit plot falls below the "A" line. Classify the soil as an *organic clay*, OH, if the position of the plasticity index versus liquid limit plot falls on or above the "A" line. See area identified as OH on Fig. 3.

11.4 If less than 30% but 15% or more of the test specimen is retained on the No. 200 (75-μm) sieve, the words "with sand" or "with gravel" (whichever is predominant) shall be added to the group name. For example, lean clay with sand, CL; silt with gravel, ML. If the percent of sand is equal to the percent of gravel, use "with sand."

11.5 If 30% or more of the test specimen is retained on the No. 200 (75-μm) sieve, the words "sandy" or "gravelly" shall be added to the group name. Add the word "sandy" if 30% or more of the test specimen is retained on the No. 200 (75-μm) sieve and the coarse-grained portion is predominantly sand. Add the word "gravelly" if 30% or more of the test specimen is retained on the No. 200 (75-μm) sieve and the coarse-grained portion is predominantly gravel. For

example, sandy lean clay, CL; gravelly fat clay, CH; sandy silt, ML. If the percent of sand is equal to the percent of gravel, use "sandy."

12. Procedure for Classification of Coarse-Grained Soils (more than 50% retained on the No. 200 (75-μm) sieve)

12.1 Class the soil as gravel if more than 50% of the coarse fraction [plus No. 200 (75-μm) sieve] is retained on the No. 4 (4.75-mm) sieve.

12.2 Class the soil as sand if 50% or more of the coarse fraction [plus No. 200 (75-μm) sieve] passes the No. 4 (4.75-mm) sieve.

12.3 If 12% or less of the test specimen passes the No. 200 (75-μm) sieve, plot the cumulative particle-size distribution, Fig. 4, and compute the coefficient of uniformity, C_u , and coefficient of curvature, C_c , as given in Eqs 1 and 2.

$$C_u = D_{60}/D_{10} \quad (1)$$

$$C_c = (D_{30})^2/(D_{10} \times D_{60}) \quad (2)$$

where:

D_{10} , D_{30} , and D_{60} = the particle-size diameters corresponding to 10, 30, and 60%, respectively, passing on the cumulative particle-size distribution curve, Fig. 4.

NOTE 8—It may be necessary to extrapolate the curve to obtain the D_{10} diameter.

12.3.1 If less than 5% of the test specimen passes the No. 200 (75-μm) sieve, classify the soil as a *well-graded gravel*, GW, or *well-graded sand*, SW, if C_u is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and C_c is at least 1.0 but not more than 3.0.

12.3.2 If less than 5% of the test specimen passes the No. 200 (75-μm) sieve, classify the soil as *poorly graded gravel*,

GP, or *poorly graded sand*, SP, if either the Cu or the Cc criteria for well-graded soils are not satisfied.

12.4 If more than 12 % of the test specimen passes the No. 200 (75- μ m) sieve, the soil shall be considered a coarse-grained soil with fines. The fines are determined to be either clayey or silty based on the plasticity index versus liquid limit plot on Fig. 3. (See 9.8.2.1 if insufficient material available for testing). (See NOTE 6)

12.4.1 Classify the soil as a *clayey gravel*, GC, or *clayey sand*, SC, if the fines are clayey, that is, the position of the plasticity index versus liquid limit plot, Fig. 3, falls on or above the "A" line and the plasticity index is greater than 7.

12.4.2 Classify the soil as a *silty gravel*, GM, or *silty sand*, SM, if the fines are silty, that is, the position of the plasticity index versus liquid limit plot, Fig. 3, falls below the "A" line or the plasticity index is less than 4.

12.4.3 If the fines plot as a silty clay, CL-ML, classify the soil as a *silty, clayey gravel*, GC-GM, if it is a gravel or a *silty, clayey sand*, SC-SM, if it is a sand.

12.5 If 5 to 12 % of the test specimen passes the No. 200 (75- μ m) sieve, give the soil a dual classification using two group symbols

12.5.1 The first group symbol shall correspond to that for a gravel or sand having less than 5 % fines (GW, GP, SW, SP), and the second symbol shall correspond to a gravel or sand having more than 12 % fines (GC, GM, SC, SM).

12.5.2 The group name shall correspond to the first group symbol plus "with clay" or "with silt" to indicate the plasticity characteristics of the fines. For example, well-graded gravel with clay, GW-GC; poorly graded sand with silt, SP-SM (See 9.8.2.1 if insufficient material available for testing).

NOTE 9—If the fines plot as a *silty clay*, CL-ML, the second group symbol should be either GC or SC. For example, a poorly graded sand with 10 % fines, a liquid limit of 20, and a plasticity index of 6 would be classified as a poorly graded sand with silty clay, SP-SC.

12.6 If the specimen is predominantly sand or gravel but

contains 15 % or more of the other coarse-grained constituent, the words "with gravel" or "with sand" shall be added to the group name. For example, poorly graded gravel with sand, clayey sand with gravel.

12.7 If the field sample contained any cobbles or boulders or both, the words "with cobbles," or "with cobbles and boulders" shall be added to the group name. For example, silty gravel with cobbles, GM.

13. Report

13.1 The report should include the group name, group symbol, and the results of the laboratory tests. The particle-size distribution shall be given in terms of percent of gravel, sand, and fines. The plot of the cumulative particle-size distribution curve shall be reported if used in classifying the soil. Report appropriate descriptive information according to the procedures in Practice D 2488. A local or commercial name or geologic interpretation for the material may be added at the end of the descriptive information if identified as such. The test procedures used shall be referenced.

NOTE 10—*Example: Clayey Gravel with Sand and Cobbles (GC)*—46 % fine to coarse, hard, subrounded gravel; 30 % fine to coarse, hard, subrounded sand; 24 % clayey fines, LL = 38, PI = 19; weak reaction with HCl, original field sample had 4 % hard, subrounded cobbles, maximum dimension 150 mm.

In-Place Conditions—firm, homogeneous, dry, brown.

Geologic Interpretation—alluvial fan.

NOTE 11—Other examples of soil descriptions are given in Appendix X1.

14. Precision and Bias

14.1 This test method provides qualitative data only; therefore, a precision and bias statement is nonapplicable.

15. Keywords

15.1 Atterberg limits; classification; clay; gradation; gravel; laboratory classification; organic soils; sand; silt; soil classification; soil tests

APPENDICES

(Nonmandatory Information)

XI. EXAMPLES OF DESCRIPTIONS USING SOIL CLASSIFICATION

X1.1 The following examples show how the information required in 13.1 can be reported. The appropriate descriptive information from Practice D 2488 is included for illustrative purposes. The additional descriptive terms that would accompany the soil classification should be based on the intended use of the classification and the individual circumstances.

X1.1.1 *Well-Graded Gravel with Sand (GW)*—73 % fine to coarse, hard, subangular gravel; 23 % fine to coarse, hard, subangular sand; 4 % fines; Cc = 2.7, Cu = 12.4.

X1.1.2 *Silty Sand with Gravel (SM)*—61 % predominantly fine sand; 23 % silty fines, LL = 33, PI = 6; 16 % fine, hard, subrounded gravel; no reaction with HCl; (field sample

smaller than recommended). *In-Place Conditions*—Firm, stratified and contains lenses of silt 1 to 2 in. thick, moist, brown to gray; in-place density = 106 lb/ft³ and in-place moisture = 9 %.

X1.1.3 *Organic Clay (OL)*—100 % fines, LL (not dried) = 32, LL (oven dried) = 21, PI (not dried) = 10; wet, dark brown, organic odor, weak reaction with HCl.

X1.1.4 *Silty Sand with Organic Fines (SM)*—74 % fine to coarse, hard, subangular reddish sand; 26 % organic and silty dark-brown fines, LL (not dried) = 37, LL (oven dried) = 26, PI (not dried) = 6, wet, weak reaction with HCl.

X1.1.5 *Poorly Graded Gravel with Silt, Sand, Cobbles and Boulders (GP-GM)*—78 % fine to coarse, hard, subrounded to subangular gravel; 16 % fine to coarse, hard, subrounded

X3.7.3 Perform the liquid-limit test in accordance with Test Method D 4318, except the soil shall not be air dried prior to the test.

X3.7.4 Perform the plastic-limit test in accordance with Test Method D 4318, except the soil shall not be air dried prior to the test, and calculate the plasticity index.

X3.8 Determine the particle-size distribution as follows:

X3.8.1 If the water content of the fraction passing the 3-in. (75-mm) sieve was required (X3.6.3), use the water-content specimen for determining the particle-size distribution. Otherwise, select a representative specimen in accordance with Practice C 702 with a minimum dry weight as required in 7.2.

X3.8.2 If the cumulative particle-size distribution including a hydrometer analysis is required, determine the particle-size distribution in accordance with Method D 422. See 9.7 for the set of required sieves.

X3.8.3 If the cumulative particle-size distribution without a hydrometer analysis is required, determine the particle-size distribution in accordance with Method C 136. See 9.7 for the set of required sieves. The specimen should be soaked until all clayey aggregations have softened and then washed in accordance with Test Method C 117 prior to performing the particle-size distribution.

X3.8.4 If the cumulative particle-size distribution is not required, determine the percent fines, percent sand, and percent gravel in the specimen in accordance with Test Method C 117, being sure to soak the specimen long enough to soften all clayey aggregations, followed by Method C 136 using a nest of sieves which shall include a No. 4 (4.75-mm) sieve and a No. 200 (75- μ m) sieve.

X3.8.5 Calculate the percent fines, percent sand, and percent gravel in the minus 3-in. (75-mm) fraction for classification purposes.

X4. AIR-DRIED METHOD OF PREPARATION OF SOILS FOR TESTING FOR CLASSIFICATION PURPOSES

X4.1 This appendix describes the steps in preparing a soil sample for testing for purposes of soil classification when air-drying the soil before testing is specified or desired or when the natural moisture content is near that of an air-dried state.

X4.2 If the soil contains organic matter or mineral colloids that are irreversibly affected by air drying, the air-drying preparation method as described in Appendix X3 should be used.

X4.3 Since this classification system is limited to the portion of a sample passing the 3-in. (75-mm) sieve, the plus 3-in. (75-mm) material shall be removed prior to the determination of the particle-size characteristics and the liquid limit and plasticity index.

X4.4 The portion of the field sample finer than the 3-in. (75-mm) sieve shall be obtained as follows:

X4.4.1 Air dry and weigh the field sample.

X4.4.2 Separate the field sample into two fractions on a 3-in. (75-mm) sieve.

X4.4.3 Weigh the two fractions and compute the percentage of the plus 3-in. (75-mm) material in the field sample.

X4.5 Determine the particle-size distribution and liquid limit and plasticity index as follows (see 9.8 for when these tests are required):

X4.5.1 Thoroughly mix the fraction passing the 3-in. (75-mm) sieve.

X4.5.2 If the cumulative particle-size distribution including a hydrometer analysis is required, determine the particle-size distribution in accordance with Method D 422. See 9.7 for the set of sieves that is required.

X4.5.3 If the cumulative particle-size distribution without a hydrometer analysis is required, determine the particle-size distribution in accordance with Test Method D 1140 followed by Method C 136. See 9.7 for the set of sieves that is required.

X4.5.4 If the cumulative particle-size distribution is not required, determine the percent fines, percent sand, and percent gravel in the specimen in accordance with Test Method D 1140 followed by Method C 136 using a nest of sieves which shall include a No. 4 (4.75-mm) sieve and a No. 200 (75- μ m) sieve.

X4.5.5 If required, determine the liquid limit and the plasticity index of the test specimen in accordance with Test Method D 4318.

X5. RATIONALE

X5.1 Significant revisions were made to the standard which appeared as D 2487 - 83 from the previous version of D 2487 - 69 (1975). The changes are documented in the literature.

X5.2 Changes in this version from the last include the

addition of 8.2 on classification of peat, the addition of 4.5 on classification of frozen soils, the addition of NOTE 6 for clarification of materials used to determine the plasticity index and liquid limit, and the addition of Appendix X5 on Rationale.

to subangular sand; 6 % silty (estimated) fines; moist, brown; no reaction with HCl; original field sample had 7 % hard,

subrounded cobbles and 2 % hard, subrounded boulders with a maximum dimension of 18 in.

X2. USING SOIL CLASSIFICATION AS A DESCRIPTIVE SYSTEM FOR SHALE, CLAYSTONE, SHELLS, SLAG, CRUSHED ROCK, ETC.

X2.1 The group names and symbols used in this test method may be used as a descriptive system applied to materials that exist in situ as shale, claystone, sandstone, siltstone, mudstone, etc., but convert to soils after field or laboratory processing (crushing, slaking, etc.).

X2.2 Materials such as shells, crushed rock, slag, etc., should be identified as such. However, the procedures used in this method for describing the particle size and plasticity characteristics may be used in the description of the material. If desired, a classification in accordance with this test method may be assigned to aid in describing the material.

X2.3 If a classification is used, the group symbol(s) and names should be placed in quotation marks or noted with some type of distinguishing symbol. See examples.

X2.4 Examples of how soil classifications could be incorporated into a description system for materials that are not naturally occurring soils are as follows:

X2.4.1 *Shale Chunks*—Retrieved as 2 to 4-in. pieces of shale from power auger hole, dry, brown, no reaction with HCl. After laboratory processing by slaking in water for 24 h, material classified as "Sandy Lean Clay (CL)"—61 % clayey fines, LL = 37, PI = 16; 33 % fine to medium sand; 6 % gravel-size pieces of shale.

X2.4.2 *Crushed Sandstone*—Product of commercial crushing operation; "Poorly Graded Sand with Silt (SP-SM)"—91 % fine to medium sand; 9 % silty (estimated) fines; dry, reddish-brown, strong reaction with HCl.

X2.4.3 *Broken Shells*—62 % gravel-size broken shells; 31 % sand and sand-size shell pieces; 7 % fines; would be classified as "Poorly Graded Gravel with Sand (GP)".

X2.4.4 *Crushed Rock*—Processed gravel and cobbles from Pit No. 7; "Poorly Graded Gravel (GP)"—89 % fine, hard, angular gravel-size particles; 11 % coarse, hard, angular sand-size particles, dry, tan; no reaction with HCl; Cc = 2.4, Cu = 0.9.

X3. PREPARATION AND TESTING FOR CLASSIFICATION PURPOSES BY THE WET METHOD

X3.1 This appendix describes the steps in preparing a soil sample for testing for purposes of soil classification using a wet-preparation procedure.

X3.2 Samples prepared in accordance with this procedure should contain as much of their natural water content as possible and every effort should be made during obtaining, preparing, and transporting the samples to maintain the natural moisture.

X3.3 The procedures to be followed in this test method assume that the field sample contains fines, sand, gravel, and plus 3-in. (75-mm) particles and the cumulative particle-size distribution plus the liquid limit and plasticity index values required (see 9.8). Some of the following steps may be omitted when they are not applicable to the soil being tested.

X3.4 If the soil contains plus No. 200 (75- μ m) particles that would degrade during dry sieving, use a test procedure for determining the particle-size characteristics that prevents this degradation.

X3.5 Since this classification system is limited to the portion of a sample passing the 3-in. (75-mm) sieve, the plus 3-in. (75-mm) material shall be removed prior to the determination of the particle-size characteristics and the liquid limit and plasticity index.

X3.6 The portion of the field sample finer than the 3-in. (75-mm) sieve shall be obtained as follows:

X3.6.1 Separate the field sample into two fractions on a 3-in. (75-mm) sieve, being careful to maintain the natural water content in the minus 3-in. (75-mm) fraction. Any particles adhering to the plus 3-in. (75-mm) particles shall be brushed or wiped off and placed in the fraction passing the 3-in. (75-mm) sieve.

X3.6.2 Determine the air-dry or oven-dry weight of the

fraction retained on the 3-in. (75-mm) sieve. Determine the total (wet) weight of the fraction passing the 3-in. (75-mm) sieve.

X3.6.3 Thoroughly mix the fraction passing the 3-in. (75-mm) sieve. Determine the water content, in accordance with Method D 2216, of a representative specimen with a minimum dry weight as required in 7.2. Save the water-content specimen for determination of the particle-size analysis in accordance with X3.8.

X3.6.4 Compute the dry weight of the fraction passing the 3-in. (75-mm) sieve based on the water content and total (wet) weight. Compute the total dry weight of the sample and calculate the percentage of material retained on the 3-in. (75-mm) sieve.

X3.7 Determine the liquid limit and plasticity index as follows:

X3.7.1 If the soil disaggregates readily, mix on a clean, hard surface and select a representative sample by quartering in accordance with Methods C 702.

X3.7.1.1 If the soil contains coarse-grained particles coated with and bound together by tough clayey material, take extreme care in obtaining a representative portion of the No. 40 (425- μ m) fraction. Typically, a larger portion than normal has to be selected, such as the minimum weights required in 7.2.

X3.7.1.2 To obtain a representative specimen of a basically cohesive soil, it may be advantageous to pass the soil through a 3/4-in. (19-mm) sieve or other convenient size so the material can be more easily mixed and then quartered or split to obtain the representative specimen.

X3.7.2 Process the representative specimen in accordance with Procedure B of Practice D 2217.

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**“DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACION DE CARRETERAS”**

MÓDULO 1: GEOTECNIA BÁSICA EN CARRETERAS

TEMA: RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS¹

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Villahermosa, Tabasco

Agosto y septiembre del 2001

¹Notas preparadas por el M en I Ricardo Padilla Velazquez, Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería UNAM

7.1 ELEMENTOS TEORICOS DE ESTADOS DE ESFUERZO Y DEFORMACION

7.1.1 ESTADO DE ESFUERZO

El estado de esfuerzo en un punto de un medio continuo, se puede representar, por medio de un cubo diferencial (en el caso de análisis tridimensional), o por medio de un cuadrado diferencial (en el caso de análisis plano). En este tipo de representaciones, se ha descompuesto al vector esfuerzo (en sus componentes normal y cortante(s)), que actúa en dirección de cada uno de los ejes del sistema de referencia.

Al vector esfuerzo se le define como:

$$\vec{S} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta A} = \frac{d \vec{F}}{d A}$$

Otra forma de definirlo, pero ahora orientado, respecto a un sistema de referencia cartesiano, y actuando en un plano normal a un eje del sistema de referencia, es:

para el plano en dirección X

$$\vec{S}_x = \sigma_x \mathbf{i} + \tau_{xy} \mathbf{j} + \tau_{xz} \mathbf{k}$$

para el plano en dirección Y

$$\vec{S}_y = \tau_{yx} \mathbf{i} + \sigma_y \mathbf{j} + \tau_{yz} \mathbf{k}$$

para el plano en dirección Z

$$\vec{S}_z = \tau_{zx} \mathbf{i} + \tau_{zy} \mathbf{j} + \sigma_z \mathbf{k}$$

Observe que las componentes de los vectores son los esfuerzos orientados, para cada una de las caras del cubo diferencial mostrado en la figura 7.1.2.

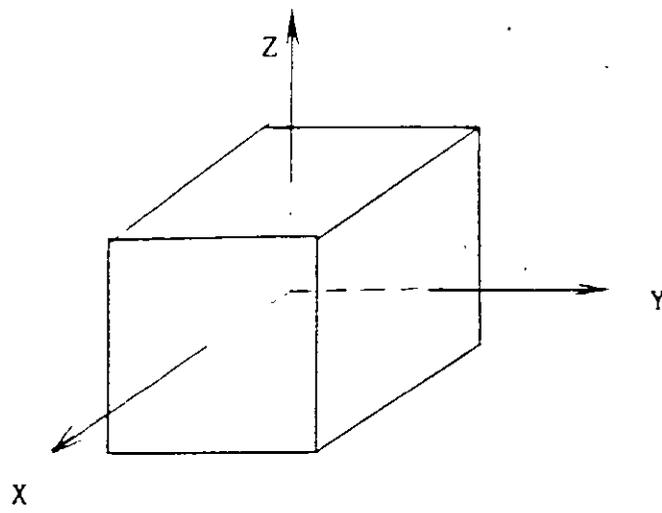
La convención de signos de los esfuerzos representados en un cubo diferencial o un cuadrado diferencial, que representen a los esfuerzos actuantes en un punto, es diferente para ingeniería estructural, que para Mecánica de Suelos. La convención que se usara en este curso, sera la de Mecánica de Suelos.

CONVENCION DE SIGNOS DE ESFUERZOS

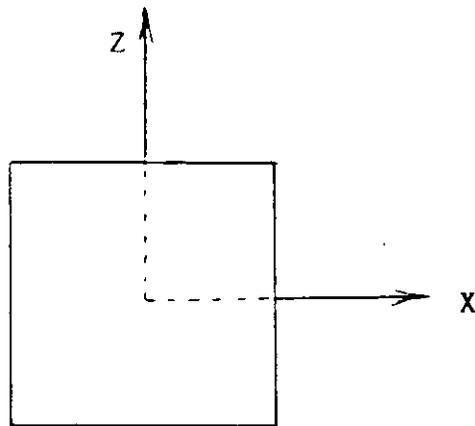
Antes de definir la convención de signos de los esfuerzos, se debe definir a que se le llama cara positiva.

DEFINICION: Se define como caras positivas, a aquellas por donde saldrian los ejes del sistema de referencia, si se situa el origen de este en el centro del elemento diferencial. Observe la figura 7.1.1.

Se conviene considerar como esfuerzos con signo positivo, a aquellos que actuando en cara positiva, se representen en el elemento diferencial, con sentido opuesto al sentido de su eje paralelo del sistema de referencia. Vea la figura 7.1.2.

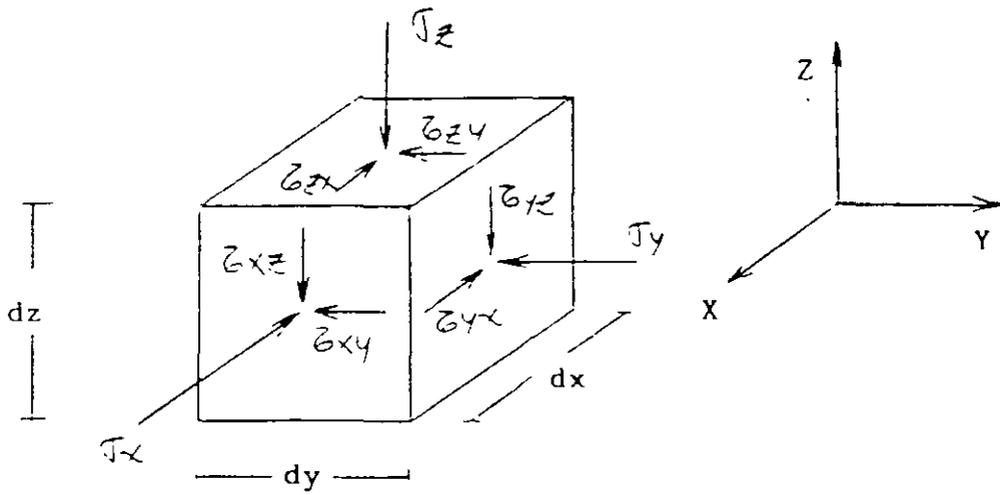


Análisis tridimensional

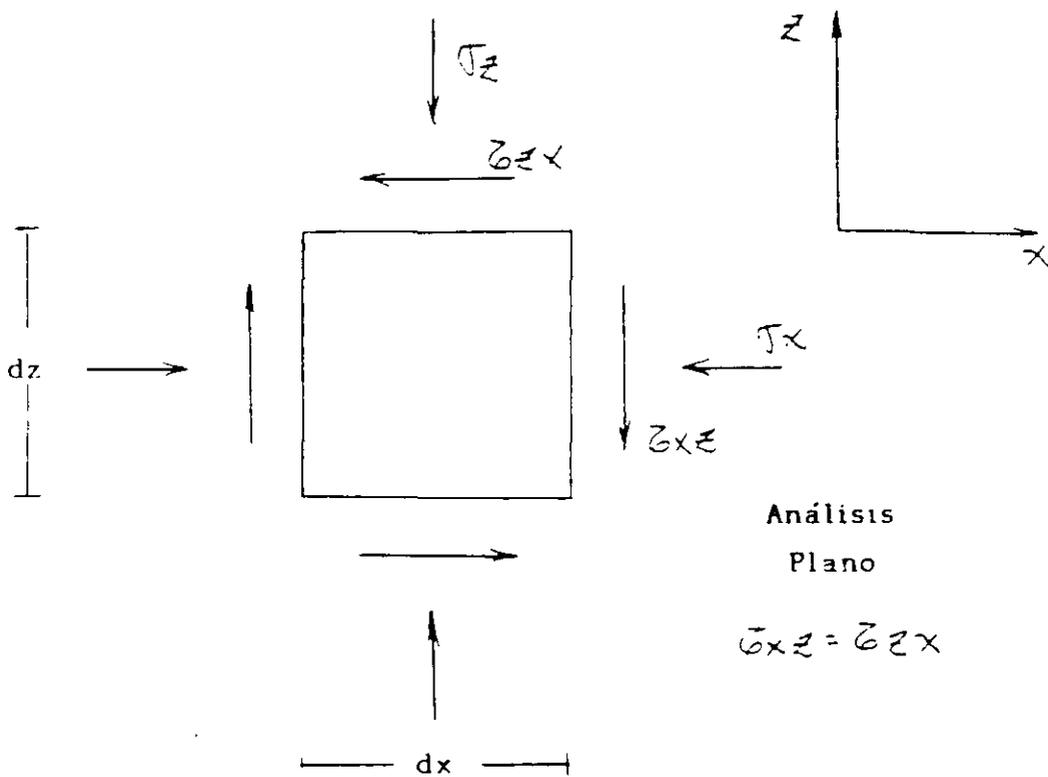


Análisis plano

Fig. 7.1.1 Caras positivas



Análisis
Tridimensional



Análisis
Plano
 $\tau_{xz} = \tau_{zx}$

Fig. 7.1. 2 Esfuerzos positivos en Mecánica de Suelos

TENSOR ESFUERZO

En una forma no estricta, definiremos como tensor, a una matriz que tiene ciertas propiedades (que por falta de tiempo no las veremos), en la cual se acomodan en forma de columna, a los vectores esfuerzo, referidos a un sistema de referencia. Al tensor esfuerzo se le define por una T .

En análisis tridimensional: $T = \begin{bmatrix} \bar{S}_x & \bar{S}_y & \bar{S}_z \end{bmatrix}$

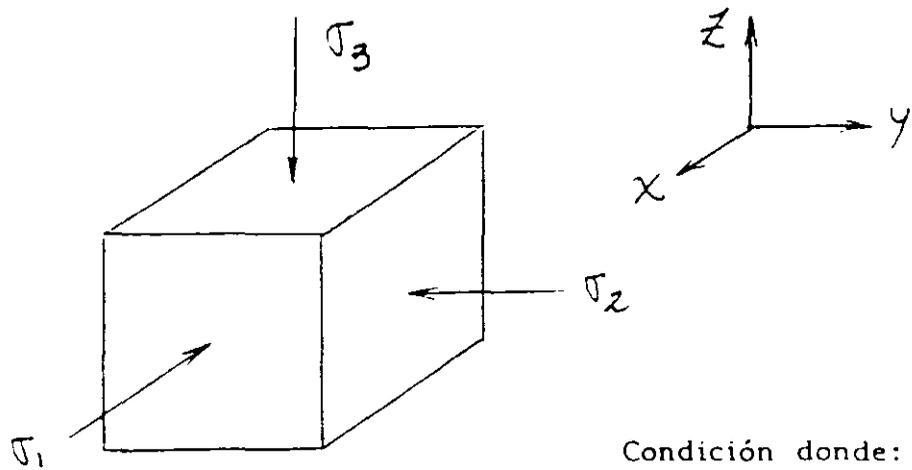
$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

En análisis plano de esfuerzos: $T = \begin{bmatrix} \bar{S}_x & \bar{S}_z \end{bmatrix}$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{zx} \\ \tau_{xz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Los esfuerzos mostrados en los elementos diferenciales de la figura 7.1.2, forman tensores, donde todos los elementos tienen signo positivo. Los tensores tienen utilidad, para analizar esfuerzos, por medio de métodos gráficos o analíticos.

En este curso solo usaremos el análisis plano de esfuerzos, ya que las pruebas de laboratorio que veremos, se pueden estudiar desde este punto de vista. En la figura 7.1.3, se muestra la representación gráfica de Mohr, donde se cumpla que todos los esfuerzos sean de



Condición donde:
 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$

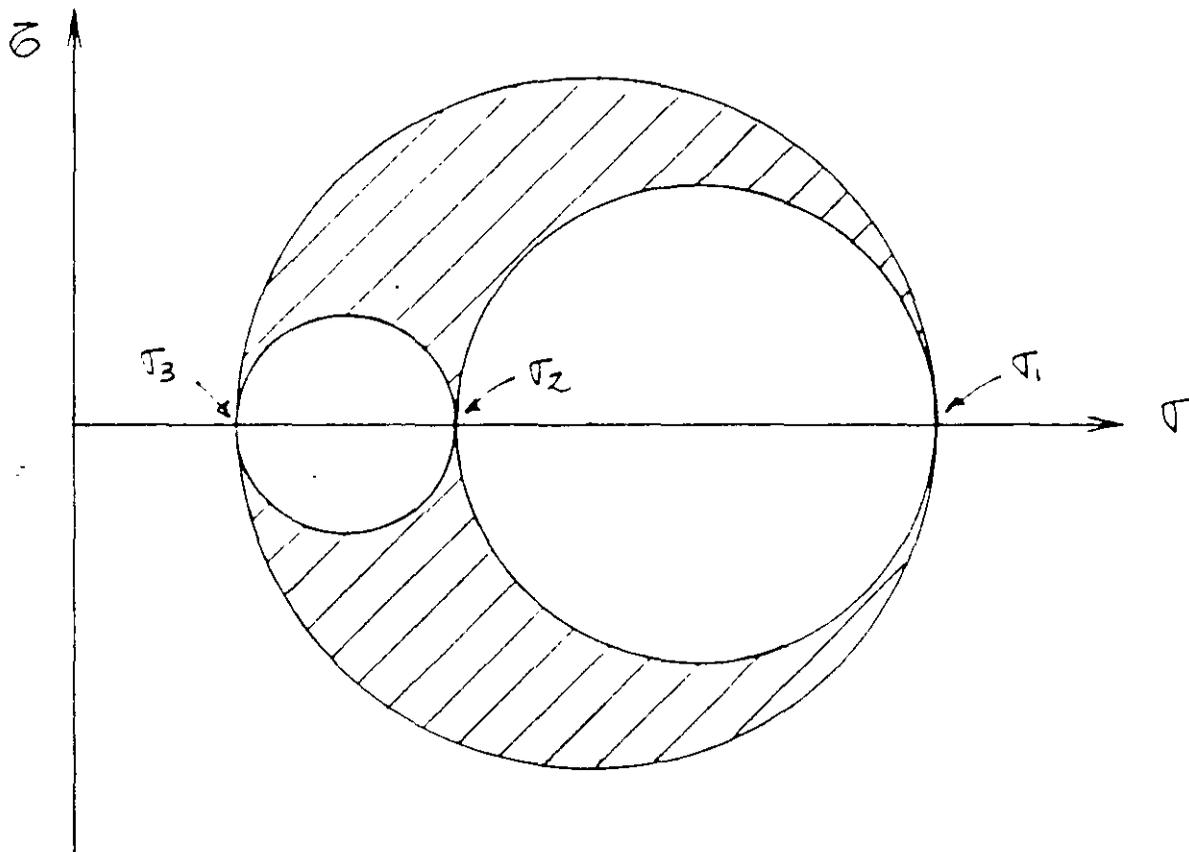


Fig. 7.1.3 Representación tridimensional de Mohr, para la condición mostrada

compresión (en mecánica de suelos se acepta que los suelos no resisten tensión) , y con diferente valor. Esta condición cumple con:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$$

REPRESENTACION DE MOHR EN ANALISIS PLANO DE ESFUERZOS.

La representación de Mohr, para análisis plano de esfuerzos, se puede hacer con un solo círculo de Mohr, y puede representar al estado de esfuerzos tridimensional perfecto, si se cumple que:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$$

o

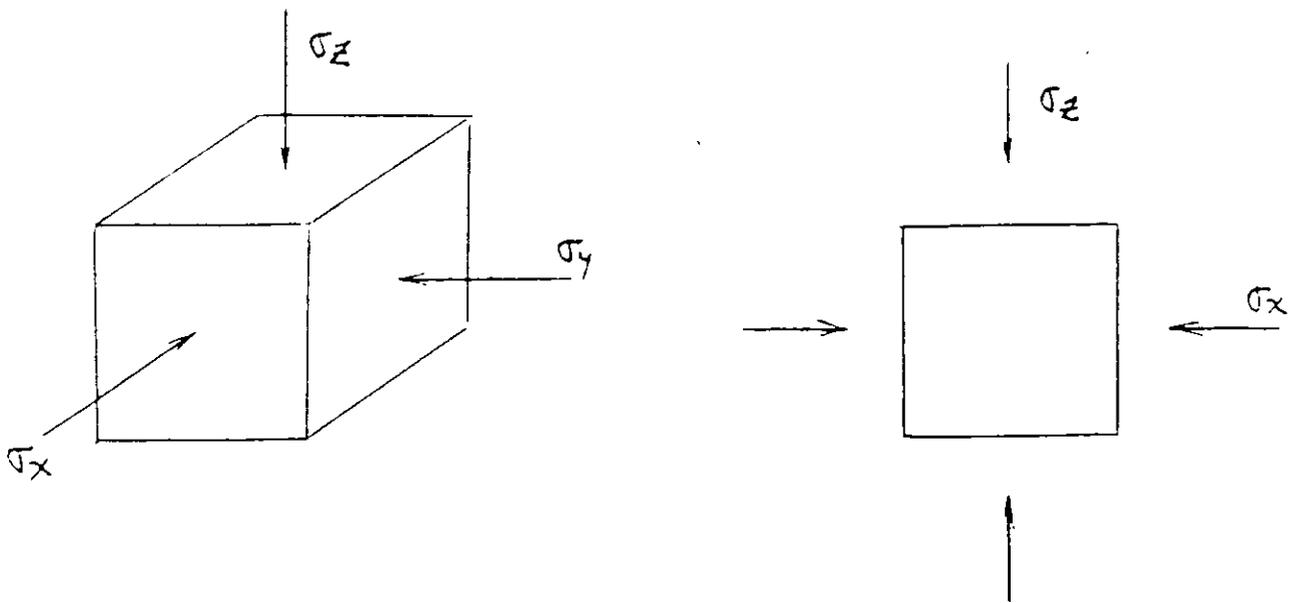
$$\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$$

En la gráfica de la figura 7.1.4, se cumple que:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$$

En cualquier otro caso de análisis de esfuerzo, plano que no cumpla el estado tridimensional perfecto, se pueden cometer graves errores.

En este curso veremos un método gráfico, ideado por el Dr. Dagoberto de la Serna, que es muy versátil y didáctico. Este método fue bautizado por su autor como el método del polo fijo, y lo veremos a continuación.



Condición donde:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$$

$$\sigma_2 > \sigma_x = \sigma_y$$

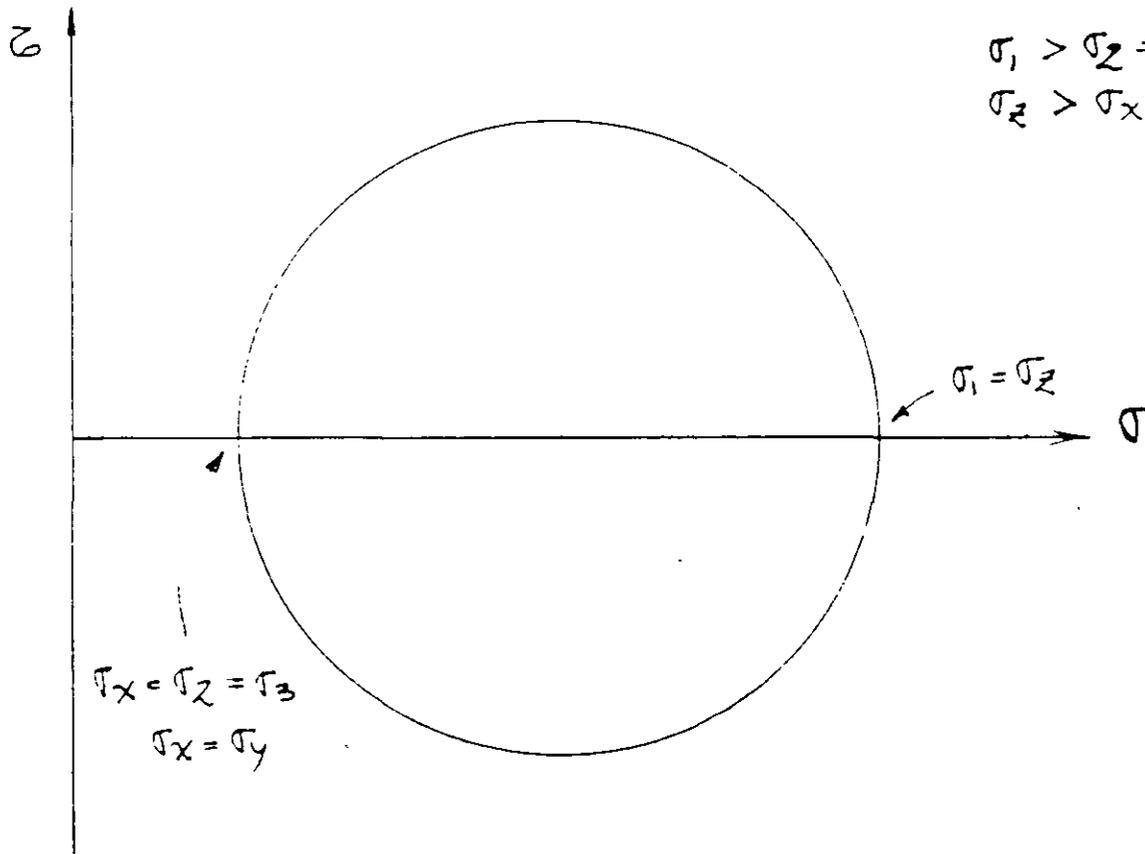


Fig. 7.1.4 Representación tridimensional de Mohr en Análisis plano

METODO GRAFICO DE MOHR, DEL POLO FIJO.

Antes de exponer el método, debemos definir el concepto de versor.

DEFINICION: Se define como versor, a un vector unitario normal al plano de interés (plano δ), de modo que sus componentes definen a ese plano.

Los versores al ser unitarios, quedan definidos por sus cosenos directores. Estos se pueden definir como:

En análisis tridimensional

$$n = n_x i + n_y j + n_z k$$

$$\text{Donde } n_x = \cos \alpha$$

$$n_y = \cos \beta$$

$$n_z = \cos \gamma$$

Donde α , β y γ son los ángulos directores del versor.

$$\text{Aquí siempre se debe cumplir que: } n_x^2 + n_y^2 + n_z^2 = 1$$

En análisis plano de esfuerzos

$$n = n_x i + n_z k$$

Donde $n_x = \cos \alpha$

y $n_z = \cos \gamma$

Y donde α y γ son los ángulos directores del versor.

Aquí siempre se debe cumplir que: $n_x^2 + n_z^2 = 1$

En la figura 7.1.5, se muestran los versores en el espacio y en el plano, con sus respectivos ángulos directores.

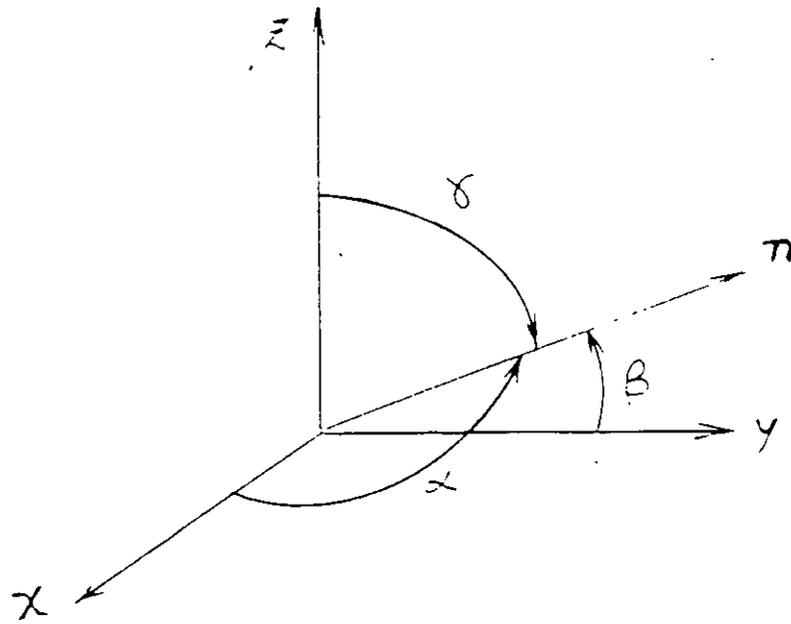
METODO GRAFICO DE MOHR (POLO FIJO).

(METODO PROPUESTO POR EL DR. DAGOBERTO DE LA SERNA)

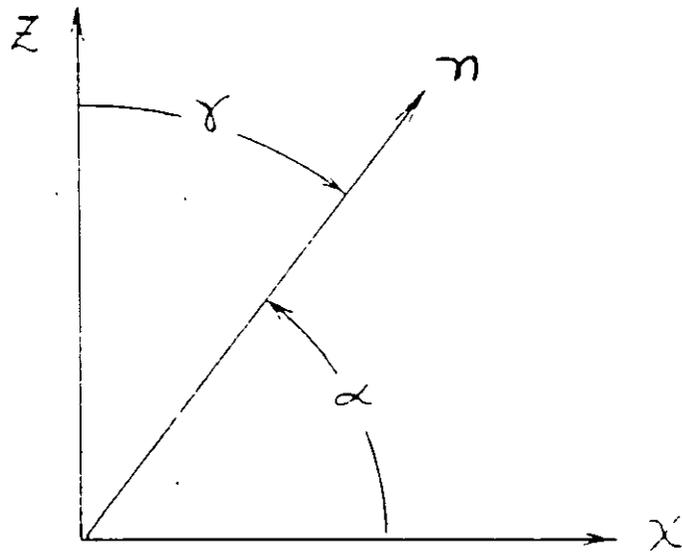
Secuencia para obtener σ y τ en cualquier plano que se desee:

1. Se elige una escala adecuada para los ejes del plano de Mohr.
2. Se ubican los puntos correspondientes a los valores de σ_x y σ_z , sobre el eje de los esfuerzos normales.
3. Se localiza el valor del esfuerzo cortante, en líneas perpendiculares al eje de los esfuerzos normales, y que toquen a los valores de σ_x y σ_z , de acuerdo a las siguientes reglas:

a) Asociado a σ_x , se ubica el valor del cortante, con signo contrario al que le corresponde en el tensor.



Versor en el espacio



Versor en el plano

Fig. 7.1.5 Versores

b) Asociado a σ_z , se ubica el valor del cortante, con el mismo signo que tiene en el tensor.

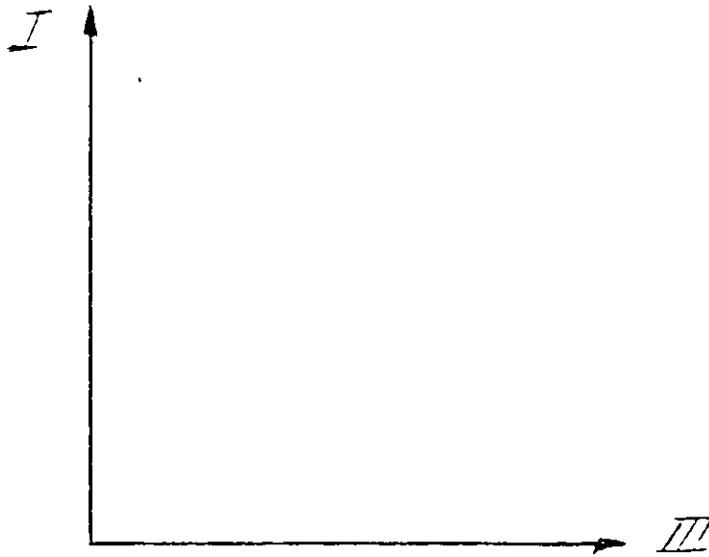
4. Definidos los puntos $[\sigma_x, -(\tau_{xz})]$ y (σ_z, τ_{xz}) , se unen por medio de una línea recta. Al punto donde esta línea corta al eje de los esfuerzos normales, se toma como centro del círculo, y como diámetro a la distancia entre los dos puntos antes definidos. Los valores de los esfuerzos principales, se pueden leer directamente donde el círculo corta al eje de los esfuerzos normales.

5. En este método, el polo siempre se localiza en el punto que representa a σ_3 (esfuerzo principal menor). Este punto será en el plano de Mohr, el origen de todos los sistemas de referencia.

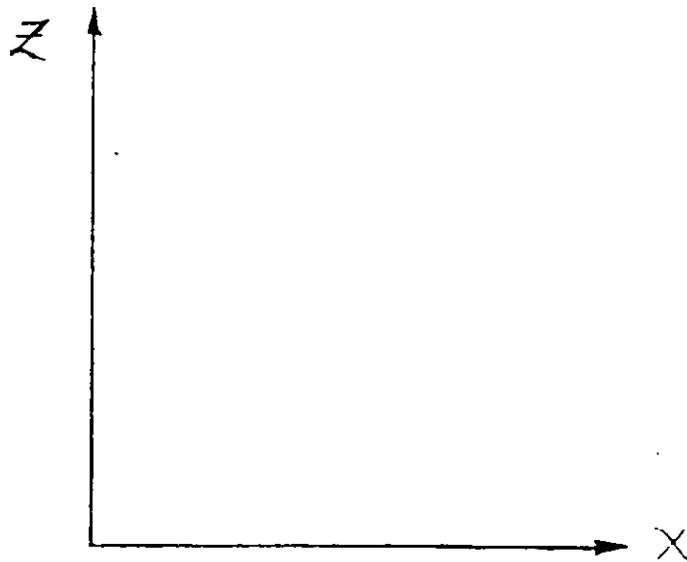
6. Sobre el eje de los esfuerzos normales, siempre se alojara la dirección del esfuerzo principal mayor (σ_1), y con el mismo sentido. A este eje se le denominará con un uno romano (I).

7.- Perpendicular al eje de los esfuerzos normales y teniendo como origen al polo, se ubica a la dirección de esfuerzo principal menor (σ_3), y con sentido contrario al eje de los esfuerzos cortantes, con el fin de formar un sistema de referencia derecho. A este eje se le denominara con un tres romano (III). Vea la figura 7.1.6.

8. Se une con una línea recta al polo y al punto $[\sigma_x, -(\tau_{xz})]$. Esta línea nos marca la dirección de eje X, aunque todavía no



Sistema de referencia principal



Sistema de referencia en uso

Fig. 7.1.6 Sistemas de referencia derechos (en análisis plano)

definimos su sentido. Se une con otra línea recta al polo y al punto (σ_z, τ_{xz}) . Esta línea nos indica la dirección del eje Z, aunque todavía no definimos su sentido. Para proponer los sentidos correctos del sistema de referencia XZ, se debe tener en cuenta que debe ser derecho, y como recomendación especial que se asignen de tal modo, que queden centrados los dos primeros cuadrantes, de los dos sistemas de referencia. Vea la figura 7.1.6.

9. Para obtener los valores correctos de σ y τ , en cualquier plano que se quiera, basta con orientar una línea que parta del polo y que represente a n , en la misma forma que se tiene respecto al sistema de referencia en uso XZ, y con la única condición de que apunte hacia el círculo (recordemos que todo plano denominado por δ , tiene dos versores).

10 El punto resultante de la intersección del versor y el círculo, nos indicará gráficamente los valores (módulo y signo) correctos de los esfuerzos σ y τ en el plano δ propuesto.

Se hará un ejercicio en el curso, para practicar este método.

7.1.2 ELEMENTOS DE ESTADO DE DEFORMACION

En esta parte se verá en forma muy simple la forma en que se miden las deformaciones en mecánica de Suelos.

Se define como deformación a la diferencia de longitud que se tiene cuando se pasa de una longitud inicial a una longitud final (en este concepto no importan condiciones intermedias, ni el tiempo en que se da la deformacion). En Mecánica de Suelos las deformaciones son positivas cuando la longitud final es menor que la inicial. Vea la figura 7.1.7. En esta figura se presenta una deformacion positiva vertical.

$$\delta = \Delta H = -(H_f - H_o) = H_o - H_f$$

Se define como deformación unitaria a la relación entre la deformación y la longitud inicial. Se define con la letra griega "ε".

$$\epsilon = \frac{\delta}{H_o}$$

En las pruebas de compresión a probetas cilíndricas en suelos, se tiene que en ocasiones se tienen grandes deformaciones antes de la falla. En este caso se debe hacer una corrección del área transversal de la probeta. Si se acepta que la deformación se da para un volumen de probeta constante, se puede decir que el área que se va teniendo conforme avanza la deformación es:

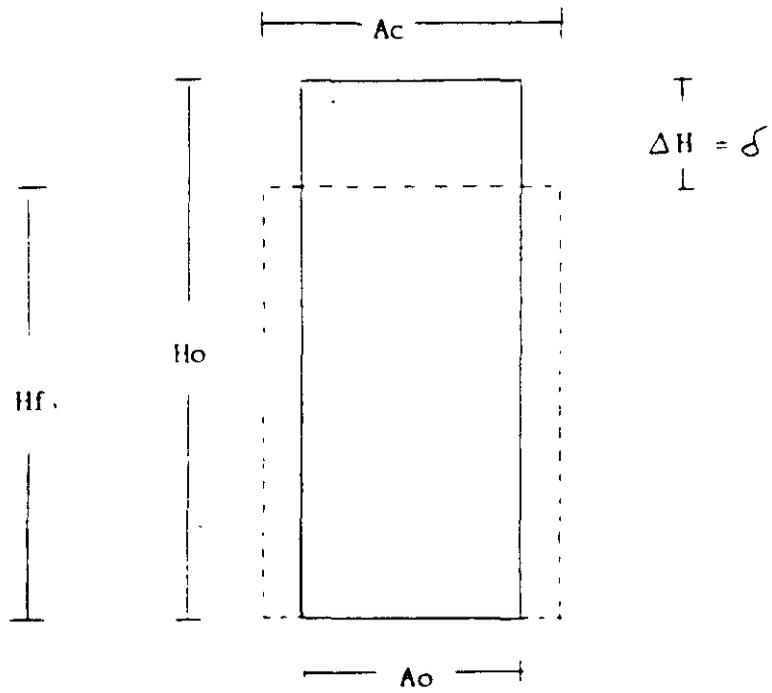
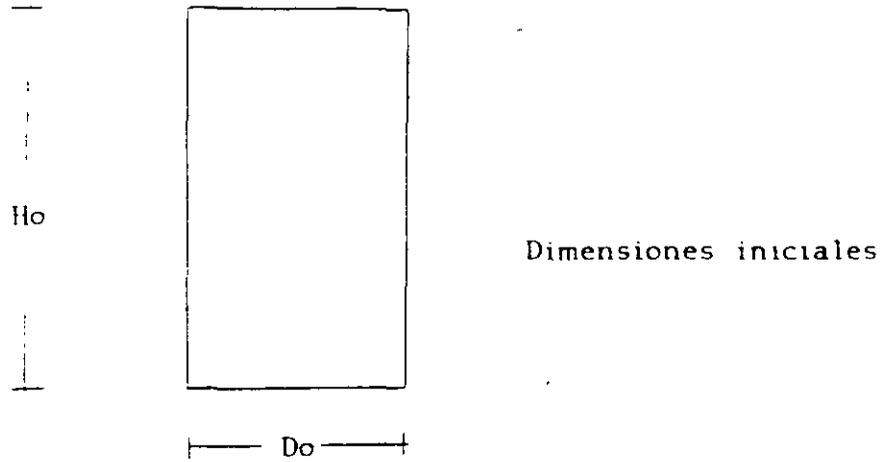


Fig. 7.1.7 Análisis de deformaciones en compresión

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \epsilon}$$

Observe de nuevo la figura 7.1.7. Aquí también se supone que el área transversal crece igual a todo lo largo de la probeta. Lo anterior no es cierto por problemas de esfuerzos que se tienen en los extremos de la probeta durante la prueba.

7.1.3. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

En los suelos, se acepta que la resistencia se tiene siempre por una combinación de esfuerzo normal y cortante. Esta es la razón por la que estudiamos anteriormente como evaluar esfuerzos normal y cortante en forma gráfica. Esta combinación de esfuerzos es un punto en el plano de Mohr.

Las fallas reales en suelos, se acepta que nunca se dan por esfuerzo cortante puro (sin esfuerzo normal actuante). Tampoco se acepta que tengan resistencia a la tensión (la tensión la puede resistir el agua trabajando a tensión, o un mineral cementante en el suelo), ya que esta no es una condición confiable ni permanente. Esta es la razón por la que se estudia en suelos la resistencia al esfuerzo cortante (siempre combinado con un esfuerzo normal).

La propuesta clásica para analizar la resistencia de los suelos, es la de analizar la fricción en el plano de contacto de un bloque rugoso sobre un plano rugoso. Vea la figura 7.1.8. El esfuerzo normal se puede definir como:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

y el esfuerzo cortante como:

$$\tau = \frac{T}{A}$$

El ángulo ϕ' es el ángulo que se desplaza la resultante R de la línea de acción del esfuerzo normal. Vea la figura 7.1.8. En Física

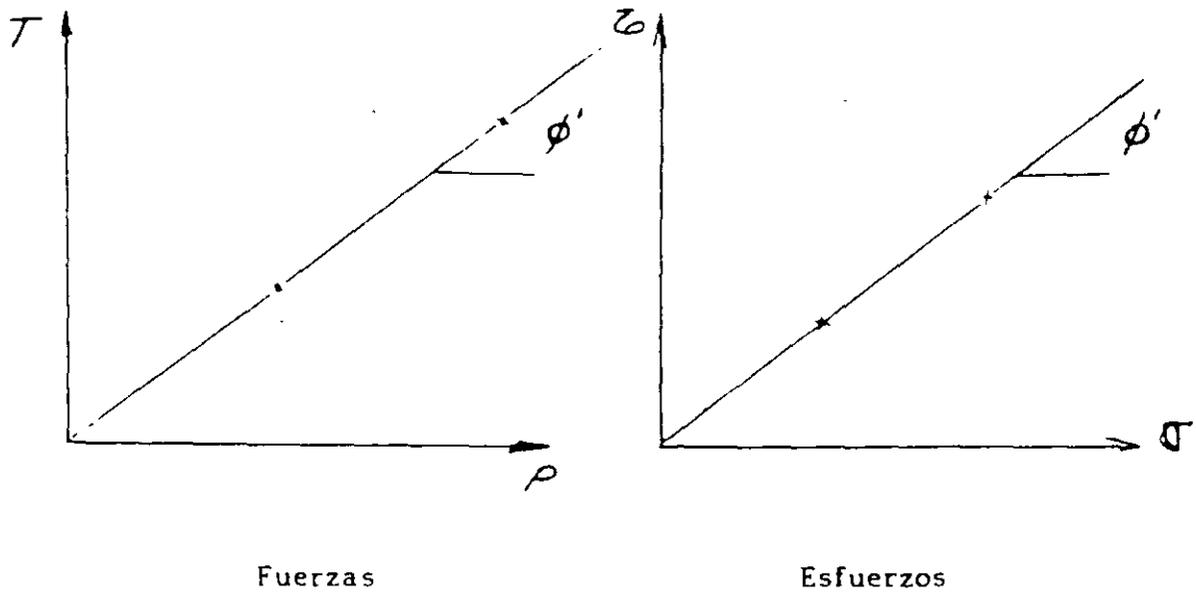
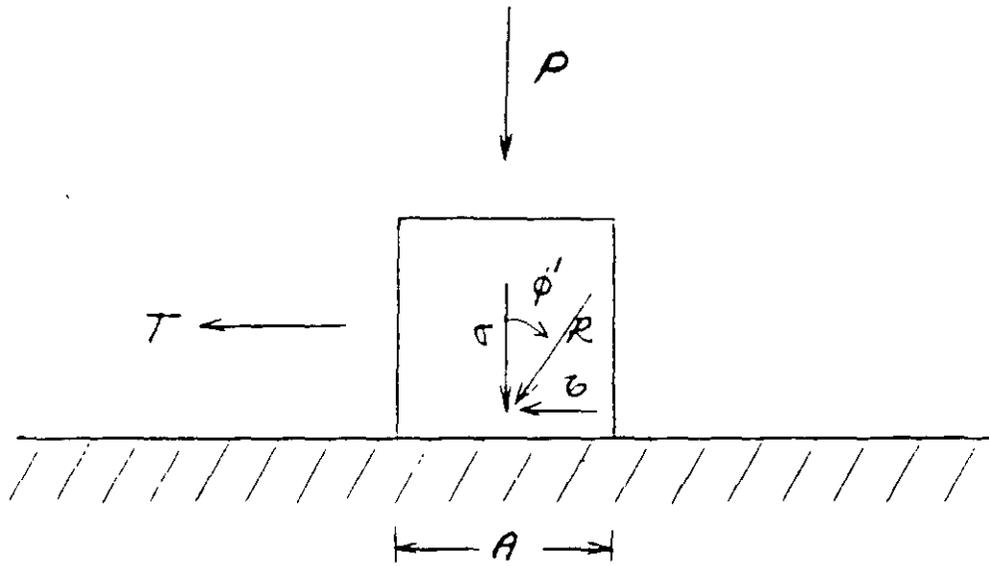


Fig. 7.1.8 Análisis de fricción

clásica se define como coeficiente de fricción estática a la relación entre T y P o entre τ y σ , y se define como μ , de modo que:

$$\mu = \frac{T}{P} = \frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi'$$

Es por esto que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo granular (a esfuerzos efectivos), se expresa como:

$$s = \tau_{\text{max}} = \sigma \tan \phi'$$

Más adelante se verán aplicaciones de esto en pruebas específicas de laboratorio.

7.2 PRUEBAS DE CAMPO

15

PRUEBAS DE CAMPO

Existen intentos que pretenden correlacionar datos obtenidos con pruebas de sondeo del suelo en campo, con la resistencia de los suelos. Hay que aclarar que hasta el día de hoy no se ha logrado un éxito tal en este sentido, de tal forma que se pudiesen sustituir las pruebas de laboratorio.

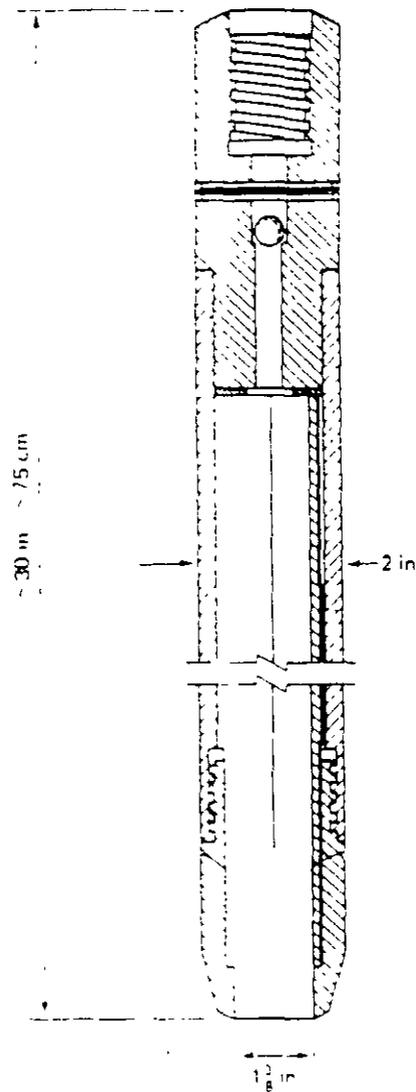
7.2.1 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Esta prueba se usa para sondear al suelo, hincando por medio de golpes de un martillo, una punta recuperadora de muestras alteradas, llamada penetrómetro estándar. Este penetrómetro consiste en una punta cortadora, de acero endurecido, seguida por un tubo de recuperación de dos cañas. Un diagrama de este equipo se muestra en la figura 7.2.1. En esta prueba se hace un conteo de golpes para penetrar tramos de 15 cm, en una secuencia total de 45 cm. De los resultados de este proceso, se suman el número de golpes que se obtienen en los dos últimos tramos de 15 cm, de tal modo que se tiene el número para penetrar 30 cm. A este dato final, se le llama número de golpes (N).

Se han hecho correlaciones, que como se dijo antes se deben usar con sumo cuidado, para relacionar el valor del número de golpes con la resistencia de arcillas y arenas.

En la figura 7.2.1, se muestra una propuesta para arcillas en base a la resistencia de estas en pruebas de compresión simple (q_u).

En la figura 7.2.2, se muestra el caso para arenas, donde en las dos primeras gráficas intentan poder obtener, ya sea por porcentajes de grava, arena y limo y datos de penetración la compacidad relativa del suelo granular; o ya sea en función del esfuerzo vertical y datos de penetración, también obtener la compacidad relativa. En base a esta compacidad, supuesta por estas gráficas, se puede uno dar una

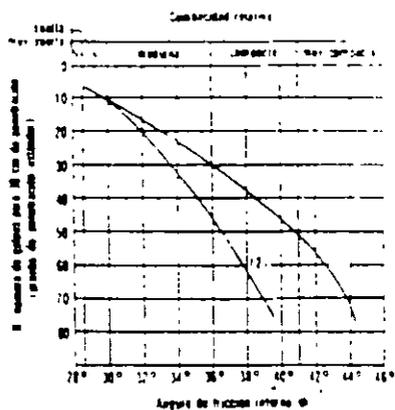
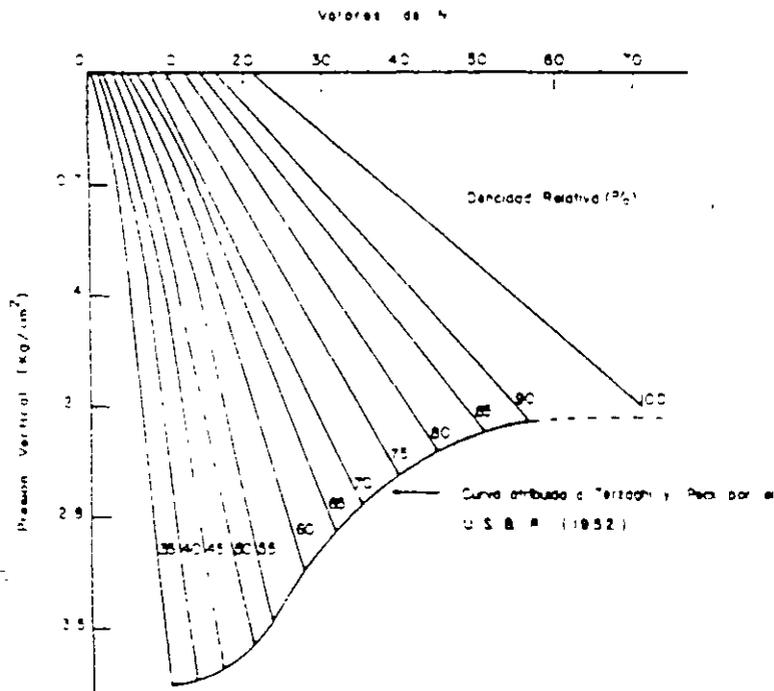
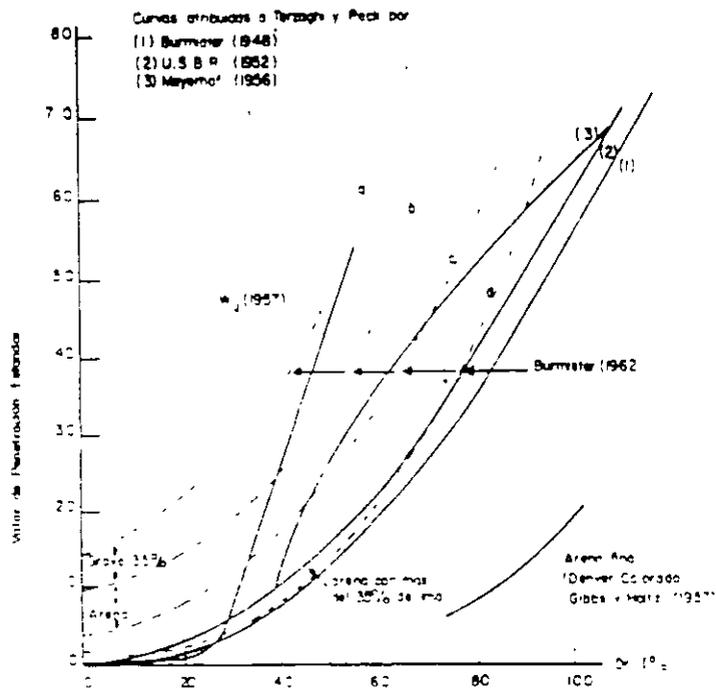


Penetrómetro estándar

Consistencia	No de golpes N	Resistencia a la compresión simple, q_u
		kg/cm^2
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy firme	15-30	2.0-4.0
Dura	> 30	> 4.0

Resistencia aproximada en arcillas en base a la SPT

Fig. 7.2.1 Resistencia inferida a partir de la prueba de penetración



- (1) Relación para arenas de grano grueso o arredondado de mediano a grueso
- (2) Relación para arenas finas y para arenas

Fig. 7.2.2 Gráficas que permiten hacerse una idea de la resistencia de arenas con datos de la prueba SPT.

idea de la resistencia del suelo granular, en función del ángulo de fricción, utilizando la gráfica inferior de esta figura.

12

7.2.2 PRUEBA DE CONO HOLANDES

Esta punta sondeadora, se hinca por medio de presión, y se va obteniendo la capacidad de carga, conforme va progresando el sondeo. En la figura 7.2.3, se muestra en la parte superior un esquema de un cono. La desventaja de este equipo es que no recupera muestras, sin embargo se puede utilizar combinado con otro método de penetración, cuando la estratigrafía sea totalmente desconocida en la zona. Si se conoce que tipo de suelo corresponde a los datos obtenidos, se puede obtener la resistencia del suelo, expresada como ángulo de fricción interna o "cohesión", apoyándose en alguna teoría de capacidad de carga.

7.2.3 PRUEBA CON VELETA DE CAMPO

Esta prueba es relativamente fácil de realizar y se aplica a suelos finos. En la figura 7.2.3, se muestra, en la parte de abajo, el esquema de una veleta de campo. La veleta se hinca verticalmente, haciendo que las cuchillas se profundicen en el suelo, de tal modo que quede un colchon de suelo superficial. A continuación, ya posicionada la veleta, se aplica un torque al eje de la veleta, como se indica en la figura, con un equipo que permita conocer el valor del torque máximo, que es el que corta al suelo. Con este dato y los datos geométricos de la veleta, se puede despejar por medio de una expresión muy fácil de demostrar, el valor de la "cohesión" del suelo fino. Esta prueba se aplica comunmente al fondo de un pozo a cielo abierto.

However, if the amount of material retained is 10 % or greater, it is recommended that Method D be used instead.

5.4 Method D:

5.4.1 This method shall not be used unless the amount of material retained on the 3/4-in. (19.0-mm) sieve is 10 % or greater. When the amount of material retained on the 3/4-in. sieve is less than 10 %, use Method C.

5.4.2 Pass the material retained on the 3/4-in. (19.0-mm) sieve through a 3-in. or 75-mm sieve. Discard the material retained on the 3-in. sieve. The material passing the 3-in. sieve and retained on the 3/4-in. sieve shall be replaced with an equal amount of material passing a 3/4-in. sieve and retained on a No. 4 (4.75-mm) sieve. The material for replacement shall be taken from an unused portion of the sample.

6. Calculations

6.1 Calculate the moisture content and the dry density of each compacted specimen as follows:

$$w = [(A - B)/(B - C)] \times 100$$

and

$$\gamma_d = [\gamma_m/(w + 100)] \times 100$$

where:

w = moisture content in percent of the compacted specimens,

A = mass of container and moist specimen,

B = mass of container and oven-dried specimen,

C = mass of container,

γ_d = dry density, in pounds per cubic foot (or kilograms per cubic metre) of the compacted specimen; and

γ_m = wet density, in pounds per cubic foot (or kilograms per cubic metre) of the compacted specimen.

7. Moisture-Density Relationship

7.1 From the data obtained in 6.1, plot the dry density values as ordinates with corresponding moisture contents as abscissas. Draw a smooth curve connecting the plotted points. Also draw a curve termed the "curve of complete saturation" or "zero air voids curve" on this plot. This curve represents the relationship between dry density and corresponding moisture contents when the voids are completely filled with water. Values of dry density and corresponding moisture contents for plotting the curve of complete saturation can be computed using the following equation:

$$w_{sat} = [(62.4/\gamma_d) - (1/G_s)] \times 100$$

where:

w_{sat} = moisture content in percent for complete saturation,

γ_d = dry density in pounds per cubic foot (or kilograms per cubic metre).

G_s = specific gravity of the material being tested (see Note 4), and

62.4 = density of water in pounds per cubic foot (or kilograms per cubic metre).

NOTE 4—The specific gravity of the material can either be assumed or based on the weighted average values of: (a) the specific gravity of the material passing the No. 4 (4.75-mm) sieve in accordance with Test Method D 854; and (b) the apparent specific gravity of the material retained on the No. 4 sieve in accordance with Test Method C 127.

7.2 Optimum Moisture Content, w_o —The moisture content corresponding to the peak of the curve drawn as directed in 7.1 shall be termed the "optimum moisture content."

7.3 Maximum Density, γ_{max} —The dry density in pounds per cubic foot (or kilograms per cubic metre) of the sample at "optimum moisture content" shall be termed "maximum density."

8. Report

8.1 The report shall include the following.

8.1.1 Method used (Method A, B, C, or D).

8.1.2 Optimum moisture content.

8.1.3 Maximum density.

8.1.4 Description of rammer (whether manual or mechanical).

8.1.5 Description of appearance of material used in test, based on Practice D 2488 (Test Method D 2487 may be used as an alternative).

8.1.6 Origin of material used in test.

8.1.7 Preparation procedure used (moist or dry).

9. Precision and Bias

9.1 Criteria for judging the acceptability of the maximum density and optimum moisture content test results are given in Table 3. The standard deviation, s , is calculated from the equation:

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_1^n (x - \bar{x})^2$$

where:

n = number of determinations,

x = individual value of each determination, and

\bar{x} = numerical average of the determinations.

9.2 Criteria for assigning standard deviation values for single-operator precision are not available at the present time.

9.3 Bias—There is no accepted reference value for this test method therefore, bias cannot be determined.

10. Keywords

10.1 maximum dry density; moisture-density; optimum moisture content; optimum water content; proctor test; standard proctor test

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103.

ASTM
1. Sc
1.1
ical
mixt
1.2
ation
addr
the r
appr
appli
speci
2. R
2.1
D
E
E
3. S
3.
ture:
was
sign
take:
mini
ture:
3.
ical
sam:
mat
cant
conc
4. A
4.
S w
4.
11
diar
4
4.
Jand
with
C
publ
2
3.

in. (± 0.13 mm) and shall be beveled if it is thicker than $\frac{1}{8}$ in. (3 mm).

7 Sieves, 3-in. (75-mm), $\frac{3}{4}$ -in. (19.0-mm) and No. 4 (5-mm), conforming to the requirements of Specification E 11.

3.8 *Mixing Tools*—Miscellaneous tools such as mixing pan, spoon, trowel, spatula, etc., or a suitable mechanical device for thoroughly mixing the sample of soil with increments of water.

4. Procedure

4.1 *Specimen Preparation*—Select a representative portion of quantity adequate to provide, after sieving, an amount of material weighing as follows: Method A—25 lb (11 kg); Methods B, C, and D—50 lb (23 kg). Prepare specimens in accordance with either 4.1.1 through 4.1.3 or 4.1.4.

4.1.1 *Dry Preparation Procedure*—If the sample is too damp to be friable, reduce the moisture content by drying until the material is friable; see 4.1.2. Drying may be in air or by the use of a drying apparatus such that the temperature of the sample does not exceed 140°F (60°C). After drying (if required), thoroughly break up the aggregations in such a manner as to avoid reducing the natural size of the particles. Pass the material through the specified sieve as follows: Methods A and B—No. 4 (4.75-mm); Methods C and D— $\frac{3}{4}$ -in. (19.0-mm). Correct for oversize material in accordance with Section 5, if Method D is specified.

4.1.2 Whenever practicable, soils classified as ML, CL, OL, GC, SC, MH, CH, OH and PT by Test Method D 2487 shall be prepared in accordance with 4.1.4.

4.1.3 Prepare a series of at least four specimens by adding increasing amounts of water to each sample so that the moisture contents vary by approximately $1\frac{1}{2}\%$. The moisture contents selected shall bracket the optimum moisture content, thus providing specimens which, when compacted, will increase in mass to the maximum density and then decrease in density (see 7.2 and 7.3). Thoroughly mix each specimen to ensure even distribution of moisture throughout and then place in a separate covered container and allow to stand prior to compaction in accordance with Table 2. For the purpose of selecting a standing time, it is not required to perform the actual classification procedures described in Test Method D 2487 (except in the case of referee testing), if previous data exist which provide a basis for classifying the sample.

4.1.4 *Moist Preparation Method*—The following alternate procedure is recommended for soils classified as ML, CL, OL, GC, SC, MH, CH, OH, and PT by Test Method D 2487. Without previously drying the sample, pass it through the $\frac{3}{4}$ -in. (19.0-mm) and No. 4 (4.75-mm) sieves. Correct for oversize material in accordance with Section 5, if Method D is specified. Prepare a series of at least four specimens having moisture contents that vary by approximately $1\frac{1}{2}\%$. The moisture contents selected shall bracket the optimum moisture content, thus providing specimens which, when compacted, will increase in mass to the maximum density and then decrease in density (see 7.2 and 7.3). To obtain the appropriate moisture content of each specimen, the addition of a predetermined amount of water (see 4.1.3) or the removal of a predetermined amount of moisture by drying

may be necessary. Drying may be in air or by the use of a drying apparatus such that the temperature of the specimen does not exceed 140°F (60°C). The prepared specimens shall then be thoroughly mixed and stand, as specified in 4.1.3 and Table 2, prior to compaction.

NOTE 3—With practice, it is usually possible to visually judge the point of optimum moisture closely enough so that the prepared specimens will bracket the point of optimum moisture content.

4.2 *Specimen Compaction*—Select the proper compaction mold, in accordance with the method being used, and attach the mold extension collar. Compact each specimen in three layers of approximately equal height. Each layer shall receive 25 blows in the case of the 4-in. (101.6-mm) mold; each layer shall receive 56 blows in the case of the 6-in. (152.4-mm) mold. The total amount of material used shall be such that the third compacted layer is slightly above the top of the mold, but not exceeding $\frac{1}{4}$ in. (6 mm). During compaction the mold shall rest on a uniform rigid foundation, such as provided by a cylinder or cube of concrete weighing not less than 200 lb (91 kg).

4.2.1 In operating the manual rammer, care shall be taken to avoid rebound of the rammer from the top end of the guidesleeve. The guidesleeve shall be held steady and within 5 deg of the vertical. Apply the blows at a uniform rate not exceeding approximately 1.4 s per blow and in such a manner as to provide complete coverage of the specimen surface.

4.2.2 Following compaction, remove the extension collar; carefully trim the compacted specimen even with the top of the mold by means of the straightedge and determine the mass of the specimen. Divide the mass of the compacted specimen and mold, minus the mass of the mold, by the volume of the mold (see 3.1.3). Record the result as the wet density, γ_m , in pounds per cubic foot (or kilograms per cubic metre) of the compacted specimen.

4.2.3 Remove the material from the mold. Determine moisture content in accordance with Method D 2216, using either the whole specimen or alternatively a representative specimen of the whole specimen. The whole specimen must be used when the permeability of the compacted specimen is high enough so that the moisture content is not distributed uniformly throughout. If the whole specimen is used, break it up to facilitate drying. Obtain the representative specimen by slicing the compacted specimen axially through the center and removing 100 to 500 g of material from one of the cut faces.

4.2.4 Repeat 4.2 through 4.2.3 for each specimen prepared.

5. Oversize Corrections

5.1 If 30 % or more of the sample is retained on a $\frac{3}{4}$ -in. (19.0-mm) sieve, then none of the methods described under these methods shall be used for the determination of either maximum density or optimum moisture content.

5.2 *Methods A and B*—The material retained on the No. 4 (4.75-mm) sieve is discarded and no oversize correction is made. However, it is recommended that if the amount of material retained is 7 % or greater, Method C be used instead.

5.3 *Method C*—The material retained on the $\frac{3}{4}$ -in. (19.0-mm) sieve is discarded and no oversize correction is made.

and not used in any other tests due to particle breakdown, chemical changes or losses, melting, or losses of organic constituents.

12. Calculations

12.1 Calculate the water content of the soil as follows:

$$w = [(mass\ of\ water)/(mass\ of\ oven\ dried\ soil)] \times 100$$

$$w = [(M_1 - M_2)/(M_2 - M_c)] \times 100 = M_w/M_s \times 100$$

where:

w = water content, %,

M₁ = mass of container and moist specimen, g,

M₂ = mass of container and oven-dried specimen, g,

M_c = mass of container, g,

M_w = mass of water, g, and

M_s = mass of solid particles, g.

13. Report

13.1 The report (data sheet) shall include the following:

13.1.1 Identification of the sample (maternal) being tested, by boring number, sample number, test number, and the like.

13.1.2 Water content of the specimen to the nearest 0.1 or 1%, depending on the purpose of the test.

13.1.3 Indicate if test specimen has a mass less than the minimum indicated in Table 1.

13.1.4 Indicate if test specimen contains more than one soil type (layered, and the like).

13.1.5 Indication of any material (size, amount, and layer or layer sequences) excluded from the test specimen.

13.1.6 Time and setting of initial drying period and subsequent incremental drying periods.

13.1.7 Initial mass of test specimen prior to drying, and the mass after the final incremental drying periods.

13.1.8 Identification of comparison test(s) if performed.

and the method of test utilized.

13.1.9 Identification of the microwave oven and the drying settings and cycles used, when standardized drying is utilized.

NOTE 10—Water (moisture) content determinations conducted in accordance with Test Method D 2216 or other methods may be recorded on the same report. This is not a mandatory requirement, but may be convenient when the results of the two methods are to be compared.

14. Precision and Bias

14.1 *Precision*—Studies on microwave drying have indicated single laboratory average precisions, expressed as a percentage moisture content of 0.96 % or less, depending upon the soil type, initial moisture, and specimen size.

14.2 *Bias*—This test method has no bias because the values determined can be defined only in terms of the test method, and there are no accepted reference materials suitable for determining the bias. Studies to determine bias between this test method and Test Method D 2216 using a convection drying oven indicate that the mean difference between the value of water content, expressed as a percentage of mass, when tested by the microwave oven and the convection oven is 0.24 % for micaceous soils (having 5 to 25 % mica particles by mass) and 0.61 % for other soils. The standard deviation of the value of the difference between the water content, expressed as a percentage of mass, by the microwave and convection oven methods is 0.2 % for the micaceous soils and 0.3 % for other soils.

14.3 Subcommittee D18.08 is seeking pertinent data from users of this test method on precision and bias comparisons.

15. Keywords

15.1 microwave; microwave moisture; microwave oven; moisture content; rapid moisture test; water content

REFERENCES

- (1) Hagerty, D. J., Ullrich, C. R., and Denton, M. M., "Microwave Drying of Soils," *Geotechnical Testing Journal*, Vol 13, No. 2, June 1990, pp. 138-141.
- (2) Hagerty, D. J., Ullrich, C. R., and Callan, C. A., "Microwave Drying of Highly Plastic and Organic Soils," *Geotechnical Testing Journal*, Vol 13, No. 2, June 1990, pp. 142-145.
- (3) Charlie, W. A., Von Gunten, M. W., and Doehring, D. O., "Temperature Controlled Microwave Drying of Soils," *Geotechnical Testing Journal*, Vol 5, No. 3/4, Sept/Dec 1982.
- (4) Gilbert, P. A., "Computer Controlled Microwave Oven System for Rapid Water Content Determination," Technical Report GL-88-21, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, MS, November 1988.
- (5) U.S. Department of the Interior, "Procedure for Determining Moisture Content of Soils by the Microwave Method," Earth Manual, Part 2, USBR 5315-89, Bureau of Reclamation, Denver CO, 1986.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103.

noncorrodible airtight containers at a temperature between approximately 3 and 30°C in an area that prevents direct exposure to sunlight.

8.2 The water content determination should be performed as soon as practical after sampling, especially if potentially corrodible containers (such as steel thin-walled tubes, paint cans, and the like) or unsealed sample bags are used.

9. Test Specimen

9.1 For water contents being determined as part of another ASTM test method, the specimen selection process and techniques specified in that test method should be followed.

9.2 The manner in which the test specimen is selected and its required mass is basically dependent on the purpose (application) of the test, type of material being tested, and the type of sample (specimen from another test, bag, tube, split-barrel, and the like). In all cases, however, a representative portion of the total sample shall be selected. If a thinly layered soil or more than one soil type is encountered, select an average portion or individual portions, or both, and note which portion(s) was tested in the report of the results.

9.2.1 For bulk samples, select the test specimen from the material after it has been mixed thoroughly. The mass of moist material selected shall be in accordance with Table 1.

9.2.2 For small (jar) samples, select a representative portion in accordance with the following procedure:

9.2.2.1 For cohesionless soils, mix thoroughly the material, then select a test specimen having a mass of moist material in accordance with Table 1.

9.2.2.2 For cohesive soils, remove about 3 mm of material from the exposed periphery of the sample and slice the remaining specimen in half (to check if the material is layered), prior to selecting the test specimen. If the soil is layered, see 9.2. The mass of moist material selected should be in accordance with Table 1, if coarse-grained particles are noted. Breaking or cutting of cohesive samples to approximately 6-mm (1/4-in.) particles will speed drying and prevent crusting or the overheating of the surface while drying the interior.

9.3 Using a test specimen smaller than the minimum mass indicated previously requires discretion, though it may be adequate for the purpose of the test. A specimen having a mass less than the previously indicated value shall be noted in the report of the results.

NOTE 5—In many cases, when working with a small sample containing a relatively large coarse-grained particle, it is appropriate not to include this particle in the test specimen. If this occurs, it should be noted in the report of the results.

9.4 When results of a water (moisture) content determination by the use of this test method are to be compared to the results of another method, such as Test Method D 2216, a second sample should be obtained during the selection of the sample for this test method. Precautions should be taken to obtain a sample of the same water (moisture) content. The comparison sample should be processed as quickly as possible to avoid moisture losses.

10. Conditioning

10.1 Prepare and process the specimens as quickly as possible to minimize unrecorded moisture loss that will

result in erroneous water content determinations.

10.2 Cut or break up the soil into small size aggregations to aid in obtaining more uniform drying of the specimen.

10.3 If the specimens are not to be tested immediately store them in sealed containers to prevent loss of moisture.

11. Procedure

11.1 Determine the mass of a clean, dry container or dish, and record.

11.2 Place the soil specimen in the container, and immediately determine and record the mass.

11.3 Place the soil and container in a microwave oven with the heat sink and turn the oven on for 3 min. If experience with a particular soil type and specimen size indicates shorter or longer initial drying times can be used without overheating, the initial and subsequent drying times may be adjusted.

NOTE 6—The 3-min initial setting is for a minimum sample mass of 100 g, as indicated in Table 1. Smaller samples are not recommended when using the microwave oven because drying may be too rapid for proper control. When very large samples are needed to represent soil containing large gravel particles, the sample may need to be split into segments and dried separately to obtain the dry mass of the total sample.

NOTE 7—Most ovens have a variable power setting. For the majority of soils tested, a setting of "high" should be satisfactory; however, for some soils such a setting may be too severe. The proper setting can be determined only through the use of and experience with a particular oven for various soil types and sample sizes. The energy output of microwave ovens may decrease with age and usage; therefore, power settings and drying times should be established for each oven.

11.4 After the set time has elapsed, remove the container and soil from the oven, either weigh the specimen immediately, or place in desiccator to cool to allow handling and to prevent damage to the balance. Determine and record the mass.

11.5 With a small spatula or knife or short length of glass rod carefully mix the soil, taking special precaution not to lose any soil.

11.6 Return the container and soil to the oven and reheat in the oven for 1 min.

11.7 Repeat 11.4 through 11.6, until the change between two consecutive mass determinations would have an insignificant effect on the calculated moisture content. A change of 0.1 % or less of the initial wet mass of the soil should be acceptable for most specimens.

11.8 Use the final mass determination in calculating the water content. Obtain this value immediately after the heating cycle, or, if the mass determination is to be delayed after cooling in desiccator.

11.9 When routine testing of similar soils is contemplated, the drying times and number of cycles may be standardized for each oven. When standardized drying times and cycles are utilized, periodic verification to assure that the results of the final dry mass determination are equivalent to the procedure in 11.7 should be performed.

NOTE 8—Incremental heating, together with stirring, will minimize overheating and localized drying of the soil, thereby yielding results more consistent with results obtained by Test Method D 2216. The recommended time increments have been suitable for most specimens having particles smaller than a No. 4 sieve and with a mass of approximately 200 g; however, they may not be appropriate for all soils and ovens, and adjustment may be necessary.

NOTE 9—Water content specimens should be discarded after testing

bility of overheating the soil, thereby yielding a water content higher than would be determined by Test Method D 2216. While not eliminating this possibility, the incremental drying procedure described in this test method will minimize its effects. Some microwave ovens have settings at less than full power, which can also be used to reduce overheating.

5.3 The behavior of a soil, when subjected to microwave energy, is dependent on its mineralogical compositions, and as a result no one procedure is applicable for all types of soil. Therefore, the procedure recommended in this test method is meant to serve as a guide when using the microwave oven.

5.4 This test method is best suited for minus No. 4 sized material. Larger size particles can be tested; however, care must be taken because of the increased chance of particle shattering.

5.5 The use of this method may not be appropriate when highly accurate results are required, or the test using the data is extremely sensitive to moisture variations.

5.6 Due to the localized high temperatures that the specimen is exposed to in microwave heating, the physical characteristics of the soil may be altered. Degregation of individual particles may occur, along with vaporization or chemical transition. It is therefore recommended that samples used in this test method not be used for other tests subsequent to drying.

6. Apparatus

6.1 *Microwave Oven*—A microwave oven, preferably with a vented chamber, is suitable. The required size and power rating of the oven is dependent on its intended use. Ovens with variable power controls and input power ratings of about 700 W have been found to be adequate for this use. Variable power controls are important and reduce the potential for overheating of the test specimen.

NOTE 2—Microwave ovens equipped with built-in scales and computer controls have been developed for use in drying soils. Their use is compatible with this test method.

6.2 *Balances*, having a capacity of 2000 g or greater and meeting the requirements of Specification D 4753 for a balance of 0.1 g readability.

6.3 *Specimen Containers*—Suitable containers made of a nonmetallic nonabsorbent material, resistant to thermal shock, and not subject to changes in mass or shape when subjected to repeated heating, cooling, or cleaning. Porcelain evaporating dishes and standard borosilicate glass dishes perform satisfactorily. Other containers, such as paper cups or plates, also have been used satisfactorily; however, they may require pre-drying prior to use.

6.4 *Container Handling Apparatus*—A glove or holder, suitable for removing hot containers from the oven.

6.5 *Desiccator*—A desiccator cabinet or jar of suitable size containing silica gel, anhydrous calcium phosphate, or equivalent. It is preferable to use a desiccant that changes color to indicate that it needs reconstitution.

6.6 *Heat Sink*—A material or liquid placed in the microwave to absorb energy after the moisture has been driven from the test specimen. The heat sink reduces the possibility of overheating the specimen and damage to the oven. Glass beakers filled with water and materials that have a boiling point above water, such as nonflammable oils, have been used successfully. Moistened bricks have also been used.

6.7 *Stirring Tools*—Spatulas, putty knives, and glass rods for cutting and stirring the test specimen before and during the test. Short lengths of glass rods have been found useful for stirring and may be left in the specimen container during testing, reducing the possibility of specimen loss due to adhesion to the stirring tool.

7. Hazards

7.1 Handle hot containers with a container holder. Some soil types can retain considerable heat, and serious burns could result from improper handling.

7.2 Suitable eye protection is recommended due to the possibility of particle shattering during the heating, mixing, or mass determinations.

7.3 Safety precautions supplied by the manufacturer of the microwave should be observed. Particular attention should be paid to keeping the door sealing gasket and door interlocks clean and in good working condition.

NOTE 3—The use of a microwave oven for the drying of soils may be considered abusive by the manufacturers and constitute voiding of warranties. Microwave drying of soils containing metallic materials may cause arcing in the oven. Highly organic soils and soils containing oils and coal may ignite and burn during microwave drying. Continued operation of the oven after the soil has reached constant weight may also cause damage or premature failure of the microwave oven.

NOTE 4—When first introduced, microwave ovens were reported to affect heart pacemakers, primarily because of the operating frequencies of the two devices. Since that time, pacemakers have been redesigned, and the microwave oven is not regarded as the health hazard it once was. However, it may be advisable to post warnings that a microwave is in use.

7.4 Highly organic soils and soils containing oil or other contaminants may ignite into flames during microwave drying. Means for smothering flames to prevent operator injury or oven damage should be available during testing. Fumes given off from contaminated soils or wastes may be toxic, and the oven should be vented accordingly.

7.5 Due to the possibility of steam explosions, or thermal stress shattering porous or brittle aggregates, a covering over the sample container may be appropriate to prevent operator injury or oven damage. A cover of heavy paper toweling has been found satisfactory for this purpose. This also prevents scattering of the test sample in the oven during the drying cycle.

7.6 Do not use metallic containers in a microwave oven because arcing and oven damage may result.

7.7 Observe manufacturer's operating instructions when installing and using the oven.

7.8 The placement of the test specimen directly on the glass liner tray provided with some ovens is strongly discouraged. The concentrated heating of the specimen may result in the glass tray shattering, possibly causing injury to the operator.

8. Samples

8.1 Keep the samples that are stored prior to testing in

TABLE 1 Test Specimen Masses

Sieve Retaining Not More Than About 10 % of Sample	Recommended Mass of Moist Specimen, g
2.0 mm (No. 10)	100 to 200
4.75 mm (No. 4)	300 to 500
19 mm (¾ in.)	500 to 1000



Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by the Microwave Oven Method¹

This standard is issued under the fixed designation D 4643; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

This standard has been approved for use by agencies of the Department of Defense. Consult the DoD Index of Specifications and Standards for the specific year of issue which has been adopted by the Department of Defense.

1. Scope

1.1 This test method outlines procedures for determining the water (moisture) content of soils by incrementally drying soil in a microwave oven.

1.2 This test method is not intended as a replacement for Test Method D 2216; but, rather as a supplement when more rapid results are required or desired to expedite other phases of testing. Test Method D 2216 is to be used as the method to compare for accuracy checks and correction.

1.3 When questions of accuracy between this test method and Test Method D 2216 arise, Test Method D 2216 shall be the referee method.

1.4 This test method is applicable for most soil types. For some soils, such as those containing significant amounts of halloysite, mica, montmorillonite, gypsum or other hydrated materials, highly organic soils, or soils in which the pore water contains dissolved solids (such as salt in the case of marine deposits), this test method may not yield reliable water content values.

1.5 The values stated in SI units are to be regarded as the standard.

1.6 This standard does not purport to address all of the safety problems, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use. See Section 7.

NOTE 1—Notwithstanding statements of precision and bias contained in this standard, the precision of this test method is dependent on the competence of the personnel performing it and the suitability of the equipment and facilities used. Agencies that meet the criteria of Practice D 3740 are generally considered capable of competent and objective testing. Users of this test method are cautioned that compliance with Practice D 3740 does not in itself ensure reliable testing. Reliable testing depends on many factors; Practice D 3740 provides a means of evaluating some of those factors.

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

D 653 Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids²

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.08 on Special and Construction Control Tests.

Current edition approved July 15, 1993. Published September 1993. Originally published as D 4643 - 87. Last previous edition D 4643 - 87.

² Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.08.

D 2216 Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock²

D 3740 Practice for Minimum Requirements for Agencies Engaged in the Testing and/or Inspection of Soil and Rock as Used in Engineering Design and Construction

D 4753 Specification for Evaluating, Selecting, and Specifying Balances and Scales for Use in Testing Soil, Rock and Related Construction Materials²

3. Terminology

3.1 Definitions:

3.1.1 All definitions are in accordance with Terminology D 653.

3.2 Descriptions of Terms Specific to this Standard:

3.2.1 *microwave heating*—a process by which heat is induced within a material due to the interaction between dipolar molecules of the material and an alternating, frequency electric field. Microwaves are electromagnetic waves with 1 mm to 1 m wavelengths.

3.2.2 *water (moisture) content*—the ratio, expressed as a percentage, of the mass of "pore" or "free" water in a given mass of soil to the mass of the solid particles.

4. Summary of Test Method

4.1 A moist soil specimen is placed in a suitable container and its mass is determined. It is then placed in a microwave oven, subjected to an interval of drying, and removed from the oven and its new mass is determined. This procedure is repeated until the mass becomes nearly constant.

4.2 The difference between the mass of the moist specimen and the dried specimen is used as the mass of water originally contained in the specimen. The water content is determined by dividing the mass of water by the dry mass of soil, multiplied by 100. For a given soil and sample size, the time to achieve a constant dry mass can be noted and used as a minimum drying time for subsequent tests using the same size specimen of the same soil.

5. Significance and Use

5.1 The water content of a soil is used throughout geotechnical engineering practice both in the laboratory and in the field. The use of Test Method D 2216 for water content determination can be time consuming and there are occasions when a more expedient method is desirable. The use of a microwave oven is one such method.

5.2 The principal objection to the use of the microwave oven for water-content determination has been the poss-

Acknowledgments

The writers wish to thank the anonymous reviewers for reading the manuscript and making very valuable comments.

References

- Charlie, W. A., Von Gunten, M. W., and Doehring, D. O., "Temperature Controlled Microwave Drying of Soils," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 5, Nos. 3/4, Sept./Dec 1982, pp. 68-75
- Gilbert, P. A., 1991. "Rapid Water Content by Computer-Controlled Microwave Drying," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 1, pp. 118-138.
- Grim, R. E., 1962. *Applied Clay Mineralogy*, McGraw Hill, New York
- Hagerty, D. J., Ullrich, C. R., and Denton, M. M., "Microwave Drying of Soils," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 13, No. 2, June 1990, pp. 138-141.
- Lade, P. V. and Nejadi-Babadai, H., 1976. "Soil Drying by Microwave Oven," *Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing*, ASTM STP 599, ASTM, pp. 320-340.
- Marsal, R. J. and Mazari, M., 1969. *The Subsoil of Mexico City*, National University of Mexico.
- Mendoza, M. J., 1985. "Remolding and Drying Effects upon Plasticity Limits of Residual Soils," *Proceedings, First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, TropicalS'85*, Vol. 1, Brasilia, pp. 145-155.
- Mendoza, M. J., 1992. "Discussion to the paper 'Rapid Water Content by Computer-Controlled Microwave Drying [Gilbert, 1991]," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 7, pp. 1129-1133.

ecution,
ent, the
s, the en-
shown in

en is the
of soils;
le as the
et for its
tain soil,
l and the
g/weight-
aver
er o,
possible

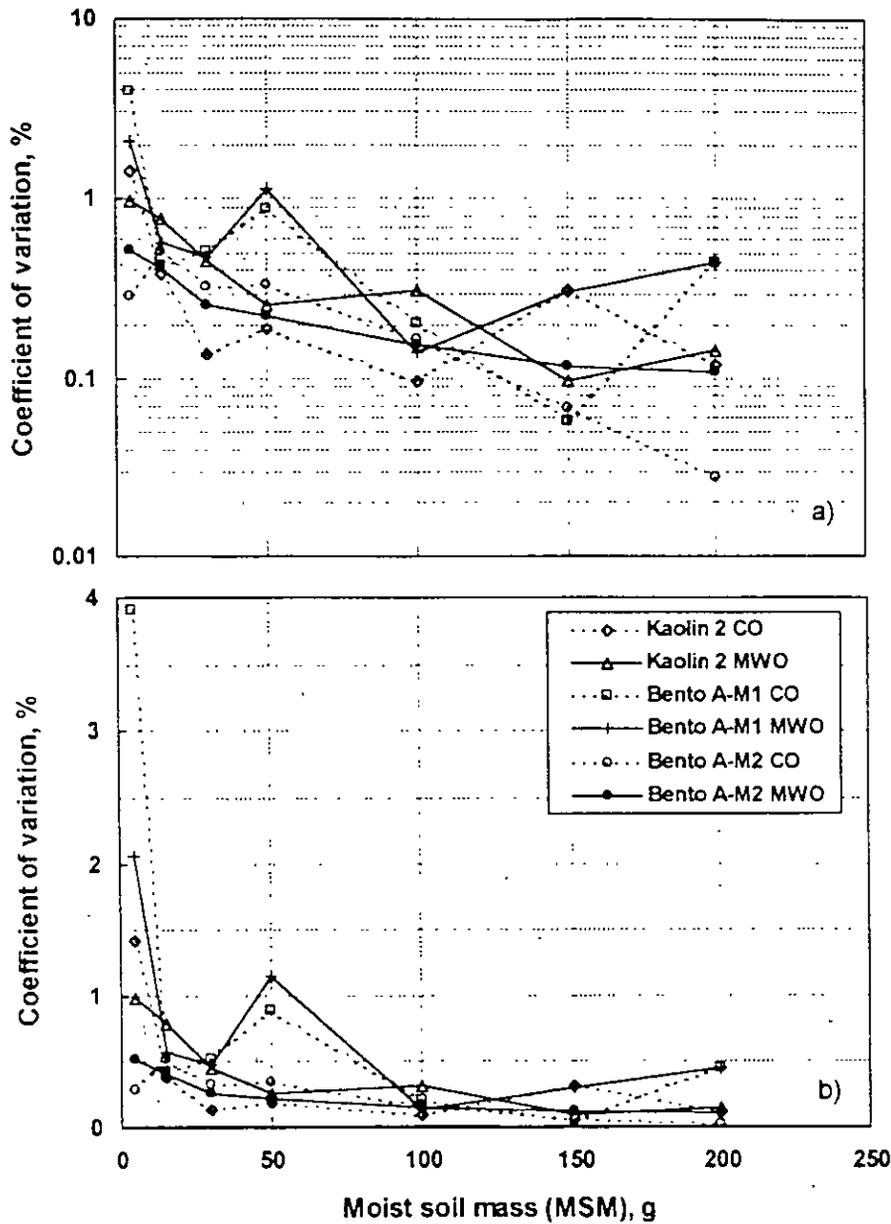


FIG 3—Coefficient of variation for water content of different values of MSM. Specimens dried by CO and MWO.

Conclusions

Four practical techniques were analyzed for the drying of soils, alternative to the traditional convection oven, for the determination of soil water content. The experimental program included soils whose fine fraction was representative of the four main regions of the plasticity chart; therefore, these conclusions should be considered of general applicability for most soils.

On the basis of variation of the measured water contents from their mean value, the drying techniques are ranked (the best, first) as follows: convection oven, microwave oven, combustion of alcohol, direct heating, and distillation with toluene. However, the differences among the mean values of water content given by the alternative techniques and the value given by the traditional method are very small. Because the accuracy of the various methods is comparable, decisions on method to be used can be based on

such factors as the ease and time required for their execution, the time to obtain the result, the cost of the equipment, the degree of specialization and skill required of lab operators, the energy consumption, and the safety of the technique, as shown in Table 3.

Of the non-conventional techniques, the microwave oven is the best alternative for the determination of the water content of soils; it is a much quicker and cheaper procedure and is as reliable as the traditional technique. Nevertheless, the most relevant aspect for its routine use is the determination of the drying time for a certain soil, which is determined by the mass of water to be removed and the power of the oven. Without a doubt, the sequential drying/weighting process specified in Method D 4643 is the most convenient. Use of a household-type microwave oven with output power of not more than 800 W is suggested as a means to reduce the possible overdrying of soils.

Acknowledge

The wr
manus

Reference

Charlie, V
perature
Testing
68-75.
Gilbert, P
trolled
ing, Vo
Grim, R. I
York

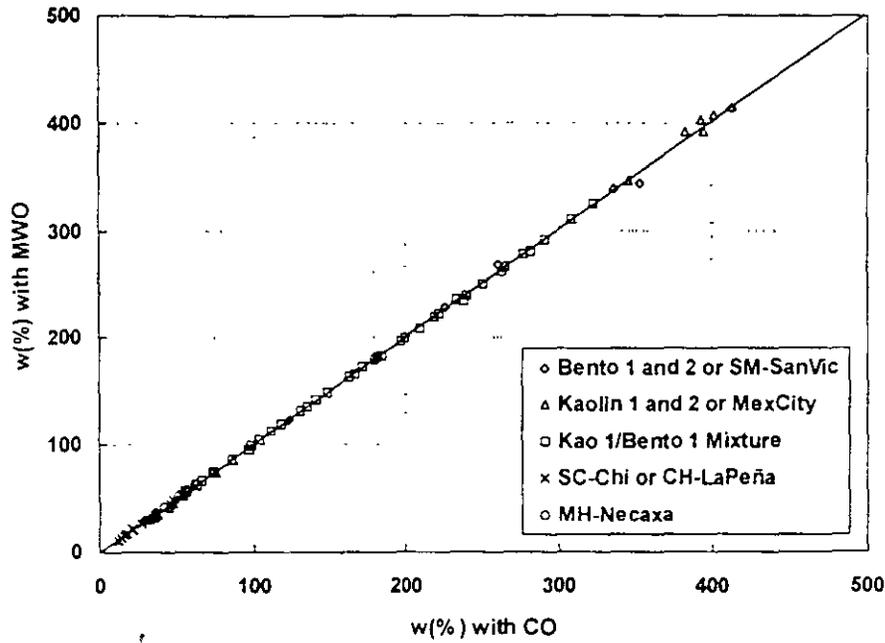


FIG. 2—Water contents given by CO- and MWO-drying for different soils.

Water and Moist Specimen Masses

The results shown in Tables 2, 3, and 4 correspond to a moist specimen mass (MSM) of 30 g, larger than the minimum value (20 g) required by standard D 2216, for a determination reported to 0.1%, for soils with grain sizes not larger than 2 mm. Only the SM-San Vicente and SC-Chicoasen soils had a significant proportion of sand; even so, they exhibited behavior almost equal to that of the very fine-grained soils. This specified minimum mass is without a doubt sufficient for soils with fine particles. However, the mass used in tests for plasticity limits, although not defined in the Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils (D 4318), often is smaller than 10 g. On the other hand, it is often recommended, Hagerty et al (1990) and Gilbert (1991) for example, to dry moist masses weighing 100 to 200 g in the MWO or 200 to 300 g by direct heating (D 4959). To address this issue, a series of tests was conducted in order to review statistical variation of the water content with MSM in CO and MWO drying. In the experimental program, four specimens were dried for samples having initial MSM values of 5, 15, 30, 50, 100, 150, and 200 g, in each oven, for a grand total of 168 tests, the following three mixtures were tested.

1. Kaolin 2 with a mean water content of 38.9% (0.82 w_L).
2. Bentonite A-M1 with a mean water content of 38.4% (0.15 w_L).
3. Bentonite A-M2 with a mean water content of 205.8% (0.83 w_L).

Small observed discrepancies in the moisture contents seem to be related with small variations in the distribution of the water in the soil and to slight intrinsic aleatoric influences of the experimental procedure, among them the humidity in the atmosphere,

temperature, currents of air, and the execution time. Nevertheless, the correlation between the 21 pairs of mean values of water contents, in which very diverse values of MSM are involved, is similar to those presented in Table 4; the regression equation is $w_{MWO} = 1.0101w_{CO} - 0.057$, with a correlation coefficient $r = 0.9999$. Of particular interest are the values of the coefficient of variation v_w (%). It can be observed in Fig. 3, in semilog and arithmetic plots, that in general larger dispersion of the water contents occurs as the MSM decreases. This conclusion is valid for both the CO and the MWO procedures. For similar water contents with different MSM values and using MWO or CO, the dispersion of results is larger for the bentonitic soil than for the kaolinitic soil; it seems that as the specific surface increases, larger dispersion of results occurs. Based on these results, it is clear that it would be preferable to test large-size specimens. However, it is practical and sufficiently accurate for fine-grained soils to use masses of about 15 to 30 g. Values of v_w less than 0.5% are reached for MSM = 30 g, which is appropriate for all practical purposes. For determinations of plasticity limits, small specimens must be tested, independently of the oven to be used. Therefore, the relevant point is to establish if the accuracy and the variability of values measured with the MWO are comparable with the CO values. Figure 3 indicates that the values are comparable; the MWO can be used in the determination of liquid limit, making it possible to know its value in less than 1 h.

It is the authors' opinion that it is not the moist soil mass that determines the required time for the MWO drying, but the mass of the free water. Additionally, the previously mentioned variables of the type of soil and the output power of the oven play important roles. It has been pointed out (Mendoza 1992) that the same mass of water should be removed from moist samples of a sandy soil with 200 g as from a Mexico City clayey specimen of 20 g. Adoption of rules in terms of the MSM for both soils to define the drying time would be questionable.

W.O.
among
short
ler c

ng re-
erent
ven-
water
most
cient,
gres-
l that
or m_o
ained
value

l and
ched
ould
d s'
roce-
com-
tions.

99980
99990
999
9995

factors is presented in Table 3, according to the experience of the authors.

Correlation between the Conventional and Alternative Drying Techniques

A comparison of drying curves for the different drying methods is shown in Fig. 1 for the Bentonite 2 soil. The shortest required

TABLE 3—Characteristics of the studied drying techniques

Factor	CO	MWO	Alcohol	DH	Toluene
Ease of execution (higher = 1)	1	2	4	3	5
Productivity (higher = 1)	5	1	3	2	4
Equipment cost (lower = 1)	5	4	1	2	3
Training of operators (lower = 1)	1	2	4	3	5
Level of danger (lower = 1)	2	1	5	4	3
Depreciation (lower = 1)	4	2	1	3	5

time to reach the dry weight of the material occurs in the MWO, and distillation with toluene takes the longest period of time among the alternative methods. The time for the direct heating is shorter than that required for the combustion of alcohol. The same order of required times was observed for the remaining soils.

The linear parameters listed in Table 4 were derived using regression analysis, where the water contents obtained with different drying techniques were related to those obtained using the conventional oven. The correlation between the CO and the MWO water contents is depicted in Fig. 2. The slope of the straight line is almost unity; it passes very near the origin and its correlation coefficient, r , is virtually 1.0, denoting a strong linear correlation. If a regression line is forced through the origin, the water content of a soil that one obtains with the d -technique can be multiplied by the factor m_d to obtain the corresponding value of the water content obtained with CO, where m_d is the slope of the forced line. The m_d -value closest to 1.0 is reached by the MWO technique.

Notwithstanding that at first sight the combustion of alcohol and direct heating would seem rather coarse procedures, they reached correlation coefficients almost equal to 1.0. This statement should consider that these comparisons were based on a more reduced statistical sample than that employed between CO and MWO procedures. Although only 13 pairs of values were involved in each comparison, each are mean values of four water content determinations.

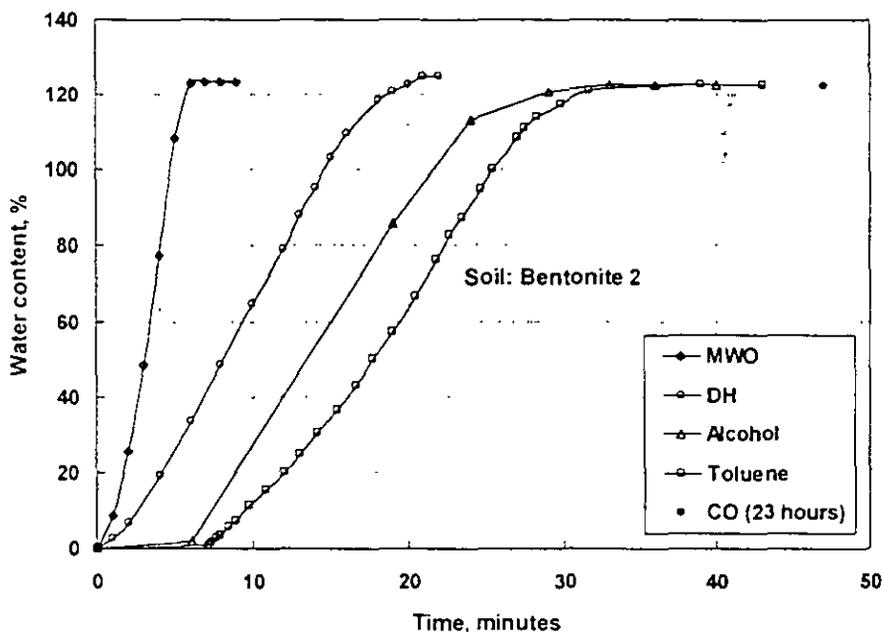


FIG. 1—Drying curves for different drying techniques Bentonite 2 soil.

TABLE 4—Parameters of linear regression for the water content, comparing the alternative and the conventional drying techniques

Drying Method, d	Range of $w_{L,d}$, %	Amount of Pairs of Mean Values	$w_d = m w_{CO} + b$, %			Forced Line	
			m	b	r	m_d	r_d
MWO	10–115	83	1.0058	-0.093	0.99980	1.0054	0.99980
Alcohol	20–100	13	1.0283	-1.596	0.99996	1.0205	0.99990
DH	20–100	13	1.0434	-0.283	0.99993	1.0420	0.99993
Toluene	20–100	13	0.9822	0.316	0.99990	0.9838	0.99990

Water a

The r...
t sp...
e- (2...
reported...
mm. Oni...
signific...
almost ec...
minimum...
particles...
although...
Limit, Pl...
is smaller...
Hagerty...
moist ma...
g by dire...
water cor...
mental pr...
trial MSM...
for a gra...
tested:

1. Kao
2. Ben
3. Ben

Small c...
ated...
oil a...
mental pr

TABLE 2—Variability of water content for different drying techniques

Pl. %	Soil Sample	Statistical Values	Drying Method				
			CO	MWO	Alcohol	DH	Toluene
7.8	Chicoasen dam. $\bar{w}_{CO} = 21.4\%$	range/ \bar{w}	0.00699	0.00932	0.01157	0.01590	0.02323
12.7		s^2	0.00396	0.00833	0.01303	0.02229	0.06003
11.1		v_n (%)	0.29335	0.42538	0.55008	0.67827	1.16155
26.9	San Vicente. $\bar{w}_{CO} = 31.5\%$	range/ \bar{w}	0.00729	0.00554	0.00887	0.02131	0.01843
40.2		s^2	0.01223	0.00577	0.01577	0.08937	0.08509
101.0		v_n (%)	0.35059	0.24740	0.39780	0.89732	0.91955
225.5	Chicoasen dam $\bar{w}_{CO} = 31.7\%$	range/ \bar{w}	0.01264	0.01481	0.01104	0.03095	0.03640
182.0		s^2	0.03789	0.04409	0.02229	0.24183	0.33640
22.2		v_n (%)	0.61498	0.67599	0.48464	1.53734	1.81989
18.7	San Vicente $\bar{w}_{CO} = 32.6\%$	range/ \bar{w}	0.00706	0.01080	0.00898	0.01640	0.01892
118.0		s^2	0.01203	0.03063	0.01449	0.07102	0.08457
218.4		v_n (%)	0.33654	0.53975	0.37284	0.76665	0.90862
	La Peña dam $\bar{w}_{CO} = 37.4\%$	range/ \bar{w}	0.01362	0.01856	0.00159	0.00991	0.00000
		s^2	0.05967	0.09503	0.00083	0.03569	0.00000
		v_n (%)	0.65242	0.84171	0.07615	0.46789	0.00000
	Kaolin 2 $\bar{w}_{CO} = 46.4\%$	range/ \bar{w}	0.00151	0.00937	0.00150	0.00905	0.01540
		s^2	0.00123	0.03082	0.00123	0.03783	0.12250
		v_n (%)	0.07539	0.38240	0.07486	0.40951	0.76999
	Necaxa dam $\bar{w}_{CO} = 56.5\%$	range/ \bar{w}	0.01008	0.00711	0.01287	0.08654	0.07319
		s^2	0.06429	0.03147	0.10169	4.49222	2.98137
		v_n (%)	0.44848	0.31547	0.55438	3.54770	3.15978
	Necaxa dam $\bar{w}_{CO} = 74.1\%$	range/ \bar{w}	0.00419	0.00403	0.02176	0.01492	0.04101
		s^2	0.01769	0.01583	0.45553	0.21657	1.53707
		v_n (%)	0.17959	0.16925	0.91219	0.62003	1.71787
	La Peña dam $\bar{w}_{CO} = 75.6\%$	range/ \bar{w}	0.00675	0.00814	0.00397	0.01898	0.01366
		s^2	0.04502	0.07236	0.02250	0.45876	0.34003
		v_n (%)	0.28070	0.35877	0.19864	0.86877	0.78891
	Zocalo $\bar{w}_{CO} = 86.4\%$	range/ \bar{w}	0.00798	0.00673	0.00670	0.01198	0.01345
		s^2	0.09196	0.05847	0.09253	0.26483	0.33063
		v_n (%)	0.35089	0.28064	0.35126	0.56573	0.67269
	Bentonite 2 $\bar{w}_{CO} = 122.4\%$	range/ \bar{w}	0.00539	0.00210	0.00929	0.02228	0.02905
		s^2	0.10283	0.01209	0.27883	1.67477	2.79606
		v_n (%)	0.26207	0.08898	0.43024	1.03725	1.36444
	Bentonite 2 $\bar{w}_{CO} = 225.5\%$	range/ \bar{w}	0.00470	0.00472	0.01102	0.00640	0.01559
		s^2	0.27973	0.25920	1.12320	0.50780	3.08002
		v_n (%)	0.23458	0.22237	0.46363	0.30183	0.77926
	SAA $\bar{w}_{CO} = 394.5\%$	range/ \bar{w}	0.00208	0.00823	0.00589	0.01235	0.02051
		s^2	0.15209	2.25130	1.03990	5.67529	13.54230
		v_n (%)	0.09886	0.38331	0.25150	0.57904	0.95412
	Mean values	range/ \bar{w}	0.00694	0.00842	0.00885	0.02131	0.02453
		s^2	0.06774	0.22426	0.24476	1.06064	1.94585
		v_n (%)	0.32142	0.37934	0.39371	0.94441	1.15513

but with a layer of water between successive layers. When dehydration occurs, even to a temperature lower than 105°C, the inter-layer structural water is lost, and irreversible (Grim 1962) mineralogical and mechanical changes take place in halloysitic soils. Dehydration provokes a significant reduction in their plasticity limits (Mendoza 1985). Then, changes in the mineralogical composition during drying processes seem to explain also the larger dispersions in water content determinations, mainly for alcohol combustion, direct heating, and toluene methods.

Of course, some other soils, not included herein, should be considered as peculiar soils, for which drying methods and prior testing handling deserve attention, among them, soils with an appreciable amount of organic colloids or gypsum.

Other non-statistical factors intervene in the decision to adopt a given method in a specific work exist, such as: ease of execution, productivity of results (necessary time to quantify the water content), cost and depreciation of the equipment, operator training, and safety hazards of the technique. A relative qualification of these

TABLE 1—Index properties of the tested soils.

Soil Description	Mineralogical Composition	W_{nat} , %	w_L , %	PI, %
San Vicente (SM)	1: feldspar, 2: montmorillonite and halloysite; 3: cristobalite and amphibole	6.4	30.6	7.8
Chicoasen dam (SC)	1: quartz; 2: chlorite, 3: mica, montmorillonite and feldspar	2.7	31.6	12.7
Kaolin 1 (CL)	1: kaolinite	1.2	35.5	11.1
Kaolin 2 (CL)	1: kaolinite	0.90	47.3	26.9
La Peña dam (CH)	1: montmorillonite; 2: feldspar 3: cristobalite, quartz	11.0	70.2	40.2
Bentonite 1 (CH)	1: montmorillonite	8.5	339.0	301.0
Bentonite 2 (CH)	1: montmorillonite	13.5	270.4	225.5
Bentonite A (CH)	1: montmorillonite	9.3	248.0	282.0
Necaxa dam (MH)	1: metahalloysite and hydrated halloysite 2: hematite; 3: ilmenite and montmorillonite	10.9	78.6	22.2
Mexico City clay	Zocalo-fill, 6.5-m depth F Paso Ave., 13-m depth SAA church, 10-m depth	See Marsal and Mazari (1969) for usual composition		
		21.7	73.7	18.7
		292.0	315.0	218.0
		361.3	346.3	218.4

1 = major constituents; 2 = minor constituents; 3 = traces.

glass plate, adding distilled water; once the mixture was made, it was kept at rest 24 h (cured) to promote homogeneity before drying by the different methods. Each of the reported moisture content values corresponds to the mean value of several determinations. For the evaluation of the MWO versus the CO, 83 mean values were compared for each oven, two determinations were conducted for 70 of these values, and four were performed for 13 of them. For the other drying techniques, the reported mean value corresponds to four determinations. The four specimens were dried simultaneously using CO, MWO, and alcohol combustion techniques, while the samples dried by direct heating and toluene procedures were processed one at a time.

The specimens were dried in the MWO with a maximum relative power of 10 and drying intervals of 30 s, 1 or 2 min, depending on how humid the soil was. The specimens were weighed according to D 4643; in this way, the variation of the mass of the soil was known during the drying process. For definition of the dry weight, the samples were dried until the change in mass after two successive weights (period of 1 min) was 0.01 g or less. Drying time in the CO was kept between 23 and 24 h.

For the direct heating, the metallic can with the soil was placed directly on the stove. Every 1 to 3 min, the samples were taken from the burners and put on the balance plate, which was provided with an asbestos net in order to monitor their weight. The technique of alcohol combustion consists of mixing alcohol of 96°GL directly with the moist soil, in metallic cans, when the alcohol is burned the water is warmed and evaporated. This operation is repeated until all the water has evaporated, the remainder is the dried mineral phase of the soil. Initially, 10 to 15 g of alcohol was added, which was not enough to achieve the complete elimination of the water, so it was necessary to add more alcohol. The ratio between the required mass of alcohol, as fuel, and the mass of water to be evaporated was about 3.15. For the direct heating and alcohol-burning methods, the test concluded when the difference between two successive weights of the same sample was 0.03 g or less, differences of 0.01 g were common. These two methods are not proposed to replace standard Method D 2216; nevertheless, in the following section, it is demonstrated that they provide water contents quite similar to those obtained with the conventional technique. However, if soil mineralogical composition is rich in halloysite, mica, montmorillonite, gypsum, organic matter, or salts, the water content may not

be reliable. Direct heating and/or alcohol burning can cause overheating, removing adsorbed water, and thereby yielding a higher water content than would be obtained by Method D 2216.

Distillation with toluene consists in placing the soil in a flask and adding toluene, a liquid solvent, then heating on a stove or grill. When the water-toluene mixture reaches a boiling point, vapor is formed and rises in bubbles. This vapor is condensed as it travels through a coolant and distillation trap. The separation of liquids occurs because of their different densities. The test is complete when no more dripping is observed, and the condensed volume of water is measured directly on a graduated scale.

Variability of the Water Content for each Technique

The variability in the four determinations of moisture content for each sample for each of the five techniques was evaluated considering 13 datasets for eight soils from Table 1, 260 determinations in total. Emphasis was given to the following statistical values: ratio between the range (difference between the maximum and minimum values) and the mean value (\bar{w}), the variance (s^2), and the coefficient of variation defined as the ratio between the standard deviation and the mean value ($v_s = s_w/\bar{w}$). The statistical values for 13 soils, whose mean water content is included in the first column, are shown in Table 2, covering a range of water contents from 20 to 400%. Mean values of the above parameters for the 13 datasets are also shown in Table 2.

The first observation is that all the techniques, including drying by CO, exhibit variability in the four determinations, even when the specimens were part of the same homogeneous mixture. Of the five drying techniques, the lowest values for both variance and coefficient of variation were obtained for the CO, slightly greater values were obtained for the MWO, and the toluene technique yielded the largest dispersion. The variance is larger as the water content increases, however, considering the respective mean value of the water content, the coefficient of variation shows a tendency to reach lower values as the water content increases. As shown by the statistical parameters, the accuracy of the drying techniques can be ranked as follows, CO, MWO, combustion of alcohol, direct heating, and distillation with toluene.

Particular larger dispersions were distinguished for the residual MH-Necaxa soil. This fact is associated to its mineralogical composition. Halloysite is a mineral with a kaolinite 1:1 structure type,

but with a 1
dration occu
layer struct
ological and
Dehydration
it's doz.
tic ing d
sions in w
combustion,

Fast and Accurate Techniques for Determination of Water Content in Soils

REFERENCE: Mendoza, M. J. and Orozco, M., "Fast and Accurate Techniques for Determination of Water Content in Soils," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 22, No. 4, December 1999, pp. 301-307.

ABSTRACT: This paper describes expeditious and reliable procedures for determining the water content of soils that are alternative to the traditional convection oven technique. There exist linear relationships between the results of the conventional procedure and those obtained by the use of the microwave oven, direct heating of soils on a stove, distilling toluene, or burning alcohol to induce the evaporation of water, proportionality coefficients linking these results vary between 0.96 and 1.02. Microwave ovens are a much faster and cheaper means than convection ovens and are as reliable, for this technique, the mass of water that must be removed and the output power of the oven play the most important roles in defining the drying time for a soil.

KEYWORDS: water content, soils, moisture content, drying techniques, microwave drying, soil testing

The simplest experimental determination in fine-grained soils, and possibly the most relevant, is the water content, this index property, in combination with the consistency limits, provides excellent qualitative indications about their geotechnical properties. The water content of a soil is defined as the ratio of the mass of the pore water to the mass of the solid phase and is expressed as a percentage. The Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil, Rock, and Soil-Aggregate Mixtures (D 2216) requires the determination of the mass of the moist and dry material using a balance scale; the specimen is dried in an oven at the standard drying temperature (105 to 110°C). Traditionally, the drying of soils is carried out in a convection oven (CO), heating the soil to achieve evaporation and removal of the free water. According to the norm, the soil should stay in the oven for the time necessary to reach constant mass; such a drying process usually takes several hours, commonly from one day to the next. For diverse geotechnical activities, mainly in the field, this time requirement conflicts with the necessity of knowing this ratio quickly, an example is field quality control of earthwork construction. Well-known are the technical importance and the economic impacts of rapid definition if the soils to be compacted possess a water content within the interval preset by the project specifications. The acceptance or rejection of the material depends on quick and reliable determination of its moisture content and on the in-situ determination of dry unit weight. To answer this dilemma, different drying techniques have been proposed, all having the goal of drying the soils in the shortest possible time in order to reach val-

ues of w (%) similar to those obtained after a long time with the thermostatically controlled convection oven.

In this paper, four alternative techniques are compared for the drying of soils, (1) microwave ovens (MWO), (2) direct heating method (DH), (3) distillation with toluene ($C_6H_5CH_3$), and (4) direct application of heat by alcohol combustion. The tests were conducted in accordance with the Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by the Microwave Oven Method (D 4643), and the Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by Direct Heating Method (D 4959). A standard does not exist for the toluene method, and the direct application of heat by flame was appraised, although it is not appropriate according to the ASTM norm. Each technique is evaluated as a function of the dependability and repetitiveness of its results, as well as the ease of its execution. Although these alternative procedures are occasionally appealing, they have not been used widely due to the lack of comparative experimental data, as recognized in the current standards (Paragraphs 14.1 in D 4643 and 15.1 in D 4959). The statistical analysis developed herein shows the similarity and dependability of results from most of the revised techniques. The convenience of adopting the MWO drying, without sacrificing precision, is obvious since the time required is only about 10 min. Diverse authors (Lade and Nejadi-Babadai 1976, Charlie et al. 1982, and Gilbert 1991, among others) also have demonstrated the convenience of drying of soils by MWO.

Soils Description, Equipment, and Testing Procedures

Index and mineralogical properties of the natural-tested soils are shown in Table 1. Twenty-one different materials were tested, including these soils, and mixtures of two of them (Kaolin 1 and Bentonite 1). These materials are representative of the most typical soils belonging to the four main portions of the Casagrande plasticity chart, consequently, the conclusions of this study are of general scope. A CO capable of maintaining 105 to 110°C in the drying chamber (85 dm^3) was used; it was of the forced-draft type and thermostatically controlled. Containers of standard borosilicate watch glasses, 10 cm in diameter, performed satisfactorily, both for CO and MWO. A household-type MWO with a capacity of 40 dm^3 , power of 800 W, and frequency of operation of 2450 MHz was employed.

A stove with two burners of butane gas and containers with a diameter of 8.5 cm and height of 4 cm were used for the direct heating method, for the technique of alcohol (96°GL) combustion, the same cans were used. For the distillation technique with toluene, a distillation trap with a capacity of 25-mL, a 225-mL Erlenmeyer flask, a cooling column, and an electric grill were used.

The initial moist soil mass (MSM) of each specimen for all the studied techniques was 30 g, as measured with a Class GPI balance of 0.01-g readability. In order to have comparable results, a large sample of each soil was vigorously mixed with a fan spatula on a

¹ Research professor and research student, respectively, Geotechnical Department, Institute of Engineering, National University of Mexico, Apdo Postal 711472, Coyoacan 04510 Mexico City, Mexico

REFERENCIAS

1. Alberro, J., Marsal, R. J. y Mendoza, M. J. "Comportamiento de Suelos Cohesivos Compactados", *Series del I de I-UNAM*, No. 493, 1985
2. ASTM Standards D 2216, "Method for Laboratory Determination of Moisture Content", Part 11, Philadelphia, 1971
3. Blume, J., *Métodos Estadísticos para Ingenieros*, Editorial Labor, Barcelona, 1974
4. Charlie, W.A., Von Gunten, M.W., Doering, D.O., "Temperature Controlled Microwave Drying of Soils", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 5, Nos. 3/4, Sept./Dec. 1982, pp. 68-75
5. Grim, R. E., *Clay Mineralogy*, McGraw-Hill Book Co., New York, 1968
6. Lade, P. V. & Nejadi-Babadai, H., "Soil Drying by Microwave Oven", *Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing*, ASTM STP599, pp. 320-340, 1976
7. Lambe, T. W., "How Dry is a Dry Soil?", *Proceedings Highway Research Board*, pp. 491-496, 1949
8. Marsal, R. J. y Mazari, M., *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Publicación UNAM, 1969
9. Marsal, R. J. y Mendoza, M. J., *Contribuciones al Primer Congreso Internacional Sobre Geomecánica de Suelos Tropicales*, Brasilia, Publicación No. 48, CFE, México 1985
10. Mendoza, M.J., "Condiciones que Influyen en los Resultados de las Pruebas de Compactación de Suelos", *Memorias de la XII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Vol. Mazatlán. Sin., SMMS, pp. 9-23, 1986
11. Mendoza, M. J., "Determinación del Contenido de Agua de Suelos con Secado en el Modo de Microondas y del Límite Líquido con el Cono Sueco", *Informe del I de I-UNAM*, 1991
12. Mendoza, M. J. "Determinación del Límite Líquido de Suelos con el Cono Sueco", *Memorias de la XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Vol 2, San Luis Potosí, SMMS, 1991
13. Puschner, H. *Heating with Microwaves*, Philips Technical Library, Springer-Verlag, Inc., Nueva York, 1966

**CONTENIDO DE AGUA (%)
MICROONDAS VS CONVECCION**

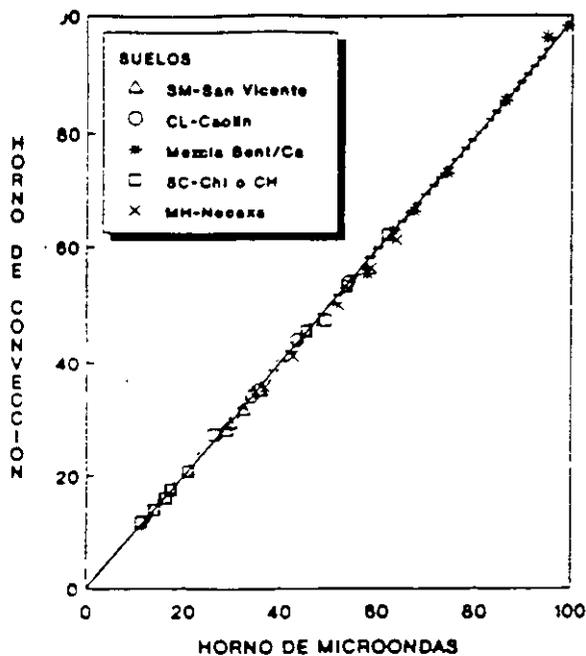


Fig 6 Correlacion de contenidos de agua menores de 100 %, obtenidos al secar con el HMO y el HC

s_y^2 = variancia de los valores muestrales dados y, respecto a los valores correspondientes sobre la recta.

$$s_{yy}^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \quad (11)$$

Se incluyen las curvas punteadas que delimitan el intervalo de confianza para un riesgo de 0.98 ($\alpha = 0.02$). Se ha considerado simetría, por lo que el valor crítico, z_k , corresponde a probabilidades extremas: $\alpha_n = \alpha_M = 1/2$.

Puede apreciarse en las Figs 5 y 6 que la gran mayoría de los datos experimentales coordinados (v_{HMO}, v_{HC}) caen dentro del intervalo de confianza de 98%, por lo que estadísticamente se puede afirmar que la determinación del contenido de agua con el horno de microondas es totalmente válido y muy semejante al determinado con el horno de convección, para un gran intervalo de contenidos de agua de diversos suelos.

7. CONCLUSIONES

- a) Se ha propuesto un procedimiento mucho más rápido, más barato y tan confiable como la técnica convencional, para la determinación del contenido de agua en suelos. Se comprobó, con aproximadamente 150 determinaciones, la bondad del secado con el horno de microondas; en efecto, en aproximadamente 20 minutos es posible conocer un contenido de agua, el cual resulta muy semejante al que se obtiene secando en el horno tradicional de convección.
- b) La rápida obtención de un contenido de agua es de un gran significado técnico y económico. En el caso de la compactación en el campo, su uso permitiría un control más eficiente y expedito de los suelos por compactar, ya que señalaría durante el momento mismo de su tendido si los materiales son aceptables o no; o bien, realizar los cambios necesarios a su humedad, a fin de caer en el intervalo preestablecido.
- c) Pudo definirse estadísticamente una correlación lineal entre los contenidos de agua determinados con secado en el HMO y en el HC. El programa de ensayos comprendió suelos de muy diversa mineralogía, y en un intervalo de 1.2 % a 413.2 %, por lo que las correlaciones que aquí se incluyen son de aplicación general a los suelos. Cabría no obstante, poner a prueba esta técnica con suelos orgánicos (no incluidos aquí), otros suelos residuales, cenizas volantes, suelos ricos en ferromagnesianos, etc; también convendría estudiar con un mayor número de ensayos a la arcilla de la ciudad de México.
- d) Cabe señalar que en el transcurso de este estudio pudo comprobarse la variabilidad en el contenido de agua de porciones de una misma muestra, que se sequen ya sea en el HMO o en el HC. Por este hecho, las determinaciones se hicieron por duplicado y los resultados reportados corresponden a los valores medios.
- e) Reuniendo las técnicas de cono sueco y horno de microondas es posible determinar el límite líquido, y el límite plástico por otra parte, en aproximadamente una hora, o menos.

RECONOCIMIENTO

Se reconoce y agradece la participación en el estudio experimental del Sr. Ernesto Puentes M. y del Sr. Antonio Sánchez L., becario de licenciatura y laboratorista, respectivamente, del Instituto de Ingeniería, UNAM.

CONTENIDO DE AGUA (%)
MICROONDAS VS CONVECCION

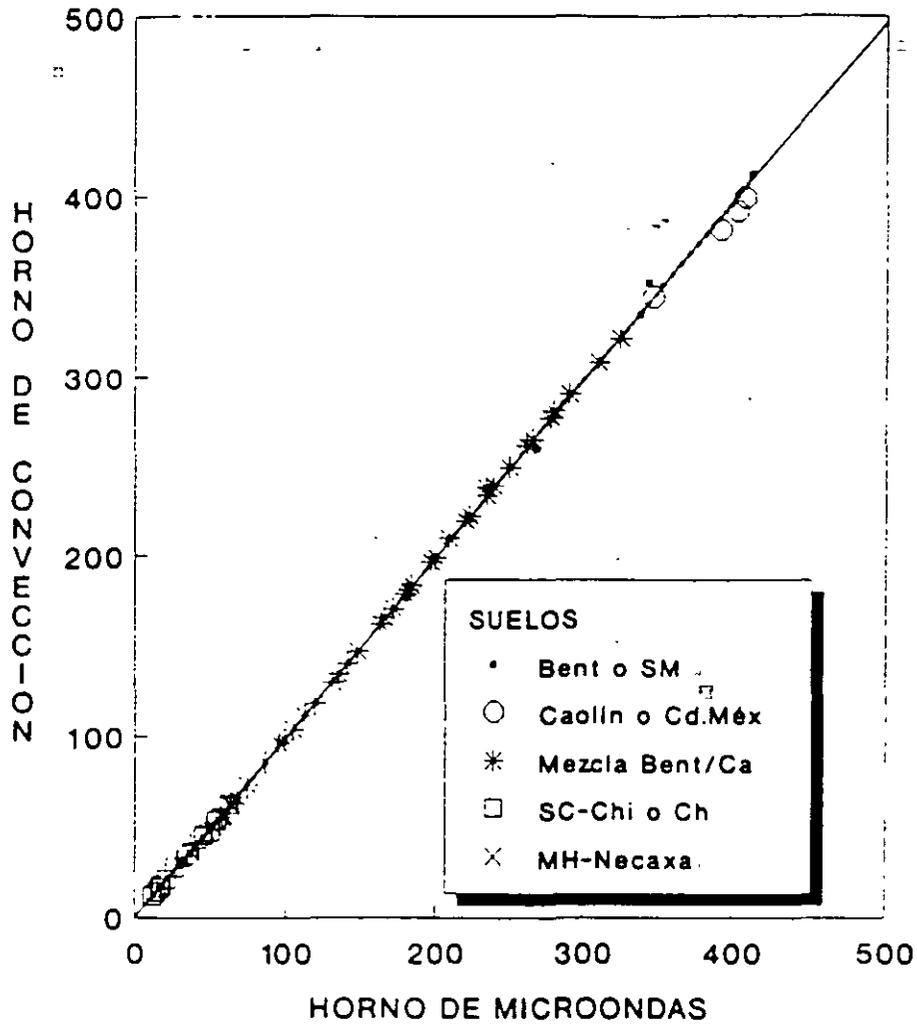


Fig 5 Correlación entre los contenidos de agua de diversos suelos, obtenidos con el HMO y el HC

arriba del 2%, lo que al parecer se debe a la presencia de minerales haloisíticos en ambos materiales. Con la arcilla de la ciudad de México, aunque con un número reducido de ensayos, se obtuvo una diferencia relativa media de 1.88%, lo que denota la conveniencia del HMO para el secado de esta arcilla. Es de destacarse la gran similitud en los contenidos de agua determinados con estas dos técnicas, en la bentonita y el caolín, así como en sus mezclas.

Para ratificar la bondad de los puntos de la recta de regresión se calcularon las curvas que delimitan los intervalos de confianza para el total de la muestra. En las Figs. 5 y 6 se incluyen las curvas discontinuas con ordenadas:

$$y_x = y_g \pm z_x s_g \sqrt{1/N + (x - \bar{x})^2 / s_{xx}} \quad (9)$$

$$= y_g \pm f(x), \quad \text{donde}$$

y_g = ordenada de la recta de regresión para la abscisa x .

z_x = valor crítico para el riesgo $\gamma = 1 - \alpha$ en la distribución T con $n = N - 2$ grados de libertad. Para definirlo se ha recurrido a una tabla de probabilidades (Blume, 1974).

$$s_g^2 = [s_{yy} - b^2 s_{xx}] / (N - 2) \quad (10)$$

Tabla 3. Contenidos de agua de 70 suelos sacados en horno de microondas y en horno de convección

SUELO	HORNO DE MICROON X	HORNO DE CONVECC Y	DF	DF/suma	Treg	
1	BENTONIA	268.32	259.82	8.5	0.0316786	266.80058
2	(B)	338.29	335.32	2.97	0.0087794	336.08674
3		343.54	352.32	-8.78	-0.025557	341.30043
4		413.21	412.65	0.56	0.0013552	410.48866
5	CACAH	34.08	33.98	0.1	0.0029343	33.980354
6	(C)	25.25	35	0.25	0.0070922	35.142264
7		43.4	43.8	-0.4	-0.009217	43.235906
8		53.75	53.75	0.1	0.001857	53.613644
9	90-0 B/C	250.4	249.55	0.85	0.0033946	248.8045
10		280.4	281.26	-0.86	-0.003067	279.59705
11		310.61	308.9	1.71	0.0055053	308.59814
12		326.17	322.57	3.6	0.0079358	323.05745
13	80-20 B/C	234.7	233.7	1.0	0.0042608	233.21326
14		252.3	261.6	0.7	0.0026637	260.62221
15		278.4	277	1.4	0.0050287	276.61068
16		291	290.7	0.3	0.0010309	289.12375
17	70-30 B/C	208.7	209.7	-1	-0.004732	207.39285
18		222.5	222	0.5	0.0022472	221.09743
19		231.9	238.3	-4.4	-0.018811	232.41859
20		266.5	264.8	1.7	0.006379	264.79376
21	60-40 B/C	183.8	183.8	0	0	182.66504
22		197	195.5	0.5	0.0025381	195.77376
23		219.8	219.2	0.6	0.0027298	218.4161
24		239.1	239.4	-0.3	-0.001255	237.58264
25	50-50 B/C	163.2	162.6	0.6	0.0036765	162.20749
26		171.8	171.1	0.7	0.0040745	170.74802
27		179.7	179	0.7	0.0038954	178.59339
28		193.5	198.9	-0.6	-0.0030075	198.25647
29	40-60 B/C	135	134.9	0.1	0.0037407	134.20249
30		148	147.5	0.5	0.0033784	147.11259
31		165.3	166.1	-0.8	-0.00484	164.29296
32		181.2	181.2	0	0	180.08302
33	30-70 B/C	110.2	111.6	0.6	0.0053476	111.56015
34		119.1	118.4	0.7	0.0058774	118.41244
35		131	130.3	0.7	0.0055435	130.23015
36		141.1	140.6	0.5	0.0035436	140.26031
37	20-80 B/C	56	85.7	0.3	0.0034884	85.541326
38		94.8	96.3	-1.5	-0.015823	94.280474
39		98.9	98.3	0.6	0.0060667	98.352123
40		104.6	104.1	0.5	0.0047801	104.01271
41	10-90 B/C	51.8	55.2	2.6	0.0449827	57.53633
42		63.1	63.9	0.2	0.0031696	62.79968
43		67.4	66.3	1.1	0.0165205	67.069946
44		74.2	73.1	1.1	0.0148248	73.822924
45	SM-SAN VICENTE	32.29	31.63	0.66	0.0204398	32.20732
46		28.82	27.99	0.83	0.0287994	28.756727
47		29.49	29.17	0.32	0.0108511	29.422094
48		35.95	34.96	0.99	0.0275382	35.837423
49	SC	135	117.1	-0.36	-0.031718	114.075333
50	CHICOASÉN	16.35	15.99	0.37	0.0226161	16.382889
51		17.14	17.47	-0.33	-0.019253	17.157495
52		20.84	20.7	0.14	0.0067179	20.831909
53		11.29	11.27	-0.48	-0.042516	11.347948
54		13.92	13.9	0.02	0.0014368	13.959761
55		16.01	15.98	0.03	0.0018738	16.035309
56		17.35	17.47	-0.11	-0.006336	17.375974
57		36.95	35.65	1.3	0.0351827	36.830508
58	NECAXA	47.68	41	1.68	0.0393827	42.520885
59		51.93	49.81	2.12	0.0408242	51.706921
60		58.58	56.27	2.37	0.0404575	58.310936
61		63.81	61.16	2.65	0.0415295	63.504771
62		26.12	27.38	-1.24	-0.047473	26.075398
63	LA PEÑA	45.37	45.27	0.1	0.0022041	45.192284
64		49.32	47.13	2.19	0.0444039	49.114969
65		53.57	53.09	0.48	0.0089602	53.335581
66		62.02	62.11	-0.09	-0.001451	61.727149
67	COAC DE MÉXICO	346.81	344.78	2.03	0.0058533	344.54782
68		408	400.21	7.79	0.0190931	405.31469
69		39.5	381.68	9.92	0.025332	389.0281
70		402.6	392.55	10.05	0.0249827	399.95203

El coeficiente de regresión de la muestra estadística, b (pendiente de la recta) se obtuvo con la expresión:

$$b = \frac{s_{xy}}{s_{xx}} \quad (4)$$

donde la suma de los productos de las desviaciones es:

$$s_{xy} = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) \quad (5)$$

y la suma de los cuadrados de las desviaciones:

$$s_{xx} = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (6)$$

Para el total de determinaciones de los suelos ensayados, se obtuvo la ecuación de la recta de regresión siguiente que liga los contenidos de agua, en porcentaje, alcanzados con los dos hornos:

$$w_{HC} = 0.9931 w_{HMO} + 0.136 \quad (7)$$

El coeficiente de correlación, r, de toda la muestra (N = 70) se obtuvo de la expresión:

$$r^2 = \frac{s_{xy}^2}{s_{xx} s_{yy}} \quad (8)$$

Pudo verificarse la excelente correlación entre las determinaciones de w_t con el HC y el HMO, al calcularse un valor r = 0.99978, que muestra la fuerte dependencia estocástica. Asimismo, se realizó un examen de la linealidad con lo que estadísticamente se comprueba que puede considerarse significativamente que existe correlación lineal.

Como se desprende de los datos de la Tabla 3, la diferencia relativa media de toda la muestra es de +0.006, lo que indica que el w_t obtenido con el HMO es en general ligeramente mayor que el determinado con el HC. Sin embargo, dependiendo del suelo, unos muestran discrepancias mayores que otros, e inclusive en el suelo SC-Chicoasén se tuvo una diferencia relativa negativa (-0.0054); esto es, w_{HC} > w_{HMO}. Es interesante notar que no ocurre aumento de la diferencia relativa conforme se tienen mayores contenidos de agua.

Los suelos MH-Necaxa y SM-San Vicente son los que alcanzan diferencias relativas medias por

se usaba tenía una precisión de 0.01 g. La búsqueda de otros recipientes que no se rompieran, fueran "transparentes" a las microondas, mantuviesen constante su peso durante el secado y no fuesen metálicos, llevó nuevamente al vidrio; se encontraron adecuados los vidrios de reloj cóncavos, también refractarios, con diámetro de 75 mm. Pudo comprobarse que no se rompían y que no era necesario acompañarlos con recipientes conteniendo agua. Por estas experiencias, se emplearon en lo sucesivo vidrios de reloj, tanto para esta investigación, como para lo concerniente a las determinaciones de límite líquido.

Al revisarse la conveniencia de usar los vidrios de reloj como recipientes para secar los suelos en el HMO, se planteó la pregunta de que peso del material húmedo debería involucrarse en el ensaye, en función de la menor capacidad de los citados vidrios. Para responderla se preparó al suelo CH-La Peña con cierto contenido de agua, y se ensayaron porciones con pesos diferentes en los vidrios de reloj y en una cápsula (150g). En la Fig 4 se muestra que aunque con ligera dispersión, se alcanza un contenido de agua constante cuando se ensayan pesos húmedos entre 20 y 50 g.

En general, en todas las determinaciones de contenido de agua con el HMO que se efectuaron en este estudio, se alcanzó peso constante después de 12 a 15 minutos de secado, afectando relativamente poco al peso húmedo inicial. Parecería sorprendente en principio que esta variable resultase poco significativa; sin embargo, debe considerarse que este resultado es propio de este horno en el que no puede reducirse la potencia, y de que por otra parte, el intervalo ensayado de pesos húmedos iniciales fue relativamente reducido. Aquí cabe insistir que más que el peso total inicial de una muestra, lo que determina el tiempo para alcanzar el peso seco, es el peso del agua por remover.

Para el pesaje se utilizó una balanza con precisión de 0.001 g y capacidad de 160 g; a través de ésta se pudieron detectar variaciones en el "peso seco" generalmente en la última cifra decimal, incluso ocasionalmente "de más", después de 15 minutos de secado. Estas diferencias determinan variaciones insignificantes en el contenido de agua para todo fin práctico en la mayoría de los suelos. Como corolario de lo anterior, parece no justificable el uso de balanzas con precisión superior a 0.01 g en pruebas de rutina.

Los resultados aquí descritos corresponden a determinaciones individuales en el HMO. No se intentaron determinaciones simultáneas en esta etapa de la investigación; convendría definir si ello es posible para aumentar la productividad en pruebas de rutina.

6. ANALISIS DE RESULTADOS

Cabe distinguir aquí un aspecto de gran importancia para juzgar los resultados que se comentan en este artículo: pudo establecerse como se indica en la Tabla 2, la variación

Tabla 2. Variabilidad del contenido de agua de mismas muestras del suelo CH-La Peña, con diferentes secados

MUESTRA	MICROONDAS			CONVECCION		
	W _{sh} (g)	w (%)	\bar{w} (%)	W _{sh} (g)	w (%)	\bar{w} (%)
1	32	27.25		10	26.67	
	49	27.65	27.45	20	26.63	26.86
				30	26.92	
				50	27.20	
2	10	33.46		34	33.72	
	20	33.05	33.29	54	33.52	33.62
	30	33.80				
	50	32.84				

resultante en los contenidos de agua determinados tanto con el secado en el HMO, como en el HC, para una misma muestra. Como se distingue en la tabla, se involucraron diferentes pesos iniciales húmedos, W_{sh}, de cada muestra secada en cada horno. El rango (diferencia entre valores máximo y mínimo) para una misma muestra en una serie de determinaciones, ya sea con el HC o con el HMO, es de semejante magnitud que la diferencia entre los valores medios obtenidos con el HC y con el HMO. De lo anterior se concluye que tanto en el horno de convección como en el de microondas, ocurre dispersión en los resultados de w%, misma que se estima está relacionada más bien con la distribución no-uniforme del agua en las diferentes fracciones tomadas en cada determinación de una misma muestra. Por lo anterior, los resultados aquí descritos son valores medios de ensayos hechos por duplicado.

En la Tabla 3 se proporcionan los resultados de los ensayos comparativos entre el HMO (valores de x) y el HC (valores y); comprende contenidos de agua entre 11 y 41%, con lo que se cubre un intervalo en el que caen prácticamente todos los suelos cohesivos; pertenecen a siete suelos de orígenes geológicos y mineralogías muy diversos. Se incluye la diferencia entre los contenidos de agua obtenidos con cada secado, $DIF = w_{HMO} - w_{HC}$, y la diferencia relativa DIF/w_{HMO} . Como se distingue en esta tabla y en su representación gráfica, existe una excelente correlación entre ambas determinaciones; en la Fig 5 se incluyen todas las determinaciones, en tanto que en la Fig 6 sólo aquellas con w < 100 %.

Se calcularon las rectas de regresión para cada suelo, así como para el conjunto de todos los suelos; en cada caso se cuenta con N pares coordenados (x,y) = (w_{HMO}, w_{HC}).

4. EQUIPO UTILIZADO Y SUELOS ENSAYADOS

Hornos

HMO utilizado en este estudio tiene un diámetro de 21.7 dm, y una frecuencia de sus microondas emitidas de 2450 MHz. De acuerdo con el señalamiento del fabricante, su potencia es de aproximadamente 700 W. Sólo se puede preestablecer el tiempo de operación; no es posible regular su potencia. Diseños más modernos de HMO permiten graduar la potencia e incluso, predefinir la temperatura a la que se detiene su funcionamiento; para ello cuentan con un sensor de temperatura.

Por su parte, el HC empleado tiene un volumen de 75 dm³ y dos parrillas, una a 14 cm y otra a 29.5 cm de la base, funcionando para mantener una temperatura constante de 105 ± 5° C.

Suelos ensayados

En la Tabla 1 se presentan las características físicas y mineralógicas de los suelos que se ensayaron en este estudio; ellos cubren las cuatro regiones típicas en que se divide la carta de plasticidad, por lo que son un conjunto representativo de una gama amplia de suelos; se estima por ello que de su ensayo pueden derivarse conclusiones suficientemente generales.

Dos de los materiales se adquirieron comercialmente en polvo; estos fueron una bentonita al parecer sódica y un caolín, que al mezclarse en diferentes proporciones dieron como resultado suelos artificiales con contenidos de agua y límites líquidos muy diversos. Los materiales restantes son suelos naturales que se han estudiado en otros programas de investigación (Alberro et al, 1985 y Mendoza, 1986).

El suelo SM-San Vicente es una arena limosa de origen volcánico, proveniente de los lomoños en el Estado de México, relativamente cercanos al límite oriente con la ciudad de México. El suelo areno-arcilloso SC-Chicoasén es un muestreo del banco coluvial La Costilla; se trata del material con que se construyó el corazón impermeable de la presa Chicoasén en Chiapas. El suelo MH-Necaxa es un suelo residual resultado de la intemperización de basaltos, muestreado en la ladera derecha aguas abajo de la presa Necaxa, en el estado de Puebla. El suelo CH-La Peña es una arcilla muy plástica de origen aluvial que se usó para formar el corazón impermeable de la presa La Peña, en el estado de Hidalgo. Adicionalmente se incluyeron algunas muestras de arcilla de la ciudad de México, provenientes de la Formación Arcillosa Superior. No se consideró necesario el ensayo de arenas limpias, por los antecedentes mencionados en el inciso 3, que indican mismos contenidos de agua, tanto con el HC como con el HMO.

realizaron en general por duplicado; los valores reportados corresponden al valor medio. En las primeras determinaciones de contenido de agua con el HMO se usaron cápsulas de vidrio Pyrorey (flaneras), con porciones de suelo del orden de 50 g. Sistemáticamente se observó que tales cápsulas se rompían, debido en gran medida a la potencia total del horno usado, que no permitía su atenuación. Para resolver el problema se experimentó con éxito parcial, el acompañar la cápsula conteniendo el suelo por secar con otra conteniendo sólo agua (80 g aproximadamente); el tiempo de secado era de 12 a 15 minutos, lapso en el que se evaporaba el agua tanto del suelo como parte de la del recipiente. La balanza que

Tabla 1. Características de los suelos ensayados

Suelo	Composición mineralógica	W _L (%)	PI
Bentonita	Proporción mayor: Montmorilonita sódica	339.0	301.0
Caolín	Proporción mayor: Caolinita	35.5	11.1
SM-San Vicente	P. mayor: Feldespatos Media: Montmorilonita y haloisita Trazas de: cristobalita y anfíbola	32.9	6.5
SC-Chicoasén	P. mayor: Cuarzo Media: Clorita Trazas de: mica, M montmorilonita, feldespatos y calcita	30.7	10.2
MH-Necaxa	P. mayor: Metahaloisita y haloisita hidratada Media: Hematita, cuarzo y magnetita Trazas de: ilmenita y montmorilonita	74.0	23.7
CH-La Peña	P. mayor: Montmorilonita Media: Feldespatos Trazas de: cristobalita, cuarzo y anfíbola	69.4	38.3
Arcilla de la Ciudad de México	No determinada. Ver datos en Marsal y Mazari, (1969)	315.0	218.0

5. PROCEDIMIENTOS DE ENSAYE

determinaciones de contenido de agua se

parte plana de la Fig 1. En uno de los materiales adoptados para este estudio, el tiempo mínimo necesario para acceder a un "peso seco" constante, y por tanto a un contenido de agua constante fue de aproximadamente 13 minutos, como se aprecia en la Fig 4. Desde luego sería preferible contar con un HMO que tuviese la capacidad de ajustar automáticamente su funcionamiento para conservar la temperatura estandarizada de 105° C de los hornos tradicionales de convección o mejor aún, que se pudiese tener un pesaje continuo que nos permitiese detener el horno una vez que se alcanza peso seco constante durante cierto tiempo.

El tiempo necesario para secar un suelo en un HMO está influenciado por:

- ▤ Cantidad de agua por evaporar, que es a su vez función del peso total del suelo por secar y de su contenido de agua,
- ▤ Mineralogía del suelo,
- ▤ Características del horno,
- ▤ Características de los recipientes que contengan al suelo,
- ▤ Criterio para definir peso seco constante, y
- ▤ Precisión de la balanza con la que se defina el "peso seco".

CURVAS DE SECADO
ARCILLA CH-LA PENA

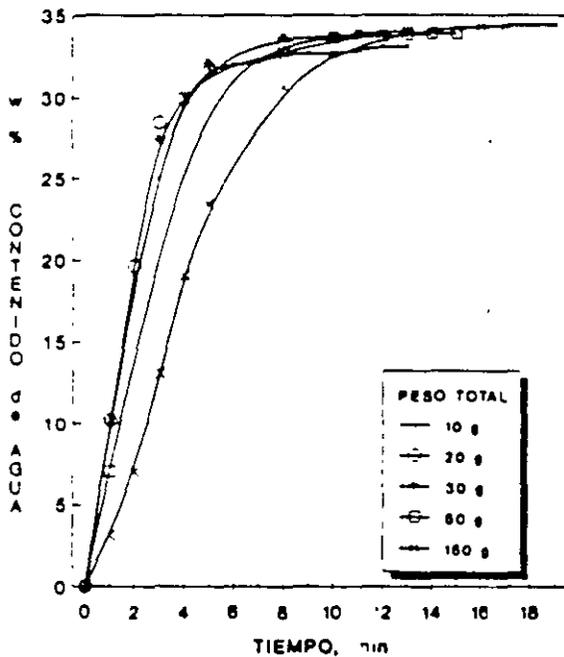


Fig 4 Variación del contenido de agua con el tiempo de secado en un HMO

P.A. Gilbert, citado por Charlie et al (1982) obtuvo la ecuación siguiente para predecir el tiempo necesario para que en un HMO se aporte la energía suficiente para calentar cierta masa de suelo de la temperatura ambiente a la de ebullición del agua para su evaporación:

$$t = 4.189 M ((0.2/w + 1) (100 - T_i) + 539) / P \quad \dots(2)$$

donde

t = tiempo total requerido por el secado, s

M = masa de agua, g

T_i = temperatura inicial del suelo, °C

P = energía útil (absorbida), W, y

4.189 W/cal = constante

En la ecuación 2 se ha adoptado que el punto de ebullición del agua es de 100 °C, y que el calor específico del suelo seco es de 0.2 cal/g°C. Como se distingue, es necesario conocer para un HMO dado, la energía absorbida a través de la estimación dada por la ecuación 1; o bien, mediante la determinación experimental de la relación entre la energía aplicada vs la masa de agua, cuando se desconocen las características técnicas del horno. Al someter a secado a diferentes cantidades de agua llevando registro del tiempo necesario para su evaporación, tienen los medios para definir la curva de calibración teórica de energía, empleando para ello la expresión siguiente:

$$P = \frac{M \Delta T c_w}{t} \quad (4.189) \quad (3)$$

donde

P = energía absorbida útil, W

M = masa de agua calentada, g

ΔT = cambio de la temperatura ambiente a la de ebullición, °C

t = tiempo durante ΔT

c_w = calor específico del agua = 1 cal/g°C

cte. de proporcionalidad = 4.189 W s/cal

Adicionalmente, la estimación del tiempo necesario para secar un suelo requiere conocer, como se distingue en la ecuación 2, precisamente lo que se pretende determinar: el contenido de agua; sin embargo, una estimación de este permitiría en principio tener una idea del tiempo requerido.

Como se aprecia en la Fig 1, transcurrido cierto tiempo, y en función del tipo de suelo y cantidad de agua que contenga, la temperatura puede alcanzar hasta tres veces la de ebullición del agua. Precisamente este aspecto representa la mayor limitación de un HMO; esto es, que cuando se hace operar por más tiempo del debido, se puede elevar muy considerablemente la temperatura con respecto a la estandarizada, con lo que se remueve no solo el agua libre. En el trabajo ya clásico del Prof. Lambe (1949) en el que se pregunta *How dry is a dry soil?*, se advierte que al aumentar la temperatura se alcanzan contenidos de agua más altos, Fig 2, como resultado de la remoción parcial de la capa de agua adsorbida a la superficie de las placas arcillosas que constituyen la fase sólida. La definición de suelo seco es arbitraria; el peso seco estándar corresponde a la suma del peso de los minerales más el del agua adsorbida que no se remueve por calentamiento a la temperatura estándar. Por otra parte, la superficie que ofrecen los granos de arenas o gravas por unidad de peso (superficie específica) es varios ordenes de magnitud menor que el que poseen las partículas arcillosas, por lo que en esos medios granulares la cantidad de agua adsorbida es despreciable. Por esta razón, el contenido de agua en estos medios (Ver arena de Ottawa en la Fig 2) no sufre mayor cambio, aunque se supere la temperatura de 105° C.

CURVAS DE SECADO EN HORNO DE CONVECCION

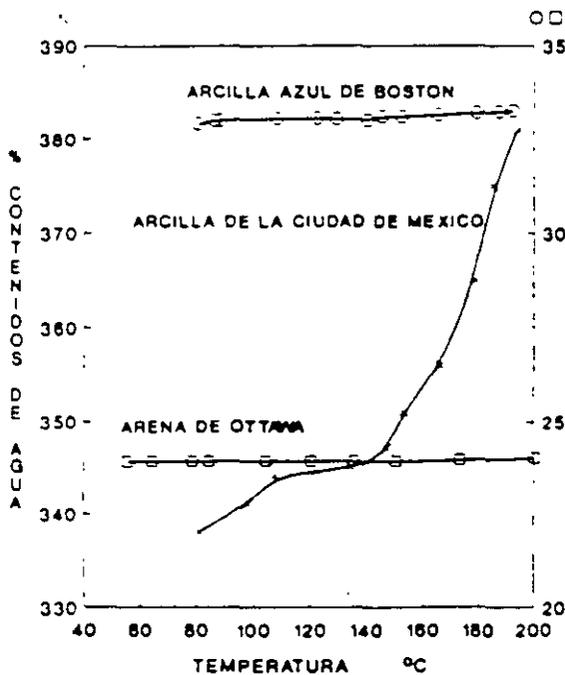


Fig 2 Variación con la temperatura del contenido de agua de diversos suelos (Lambe, 1949)

Si se prosiguiera el calentamiento de suelos arcillosos, además de la remoción de su agua libre y su agua adsorbida, a partir de 400° ó 500° C se eliminaría agua, Fig 3, misma que forma parte de la fase sólida de los minerales arcillosos, y que está presente en forma de hidroxilos en su composición molecular.

Como se distingue en la Fig 2, diferentes suelos arcillosos muestran susceptibilidades diferentes al secado; la arcilla de la ciudad de México acusa un fuerte efecto por el secado, incluso a temperatura ambiente. El efecto del secado en arcillas haloisíticas de suelos residuales es particularmente drástico (Marsal y Mendoza, 1985), a juzgar por el apreciable cambio que experimentan en sus propiedades físicas y mecánicas.

Para superar la posibilidad de elevar la temperatura en demasía, se cuenta actualmente con hornos de microondas en los que se puede graduar la potencia, o bien aquéllos en los que el tiempo en que está encendido se controla por la temperatura que alcanza el suelo en el interior del HMO; para esto último, los modelos más recientes han incorporado a su diseño un sensor de temperatura (probe).

Debe entonces puntualizarse que para obtener con el HMO semejantes contenidos de agua que con el HC convencional, es necesario que sólo se opere durante el tiempo mínimo necesario para alcanzar "peso seco" constante; ello se alcanza cuando se mantiene una temperatura de alrededor de 100° C, caracterizada por la

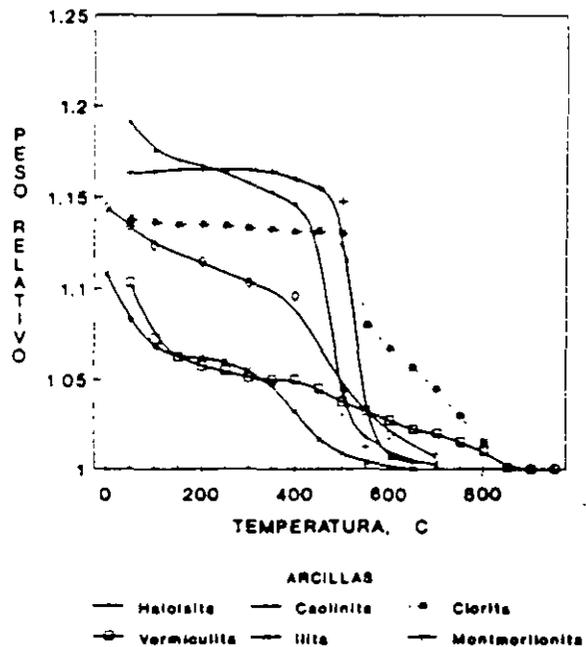


Fig 3 Curvas de deshidratación para diferentes minerales (Grim, 1968)

2. PRINCIPIOS DEL CALENTAMIENTO CON MICROONDAS

El calentamiento con microondas es provocado por el continuo movimiento molecular que genera un campo eléctrico con dirección alternante; en efecto, ocurre orientación de las partículas de un material, en función de su grado de polaridad, cuando se les somete a la acción de campos eléctricos externos. Las moléculas polares, conocidas como dipolos, se caracterizan porque no coinciden sus centros de carga positiva y negativa con su centro de gravedad molecular; cuanto mayor es la capacidad de los materiales de cambiar su polaridad, mayor es su constante dieléctrica.

La actividad alternante de los dipolos la genera una radiación electromagnética de microondas que cambia constantemente de polaridad, con frecuencias de poco más de 2000 MHz en los hornos de microondas usuales de cocina. Los dipolos cambian de posición rápidamente intentando acompañar las modificaciones del campo y, en consecuencia, producen calor. El calentamiento de los materiales depende de la respuesta que éstos tengan a los campos electromagnéticos. Así, a los materiales se les puede reconocer como absorbedores (agua, por ejemplo), reflectores (metales), o transmisores (vidrio, loza, papel, plásticos) de las microondas dependiendo de si se calientan, reflejan o si son "transparentes" a las microondas, respectivamente. Se entiende entonces que obligatoriamente deben disponerse en el interior del horno materiales que absorban la energía irradiada, ya que de lo contrario, se le puede causar daños al magnetron, que es el generador del campo electromagnético. Por tanto, no se debe operar un horno vacío, como tampoco introducir objetos metálicos, en los que no penetran y sólo se reflejan las microondas.

La energía disponible para el calentamiento por unidad de volumen aumenta en proporción de la frecuencia y del cuadrado de la resistencia del campo (Puschner-1966):

$$p = 2 \pi f E^2 \epsilon_0 \epsilon_r \tan \delta \quad (1)$$

donde

- p = energía convertida en calor por unidad de volumen, W/cm³
- f = frecuencia de microondas, Hz
- E = resistencia del campo eléctrico, V/cm
- ϵ_0 = constante dieléctrica en el vacío = $0.8854 (10)^{-12}$ F/cm, ó (W s/V²)/cm
- ϵ_r = constante dieléctrica relativa del material calentado (respecto a la del vacío)

$\tan \delta$ = factor de pérdida del material (usualmente del orden de 0.2)

El calentamiento con un campo muy fuerte causa descargas, y a frecuencias muy altas la profundidad de penetración de las microondas disminuye. Por lo tanto, se requiere un punto óptimo de estas dos variables básicas para alcanzar el calentamiento más eficiente del material de interés. Para el caso del calentamiento de agua, que es el de los hornos usuales que se emplean para cocinar, se ha encontrado como frecuencia óptima a 2450 MHz, y a valores de E entre 10 y 100 V/cm.

3. SECADO DE SUELOS CON MICROONDAS

Se cuenta con diversos antecedentes (Lade y Nejadi-Babadai, 1976 y Charlie et al, 1982, entre otros) que sustentan la conveniencia del secado de suelos en horno de microondas para la determinación rápida del contenido de agua. En nuestro medio, el Ing. Carlos Silva E. realizó los primeros intentos de medición con esta técnica, hace ya más de una década.

Favorablemente la constante dieléctrica del agua es relativamente alta (alcanza un valor de 88 a 0° C, y de 55.3 a 100° C), en comparación con la de los minerales que constituyen la fase sólida del suelo, que es menor de cuatro (Grim, 1968). Por lo anterior, al secar suelos en un HMO de los que se usan comúnmente en la cocina, el agua se calienta mucho más rápido que los minerales sólidos. Determinaciones citadas por Charlie, et al (1982) muestran que un suelo húmedo sujeto a la energía máxima continua de un horno de microondas se calienta rápidamente como se muestra en la Fig 1, hasta el punto de ebullición del agua, y mantiene esa temperatura hasta que ésta se evapora.

TEMPERATURA VS. TIEMPO EN HORNO DE MICROONDAS

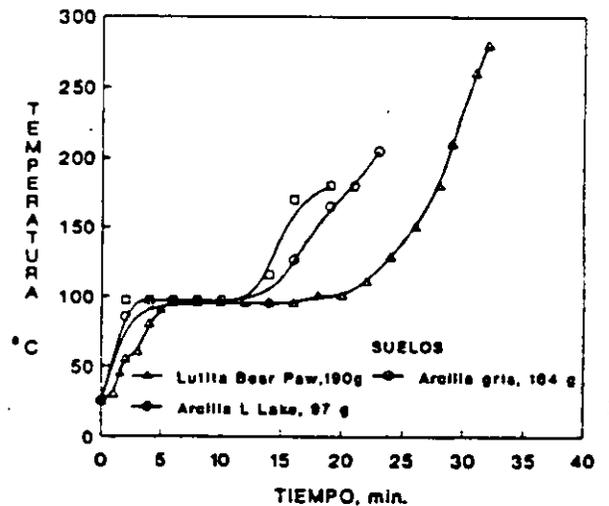


Fig 1 Variación de la temperatura con el tiempo de diversos suelos con el 1 (Charlie, et al, 1982)

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA DE SUELOS CON SECADO EN HORNO DE MICROONDAS

Manuel J. Mendoza L.

Investigador Nacional Instituto de Ingenieria, U N A M

Resumen. El secado de suelos para la determinación de su contenido de agua se ha realizado con muy diversos procedimientos; de ellos, el más común es el que hace uso de un horno de convección. La mayor limitante de esta técnica es que para todo fin práctico, el proceso toma un día. El control eficiente de la compactación en el campo, por ejemplo, exige conocer con mayor rapidez tal contenido de agua para aceptar o rechazar el tendido de un material. Se presenta en este artículo como alternativa viable, confiable y muy rápida para el secado de suelos, al horno de microondas que se emplea usualmente en la cocina. Se comprueba estadísticamente con muestras de suelos finos representativos, que se pueden determinar contenidos de agua totalmente comparables a los definidos con el horno convencional, en aproximadamente veinte minutos. Se revisan las variables más significativas involucradas en el secado de suelos en general, y aquellas del horno de microondas en particular; se dan lineamientos generales de los procedimientos de ensaye.

INTRODUCCION

La determinación experimental más elemental que se realiza en un laboratorio de mecánica de suelos es la del contenido de agua. Su obtención se basa en el pesaje de una muestra de suelo antes y después de secarla a una temperatura y durante un tiempo estandarizados. La diferencia en peso corresponde al peso del agua removida, que al dividirla entre el peso seco del suelo resulta el contenido de agua, mismo que usualmente se expresa en porcentaje. Tal temperatura correponde aproximadamente a la de evaporización del agua, y de acuerdo a la norma [ASTM-D2216-71] se fija entre 105 y 110° C, que debe conservarse durante el tiempo necesario para alcanzar peso constante; ello toma usualmente por lo menos 16 horas. El secado se efectúa tradicionalmente en un horno de convección (HC) a través del que se calienta, vapora y remueve el agua libre del suelo.

En este artículo se propone, revisa y discute el uso alternativo del horno de microondas (MO) respecto al de convección para el secado de suelos, con lo que es posible determinar un contenido de agua en aproximadamente 20 minutos. Existen diversas actividades geotécnicas, principalmente en el campo, en las que es muy deseable conocer con rapidez este dato de los suelos involucrados; por ejemplo lo encontramos en el control de la compactación de terracerías y pavimentos. Es bien conocida la importancia técnica y la trascendencia económica de conocer si los materiales por tender y compactar poseen un

contenido de agua dentro del intervalo preestablecido por el proyecto.

A la rapidez del secado en el MO se añade, como se comprueba en este trabajo, la precisión suficiente, además de su bajo costo y fácil adquisición. Se establece en esta investigación su confiabilidad con base en comparaciones del contenido de agua de suelos finos con muy diversa mineralogía y plasticidad, respecto al obtenido con el HC, y se discuten las variables más significativas que pueden modificar los resultados.

Este artículo tiene como cometido mostrar de manera objetiva los resultados comparativos del secado alternativo con el horno de microondas, con sus ventajas y limitaciones respecto al tradicional secado por convección, para que la comunidad geotécnica nacional posea elementos de juicio para su posible uso.

En otro artículo (Mendoza, 1991) que se presenta en este mismo volumen, se expone un procedimiento alternativo para la determinación del límite líquido; se trata del Cono Sueco, con el que a través de una prueba muy simple de identificación de un cono metálico se puede definir tal contenido de agua. Así pues, reuniendo el Cono Sueco y el horno de microondas, es posible determinar y conocer el límite líquido de un suelo en menos de una hora. Desde luego, de estas dos técnicas se conocen antecedentes positivos de su empleo, aunque no de manera conjunta.

convencional, para la determinación del límite líquido de suelos finos. Se comprobó estadísticamente la bondad del cono sueco (aproximadamente 150 determinaciones) para la obtención del w_L , al comparar sus resultados con los definidos mediante la tradicional copa de Casagrande.

- b) Los resultados aquí obtenidos y los de otras investigaciones afines, parecen apuntar a que la penetración de un cono con caída libre que parte del contacto de su ápice con la superficie enrasada del suelo, es una medida más consistente de la resistencia al esfuerzo cortante, que la implícita en el cierre de la ranura practicada en la copa de Casagrande.
- c) En general, el límite líquido definido con la copa de Casagrande es mayor hasta en un 20 % (para los más altos límites), que el determinado mediante el cono sueco; sin embargo, para valores de aproximadamente 40 %, ambas técnicas arrojan resultados iguales. De acuerdo a la norma sueca, el límite líquido corresponde al contenido de agua para el que un cono de 60 g y 60°, penetra 10 mm.
- d) Sin duda el w_L tradicional es muy valioso ya que sirvió de base al sistema de clasificación de los suelos finos internacionalmente utilizado, y se ha correlacionado con múltiples propiedades mecánicas. Parece conveniente por tanto, ya sea inferir el $w_{L\text{copa}}$ a partir del valor obtenido de $w_{L\text{cono}}$ para lo que se usarían las correlaciones aquí señaladas; o bien, modificar la penetración para la cual se defina el w_L , o incluso de juzgarse conveniente cambiar las dimensiones del cono para igualar los límites líquidos arrojados por una técnica y otra.
- e) La dispersión de resultados por la componente humana es menor en la determinación del $w_{L\text{cono}}$ que en la del $w_{L\text{copa}}$, por lo que los valores definidos con la técnica del cono están menos influenciados por el operador, incluso de aquéllos con poca experiencia en el laboratorio.
- f) Reuniendo las técnicas de cono sueco y horno de microondas es posible determinar el límite líquido de un suelo en aproximadamente una hora, o menos.

RECONOCIMIENTO

Se reconoce y agradece la participación en el estudio experimental del Sr. Ernesto Fuentes

M. y del Sr. Antonio Sánchez L., becario de licenciatura y laboratorista, respectivamente, del Instituto de Ingeniería, UNAM.

REFERENCIAS

1. Alberro, J., Marsal, R. J. y Mendoza, M. J. "Comportamiento de Suelos Cohesivos Compactados", Series del I de I-UNAM, No.493, 1985
2. ASTM Standards, D423-66, "Liquid Limit of Soils", Part 11, ASTM, Philadelphia, 1969
3. Blume, J., Métodos Estadísticos para Ingenieros, Editorial Labor, Barcelona, 1974
4. British Standards Institution, "Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes", BS 1377, London, 1975
5. Casagrande, A "Research on the Atterberg Limits of Soils", Public Roads 13(8), 1932
6. Hansbo, S. "A New Approach to the Determination of the Shear Strength of Clay by the Fall-cone Test", Proceedings 14, SGI, Stockholm, 1957
7. Karlsson, R. & The Laboratory Committee of The Swedish Geotechnical Society, Laboratory Manual, Part 6. Consistency Limits, Swedish Council for Building Research, Stockholm, 1981
8. Mendoza, M.J.; "Condiciones que Influyen en los Resultados de las Pruebas de Compactación de Suelos", Memorias de la XIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol. 1 Mazatlán, Sin., SMMS, pp. 9-23, 1986
9. Mendoza, M. J., "Secado de Suelos con Horno de Microondas y Determinación del Límite Líquido con Cono", Informe del I de I-UNAM, 1991
10. Mendoza, M. J. "Determinación del Contenido de Agua de Suelos con Secado en el Horno de Microondas", Memorias de la XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol 2, SMMS, San Luis Potosí, 1991
11. Sherwood P. T. y Ryley, M. D. "An Investigation of a Cone-penetrometer Method for the Determination of the Liquid Limit", Géotechnique 20(2), 1970
12. Skempton, A. W. "The Colloidal Activity of Clays", Proc. 3rd ICSMFE, Vol 1, Zurich, 1953
13. Wood, M. D., Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Press, 1990
14. Wood, M. D. y Wroth, C. P. "The Use of the Cone Penetrometer to Determine the Plastic Limit of Soils", Ground Engineering 11(3), 1978

que delimitan los intervalos de confianza para $\alpha = 0.02$.

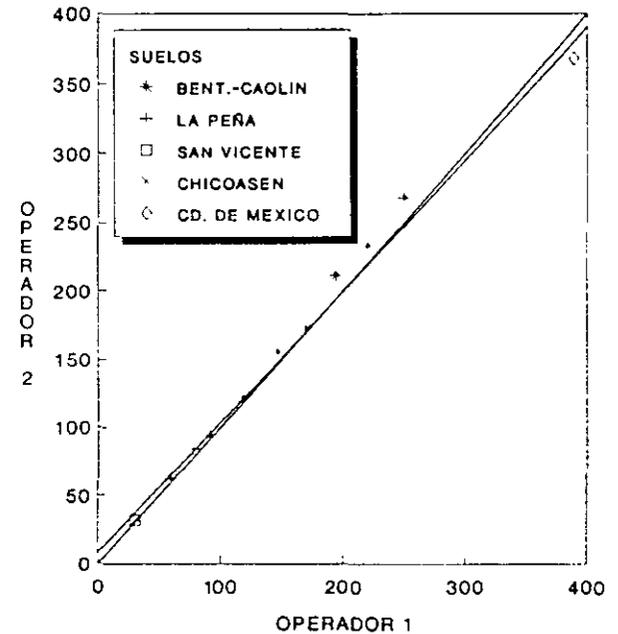
6.3 Efecto de los operadores

Por lo que se refiere al efecto de los operadores, en la Fig 10 se muestra la correlación de resultados obtenidos por ellos, empleando la copa de Casagrande; por otra parte, en la Fig 11, se presenta lo obtenido con el cono sueco. Puede distinguirse en estas figuras que la determinación del w_L con el cono sueco es menos dependiente del factor humano que la copa de Casagrande, a juzgar por la menor dispersión con el cono (compárense las Figs 10 y 11). Cabe enfatizar que ninguno de los operadores había usado el cono sueco antes de la realización de los ensayos que aquí se comentan. La menor dispersión en los resultados con el cono, se traduce en una recta de regresión con pendiente muy cercana a la unidad, y un coeficiente $r = 0.99904$; para el caso de la copa, el coeficiente de correlación fue $r = 0.99543$.

7. CONCLUSIONES

a) Se ha expuesto un procedimiento más sencillo y tan confiable o más que la técnica

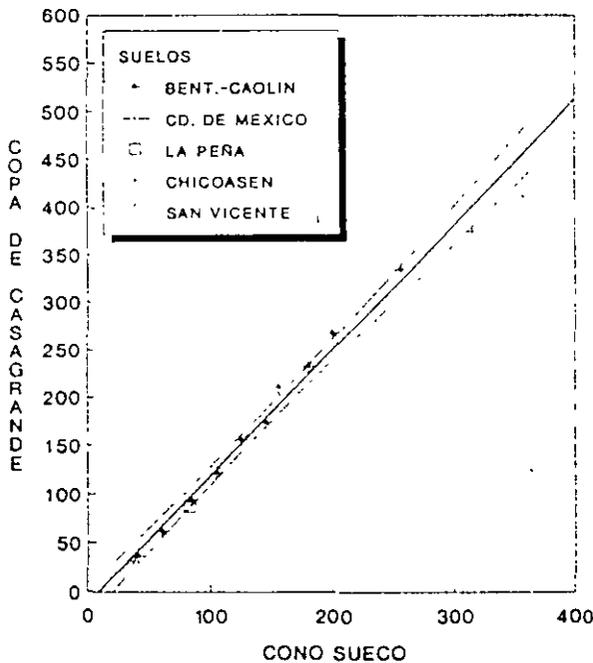
LIMITES LIQUIDOS DIFERENTES OPERADORES COPA DE CASAGRANDE



HORNO DE CONVECCION

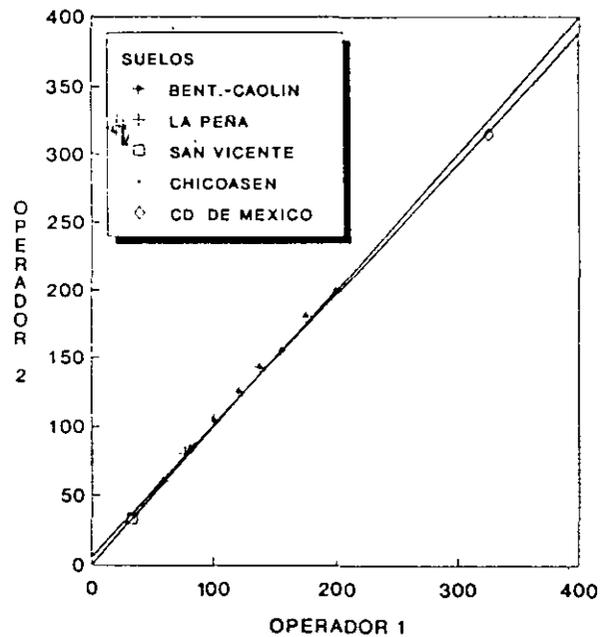
Fig 10. Influencia de los operadores en los límites líquidos obtenidos con la copa de Casagrande

LIMITE LIQUIDO Horno de Microondas



Operador 2

LIMITES LIQUIDOS DIFERENTES OPERADORES CONO SUECO



HORNO DE CONVECCION

Fig 11. Influencia de los operadores en los límites líquidos obtenidos con el cono sueco

Fig 9. Correlación entre los límites líquidos de diversos suelos, obtenidos con la copa de Casagrande y el cono sueco, secados con el HMO

Tabla 2. Límites líquidos determinados con el cono sueco y la copa de Casagrande

SUELO	CONO SUECO X	COPA DE CASAGRANDE Y	DF	DF/CONO	Yreg	
1	BENT-CAOLIN	40.4	35.5	4.9	0.1212871	39.8957
2		58	60	-2	-0.034483	62.522044
3		60	62.5	-2.5	-0.041667	65.093219
4		80.5	91	-10.5	-0.130435	91.447767
5		84.5	94.5	-10	-0.118343	98.590118
6		100	118	-18	-0.18	116.51673
7		120	146.5	-26.5	-0.220833	142.22848
8		137.5	169.5	-32	-0.232727	164.72627
9		155	194	-39	-0.251613	187.22405
10		175	220	-45	-0.257143	212.9358
11		199	249.7	-50.7	-0.254774	243.78991
12		215	276	-61	-0.283721	264.35931
13	CD DE MEXICO	325	389	-64	-0.196923	405.77396
14	CH-LA PEÑA	80.2	84.4	-4.2	-0.052359	91.06209
15	CHICOASEN	33	30.2	2.8	0.0848485	30.382331
16	SC	33.1	31.9	1.2	0.0362538	30.51091
17	SAN VICENTE	33.9	31.7	2.2	0.0648968	31.53938
18	SM	34	32.9	1.1	0.0323529	31.667939
19	MH-NECAXA	76.6	77.4	-0.8	-0.010444	86.433975

Regression Output		
Constant		-12.042
Std Err of Y Est		6.87449
R Squared		0.995822
No. of Observations		19
Degrees of Freedom		17
X Coefficient(s)	1.2855877	
Std Err of Coef	0.020195	

LIMITES LIQUIDOS MENORES A 100%

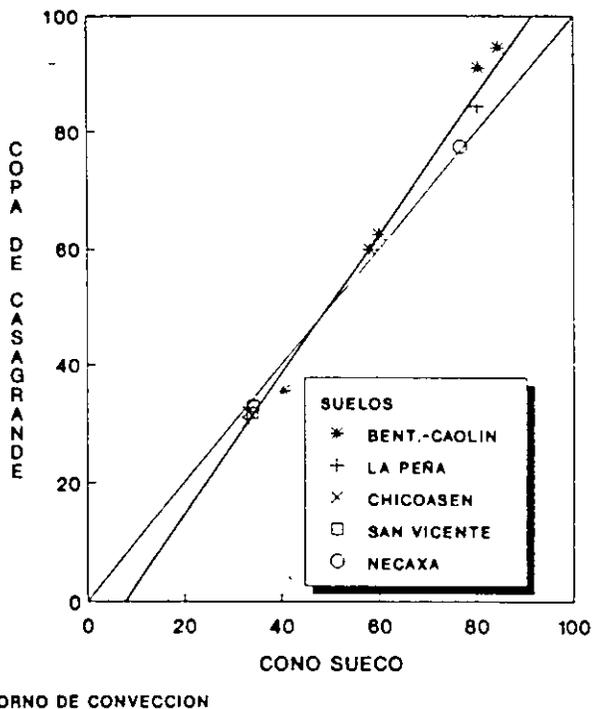


Fig 8. Correlación entre los límites líquidos menores que 100%, obtenidos con la copa de Casagrande y el cono sueco

regresión con línea más gruesa que la correspondiente a mismo valor de límites líquido. Si sólo se incluye la estadística de límites líquidos menores que 100 %, la recta de regresión tiene la ecuación siguiente :

$$w_{Lcopa} = 1.1949 w_{Lcono} - 9.27 \quad (3)$$

El coeficiente de correlación, r, de once suelos con $w_L < 100 \%$ resultó ligeramente menor (0.9948) que el perteneciente a toda la muestra; aunque este valor indica la fuerte dependencia entre los resultados de las dos determinaciones, parece conveniente incluir una mayor cantidad de estos suelos para llegar a correlaciones más definitivas.

Para ratificar la bondad de los puntos de la recta de regresión se calcularon las curvas que delimitan los intervalos de confianza (Blume, 1974) para el total de la muestra. En la Fig. 7 se incluyen estas curvas límite simétricas a la recta de regresión para un riesgo de 0.98 ($\alpha = 0.02$), con probabilidades extremas: $\alpha_m = \alpha_M = \alpha / 2$. Se puede distinguir en esta figura que los datos experimentales coordenados (w_{Lcono} , w_{Lcopa}) caen dentro del intervalo de confianza de 98%, por lo que estadísticamente se puede afirmar que la determinación del límite líquido con el cono sueco es totalmente válida y su valor resultante es correlacionable con seguridad al determinado con la copa de Casagrande, para un gran intervalo de esta propiedad índice.

6.2 Secado en el horno de microondas

En la Fig 9 se presenta la correlación obtenida por un mismo operador, pero secando los diversos suelos en estudio en el horno de microondas. Se distingue una correlación lineal muy clara, lo que se corrobora con la recta de regresión que ahí se incluye y el alto coeficiente de correlación ($r = 0.9923$). Para valores de $w_L > 40\%$, se alcanzan sistemáticamente límites líquidos mayores con la copa de Casagrande que con el cono sueco. Al involucrar el secado con el HMO y los datos de toda la muestra, la recta de regresión tiene una ecuación con parámetros ligeramente diferentes a los de la ecuación (2); ésta es:

$$w_{Lcopa} = 1.325 w_{Lcono} - 12.84 \quad (4)$$

La pendiente de aproximadamente 1.3 (x=cono, y=copa) en las ecuaciones (2) y (4), es semejante a la obtenida (Karlsson, 1981) para límites líquidos de hasta 400% en suelos suecos, que es precisamente el intervalo de valores incluidos en la estadística de tales ecuaciones. Ello apunta a la validez general de las correlaciones aquí expuestas.

En la Fig 9 se incluyen también las curvas simétricas a la recta de regresión, mismas

LIMITES LIQUIDOS (%)
HORNO DE CONVECCION - OPERADOR 1

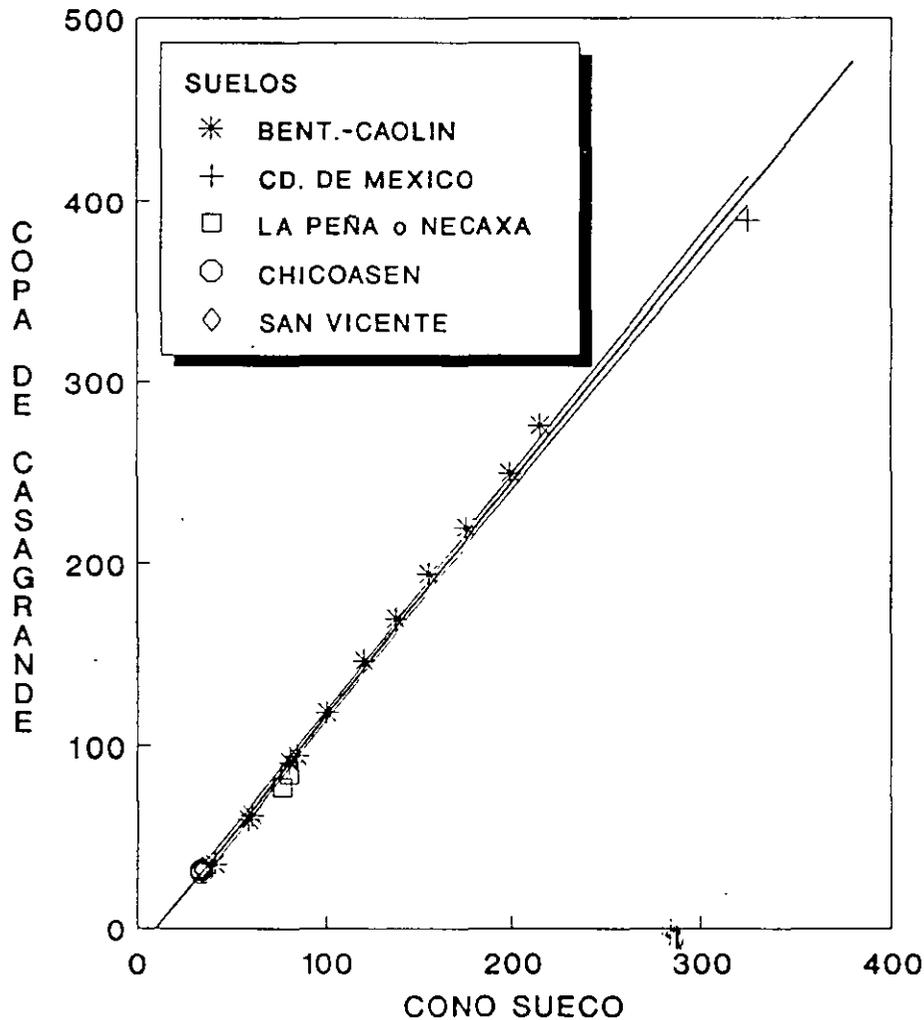


Fig 7. Correlación entre los límites líquidos de diversos suelos obtenidos con la copa de Casagrande y el cono sueco, secados con el HC

$$w_{Lcopa} = 1.2856 w_{Lcono} - 12.04 \quad (2)$$

El coeficiente de correlación, r, de la muestra (N = 19) alcanzó un valor de 0.9979, lo que denota la excelente correlación entre estas determinaciones de w_L . Como lo indica

la ecuación (2), en general, el límite líquido obtenido con la copa de Casagrande es mayor al determinado con el cono sueco. Pudo verificarse estadísticamente que existe correlación lineal entre estas variables, lo que se puede apreciar en la Fig 7.

Como se desprende de los datos de la Tabla 2, la diferencia relativa media de toda la muestra es de -0.10136; aunque debe distinguirse que la diferencia relativa crece conforme se tienen límites líquidos mayores. Estos resultados muestran que existen discrepancias entre los valores arrojados por los dos procedimientos, y que el w_L obtenido con el cono sueco es en general menor que el determinado con la copa de Casagrande. No obstante, como se observa en la Fig 8, para valores de $w_L < 45$ % ocurre que $w_{Lcono} > w_{Lcopa}$. En esta figura se incluye la recta de

riencia en el uso de la copa de Casagrande, y el Operador 2 un pasante de ingeniería con escasa experiencia en el laboratorio; ambos sin ninguna experiencia con el cono sueco. Con cada operador y técnica se determinaron contenidos de agua tanto con el HC como con el HMO; de este modo se cuenta con ocho valores del límite líquido en cada suelo, resultado de las combinaciones posibles.

La determinación del w_L con el cono sueco se lleva a cabo de manera similar a como se procede con la copa de Casagrande. En efecto, se hace variar por incrementos el contenido de agua, y se mide en cada etapa la profundidad de la penetración, d , del cono; en nuestro caso siempre se fue agregando agua.

La curva de fluidez que en el caso de la copa de Casagrande relaciona el logaritmo del número de golpes en las abscisas con el contenido de agua en las ordenadas, en el caso del cono se grafica el logaritmo de su indentación en milímetros, en vez del logaritmo del número de golpes; en la Fig 6 se presenta una gráfica típica de los resultados experimentales. La recta resultante se define con por lo menos cuatro puntos pertenecientes a penetraciones alrededor de 10 mm; usualmente se escogen entre 5 y 20 mm. Trazada la recta, el $w_{L\text{cono}}$ se define como el contenido de agua perteneciente a una indentación de 10 mm del cono de 60° y 60 g. A diferencia de la pendiente negativa de la recta $\log N$ vs. w %

LÍMITE LÍQUIDO CONO SUECO SECADO EN HC

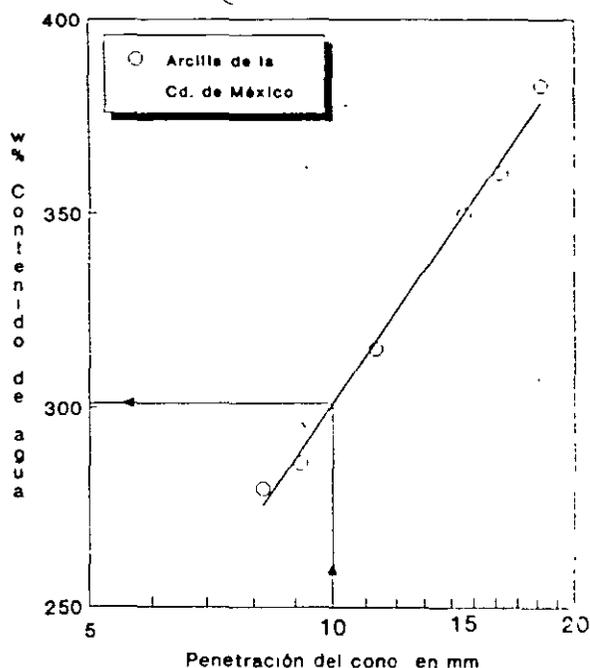


Fig 6. Curva de fluidez obtenida con cono sueco para un suelo arcilloso típico de la ciudad de México

de la copa de Casagrande, la recta $\log d$ vs. w % del cono sueco tiene una pendiente positiva, ya que a mayor contenido de agua mayor penetración.

Cuando se secó el suelo en el HMO, se dispuso en vidrios cóncavos de reloj; se secaron simultáneamente las por lo menos cuatro muestras que definen la curva de fluidez, alcanzándose peso constante en aproximadamente 15 minutos. Así pues, la determinación del límite líquido (con varios puntos) mediante el cono sueco, combinado con el secado en el HMO, puede llevarse a cabo en menos de una hora.

6. ANALISIS DE RESULTADOS DE LA DETERMINACION DE LIMITES LIQUIDOS

El análisis de resultados de la determinación de los límites líquidos se enfocó desde el punto de vista estadístico, al comparar los valores que se obtuvieron mediante el cono sueco, con los definidos con la copa de Casagrande. No se intentó ninguna medición directa de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos estudiados en este límite de consistencia, para una eventual correlación con los resultados de estas dos técnicas.

Además de la comparación directa entre estos dos procedimientos, se involucraron otras dos variables que son significativas en los resultados; éstas son a) el factor humano, al comparar los resultados obtenidos por el laboratorista experimentado en el manejo de la Copa de Casagrande (Operador 1), y por un estudiante de licenciatura sin experiencia en el laboratorio (Operador 2); y b) el tipo de secado, empleando el horno convencional de convección y el de microondas, cuyo estudio se describe en otro artículo presentado en este mismo volumen.

6.1 Cono vs. copa

En la Tabla 2 se incluyen los resultados de los ensayos comparativos determinados con cono sueco (valores de x) y la copa de Casagrande (valores de y). Comprende datos de w_L % entre 30 y 390 %, con lo que se cubre el intervalo de límites líquidos de prácticamente todos los suelos cohesivos. Se incluye la diferencia entre límites líquidos, $DIF = w_{L\text{cono}} - w_{L\text{copa}}$, y la diferencia relativa $DIF/w_{L\text{cono}}$. Como se aprecia en esta tabla, y en su representación gráfica, Fig 7, existe una excelente correlación lineal entre ambas determinaciones, en las que se secó el suelo en el horno convencional.

Se calcularon los parámetros de la recta de regresión para el conjunto de todos los suelos; de cada material se cuenta con el par coordinado: $(x,y) = (w_{L\text{cono}}, w_{L\text{copa}})$. Se obtuvo (Blume, 1974) la ecuación de la recta de regresión siguiente que liga los límites líquidos, en porcentaje, alcanzados con estos dos aparatos para todos los suelos ensayados:

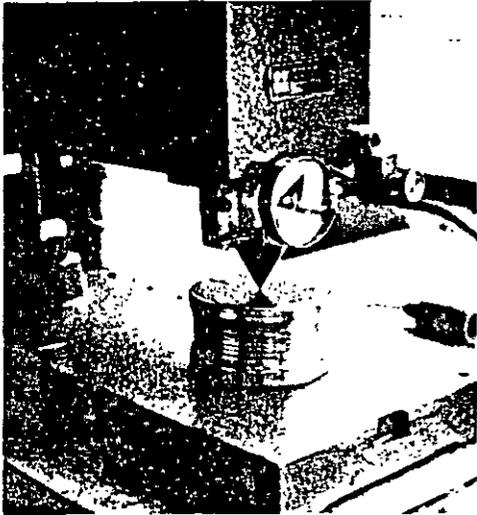


Fig 4. Posición inicial del cono

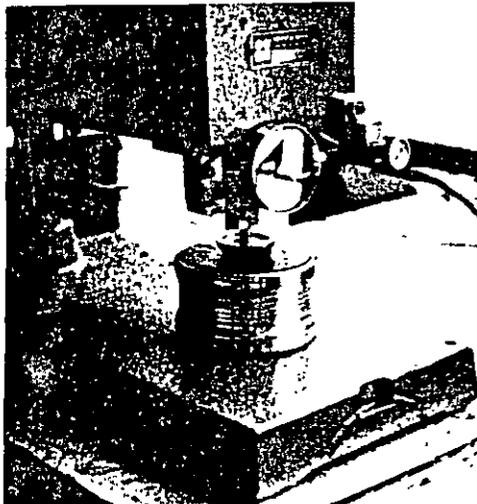


Fig 5. Posición final del cono después de la indentación

4. CONO PENETRANTE O CONO SUECO COMO INDICE DE LA RESISTENCIA NO DRENADA

Como se mencionó, la prueba del cono penetrante es en sí una prueba de resistencia al esfuerzo cortante. Hansbo (1957) realizó un estudio detallado al respecto, estableciendo que las variables más significativas que gobiernan el problema son la masa del cono, m , el ángulo de su punta, α , la penetración del cono en el suelo, d , y la resistencia cortante no drenada del suelo, c_u . Un análisis dimensional realizado por Wood y Wroth (1978) para el estudio de una técnica de penetración de un cono diferente al aquí expuesto, a fin de determinar el límite plástico, llevó a demostrar que se cumple el adimensional siguiente :

$$(c_u d^2) / (mg) = f(\alpha, \chi) \quad (1)$$

En esta expresión, el ángulo α del cono es el factor dominante; en el parámetro χ se incluyen efectos superficiales entre el cono y el suelo, determinados por el material del cono y su acabado.

Un interesante análisis realizado por Wood (1990) ha llevado a relacionar la ecuación (1) con las expresiones de la resistencia cortante del modelo Cam clay (estado crítico), con lo que las pruebas de cono penetrante pueden usarse para proporcionar índices de resistencia y de compresibilidad para los suelos finos. Análisis como el mencionado, han permitido definir el límite líquido como el contenido de agua con el que el suelo tiene una resistencia estandar.

Otras pruebas de penetración de cono se han propuesto para estimar el límite líquido de suelos; así en Inglaterra se emplea un estándar (Sherwood y Ryley, 1970; BS 1975) basado en un cono de 30° de punta y 80 g de peso.

Para el cono sueco, Karlsson (1981) estableció que a una indentación de 10 mm (límite líquido) le corresponde una resistencia del suelo de 1.7 KPa. Mediciones con el cono inglés comparativas con las de veleta miniatura (Wood, 1990), llevaron a definir que en el límite líquido se tiene una resistencia no drenada de 1.67 KPa. Como se ve, esta diferencia es insignificante, y apunta a la bondad de los conos penetrantes como instrumentos convenientes para inferir la resistencia cortante de los suelos finos. Sería conveniente explorar el uso del cono inglés, y definir si existe alguna ventaja en comparación con la versión original, el cono sueco.

5. PROCEDIMIENTOS DE ENSAYE

La determinación de los límites líquidos en esta investigación se realizaron de acuerdo a las normas estandarizadas para el método de la copa de Casagrande y el cono sueco (Karlsson & The Laboratory Committee of the Swedish Geotechnical Society, 1981).

La condición de partida de los suelos ensayados fue la de secado al ambiente, lo que determinó contenidos de agua iniciales entre 7 y 15 % en los materiales naturales, y menos de 4 % en los suelos artificiales en polvo. Así pues, siempre se agregó agua destilada al remoldear los suelos la víspera del ensaye, lo que se hizo con espátula de abanico sobre un vidrio plano, hasta tener una consistencia plástica correspondiente a unos 40 golpes en la Copa de Casagrande; bajo esta condición se conservó en reposo durante 24 horas.

Se preparó la cantidad suficiente de cada suelo para efectuar el mismo día cuatro ensayos de límite líquido (dos con la copa de Casagrande y dos con el cono sueco) que de hecho se convirtieron en 8 ensayos, según se explica abajo. Un ensaye con cada uno de los dispositivos anteriores lo realizaron operadores diferentes: el Operador 1 con vasta expe-

restantes son suelos naturales que se han estudiado en otros programas de investigación (Alberro et al, 1985 y Mendoza, 1986).

3.2 Equipo empleado

El antecedente del aparato de cono utilizado fue el propuesto en 1915 por la Comisión Geotécnica de los Ferrocarriles Estatales Suecos, Fig 1. Se diseñó y construyó un dispositivo semejante a los que actualmente se emplean en los países escandinavos, Fig 2, excepto que en vez de la sujeción mecánica del cono, se implementó aquí una pequeña bobina que al estar encendida crea un campo electromagnético capaz de soportar al pequeño cono; al apagarla, el cono cae y penetra al suelo por ensayar. El equipo consiste de una base metálica a la que va adosado un poste que soporta el cuerpo principal del aparato, Fig 3, en el que está alojada la bobina de la que pende el cono; tal cuerpo se ajusta verticalmente con una cremallera. El cono metálico de acero inoxidable con acabado "espejo" pesa 60 g y tiene un ápice de 60°. Durante la prueba, el brazo se ajusta a una altura tal que la punta del cono toque justamente la superficie enrasada y horizontal de la muestra remoldeada de suelo; Fig 4, misma que se dispone en una copa. La prueba en sí consiste en la simple operación de liberar el cono presionando el botón de un interruptor eléctrico, con lo que éste cae por su peso propio, penetrando al suelo, Fig 5. La indentación del cono se mide con una precisión de 0.1 mm, mediante escalas milimétricas dispuestas con un arreglo de vernier; se le dispuso una lupa para facilitar la lectura.

Por lo que se refiere a la copa de Casagrande, se verificó el cumplimiento de las conocidas dimensiones, pesos y tolerancias estandarizadas (ASTM D423-66). Se utilizó un ranurador recto, tipo Casagrande, de material plástico el cual tiene la característica de no rayar la copa, tal como ocurre con los ranuradores metálicos; una vez que se desgasta el extremo de 2 mm de ancho de ese ranurador, se desecha.

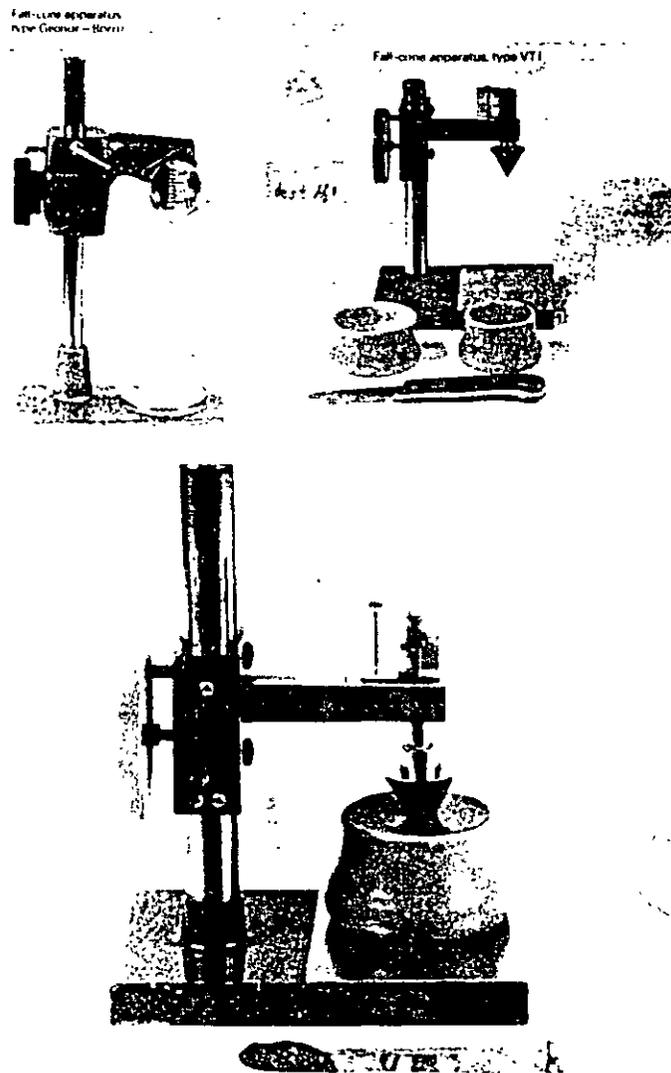


Fig 2. Aparatos de cono sueco comunmente usados en la actualidad (Karlisson, 1981)

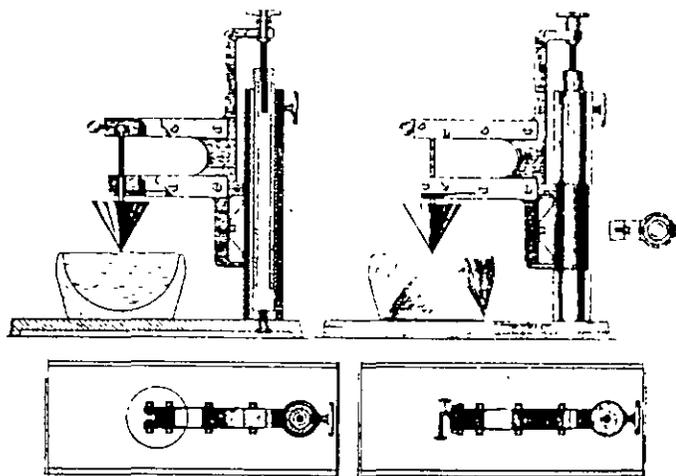


Fig 1. Primera versión del aparato de cono sueco (mostrado por Wood, 1990)



Fig 3. Aparato de cono sueco construido en el Instituto de Ingeniería, UNAM

Casagrande (1932) reorientó ese concepto para enfocarlo como una propiedad índice de las propiedades mecánicas de los suelos finos, sistematizando y estandarizando la prueba, a través de su conocida copa de Casagrande. Facilitó con ello el uso generalizado del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), basado en los límites líquido y plástico de estos suelos.

Por otra parte, los problemas geotécnicos en la construcción de terraplenes ferroviarios en Suecia a principios de siglo, llevó a la Comisión Geotécnica de los Ferrocarriles Estatales Suecos a proponer un cono penetrante para la medición de la resistencia cortante de suelos arcillosos. Ajustando peso, ángulo y penetración del cono se llegó a definir un estándar que, al menos en los países escandinavos, ha desplazado a la copa de Casagrande para la determinación del w_L .

3. SUELOS ENSAYADOS Y EQUIPO EMPLEADO

3.1 Suelos ensayados

En la Tabla 1 se resumen las principales características físicas y mineralógicas de los suelos que se involucraron en esta comparación. Se trata de suelos típicos de las cuatro regiones principales de la carta de plasticidad, por lo que son una muestra representativa de los suelos más usuales; de aquí que las conclusiones que de aquí se derivan, son de alcance general. Sin embargo, no hay duda de que una evaluación más definitiva, debe basarse en una comparación de una mayor cantidad de suelos.

Dos de los materiales se adquirieron comercialmente en polvo; éstos fueron una bentonita no pura y un caolín, que al mezclarse en diferentes proporciones dieron como resultado suelos artificiales con contenidos de agua y límites líquidos muy diversos. Los materiales

Tabla 1. Descripción y características de los suelos estudiados

Suelo	Descripción y origen	Composición mineralógica	Contenido de agua in situ w_n , en %	w_L (%)	PI
CH-Bentonita	Material adquirido comercialmente	Proporción mayor: Montmorilonita	8.5 (en polvo)	339.0	301.0
CL-Caolín	Material adquirido comercialmente	Proporción mayor: Caolinita	1.2 (en polvo)	35.5	11.1
SM-San Vicente	Material arenolimoso proveniente de lomeríos suaves formados por tobas volcánicas, localizados al oriente del Distrito Federal sobre la carretera Mexico- Texcoco	Proporción mayor: feldespato Media: montmorilonita y haloisita Trazas de cristobalita y anfíbola	30.0	32.9	6.5
SC-Chicoasen	Material arenarcilloso proveniente de la zona baja del préstamo "La Costilla" usado para el núcleo impermeable de la presa Chicoasen, Chiapas. Se trata de lutitas alteradas y redepositadas	Proporción mayor: cuarzo Media: clorita Trazas de mica, montmorilonita, feldespatos y calcita	10.0	30.7	10.2
MH-Necaxa	Material limoarcilloso residual proveniente de la descomposición de basaltos en la ladera derecha de la presa Necaxa, Estado de Puebla	Proporción mayor: metahalosita y haloisita hidratada Media: hematita, cuarzo y magnetita Trazas de ilmenita y montmorilonita	51.6	74.0	23.7
CH-La Peña	Material arcilloso proveniente de un depósito aluvial del Cuaternario, localizado en la cercanía de la boquilla de la presa La Peña, Estado de Hidalgo	Proporción mayor: montmorilonita Media: feldespatos Trazas de cristobalita, cuarzo y anfíbola	21.6	69.4	38.3
Acilla de la Ciudad de Mexico	Sondeo en Av. Francisco del Paso y Troncoso, a 13m de profundidad	No determinada. Ver información en Marsal y Mazari, 1969	292.0	315.0	218.0

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO DE SUELOS CON EL CONO SUECO

Manuel J. Mendoza L.

Investigador Nacional Instituto de Ingeniería, U.N.A.M

Resumen. Se expone en este artículo un procedimiento alternativo al de la copa de Casagrande, para la determinación del límite líquido de suelos finos. Se comprueba estadísticamente que el cono sueco ideado a principios de siglo para la medición de resistencia cortante, proporciona valores del límite líquido, aunque ligeramente diferentes, linealmente relacionados con los que se obtienen con la copa de Casagrande. Pudo comprobarse la repetibilidad y consistencia de los resultados, así como la mayor facilidad y rapidez en la ejecución de la técnica del cono: ésta consiste en la medición de la indentación que sufre un cono de dimensiones estándar, mismo que penetra por su peso propio desde una posición en reposo al suelo remoldeado. Pudo constatar estadísticamente que los operadores tienen menor influencia en los resultados con la técnica del cono, que con la técnica tradicional de percusión.

1. INTRODUCCION

Se describe en este trabajo el uso de una técnica alternativa al método de percusión con la copa de Casagrande para la determinación del límite líquido. Se trata de un procedimiento de indentación o penetración de un cono que cae por su peso propio, desde una posición en reposo en la que su punta justamente toca la superficie enrasada del suelo ensayado. Este cono que cae, o cono sueco, es semejante al que propuso la Comisión Geotécnica de los Ferrocarriles Estatales Suecos en 1915, no sólo como un medio para determinar el límite líquido, sino en general para medir la resistencia cortante de suelos arcillosos tanto inalterados como remoldeados. A juzgar por estudios amplios en los países escandinavos (Karlsson, 1981), la técnica del cono es más simple y menos influenciada por el operador; de hecho, su uso en Suecia y Noruega ha reemplazado a la copa de Casagrande desde hace varios años. El método de Casagrande, no obstante, es el más usado internacionalmente; parece que se ha impuesto la tradición.

Se comparan y discuten en este artículo los resultados obtenidos al determinar el límite líquido (w_L) con la copa de Casagrande y

con el cono sueco; tal comparación se llevó a cabo con diversos suelos representativos, cuyos valores del límite líquido alcanzan hasta 400 %. Fueron realizados por diferentes operadores, a fin de poner en claro la influencia de laboratoristas experimentados y de aquéllos con poco tiempo en el laboratorio. Así mismo, los suelos se secaron tanto en el horno convencional de convección (HC), como en el horno de microondas (HMO); este secado ha probado ser muy conveniente, como se demuestra en otro artículo incluido en estas memorias (Mendoza, 1991).

Reuniendo entonces el cono sueco y el horno de microondas, es posible determinar y conocer con suficiente precisión el límite líquido de un suelo, incluso en menos de una hora.

El cometido de este artículo es mostrar objetivamente resultados comparativos de esta técnica alternativa, para su posible adopción como prueba de rutina en la determinación del límite líquido de suelos finos. De estas dos técnicas se conocen antecedentes positivos de su empleo, aunque no de manera conjunta.

2. DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

El contenido de agua arriba del cual un suelo se comporta como un líquido, se llama límite líquido. Se trata de una frontera arbitraria entre ese estado de consistencia y aquél en el que el suelo exhibe un comportamiento plástico; mientras Casagrande (1932) señala que en esa frontera un suelo posee una resistencia cortante de 0.025 kg/cm^2 (2.45 KPa), Skempton (1953) menciona mediciones hasta de 0.07 kg/cm^2 .

En 1911 Atterberg, agrónomo sueco, sugirió el concepto de fronteras entre los cuatro estados de consistencia (líquido, plástico, semisólido y sólido) los que en función del contenido de agua de un suelo, cambian su consistencia de un sólido a un lodo. En particular, Atterberg consideró que un suelo se encontraba en el límite líquido cuando se cerraba una ranura practicada en una muestra que se disponía en una cápsula, justo cuando se le daban 10 golpes ligeros contra la mano; el operador ajustaba el contenido de agua por intento y error hasta alcanzar ese resultado.

l.
ver
cu-
rt.

te
ag-
ra

-
m-
do,

re-
stá

O-

qui
l -
ara
de
men
gi-

e-
s,

h
, a
il
ass

s,
orm-
com
Se

act
s
l

e
sue-
Inj
eta
pú-

J
esi-
to

(Co-
lt),

uar
Vol

me-
I
lico

14. Gau, F L y Olsen, R E (1971) "Uniformity of specimens of a compacted clay ", *Journal of Materials*, JMLSA, Vol 6, No. 4 pp 874 - 888

15. American Society of Testing Materials (1975), ASTM Standars, Part 19, Designation D698-70A, USA

16. S R H (1970), Manual de Mecánica de Suelos, Quinta edición, México

17. Johnson, A W y Sallberg, J R (1962) "Factors influencing compaction test results", *Highway Research Board*, Bulletin 319, Washington D.C.

18. Mendoza, M J (1982) "Características esfuerzo - deformación de suelos cohesivos compactados: Efectos estructurales", *Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM*

19. Terzaghi, K (1958) "Design and performance of the Sasumua dam", and "Discussion", *Procs. Institution of Civil Engineers*, 9, Londres

20. Marsal, R J y Mendoza, M J (1985), Contribuciones al Primer Congreso Internacional sobre Geomecánica de Suelos Tropicales Lateríticos y Saprolíticos - Tropicals'85, Brasilia, *Publicación No. 48*, CFE, México

21. Morin, W J y Todor, P C (1975), Laterite and lateritic soils and other problem soils of the tropics, Lyon Assoc. for AID, USA

7. CONCLUSIONES

Se ha demostrado cómo diferentes condiciones en la preparación y ejecución de los ensayos de compactación, dan como resultado cambios importantes en las propiedades físicas y mecánicas de los suelos cohesivos compactados.

Precisamente para definir los parámetros de tales propiedades con fines de diseño, es trascendental reproducir en el laboratorio lo más fiel e ingenierilmente posible a través de los especímenes compactados, las características que se tienen o tendrán en el prototipo, sometido a la compactación de campo. Inclusive si la compactación de laboratorio tiene como objetivo solamente establecer una curva patrón de compactación con fines de juzgar la calidad de la operación de campo, la manera de preparar el material para el ensayo podría impedir un control racional; en efecto, si por ejemplo se secan previamente ciertos suelos residuales, seguramente se tendrá dificultad para alcanzar cierto grado de compactación en la obra con los suelos trabajados a partir de su contenido natural de agua. Así, la identificación y caracterización de los suelos por compactar adquiere primordial importancia.

Como resultado también del secado los suelos se agrupan, condicionando así una granulometría de agregados totalmente diferente al de sus partículas, lo que conduce a posibles efectos de pared y escala dependiendo del tamaño del molde utilizado, incluso en suelos francamente finos.

Aun cuando son escasas las investigaciones acerca de las propiedades de los suelos compactados en el campo, éstas señalan que los equipos modernos de compactación generan distorsiones en los suelos cohesivos que podrían semejarse más a la compactación por amasado. Para el caso, se propone en este trabajo un compactador neumático simple que permite compactar especímenes hasta de 15 cm de diámetro.

Con base en un estudio amplio de la compactación por impactos, amasado y presión estática, se puso de manifiesto el efecto que tiene el tipo de compactación en la deformabilidad y la resistencia cortante; los suelos más sensibles a ello son los francamente finos. Las distorsiones que genera cada tipo de compactación provocan diferentes arreglos de sus agregados y partículas, los que condicionan las diferentes propiedades mecánicas observadas.

RECONOCIMIENTOS

La mayoría de los resultados aquí presentados están basados en un proyecto de investigación realizado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, con el patrocinio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través de la Dirección General de Servicios Técnicos. El autor expresa su agradecimiento al Prof. R. J. Marsal y al Ing. J. Alberro por la acertada orienta-

ción y supervisión del trabajo experimental. Otros ingenieros han participado en las diversas etapas del proyecto; se reconoce particularmente la colaboración del Ing. G. Hiriart.

REFERENCIAS

1. SCT (1985), Normas de calidad de los materiales, Libro 4; Parte 01 Carreteras y aeropistas; Título 01 Materiales para terracerías, 4.01, 01, México
2. Aguirre, L M (1964) "Correlación entre las pruebas estáticas y dinámicas de compactación de suelos en el laboratorio", Tesis de Maestría, División del Doctorado, UNAM
3. Alberro, J (1966) "Estudio de una correlación entre pruebas de compactación estática y dinámica", Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a la Secretaría de Obras Públicas, México
4. Murillo, M A (1984) "Coeficientes de equivalencia para evaluar el tránsito en el diseño de pavimentos flexibles y, comparación de la variabilidad en las pruebas de VRS de especímenes estática y dinámicamente compactados" Tesis Profesional dirigida por F. Olivera B, UNAM-ENEP, Aragón
5. Rico, A y Del Castillo, H (1974), La ingeniería de Suelos en las vías terrestres, Tomo I, Limusa, México
6. Casagrande, A y Hirschfeld, R (1960) - "Stress-strain deformation and strength characteristics of a clay compacted constant dry unit weight", *Harvard Soil Mechanics Series No. 61*, Cambridge, Mass
7. Casagrande, A, Hirschfeld, R y Poulos, S (1963) "Investigation of stress-deformation and strength characteristics of compacted clays", *Harvard Soil Mechanics Series No. 70*, Cambridge, Mass
8. Wilson, S D (1950) "Small soil compaction apparatus duplicates field results closely", *Engineering News Record*, Vol 145, No 18
9. Alberro, J, Mendoza, M J, Marsal, R J e Hiriart, G (1982) "Comportamiento de suelos compactados", Cuarto Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, a la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México
10. Alberro, J, Marsal, R J y Mendoza, M J (1985) "Comportamiento de suelos cohesivos compactados", *Series del Instituto de Ingeniería*, No. 493
11. Terzaghi, K (1956) "Correspondence" (Comentarios sobre el trabajo de G H Bolt), *Geotechnique*, Vol VI, Londres
12. SAHOP (1981), Instructivo para efectuar pruebas en suelos, Apoyo Didáctico, Vol 1, México
13. Marsal, R J (1969) "Contribution on mechanical properties of rockfill", VII ICSMFE, Specialty Session No 13, Mé

Tabla V. Efecto de los diferentes métodos de compactación sobre la resistencia* q_u y el módulo de deformación inicial M_o .

Suelo	S_r %	γ_{dc} g/cm ³	R_{q_u}		R_{M_o}		Suelo	S_r %	γ_{dc} g/cm ³	R_{q_u}		R_{M_o}	
			Amasado	Estática	Amasado	Estática				Amasado	Estática	Amasado	Estática
SH-San Vicente	70	1.35	0.64	1.27	0.60		70	1.10	1.73	1.27	0.98	5.17	
		1.40	0.97	1.19	0.90			1.15	1.28	0.95	0.98	2.41	
		1.45	1.05	1.04	0.98			1.20	0.97	1.14	0.68	1.51	
		1.50	1.09	0.97	1.00			1.25	0.87	1.37	0.65	1.12	
		1.55		0.89				1.29	0.99		0.69	1.06	
	90	1.35		1.00			90	1.20	1.05		2.07		
		1.40	0.97	1.14				1.24	1.15	0.86	1.82	5.07	
		1.45	1.07	1.08	0.84			1.28	1.27	0.93	1.21	3.54	
		1.50	1.08	1.02	1.22			1.32	1.16	1.06	0.89	2.18	
		1.55	1.01	0.95	1.13			1.36	0.99	1.20	0.84	1.31	
	en el óptimo	1.35		0.93			en el óptimo	1.24	0.99	0.95	1.03	5.23	
		1.40	1.02	1.04				1.28	0.85	0.88	0.78	3.35	
1.45		1.10	1.02	0.97		1.32		0.64	0.74	0.61	1.76		
1.50		1.13	1.03	1.43		1.36		0.49	0.59	0.58	0.92		
1.55		1.00	0.99	1.30		1.40		0.40	0.49		0.59		
SC-Chicocoseán	70	1.85	0.75	0.92	0.89	0.81	70	1.20	1.04		1.59	1.11	
		1.90	0.79	0.89	0.64	0.73		1.25	0.93	0.85	1.29	1.26	
		1.95	0.77	0.88	0.64	0.77		1.30	0.81	0.92	0.96	1.19	
		2.00	0.74	0.85	0.75	0.79		1.35	0.85	1.01	0.84	1.14	
		2.05	0.71	0.78	0.90	0.82		1.38	0.90	1.08			
	90	1.90		2.42		2.85	90	1.30	0.98	0.85	1.31	1.27	
		1.95	1.00	1.34	0.40	1.91		1.35	1.01	1.03	1.34	1.49	
		2.00	0.82	0.89	0.49	0.87		1.40	0.94	1.02	1.06	1.36	
		2.05	0.84	0.77	0.60	0.74		1.45	0.93	0.94	1.25	1.21	
		2.10	0.87	0.85	1.19	0.93		1.50		0.96		1.09	
	en el óptimo	1.90		2.44		3.35	en el óptimo	1.30	0.80	0.77	0.93	1.41	
		1.95	1.16	1.50	0.42	1.95		1.35	0.84	1.02	0.87	1.50	
2.00		0.94	1.02	0.46	1.17	1.40		0.80	1.04	0.75	1.33		
2.05		0.91	0.84	0.58	0.83	1.45		0.70	0.95	0.60	1.16		
2.10		0.89	0.91	0.85	0.98	1.50			0.89				

* Se presentan los valores normalizados. Para la compactación por impactos $R_{q_u} = R_{M_o} = 1$.

6.2 Comparación de características esfuerzo-deformación

Con base en los resultados de los ensayos descritos en el inciso anterior, para cada suelo fue posible comparar tanto la resistencia q_u , como los módulos de deformación inicial M_o , de especímenes compactados por impactos, amasado y presión estática. Tal comparación se realizó para ciertos grados de saturación y pesos volumétricos secos preestablecidos; los resultados se presentan normalizados en la Tabla V, con respecto a los de la compactación por impactos.

Al densificar cada suelo con diferente tipo de compactación se alcanzan diferentes resistencias y módulos de deformación, con iguales valores de γ_d y S_r ; así pues, una variable significativa de S_r los suelos cohesivos compactados es el arreglo geométrico espacial que guardan los grumos, agregados y/o partículas, en combinación con sus intrahuecos e interhuecos. Esta estructura de los suelos compactados está influenciada por la magnitud de las deformaciones cortantes (distorsiones) que dependen a su vez del tipo de compactación. Cuanto mayores son las distorsiones que se ejercen al suelo durante su compactación, menor es su resistencia y considerablemente

mayor su deformabilidad; los resultados de la Tabla V así lo señalan, ya que la compactación por amasado induce las mayores distorsiones, en tanto que son mínimas en la compactación por presión estática.

El mayor módulo M_o se logra con la compactación estática, para mismo γ_d e igual S_r . El caso extremo entre los suelos ensayados es el del suelo residual MH - Necaxa, en cuya rama seca el M_o obtenido de un espécimen compactado estáticamente, resultó de cinco veces el alcanzado por impactos.

Por otra parte, puede apreciarse que las mayores diferencias en resistencia y deformabilidad debidas al tipo de compactación, ocurren en los suelos francamente finos; las diferencias que acusan los suelos arenosos SM y SC son reducidas, aun cuando la compactación por amasado produce también la menor resistencia en el suelo SC. En términos generales, se puede apreciar que para cada grado de saturación, las mayores diferencias en resistencia y deformabilidad por el tipo de compactación ocurren para los valores menores de γ_d ; en este caso, la mayor diferencia respecto a la de impactos, ocurre en las muestras compactadas estáticamente.

en los materiales compactados en la rama húmeda. Este efecto de "endurecimiento" por el envejecimiento puede justificarse, por lo menos cualitativamente, las diferencias que a menudo se tienen entre las mediciones *in-situ* de las deformaciones de una estructura térrea, y aquéllas estimadas con el método de los elementos finitos con base en los resultados de ensayos de laboratorio con especímenes frescos.

6. PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACION Y SU INFLUENCIA EN LA RESISTENCIA CORTANTE Y LA DEFORMABILIDAD

6.1 Impactos, amasado y presión estática

En el inciso 2.2 se señaló la influencia que tiene el tipo de compactación sobre las propiedades mecánicas de los suelos compactados. A los resultados ahí presentados que indican diferencias significativas en el VRS de especímenes compactados por impactos y presión estática, se añaden en este capítulo los referentes a los cuatro suelos cohesivos en estudio, compactados por impactos, amasado y presión estática; a los especímenes así den-

significados se les falló en pruebas de compresión no-confinada, con lo que se tiene un índice de la resistencia y deformabilidad en su condición no-drenada.

Cada uno de los suelos ensayados se compactó con cinco diferentes energías en cada uno de los tres tipos de compactación; las condiciones en cada caso fueron las indicadas en la Tabla IV. Siempre se utilizó un molde de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura; los suelos fueron previamente secados al ambiente, de tal suerte que el contenido inicial de agua de cada uno fue el señalado en la Tabla II y la granulometría, la mencionada en la Tabla III.

Se decidió secar los suelos al ambiente, a pesar de los efectos conocidos del secado, con objeto de partir sistemáticamente para las pruebas de compactación, con el mismo contenido inicial de agua y con la misma granulometría de grumos; ello por la dificultad de preservar el contenido natural de agua de una gran cantidad de material a través del tiempo.

Tabla IV. Condiciones de compactación de los suelos ensayados a compresión no confinada

SUELO	IMPACTOS					AMASADO			ESTATICA	
	E_c	P	H	N_g	N_c	N_p	F	N_c	σ_c	N_c
SM San Vicente	1.5	0.466	3.6	8	10	27	5	10	6.0	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	27	10	10	12.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	27	20	10	24.0	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27	30	10	45.0	10
	27.4	1.472	20.95	8	10	17	40	10	65.0	10
SC Chicoasén	1.5	0.466	3.6	8	10	27	5	9	3.0	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	27	10	9	6.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	27	15	9	12.0	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27	20	9	24.0	10
	27.4	0.732	20.95	16	10	27	40	10	45.0	10
MH Necaxa	1.5	0.466	3.5	8	10	36	5	10	2.85	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	10	10	10	6.3	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	18	15	10	15.8	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27	20	10	-	-
	27.4	0.732	20.95	16	10	-	-	-	-	-
CH La Peña	1.5	0.466	3.6	8	10	36	5	10	3.9	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	10	10	10	6.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	18	15	10	12.3	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	17	20	10	41.3	10
	27.4	0.732	20.95	16	10	-	-	-	-	-

- P peso del martillo de compactación, en kg (diámetro del martillo, 1.8 cm)
H altura de caída libre del martillo, en cm
 N_g número de golpes en cada una de las 10 capas
 N_c número de capas
 N_p -F- N_c Número de pisonadas por capa-fuerza aplicada por el pisón, kg-número de capas (diámetro del pisón, 1.27 cm)
 σ_c esfuerzo axial de compactación, en kg/cm²
 E_c energía específica de compactación, en kg-cm/cm³

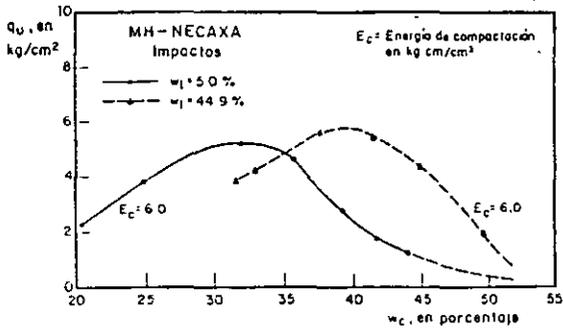


Fig. 15 Resistencia no confinada de los especímenes compactados por impactos del suelo MH-Neacaxa, con y sin secado previo

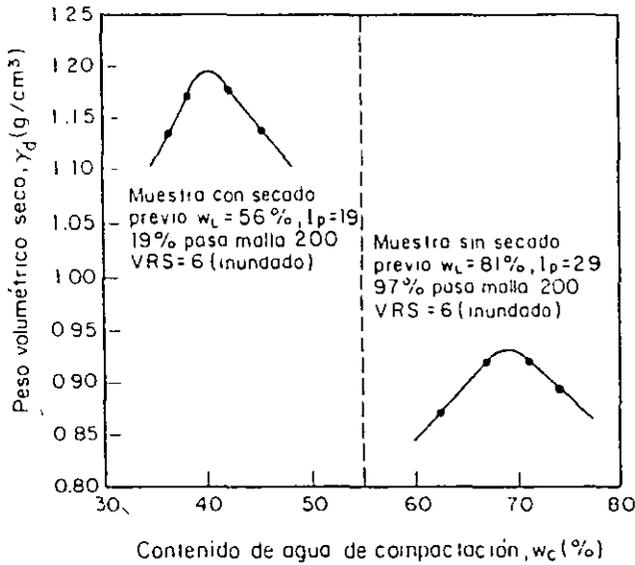


Fig. 16 Comparación de propiedades físicas de especímenes compactados con y sin secado previo (ref 21)

ción. Esto es particularmente válido en los suelos residuales haloisíticos a los que la deshidratación previa les modifica incluso su mineralogía. Un resultado muy semejante al caso antes expuesto es el del suelo proveniente del aeropuerto internacional de San José, Costa Rica (ref 21) en el que no obstante la gran diferencia en γ_d entre los especímenes con y sin secado previo, Fig 16, se alcanzó en ambos el mismo valor relativo de soporte.

5.3 Tiempo de reposo

Cuando la realización de algún ensaye para determinar propiedades mecánicas ocurre tiempo después de compactar cierto suelo, éstas sufren diferencias importantes con respecto a las de especímenes frescos; se reconoce como tiempo de reposo al lapso transcurrido entre la compactación y la ejecución de algún ensaye.

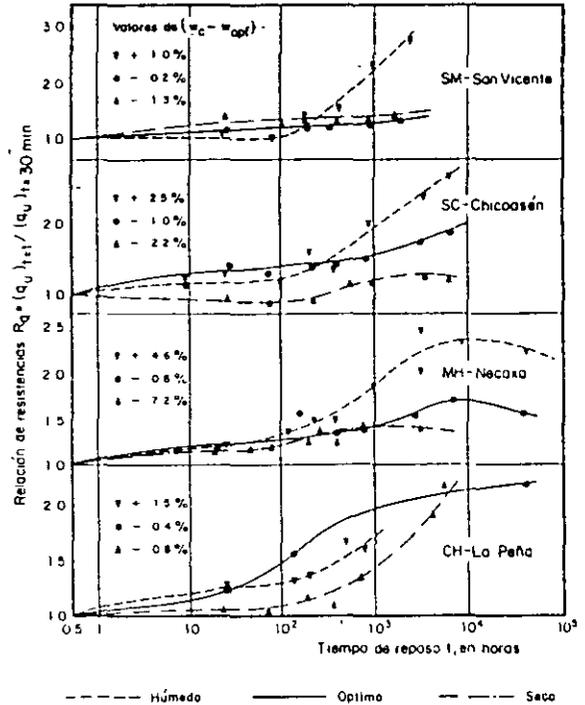


Fig. 17 Efecto del tiempo de reposo sobre la resistencia a la compresión no confinada de suelos compactados por amasado (25-10-10)

Se presentan enseguida los resultados del ensaye de los cuatro suelos cohesivos, preparados con tres contenidos de agua correspondientes a la rama seca, al óptimo, y a la rama húmeda de la curva de compactación por amasado 25-10-10 (25 pisonadas de 10 kg - 7.87 kg/cm² - en cada una de las 10 capas); para cada contenido de agua de cada suelo se compactaron 10 probetas el mismo día (ref 18), de las cuales se fueron ensayando a diferentes tiempos de reposo, teniendo especial cuidado de protegerlas contra pérdidas de humedad.

La variación de R_q con el tiempo de reposo - se muestra en la Fig 17, siendo R_q la relación entre las resistencias a la compresión no confinada para cierto tiempo de reposo, t , y el tiempo de reposo considerado como inicial (30 minutos). Se aprecia que la resistencia aumenta con el envejecimiento en los cuatro suelos, resultando más notorio el incremento cuanto mayor es el contenido de agua de compactación; se alcanzan valores de R_q del orden de 2.5 para $t = 500$ días.

Para estudiar los cambios de la deformabilidad por el envejecimiento se definió la relación R_M como el cociente de los módulos secantes al 50% de la deformación de falla en los ensayos q_u , para un tiempo de reposo t y el inicial. Aunque con dispersión mayor a la de R_q , se encontró que R_M puede alcanzar valores incluso mayores que R_q , sobre todo

te el agua en el suelo. Las mayores diferencias en el γ_d y la resistencia q_u de especímenes con diferentes tiempos de curado, ocurren en la rama seca. Para la mayoría de los suelos se recomienda fijar como tiempo de curado un día, lo que en el campo puede llevar del orden de una semana.

En lo referente a la acción de añadir el agua al suelo, cuanto más finas sean las gotas más fácil y en menos tiempo se podrán incorporar a los grumos para alcanzar una distribución uniforme del contenido de agua; no es aceptable agregar el agua a chorros. Un atomizador o una pistola de aire, ésta a una presión de 1.5 kg/cm² aproximadamente, resultan muy apropiados. Se llama la atención de eventuales diferencias entre la compactación de campo y la de laboratorio por el tipo de agua utilizado.

Por lo que respecta al reuso de material para compactar varios especímenes con diferentes contenidos de agua, se sabe que la curva de compactación así obtenida adquiere valores del $\gamma_{d, \max}$ del 1 al 4% superiores a los que se alcanzan usando porciones separadas de material para definir cada punto de la curva $\gamma_d - w_c$ (ref 17). La práctica de reusar el material debe eliminarse; no se justifica el muestreo de una cantidad reducida de material de un banco de préstamo.

5.2 Efectos del secado en los suelos residuales.

Los suelos residuales exhiben características muy peculiares, en particular en las curvas de compactación y sus propiedades índice y mecánicas, por su alta sensibilidad al secado. Los suelos residuales volcánicos abundan en México como resultado de la intemperización de rocas ígneas jóvenes o cenizas volcánicas; el suelo MH - Necaxa es de este tipo (ver Tabla II) y con él se muestra cómo el procedimiento de preparación puede modificar las características de compactación y de resistencia. Al efectuar dos pruebas de compactación con energía correspondiente a la Proctor estándar, una con la fracción previamente secada al ambiente ($w_1 = 5\%$) y la otra a partir de un contenido de agua próximo al natural, se obtienen dos de las tres curvas de la Fig 14. Con el material previamente seco se observa un significativo aumento del $\gamma_{d, \max}$ y una considerable reducción en el w_{opt} ; una tercera curva perteneciente al material previamente secado reproduce el mismo $\gamma_{d, \max}$ del material no secado, pero con sólo la cuarta parte de energía de compactación.

Los resultados anteriores se pueden interpretar de la manera siguiente: los esfuerzos de succión crecientes con el secado provocan esfuerzos de compresión sobre el esqueleto mineral de los grumos llevándolos a una porosidad baja. Por otra parte, se ha comprobado que las partículas del mismo suelo pero sin secado previo se encuentran en forma de agregados (ref 18), aunque en asociaciones más porosas que los "grumos secos". Al compactar ambas fracciones con la misma energía de com-

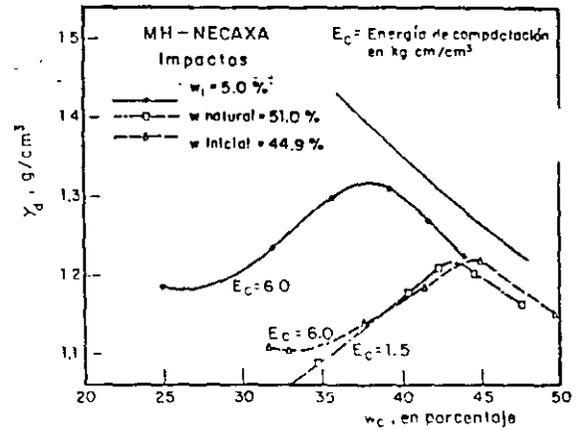


Fig. 14 Curvas de compactación per impactos del suelo MH-Necaxa con y sin secado previo

compactación, la menor porosidad de los "grumos secos" se refleja en un $\gamma_{d, \max}$ mayor y un w_{opt} menor, de manera semejante a lo que ocurre en un material cohesivo con porcentaje creciente de granos (ver Fig 6); así pues, los "grumos secos" se asemejan en cierta medida a los granos duros, como lo demuestra el hecho de que ni al añadirles agua ni al compactarlos se destruyen totalmente.

Por la coincidencia de curvas de compactación para la combinación material no secado - cierta energía y material secado - mucho menor energía, puede considerarse que el secado previo es equivalente a emplear una energía mayor de compactación.

Con cierta frecuencia se suscita la reclamación de los constructores en el sentido de que no es posible alcanzar el γ_d o grado de compactación proyectado, aun con equipo pesado y gran cantidad de pasadas; la razón puede residir en que la curva patrón de compactación se haya obtenido en el laboratorio con material previamente seco.

No obstante la diferencia en las curvas de compactación con misma energía entre los materiales natural y previamente secado, resulta sorprendente que las máximas resistencias a compresión no confinada sean muy semejantes, Fig 15. Estos resultados, inusitados frente a la experiencia acumulada en suelos aluviales o coluviales, fueron ya anotados por Terzaghi (ref 19) para el caso de los suelos residuales volcánicos de Kenya y Java. Al parecer un efecto de escala llevado al nivel de los grumos podría explicar que aunque el espécimen alcance un mayor γ_d en los previamente secados, sus grumos posean, por ser más grandes, debilidades mayores que propician la falla.

El secado en los suelos residuales provoca cambios que en general son irreversibles, afectando granulometría y límites de plasticidad (ref 20) además de las curvas de compac-

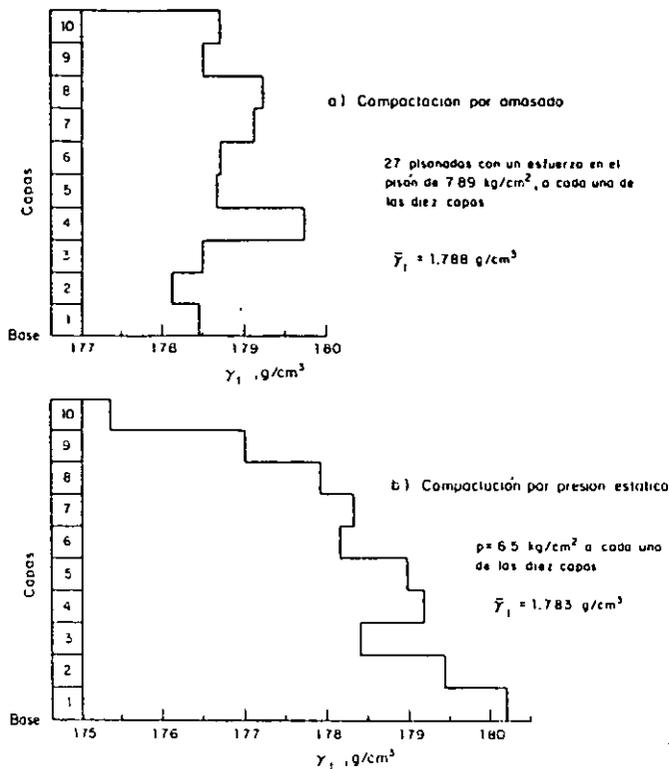


Fig. 12 Variación a través de la altura del peso volumétrico total de especímenes compactados por amasado y estáticamente. MH-Nécarra

Tradicionalmente se han empleado pisonos de sección circular (ref 8) para la compactación por amasado, cuyo diámetro es del orden del 40% del diámetro del molde. Con esta geometría se cubre el área transversal con 9 aplicaciones, 8 en la periferia a cada 45° y tangentes a la pared y la restante al centro; la ronda siguiente de pisonadas van defasadas 22.5° respecto a las de la primera ronda, buscando cubrir todo el área, y así sucesivamente. Al proceder de esta manera se generan zonas en donde se traslapan las pisonadas y otras en donde éstas son mínimas; así cuando se aplican 27 pisonadas, ciertas áreas reciben hasta 6 pisonadas y otras sólo 1 ó 2.

El procedimiento anterior trae como consecuencia que no se alcance mismo γ_d en la dirección radial, como pudo comprobarse al sectionar cuidadosamente sectores circulares de especímenes de 152.4 mm de diámetro, procediendo como se señaló en el inciso anterior para determinar el γ_c .

Para atenuar este efecto se consideró conveniente diseñar un nuevo pisón que distribuyera mejor la energía de compactación en todo el volumen y que lo hiciera en un número más reducido de pisonadas. Surgió así la idea de un pisón con cuatro sectores de 30° cada uno, dispuestos a cada 90°, semejando una cruz de Malta, Fig 13a; su diámetro es 1 mm menor que el del molde. Se consideró inicialmente que

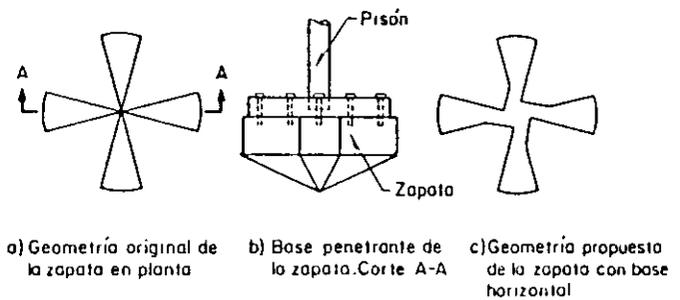


Fig. 13 Pisón de sectores para compactación por amasado

el ancho de los sectores reduciéndose hacia el centro provocaban un efecto con la profundidad de menor cuantía que las zonas más anchas de la periferia; por ello se decidió construir el prototipo con una base penetrante, Fig 13b. Pronto se vieron las dificultades prácticas al formar especímenes con superficie extrema cónica, aun cuando así se encontró la menor dispersión de γ_d en el sentido radial. Para salvar esta dificultad se propuso una base plana y el aumento en planta de la zona central, Fig 13c. De esta manera se llegó a un pisón de compactación práctico para operarse con el compactador neumomecánico, que no tiene mayor dispersión de γ_d en dirección radial que el pisón circular y que reduce a la tercera parte el número de pisonadas.

5. PREPARACION DEL SUELO POR COMPACTAR

5.1 Sobre los procedimientos de preparación y sus efectos

Una vez decidido el tipo de compactación, la mayor parte de las veces no se le presta cuidado suficiente a la preparación del material; se llama la atención acerca de estos aspectos del trabajo experimental, ya que puede afirmarse que los resultados de la compactación de suelos cohesivos dependen de la forma como se compactan y del modo como se preparan para el ensaye.

Los procedimientos estándar de preparación de suelos establecidos por entidades tales como la ASTM y la AASHTO, indican un secado de material a una temperatura que no exceda los 60°C (ref 15). En nuestro país, SCT recomienda este procedimiento (ref 12), así como la SARH (ref 16); en el inciso siguiente se describirán las limitaciones y contraindicaciones de esta práctica, sobre todo en presencia de suelos residuales. Como resultado de este secado se forman grumos, de cuyo tamaño ligado al del molde, se derivan los efectos descritos en los incisos 4.2 a 4.4.

Otra variable del procedimiento de preparación es el tiempo de curado del material, que es el lapso comprendido entre el momento en que se le añade agua y el de su compactación; éste es necesario para distribuir uniformemen

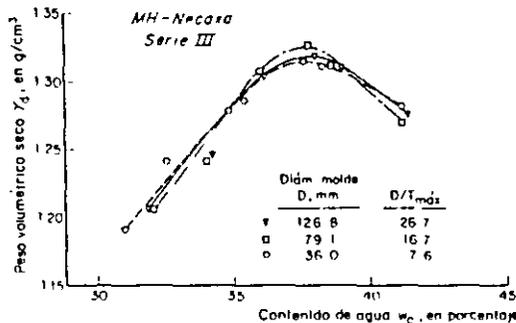
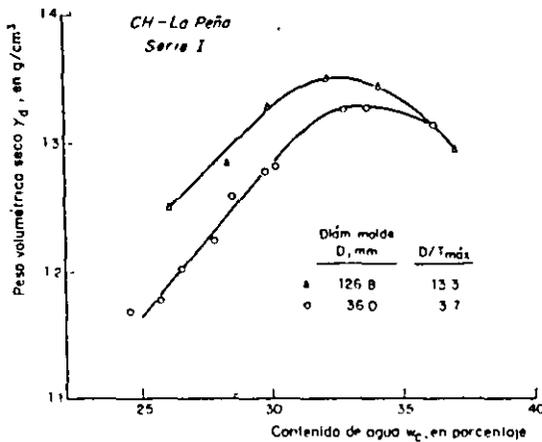


Fig. 10 Variación de las curvas de compactación por el efecto de pared

en tanto que en el suelo MH - Necaxa para un cociente D/T_{\max} mayor a 7.6, el efecto de pared desaparece. De los resultados anteriores se concluye que como en los ensayos con suelos granulares, debe respetarse en suelos cohesivos compactados una relación D/T_{\max} de por lo menos 7.

Un efecto que por el contrario al de pared, afecta más a los especímenes cada vez más grandes, es el de escala, ya que así como aumentan, también es mayor la probabilidad de la ocurrencia de defectos y debilidades que facilitan la falla. Como se demostró en la Fig 10, el suelo MH - Necaxa no mostró efecto de pared en el intervalo estudiado; por el contrario, en la Fig 11 se distingue que el efecto de escala es notable ya que la resistencia q_u se reduce en un 20% al aumentar el tamaño del espécimen. Por los resultados anteriores se sugiere que se usen moldes y granulometría de grumos tales que la relación D/T_{\max} sea de por lo menos 10, para no sobrestimar la resistencia en el laboratorio por los efectos de escala.

4.5 Sobre la homogeneidad de especímenes.

Para la determinación de propiedades mecánicas es importante contar con especímenes compactados homogéneos, a fin de evitar efectos tales como pandeo, modos inusuales de falla

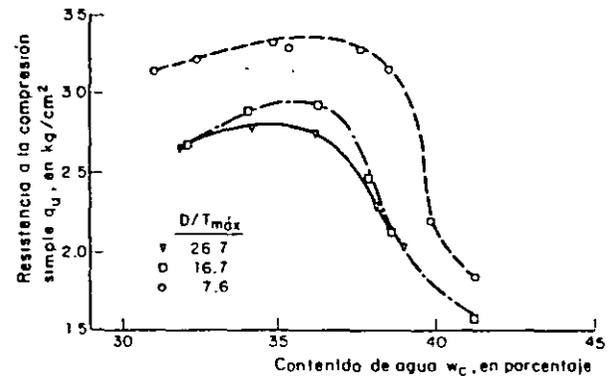


Fig. 11 Variación de la resistencia q_u por el efecto de escala

o planos de corte inducidos (ref 14); el lograrlo depende del tipo de compactación y de la distribución de la energía de compactación en el volumen por preparar. La densificación por capas se ha reconocido como determinante para alcanzar la homogeneidad; la compactación de 10 capas en un molde de relación $H/D > 2$, se ha considerado (ref 6) como muy conveniente.

Para la comparación de pesos volumétricos en la dirección vertical se empleó un molde de 79.1 mm de diámetro, el cual es longitudinalmente tripartido y recubierto con una lámina de teflón a fin de extruir fácilmente el espécimen sin necesidad de prensa o gato hidráulico. Cada una de las diez capas con que se compactó y se fraccionó un espécimen, se pesó en una balanza de precisión y el volumen se determinó por inmersión en agua, recubierto previamente con parafina y brea. En la Fig 12 se muestran los resultados de la compactación por impactos y por presión estática en el suelo MH-Necaxa; se distingue que el procedimiento por amasado obtiene especímenes más uniformes. En dos pruebas efectuadas con cada procedimiento de compactación, los coeficientes de variación de los pesos volumétricos totales fueron 0.26 y 0.39% para el de amasado y de 0.52 y 0.77% para el de presión estática.

Por otra parte, cabe comentar que cuando se compacta estáticamente una muestra en una sola capa, como es usual para los ensayos VRS, se genera también un espécimen con peso volumétrico decreciente hacia el extremo superior; ello como resultado de la fricción que debe ir venciendo durante la densificación. Al seccionar varios especímenes así formados, se midió una diferencia en el γ_d de aproximadamente 5.3%. Una manera que se encontró para reducir esta diferencia, aunque más complicada, fue la de emplear un pistón móvil en cada extremo del cilindro.

4.6 Pisón no circular para compactación por amasado

En el inciso anterior se revisó el aspecto de homogeneidad en la dirección longitudinal, a través de la altura, de especímenes compactados; aquí se revisa el aspecto de homogeneidad en la dirección transversal.

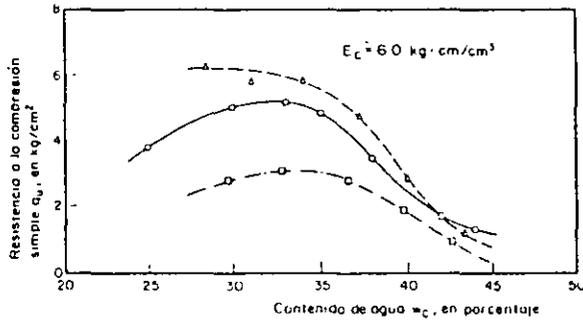
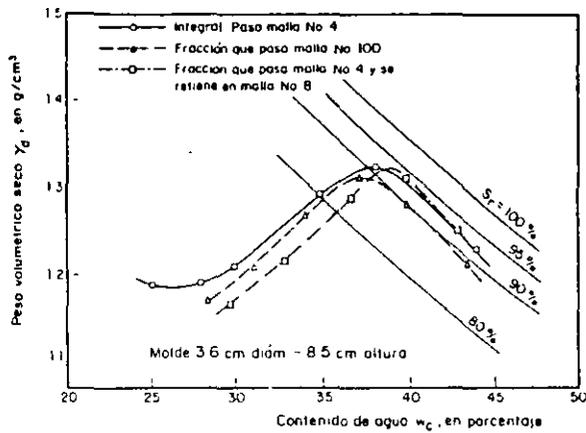


Fig. 7 Efecto de la granulometría de grumos del suelo MII-Necaxa secado al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por impactos

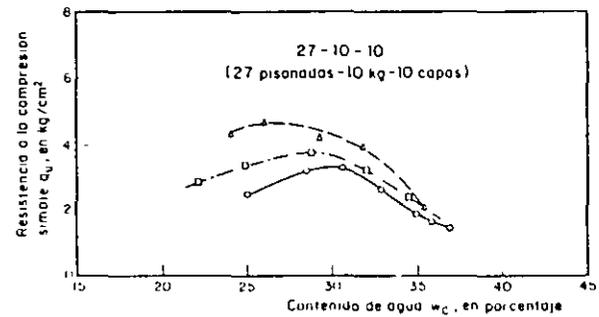
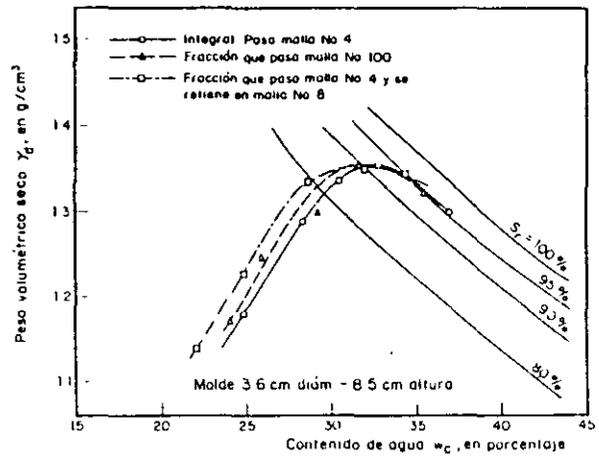


Fig. 8 Efecto de la granulometría de grumos del suelo CH-La Peña secado al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por amasado

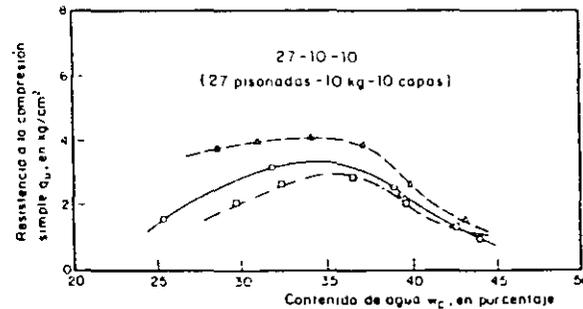
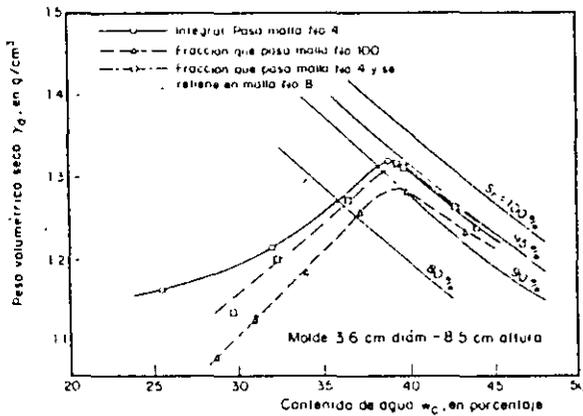


Fig. 9 Efecto de la granulometría de grumos del suelo MII-Necaxa secado al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por amasado

Puede apreciarse en las Figs 7 y 8 que en el suelo MII - Necaxa, las diferencias en q_u fueron menores en las muestras compactadas por amasado que en las de impacto, lo que permite asegurar que ese procedimiento destruye más grumos.

4.4 Efectos de pared y escala

La ocurrencia de una capa superficial más porosa se ha observado (ref 13) en especímenes cilíndricos de suelos granulares; éste hecho está relacionado con la presencia de una pared rígida y es tanto más importante cuanto menor es la proporción del diámetro del molde al tamaño máximo de granos. Se mostrará en seguida que este efecto de pared también ocurre en suelos cohesivos compactados, siempre que éstos se ensayen agrumados inicialmente. Se compararon nuevamente los suelos MII - Necaxa y CH - La Peña, a los que toda vez se les dosificó para asegurar la misma granulometría de partida; el tamaño máximo de los grumos en el primero fue de 4.76 mm y en el segundo de 9.52 mm. Los moldes empleados fueron de 36.0, 79.1 y 126.8 mm de diámetro con una proporción de altura a diámetro de 2.36, a fin de evitar el efecto de esbeltez reducida.

En la Fig 10 se muestran las curvas de compactación correspondientes a diferentes proporciones D/T_{max} . El efecto de pared se aprecia en la $\gamma_{d, max}$ del suelo CH-La Peña,

Tabla III. Granulometría de partículas (1) y del suelo por compactar (2).

[Se indica el porcentaje que pasa en peso]

Malla No.	SM-San Vicente		SC-Chicoasén		MH-Necaxa		CH-La Peña		SP-San Roque	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
4	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
10	91	88	74	60	100	72	100	65	65	65
20	76	73	44	24	100	44	100	41	24	24
40	57	53	32	12	100	19	99	23	8	8
60	46	41	29	8	100	9	98	14	4	4
100	36	30	27	6	100	6	95	7	1	1
200	25	17	26	4	98	2.5	90	4	0	0
<2 μ	4.5	-	7.3	-	46	-	46	-	0	0

γ_d y w_c ; ello trae como consecuencia variación en las propiedades mecánicas. En la Fig 6 se muestra que en la medida que se aumenta el porcentaje de gruesos constituidos por granos duros, aumenta el γ_d y se reduce el w_c ; al no tener confinamiento, es explícable que en ese mismo sentido se reduzca la resistencia q_u .

Los resultados anteriores muestran las posibles discrepancias que se pueden obtener en los pesos volumétricos secos y el contenido de agua, cuando se sustituye la fracción más gruesa de cierto tamaño, por un peso equivalente de una fracción de tamaños menores. Esta práctica es frecuente en México y sigue los lineamientos de los métodos C y D de la norma AASHTO.

Por otra parte, es común disgregar el material con un pisón de madera cubierto con hule, antes de iniciar algún ensaye en el laboratorio (ref 12); derivado de esta acción se incluye entonces un suelo con cierta granulometría de grumos, determinada por la intensidad de la disgregación. Se muestra enseguida el efecto que tiene el ensaye de diferentes granulometrías de grumos, no de granos, ya que se trata de los suelos francamente finos MH-Necaxa y CH - La Peña.

Las granulometrías iniciales fueron:

- Integral de grumos como usualmente se compacta (caso 2 de la Tabla III)
- Grumos finos (pasan la malla 100, en seco)
- Grumos gruesos (pasan la malla 4 y se retienen en la malla 8)

En ambos suelos y empleando tanto compactación por impactos como por amasado, los resultados acusan una moderada diferencia en el γ_d , principalmente en la rama seca, como se aprecia en las Figs 7 a 9. Sin embargo, la resistencia a la compresión no confinada exhibe una diferencia superior, tanto mayor conforme se está más del lado seco, llegando a guardar la resistencia q_u una relación de 3 a 1. La resistencia es máxima para los grumos finos, intermedia para la integral y mínima para los grumos gruesos; ésto se explica por la mayor cuantía de debilidades que tienen los grumos conforme son más grandes.

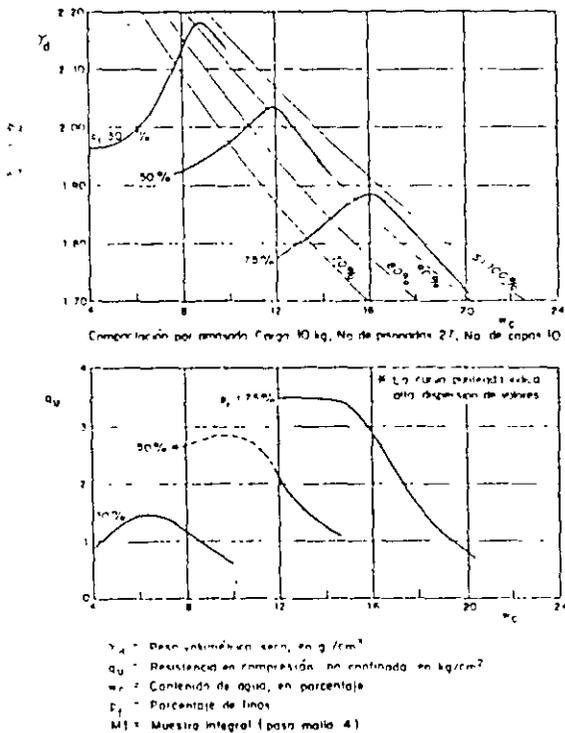


Fig. 6 Curvas de compactación y resistencia en compresión no confinada de mezclas de la arena SP-San Roque con los finos del suelo SC-Chicoasén

3. SUELOS ENSAYADOS

Se proporciona en la Tabla II una breve descripción de los suelos en estudio (ref 10), de los que se presentan algunos resultados en incisos posteriores. El material ensayado fue secado previamente al ambiente, homogeneizado y almacenado; a esta condición le corresponde el w_1 de partida para cada ensaye.

4. MOLDES, GRANULOMETRIA DE AGREGADOS Y PISONES

4.1 Forma de los moldes

Atendiendo al enfoque de que no sólo son convenientes las determinaciones de w_d y w_c , el uso de un molde cilíndrico de compactación con proporción conveniente de diámetro a altura, es muy recomendable para poder ensayar el espécimen integral en alguna prueba que defina su comportamiento esfuerzo-deformación; de esta manera se evita el labrado de especímenes. En los ensayos de laboratorio efectuados en el II-UNAM se ha empleado para suelos finos un molde de 3.6 x 8.5 cm, en el que se pueden compactar especímenes por impactos, amasado o presión estática, para someterlos después a compresión no confinada o triaxial.

4.2 Granulometría previa a la preparación para la compactación

Con frecuencia se procede a secar el material proveniente de un banco de préstamo, antes de agregarle agua para su posterior compactación.

El secado previo genera un alto porcentaje de grumos y asociaciones de partículas, sobre todo en materiales francamente arcillosos. De esta manera, la fracción gruesa de los suelos por compactar puede estar constituida por grumos, aun cuando sus partículas constituyentes sean menores de la abertura de la malla 200. Terzaghi hizo notar (ref 11) hace tiempo la importancia de estos grumos en el comportamiento de los suelos cohesivos; señaló que las partículas por sí mismas no son necesariamente las determinantes de las propiedades del material, sino más bien las asociaciones de ellas formando agregados o paquetes.

En la Tabla III se incluyen para cada suelo en estudio tanto la granulometría de las partículas a partir de w_n , determinada por hidrómetro (vía húmeda), como la granulometría del suelo con w_1 y agrumado inmediatamente antes de la preparación para la compactación, obtenida por mallas (vía seca). Con excepción de la arena cuarzosa SP-San Roque, los materiales restantes acusan el efecto del secado.

En el inciso siguiente se mostrarán resultados que apoyan las apreciaciones de Terzaghi, así como otros a los que contribuye el tamaño del molde.

4.3 Efecto del tamaño de los granos y los grumos

Se ha observado (ref 9) que en mezclas de gravas o arena con fracción fina de suelos se modifican apreciablemente los valores de

Tabla II. Identificación de los Suelos Ensayados

Clasificación y Suelo	Descripción y Origen	Proporciones en la Composición Mineralógica	Contenidos de agua, en %	C. Proctor $w_{d,max}$ (g/cm ³)	Estándar w_{opt} (%)
SM-San Vicente	Material areno-limoso proveniente de lomeríos suaves formados por tobas volcánicas y localizados al oriente del Distrito Federal sobre la carretera México-Tezcoco	Mayor : Feldespatos Media : Montmorilonita y haloisita Trazas : Cristobalita y anfíbola	$w_n = 30.0$ $w_l = 14.2$ $w_L = 32.9$ $I_p = 6.5$	1.44	28.2
SC - Chicoasén	Material areno-arcilloso proveniente del préstamo "La Costilla" usado para el núcleo impermeable de la presa Chicoasén. Se trata de lutitas alteradas y redispersadas	Mayor : Cuarzo Media : Clorita Trazas : Mica, Montmorilonita, feldespatos y calcita	$w_n = 10.0$ $w_l = 4.2$ $w_L = 30.7$ $I_p = 10.2$	2.00	12.7
MH - Necaxa	Material limo-arcilloso residual proveniente de la descomposición de basalto en la ladera derecha de la presa Necaxa, Pue.	Mayor : Metahaloisita y haloisita hidratada. Media : Hematita, Cuarzo Trazas : Magnetita, ilmenita	$w_n = 51.6$ $w_l = 7.2$ $w_L = 74.0$ $I_p = 23.7$	1.24	41.0
CH - La Peña	Material arcilloso proveniente de un depósito aluvial cercano a la boquilla de la presa La Peña, Hgo.	Mayor : Montmorilonita Media : Feldespatos Trazas : Cristobalita, cuarzo	$w_n = 21.6$ $w_l = 19.4$ $w_L = 69.4$ $I_p = 38.3$	1.37	34.5

w_n = Contenido natural de agua (en sitio)

w_l = Contenido inicial de agua (antes de añadirle agua para la compactación)

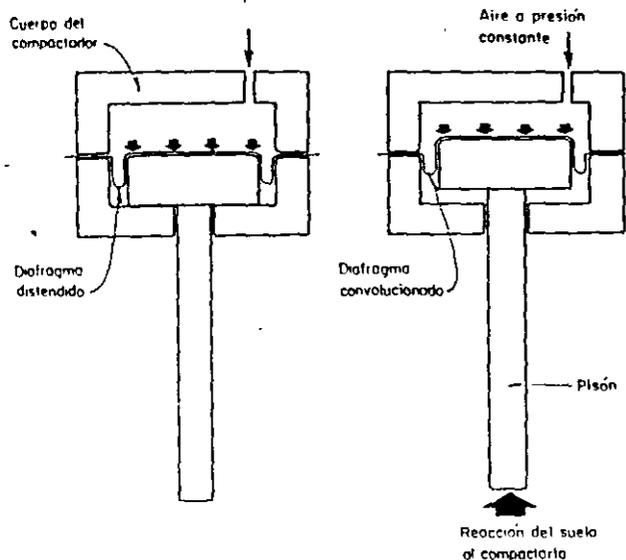


Fig. 3 Principio de operación de los compactadores neumáticos

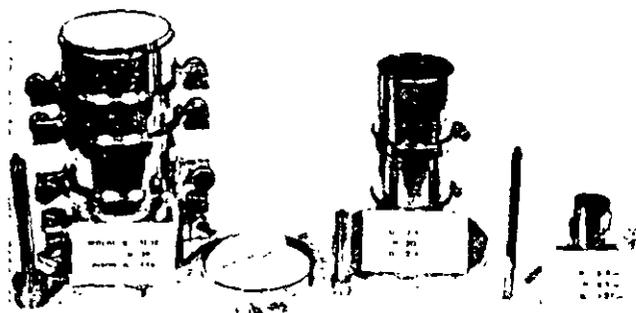


Fig. 4 Vista de moldes y pisones de compactación de diferentes tamaños

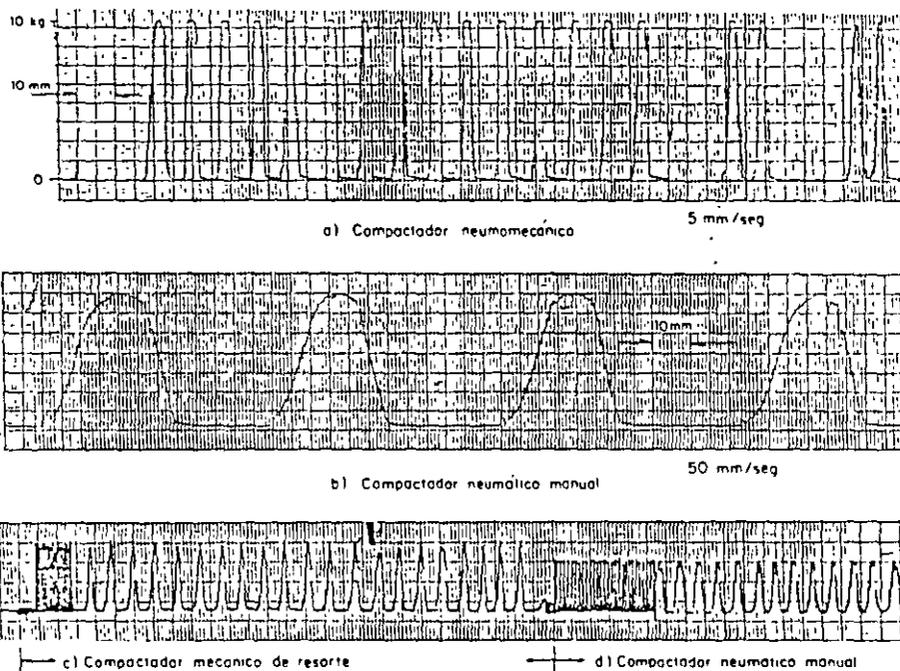


Fig. 5 Registros de la aplicación de pisonadas a través del tiempo de diversos compactadores

y en las abscisas, el tiempo transcurrido. Puede notarse que la carga se aplica más uniformemente con los compactadores neumáticos que con el de resorte. Nótese también, Fig 5a, que el neumático mantiene la carga máxima una fracción mayor de tiempo que el de resorte, Fig 5c; el primero determina formas trapeziales, mientras que en el último, son triangulares.

2.4 Compactación por vibración

El autor no posee resultados de ensayos de compactación por medios vibratorios. Parece no haber una norma al respecto en SCT, aunque existen sin duda capas como la base de un camino o la de balasto en una vía férrea constituidas por suelo granular, en cuyo caso una prueba en el laboratorio con medios vibratorios resultaría la más representativa.

el Cuerpo de Ingenieros (E.U.A.) y reportado en una cuidadosa investigación de la Universidad de Harvard (ref 6) se hicieron comparaciones de diversos procedimientos de laboratorio con la compactación en el prototipo. La compactación a plena escala se efectuó tanto con rodillos pata de cabra (33 kg/cm², 8 pasadas, capas de 20 cm) como con rodillos neumáticos (11,350 kg por eje, 4 pasadas, capas de 30 cm). La curva de compactación de campo se muestra en la Fig. 1; en ésta también se incluyen los resultados de las compactaciones Proctor estándar por impactos y Harvard miniatura por amasado. Pudo comprobarse que la compactación por amasado con 30 pisonadas de 9 kg cada una, a cada una de las 10 capas con que se forma el pequeño espécimen cilíndrico (h = 71.6 mm, d = 33.3 mm) arrojó una curva de compactación prácticamente igual a la de campo. Esta comparación también adolece de considerar sólo los γ_d , aunque en este caso al menos se cubre toda la curva de compactación y no sólo el $\gamma_{d,max}$; la verificación se realizó años más tarde (ref 7), al comparar las características esfuerzo-deformación de materiales de la presa Canyon en condiciones intactas y remodeladas-recompactadas.

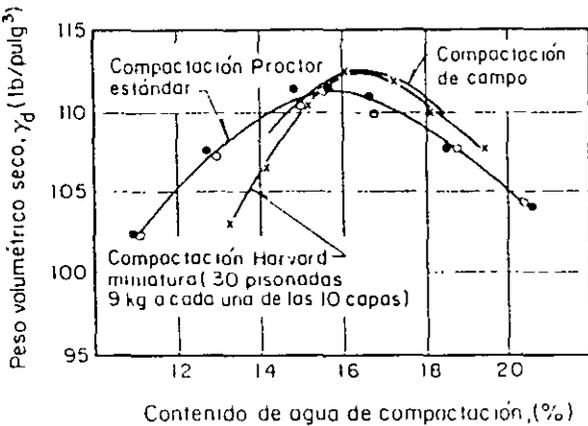


Fig. 1. Comparación de curvas de compactación de laboratorio y campo (ref 6)

2.3 Compactación por amasado

Con excepción del procedimiento de Hveem, la técnica de amasado ha tenido un campo de aplicación limitado en la tecnología de vías terrestres. Por lo antes señalado, se estima conveniente revisar algunos motivos de tal exclusión, así como proponer algunos elementos que faciliten su empleo.

La mayor limitación del procedimiento de amasado Harvard miniatura (ref 8) es el referente a su tamaño muy pequeño, lo que determina que sólo sea útil para suelos finos francos con porcentajes reducidos de tamaño no mayores a la abertura de la malla 4; como se verá más adelante, aun con esos tamaños de granos o grumos se pueden tener efectos de esca-

la y de pared. Para los materiales compactables de sub-rasante con tamaños que pueden alcanzar los 7.5 cm, el molde de 3.33 cm de diámetro es imposible de usar. Existen otros equipos disponibles en el mercado extranjero que permiten compactar por amasado especímenes de tamaños mayores, aunque no como para incluir las gravas de 7.5cm; su mecanismo es complicado y de costo alto.

En investigaciones recientes (ref 9) realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se ha desarrollado un compactador neumomecánico que permite densificar por amasado especímenes de hasta 15 cm de diámetro, de manera sencilla y mediante un equipo simple, Fig. 2; de esta manera se pueden incluir gravas hasta de 2 cm.



Fig. 2. Vista del compactador neumomecánico

El principio de operación es el mostrado en la Fig 3, en donde se indica que la presión neumática constante actúa sobre un diafragma ahulado (bell-o-gram), el que le ejerce al pisón una fuerza igual al producto de su área por la presión; dicha fuerza se aplica al suelo cuando éste reacciona al compactarlo. Dependiendo del tamaño del molde por preparar, Fig 4, el compactador puede accionarse manualmente o se puede montar en una prensa de cremallera, lo que permite ejercer fuerzas relativamente altas con un moderado esfuerzo del operador.

En la Fig 5 se muestra la aplicación sucesiva de pisonadas de los compactadores neumáticos, en comparación con uno de resorte tipo Harvard-Wilson; en las ordenadas se indica la fuerza registrada por una celda instrumentada dispuesta bajo el molde de compactación

2.1 Principio de representatividad

Un principio básico general de los ensayos de laboratorio es que el material de prueba sea lo más semejante en características mecánicas al material del prototipo y que además, se vea sometido a equivalentes acciones externas tales como esfuerzo aplicado o gradiente hidráulico de la obra real. En lo que se refiere a la compactación de suelos, esta representatividad se ha intentado dar por impactos o presión estática, primero, y por amasado o vibración, o bien con alguna combinación de estos procedimientos, en años más recientes.

2.2 Tipos de compactación y su representatividad

El procedimiento de impactos sistematizado por Proctor vio pronto la aparición del procedimiento de presión estática propuesto por Porter, iniciándose así una discusión que todavía persiste entre quienes defienden la técnica de impactos que permite definir con facilidad la energía de compactación y aquellos que consideran que la aplicación de presión estática es más simple y rápida, y por tanto, un ensayo más conveniente.

La mayor parte de los estudios (refs 2 y 3) realizados al respecto, se han enfocado a la comparación de los pesos volumétricos secos máximos y de los contenidos óptimos de agua de distintos suelos, en ambas pruebas de compactación en el laboratorio. De esta manera se ha podido verificar que los valores de $\gamma_{d,max}$ resultantes de los ensayos Proctor SOP y Porter SOP son comparables y parece existir una relación confiable entre ellos. En general se puede señalar que un suelo cuyo producto " $I_p \cdot (\% < 200)$ " es alto, se compacta más eficientemente por medios estáticos que por impactos y viceversa.

Sin embargo, la discusión de estos tipos de compactación con base sólo en el $\gamma_{d,max}$ que alcanzan en cada una de ellas, excluye a las propiedades mecánicas generadas por uno y otro tipo de densificación. Unos resultados que muestran la importancia de esta consideración son los presentados en la ref 4 y que se resumen en la Tabla I. Al compactar 15 especímenes de cada suelo y con cada tipo de compactación, en los que se reprodujeron el mismo peso volumétrico seco y semejante contenido de agua, se obtuvo que los valores relativos de soporte en condiciones saturadas de los especímenes compactados estáticamente fueron prácticamente del doble de los densificados por impactos.

La consideración de la cabal representatividad de un ensayo de compactación de laboratorio, es de particular importancia para especificar racionalmente la compactación de campo; no así para el control de calidad de la misma, para cuya realización se pueden emplear incluso otras técnicas indirectas.

Tabla I. Comparación de los valores relativos de soporte para suelos compactados estáticamente y por impactos (Ref 4)

Suelo	w_L	I _p	% que pasa Malla 200	V R S			
				IMPACTOS		P. ESTÁTICA	
	%			\bar{X}	CV	\bar{X}	CV
1	38	18	29	11.1	7.6	21.8	4.2
2	43	20	74	12.4	5.6	22.1	1.8
3	40	20	90	11.7	6.5	22.5	1.9

\bar{X} = valor promedio

CV = coeficiente de variación

Por otra parte, al compararse entre sí dos tipos de compactación de laboratorio y al no establecer ninguna relación con los resultados de la compactación de campo, se desvirtúa o no se atiende al principio de que "... las pruebas de laboratorio sólo se justifican en términos de su representatividad de los procesos de campo que producen", ref 5; así pues, persiste la pregunta acerca de cuál tipo de compactación de laboratorio representa más fielmente la compactación que ejercen los equipos modernos de compactación en el campo.

La representatividad de las pruebas de impactos se ha puesto en duda, ya que ante la acción dinámica del impacto, las paredes rígidas del molde ejercen cierto confinamiento y con ello restricciones al desplazamiento lateral de las partículas, lo cual no ocurre en el campo por el reducido confinamiento superficial.

Por otra parte, la compactación estática basa su densificación primordialmente en el acercamiento relativo y uniforme de los granos, grumos o partículas en la dirección de la compresión, con mínimo desplazamiento lateral. Por el bajo confinamiento antes citado, sobre todo en las primeras pasadas de un equipo de compactación en el campo, los componentes del suelo sufren desplazamientos laterales de importancia, ya que como se explica en el mecanismo de indentación de Prandtl del cual se derivó la solución de Terzaghi al problema de capacidad de carga, la penetración origina desplazamiento de las porciones contiguas laterales.

Las consideraciones simples antes expuestas no apoyan a la compactación por presión estática y al parecer su permanencia de uso, sólo se justifica por la sencillez de su realización y la costumbre establecida; la objetividad de su estandarización para definir el óptimo podría incluso objetarse.

Para el caso de los suelos cohesivos se ha reconocido el hecho de que la compactación por amasado en el laboratorio reproduce más fielmente la estructura de un suelo densificado con rodillos pata de cabra o rodillos neumáticos. En efecto, en un estudio efectuado por

CONDICIONES QUE INFLUYEN EN LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPACTACION DE SUELOS

Manuel J. MENDOZA L.

Instituto de Ingeniería U N A M

RESUMEN Se analizan las diversas condiciones experimentales que influyen en los resultados de los ensayos de compactación en el laboratorio. Se trata primordialmente lo referente a los suelos cohesivos, enfatizando la objetividad y representatividad de las pruebas de laboratorio, en relación a la compactación de campo. Se presentan resultados de propiedades mecánicas de suelos cohesivos compactados que se ven modificadas por el procedimiento de compactación.

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Las vías terrestres, como cualquier otra obra térrea que construye el hombre como infraestructura para su servicio y bienestar, deben mostrar un comportamiento mecánico acorde a las necesidades para las que fueron construidas. Para proporcionarles a los suelos que constituyen esas obras las características deseables, siempre surge la compactación como el medio de estabilización y mejoramiento más adecuado y barato.

La compactación es posiblemente la actividad geotécnica más antigua que ha realizado el hombre; en el principio, mediante su propio paso o el de animales en brechas y bordos. Sin embargo, no fue sino hasta la década de 1930, con los artículos publicados por Proctor, cuando se establecieron de manera consciente las bases experimentales de la relación peso volumétrico seco, w_d - contenido de agua de compactación, w_c - energía de compactación, E_c . De ese entonces a la fecha se han realizado numerosos estudios de campo y laboratorio con suelos compactados, cuya naturaleza trifásica determina un comportamiento mecánico complejo; la interacción entre fases en los suelos cohesivos compactados se complica todavía más por el tamaño y mineralogía de sus partículas. La mayoría de esos estudios han aportado conocimientos acerca del *qué*, estableciendo relaciones fenomenológicas entre propiedades tales como la resistencia cortante, compresibilidad y permeabilidad y por la otra, la relación $w_d - w_c - E_c$. Asimismo se ha avanzado primordialmente en el *cómo*, desarrollándose equipo de construcción con gran diferencia en peso, mecanismo de compactación, tracción e incluso grados de automatización y control de la operación; por su parte, el equipo de laboratorio se ha mecanizado y se han desarrollado medios para compactar por amasado y vibración, acciones éstas más apegadas a la operación de campo con ciertos equipos y materiales. La comple-

jidad antes citada de estos suelos aunada a su diversidad y variabilidad en la naturaleza, son los motivos por los que son reducidos los estudios que explican los *por qué*. Las investigaciones a nivel microscópico podrían eventualmente dar respuestas explicativas en el futuro mediano, con base en la observación y caracterización de la estructura e interacción de sus componentes bajo esfuerzos externos.

La situación anterior ha llevado a una práctica cotidiana de la compactación con cierta componente empírica, perdiéndose en ocasiones el concepto de la compactación como medio para alcanzar ciertas propiedades ingenieriles deseadas, por el erróneo de la compactación por sí misma.

1.2 Objetivos

Se analizan en este trabajo las diversas condiciones que influyen en los resultados de los ensayos de compactación en el laboratorio. Tales pruebas se tratan ya sea como el medio para establecer las propiedades deseadas de cierto suelo y sus parámetros de diseño para un problema dado, o bien como la operación para ejercer el control de calidad de cierta obra; se enfatiza el primer aspecto, revisando lo relativo a la representatividad de los ensayos de laboratorio.

La mayor parte de este trabajo se refiere a los materiales típicos compactables, de acuerdo con la norma mexicana (ref 1), y de éstos los que poseen un porcentaje apreciable de suelos finos, lo que les proporciona un comportamiento cohesivo. Tales suelos podrían presentarse en el cuerpo de terracerías o bien en la capa sub-rasante de vías terrestres.

2. REPRESENTATIVIDAD DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**“DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACION DE CARRETERAS”**

MÓDULO 1: GEOTECNIA BÁSICA EN CARRETERAS

TEMA: COMPACTACIÓN DE SUELOS¹

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Villahermosa, Tabasco
Agosto y septiembre del 2001

¹ “Condiciones que influyen en los resultados de las pruebas de compactación de suelos”. Manuel Mendoza López. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Mazatlán Sinaloa. 1986.

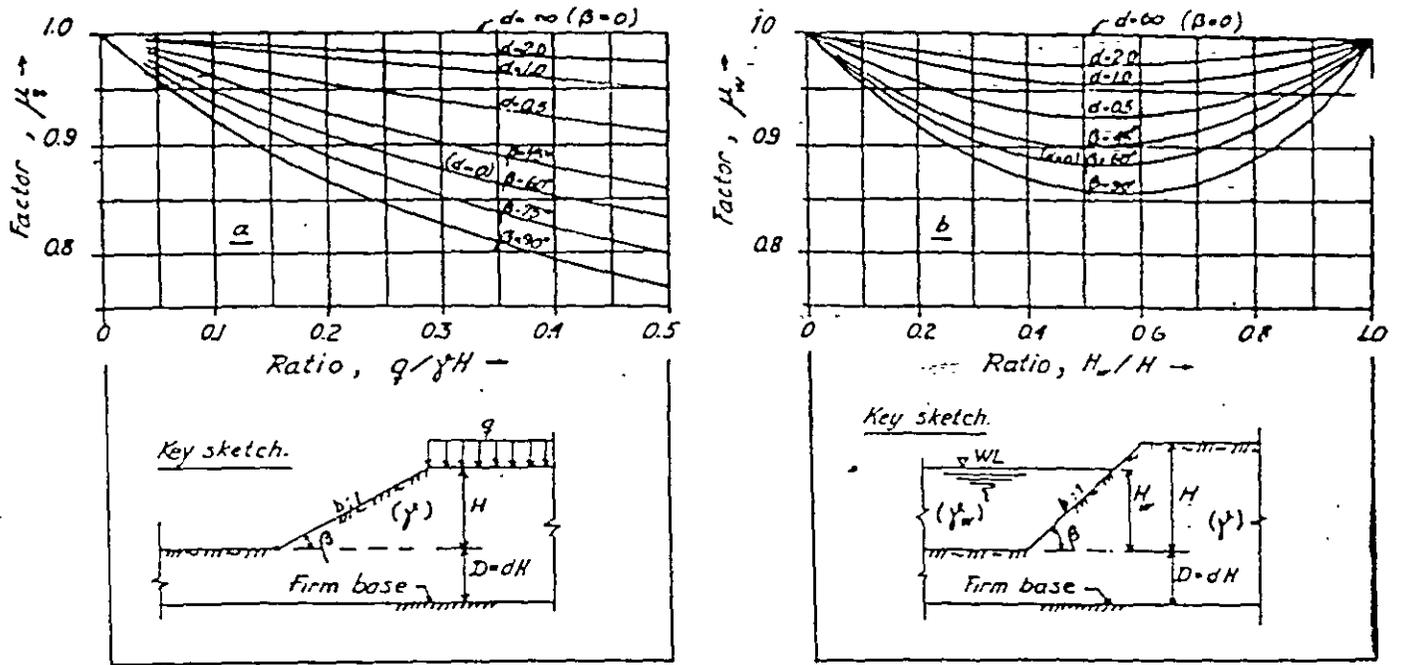
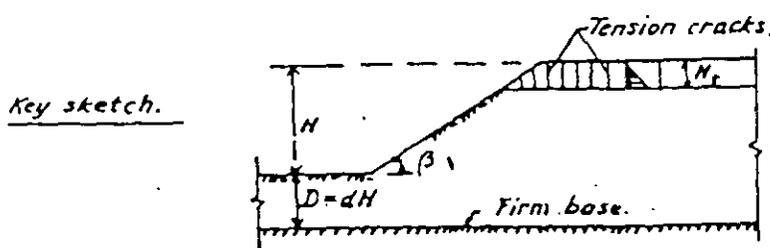
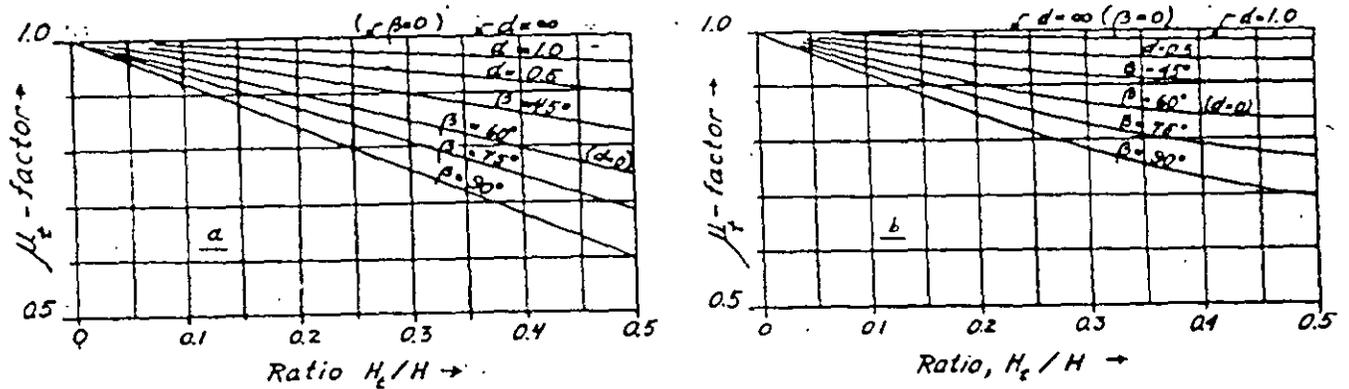


FIG. 2-2. REDUCTION FACTORS μ_q AND μ_w .



Graph a: Full hydrostatic pressure is acting in the tension cracks.

Graph b: The hydrostatic pressure is equal to zero.

FIG. REDUCTION FACTOR μ_c .

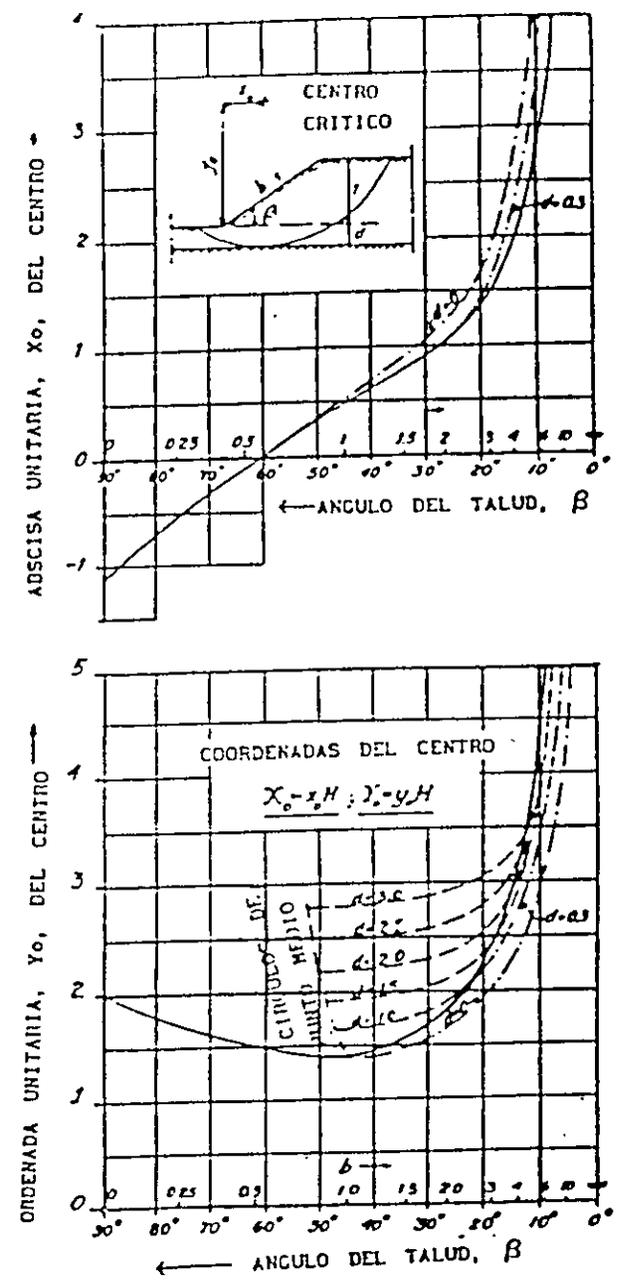
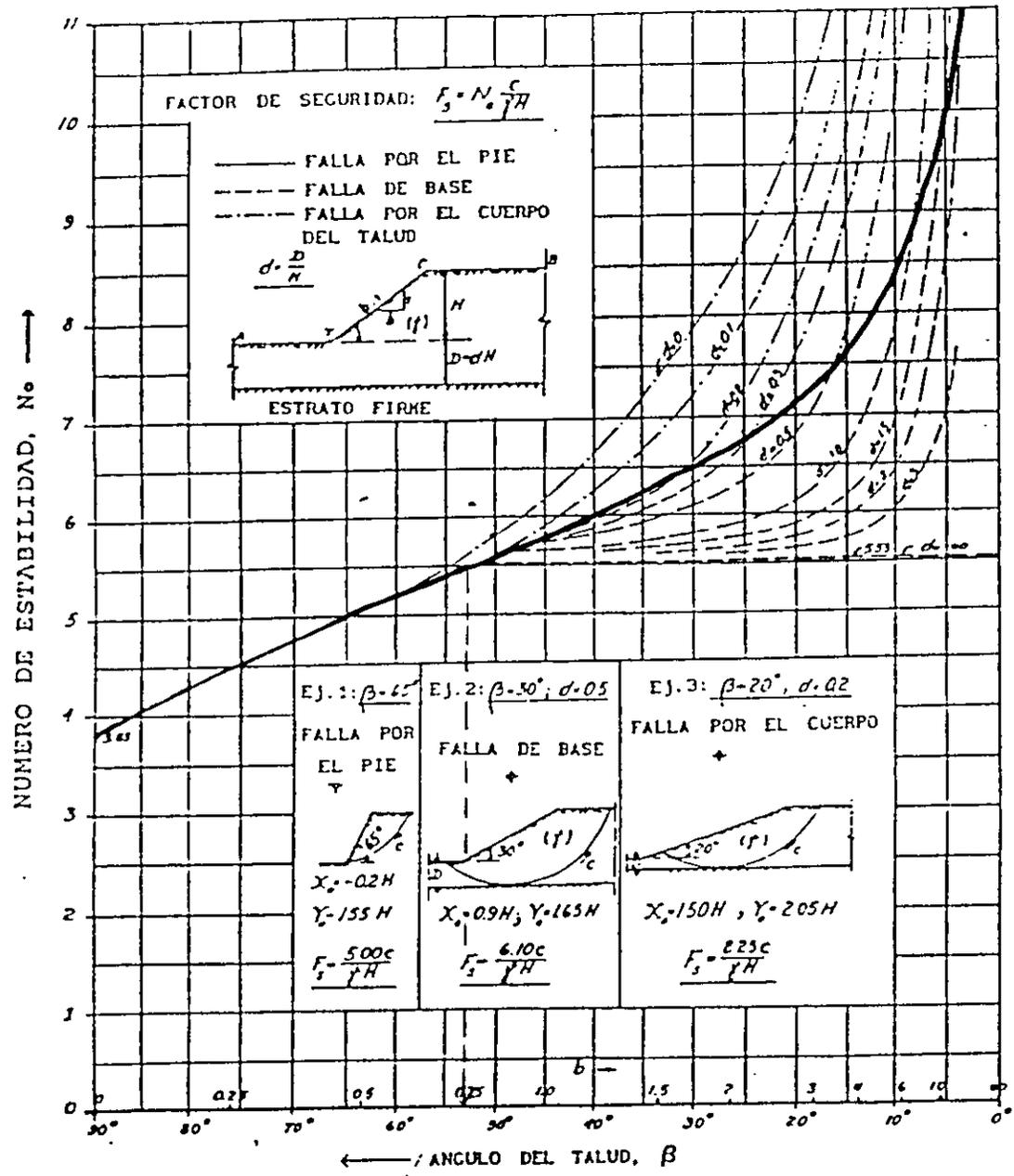


FIG. VALORES DEL NUMERO DE ESTABILIDAD, N_s , CUANDO $\phi = 0^\circ$
(JANBU 1954)

las fuerzas \bar{R}_1 y E quedan determinadas para el factor de seguridad supuesto.

Sobre el dinámico de la cuña I se puede construir el de la cuña II, llevando W_2 , de manera que C_3 y E , que son conocidas, se superpongan con las fuerzas previamente dibujadas (ver parte *c* de la figura). Aplicando la ecuación (6-37) a la cuña II, se podrá calcular C_2 para el factor de seguridad supuesto. Por el extremo de C_2 podrá llevarse una línea con la dirección de \bar{R}_2 .

Si el valor del factor de seguridad elegido fuese correcto, el dinámico construido como se indicó se cerraría, pasando la línea de acción de \bar{R}_2 por el origen de C_2 . Empero, es probable que no suceda tal cosa, indicio de que se supuso un factor de seguridad que no refleja las condiciones reales del problema. Así, habrá que proceder por tanteos hasta encontrar el factor de seguridad correspondiente al caso, el cual deberá tener un valor satisfactorio. Desde luego que ese factor estará ligado a una cierta superficie de falla; deberá repetirse el cálculo para otras superficies posibles, hasta alcanzar la seguridad de que no hay para el terraplén en estudio ninguna superficie de falla a la que esté ligada un factor de seguridad indeseablemente bajo.

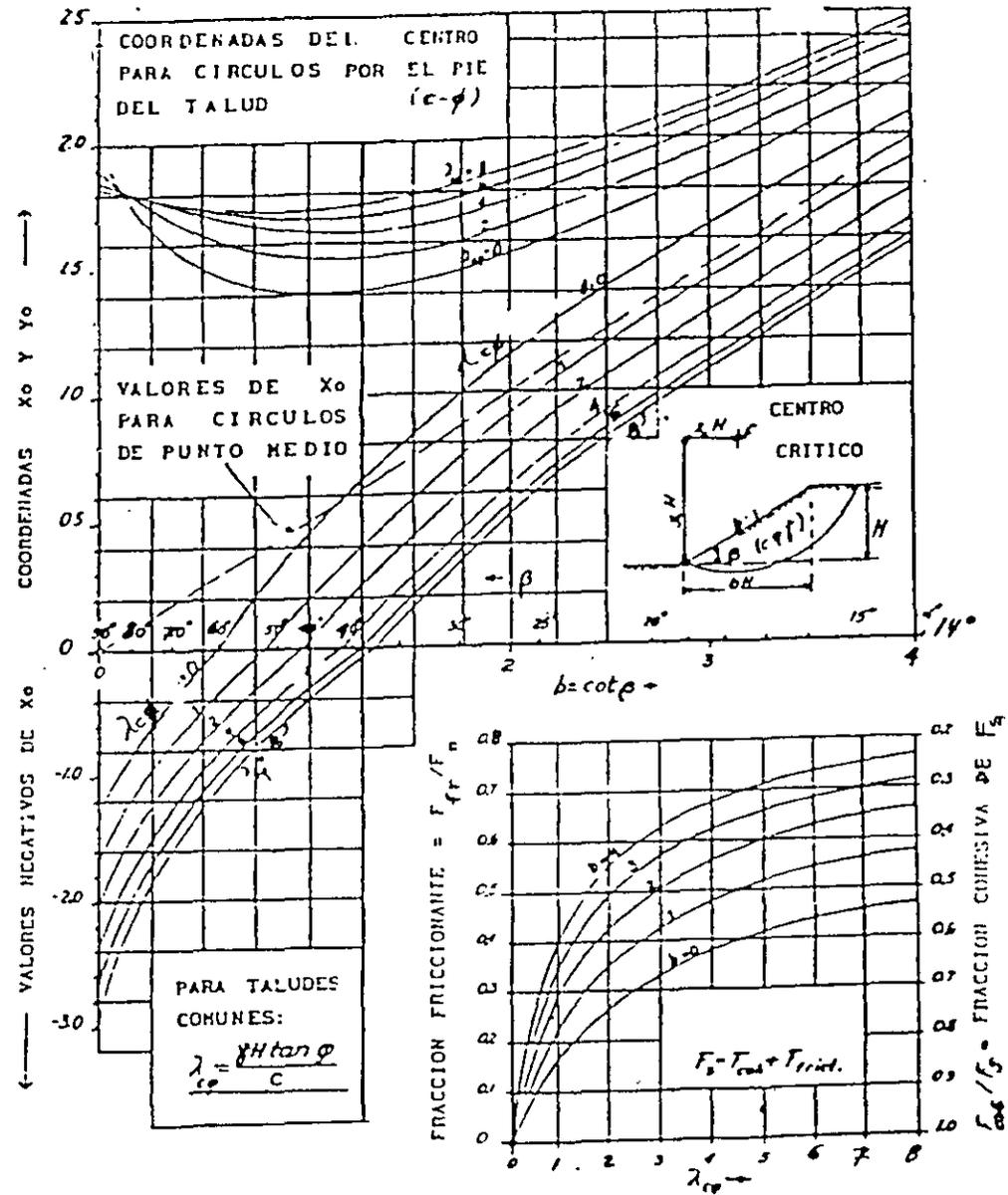
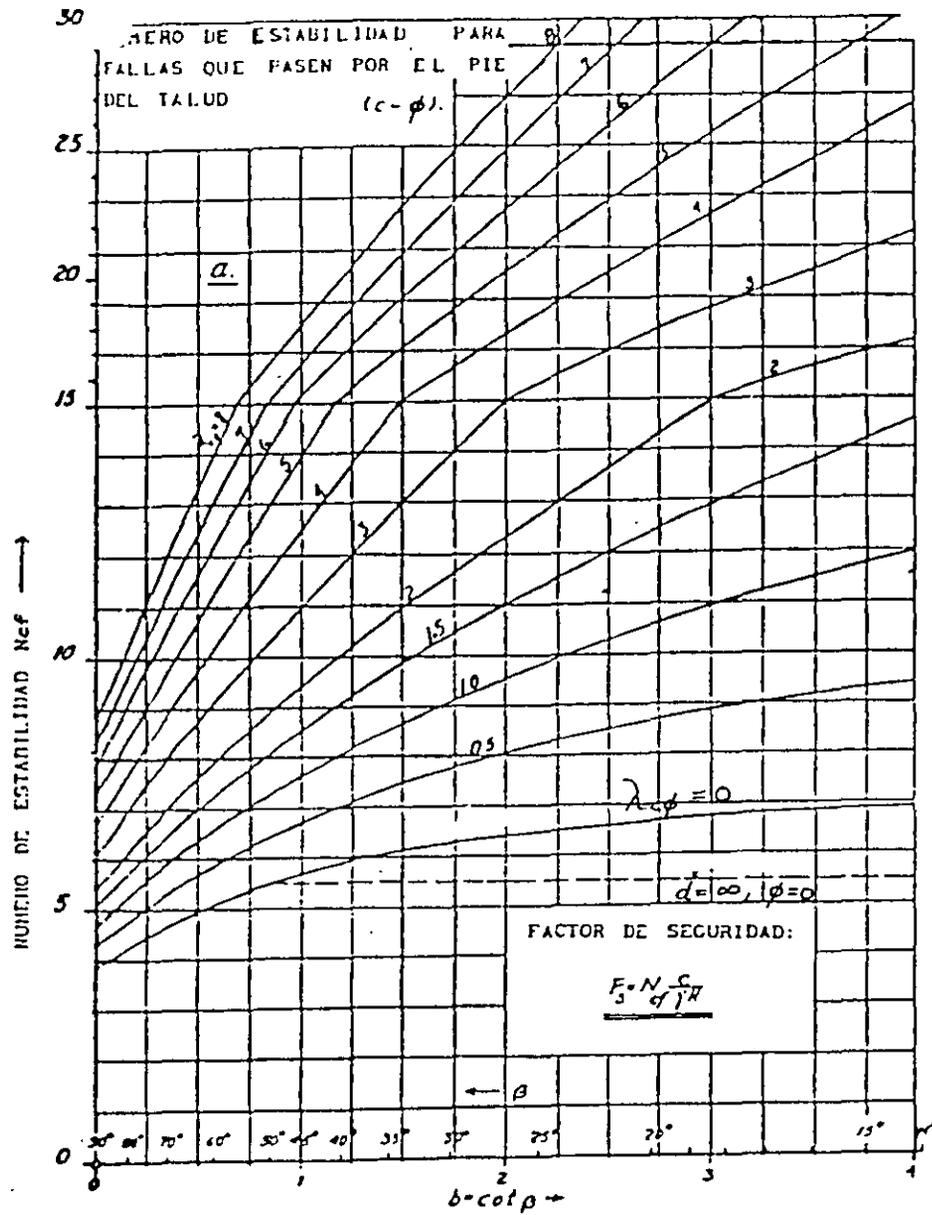


FIG. NUMERO DE ESTABILIDAD, COORDENADAS DEL CENTRO Y RESISTENCIA POR FRICCION, PARA CIRCULOS CRITICOS QUE PASEN POR EL PIE DEL TALUD, CUANDO $\phi > 0$ (JANBU 1954)

La fuerza \bar{N}_1

El peso de la cuña W_1

El empuje de tierra que sobre la cuña I produce la cuña II, E .

$$\text{Una fuerza, } C_3 = \frac{c}{F_s} \overline{BC} \quad (6-37)$$

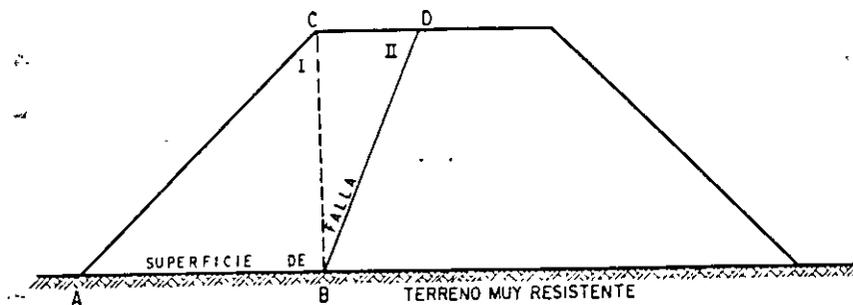
De esto se deduce que es preciso hacer una hipótesis que permita eliminar alguna de las incógnitas para determinar el problema. Esta hipótesis se refiere por lo común a la dirección de la fuerza E ; suele aceptarse que E es paralela al plano del talud o decirse que forma con la normal a la superficie de contacto entre las cuñas un ángulo, φ_E , definido por la expresión

$$\varphi_E = \text{áng. tan } \frac{\tan \phi}{F_s}$$

Esta última es la hipótesis aceptada al construirse la Fig. VI-39.

Las fuerzas \bar{T}_i y \bar{N}_i son desconocidas en magnitud, pero no en dirección; de la misma manera su resultante, \bar{R}_i , será conocida en dirección, pues ha de formar con la fuerza \bar{N}_i el ángulo φ_E , que representa al ángulo de fricción, tomado en cuenta el efecto del factor de seguridad. Son estas fuerzas \bar{R}_1 y \bar{R}_2 las que se toman en cuenta para construir el polígono dinámico que aparece en la parte c de la figura, en vez de las componentes \bar{T}_i y \bar{N}_i .

El dinámico de la cuña I comenzará a construirse por W_1 , que es conocida en magnitud y posición. A continuación será preciso suponer un factor de seguridad para la combinación de las dos cuñas. Con base en tal hipótesis y con la ecuación (6-37), se conocerán en magnitud y posición las fuerzas C_1 y C_3 que se pueden llevar al dinámico. En realidad, en la figura el polígono dinámico se empezó por C_3 , por razones de dibujo. Por el extremo C_1 se podrá trazar una línea que tenga la misma dirección que \bar{R}_1 (parte b de la figura) y por el origen de C_3 una línea que tenga la misma dirección que E . De esta manera,



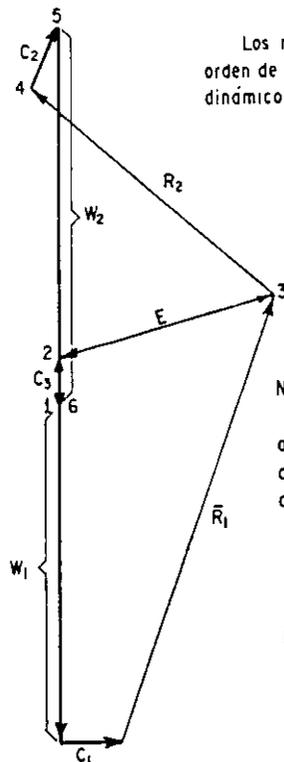
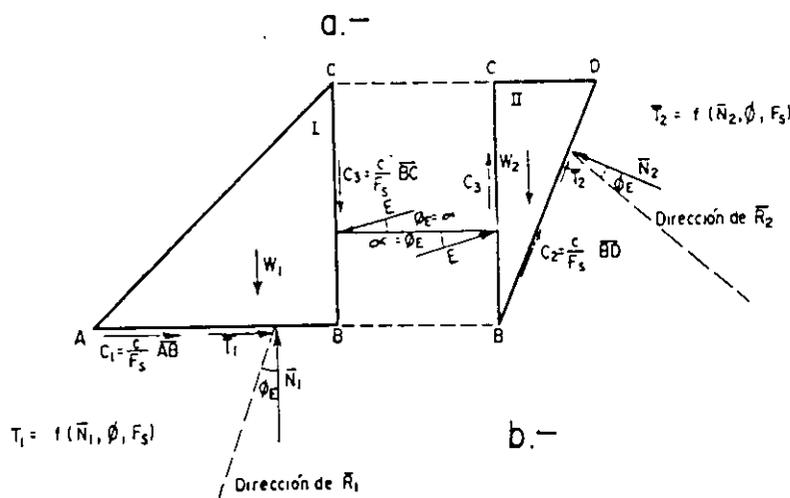
Ley de resistencia al esfuerzo cortante en el terraplén:

$$s = c + \bar{\sigma} \text{ tg } \phi$$

Hipótesis:

$$\alpha = \phi_E$$

$$\phi_E = \text{ang. tg } \frac{\text{tg } \phi}{F_s}$$



Los números indican el orden de construcción del dinámico de la cuña II.

Nota: C_3 es hacia abajo en el dinámico de la cuña I y hacia arriba en el de la II.

Figura VI-39. Método de la cuña.

El estrato débil que se señala suele estar en la naturaleza formado por arcillas blandas o arenas más o menos finas, sobre todo si estas últimas están sometidas a subpresiones que disminuyan los esfuerzos efectivos y rebajen la resistencia al esfuerzo cortante; el riesgo de este tipo de fallas es particularmente crítico en laderas inclinadas, con el estrato débil guardando una inclinación similar.

Si el talud forma parte de un terraplén construido sobre una ladera natural o un terreno de cimentación cualquiera, la condición más crítica será la inicial si el estrato débil es de arcilla; en este caso los parámetros de resistencia se obtendrán de una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje y el análisis se podrá hacer con base en esfuerzos totales. En este mismo caso, pero con un estrato débil formado por arena bajo el nivel freático, quizás sometido a subpresión, se ha de efectuar un análisis con base en esfuerzos efectivos, haciendo intervenir la fuerza U , subpresión total que se obtiene como el área del diagrama de subpresiones.

Si el talud está formado por un corte excavado en una ladera natural, la condición crítica será, como ya se dijo, la correspondiente a largo plazo y el análisis por esfuerzos efectivos será el conveniente.

En términos generales el procedimiento de cálculo se puede plantear como se indica a continuación.

La cuña $bfec$ se moverá hacia la izquierda a causa del empuje de tierra en el plano bf ; puede aceptarse que este empuje sea el activo. Las fuerzas resistentes son el efecto de un empuje pasivo en el plano ec y la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento cb (F). Los empujes de tierra podrán evaluarse con los métodos indicados en el capítulo V.

En un análisis con esfuerzos totales (terraplén construido sobre un terreno que contiene un estrato débil arcilloso), la fuerza F será simplemente igual a $c_u \cdot \overline{cb}$. En un análisis con esfuerzos efectivos, la fuerza F será:

$$F = c \cdot \overline{cb} + (W - U) \tan \phi \quad (6-35)$$

Donde c y ϕ deben expresarse en términos de esfuerzos efectivos. La fuerza U , subpresión total, se deberá obtener como el área del diagrama de subpresiones en el plano cb , el cual a su vez se podrá obtener de una red de flujo, por ejemplo.

El factor de seguridad que indique el riesgo de falla puede escribirse como:

$$F_s = \frac{F + P_p}{P_A} \quad (6-36)$$

En los diseños prácticos probablemente no será prudente aceptar un factor de seguridad menor que 1.5.

Debe notarse que en este caso la consideración de los planos fb y ec para el cálculo de los empujes de tierras y de la fuerza F conduce al factor de segu-

ridad mínimo, en el caso de la Fig. VI-38, pues cualquier movimiento del punto b hacia la derecha o del c hacia la izquierda aumenta la fuerza F con los mismos empujes de tierra. Si b ó c se mueven hacia la parte inclinada del talud, F disminuye como función lineal de H , pero el empuje activo disminuye como función de d^2 (si b se mueve hacia la izquierda) el empuje pasivo aumenta también como función de d^2 (si c se mueve a la derecha), de lo que fácilmente puede deducirse un factor de seguridad mayor que el correspondiente al caso que se muestra en la figura.

E El método de la cuña

Se trata de un método para analizar la estabilidad del cuerpo de un talud, en principio aplicable a los mismos casos que cubre el método sueco a través de su hipótesis de falla circular; sin embargo, por la naturaleza de las superficies de falla que ahora se manejan (superficies planas), en los cálculos prácticos el método de la cuña se ha ligado más bien a las fallas traslacionales, considerándose que el caso típico para su aplicación es el de un terraplén construido sobre un terreno de cimentación que incluya un estrato muy blando cercano a la superficie (o quizá en la propia superficie, como podría ser el caso de zonas de meteorización intensa en suelos residuales mucho más duros a mayor profundidad) o el de un terraplén de suelo construido sobre un terreno de cimentación duro y resistente.

En el método, la superficie de deslizamiento potencial o real se representa por dos o más segmentos de recta, por ejemplo como se muestra en la Fig. VI-39.

Se definen así cuñas dentro de la masa deslizante (I y II en el caso de la figura). La resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento se debe expresar en función de los parámetros de resistencia aplicables.

Existen en el equilibrio de las dos cuñas cuatro conceptos mecánicos desconocidos (E , \bar{N}_1 , \bar{N}_2 y α) y una quinta incógnita que es el factor de seguridad correspondiente a la superficie de falla escogida. En efecto, para una geometría dada y unos parámetros de resistencia dados deben quedar definidas unas condiciones de estabilidad para la masa deslizante, las que han de reflejarse en un factor de seguridad determinado.

Para resolver el problema se tienen dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas en cada cuña, por lo que éste está indeterminado.

Al hacer el diagrama del cuerpo libre de la cuña I ó de la II aparecen sobre ella las siguientes fuerzas (se toma como referencia la cuña I):

$$\text{Una fuerza } C_1 = \frac{c}{F_s} \overline{AB} \quad (6-37)$$

Una fuerza \bar{T}_1 , que depende del valor de \bar{N}_1 , de los parámetros de resistencia y del propio valor de F_s .

Despejando al factor de seguridad:

$$F_s = \frac{\Sigma (cL_i + \bar{N}_i \tan \phi) a}{\Sigma (W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w) l - \Sigma N_i f - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1} \quad (6-26)$$

Bajo el nivel del agua, la masa de ésta debe estar en equilibrio, por lo que:

$$\Sigma zb\gamma_w l - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 = \Sigma z\gamma_w L_i f \quad (6-27)$$

En otras palabras, el peso del agua, el empuje hidrostático al pie de la ladera y la fuerza debida a la presión hidrostática del agua en la base de la dovela, deben de estar en equilibrio de momentos en torno a 0.

Si los resultados de la ec. 6-27 se llevan al denominador de la ec. 6-26, éste quedará:

$$\Sigma (W_1 + \bar{W}) l - \Sigma (N_i - z\gamma_w L_i) f \quad (6-28)$$

Definiendo

$$\bar{N}_i = N_i - (z\gamma_w + u) L_i \quad (6-29)$$

como la fuerza normal efectiva en la base de la dovela (se ha considerado la existencia de una presión neutral, u , por ejemplo, por flujo), podrá escribirse el denominador de la expresión 6-26 como:

$$\Sigma (W_1 + \bar{W}) l - \Sigma (\bar{N}_i + uL_i) f \quad (6-30)$$

y la ecuación 6-26 queda:

$$F_s = \frac{\Sigma (cL_i + \bar{N}_i \tan \phi) a}{\Sigma (W_1 + \bar{W}) l - \Sigma (\bar{N}_i + uL_i) f} \quad (6-31)$$

La expresión (6-31) proporcionaría el valor del factor de seguridad ligado a la superficie de falla en estudio si se conocen los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo en términos de esfuerzos efectivos y las presiones de poro en la base de la dovela, pero despreciando el efecto de las fuerzas laterales de tierra E y S .

Si se desea tomar en cuenta el efecto de estas fuerzas se podrá hacer una suma de fuerzas en la dirección vertical, en el polígono dinámico de la Fig. VI-37c:

$$W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w + \Delta s = (z\gamma_w L_i + uL_i + \bar{N}_i) \cos \alpha + \frac{1}{F_s} (cL_i + \bar{N}_i \tan \phi) \sin \alpha \quad (6-32)$$

De la ecuación (6-32) puede despejarse:

$$\bar{N}_i = \frac{W_1 + \bar{W} + \Delta s - ub \frac{c}{F_s} b \tan \alpha}{M_i(\alpha)} \quad (6-33)$$

Para obtener la expresión anterior debe tomarse en cuenta que

$$L_i \cos \alpha = b$$

y que la función $M_i(\alpha)$ fue ya definida por la ecuación (6-21).

Llevando el valor de la ecuación (6-33) a la (6-31), puede obtenerse finalmente:

$$F_s = \frac{\Sigma [cb + (W_1 + \bar{W} + \Delta s - ub) \tan \phi] \frac{a}{M_i(\alpha)}}{\Sigma (W_1 + \bar{W}) l - \Sigma [W_1 + \bar{W} + \Delta s + (ub \tan \phi - cb) \frac{\tan \alpha}{F_s}] \frac{f}{M_i(\alpha)}} \quad (6-34)$$

La ecuación (6-34) debe resolverse por aproximaciones sucesivas, pues contiene a F_s en sus dos miembros. El cálculo se podrá ayudar con el gráfico de la Fig. VI-35 para la determinación de $M_i(\alpha)$. La fórmula 6-34 da el F_s ligado a una superficie de falla dada; deberán tantearse otras para llegar al F_s mínimo.

El valor de F_s depende de ΔS y ésta deberá introducirse en la fórmula (6-34) con alguno de los valores que se proporcionan en los distintos métodos a que se ha hecho referencia en páginas anteriores. En la gran mayoría de los problemas prácticos será suficiente aplicar la ecuación (6-34) con $\Delta S = 0$. La convergencia de los tanteos para la ecuación (6-34) es rápida.

D Falla traslacional

El modelo matemático de este tipo de falla se ilustra esquemáticamente en la Fig. VI-38.

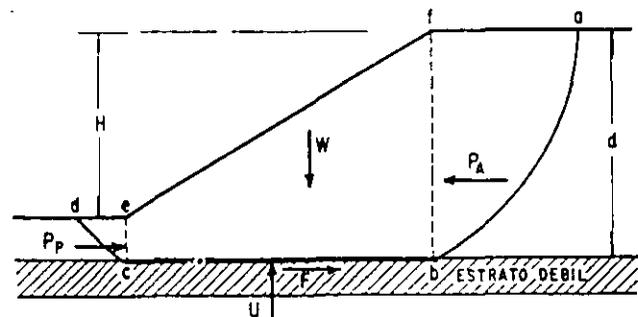


Figura VI-38. Superficie de falla correspondiente a una falla de traslación.

buena recopilación de los varios disponibles figura en la Ref. 68. Sin embargo, en la presentación que sigue se adoptarán los lineamientos que ofrece la Ref. 3, en la que se da al problema un tratamiento más analítico que el que se ha utilizado hasta ahora en esta obra; por este estilo de tratamiento, por cierto muy usual en la literatura moderna y posible también para las formas tradicionales del método sueco ya presentadas, se puede llegar directamente a una expresión para el factor de seguridad, la cual ha de resolverse con tanteos; de hecho este ha sido ya el planteamiento con el que se presentaron las ecs. 6-20 y 6-21.

La Fig. VI-37 muestra una superficie de falla del tipo no circular. En la parte (a) se muestra el croquis general de la ladera y la posición de la dovela i -ésima. La parte (b) indica el conjunto de fuerzas actuantes en cada dovela, y la parte (c) el polígono dinámico correspondiente a su equilibrio.

Si se adopta un polo arbitrario de momentos, O , el equilibrio de toda la masa deslizante exige que:

$$\Sigma Wl = \Sigma (T_i a + N_i f) + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \quad (6-22)$$

Pero

$$W = W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w \quad (6-23)$$

y del polígono dinámico

$$T_i = \frac{c}{F_s} L_i + \bar{N}_i \frac{\tan \phi}{F_s} \quad (6-24)$$

T_i es la fuerza actuante en la dirección tangencial, neutralizada por la fracción de la resistencia del suelo que se esté movilizándose; por esta razón, esta última se afecta por el factor de seguridad (si la dovela estuviera en equilibrio límite, se movilizaría la resistencia máxima, pero al estar en una condición de equilibrio más holgado, se moviliza una fracción de la resistencia, en proporción precisamente al factor de seguridad).

Tomada en cuenta la ec. 6-24, la 6-22 podrá escribirse:

$$\Sigma (W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w) l = \Sigma \left(\frac{c}{F_s} L_i + \bar{N}_i \frac{\tan \phi}{F_s} \right) a + \Sigma N_i f + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \quad (6-25)$$

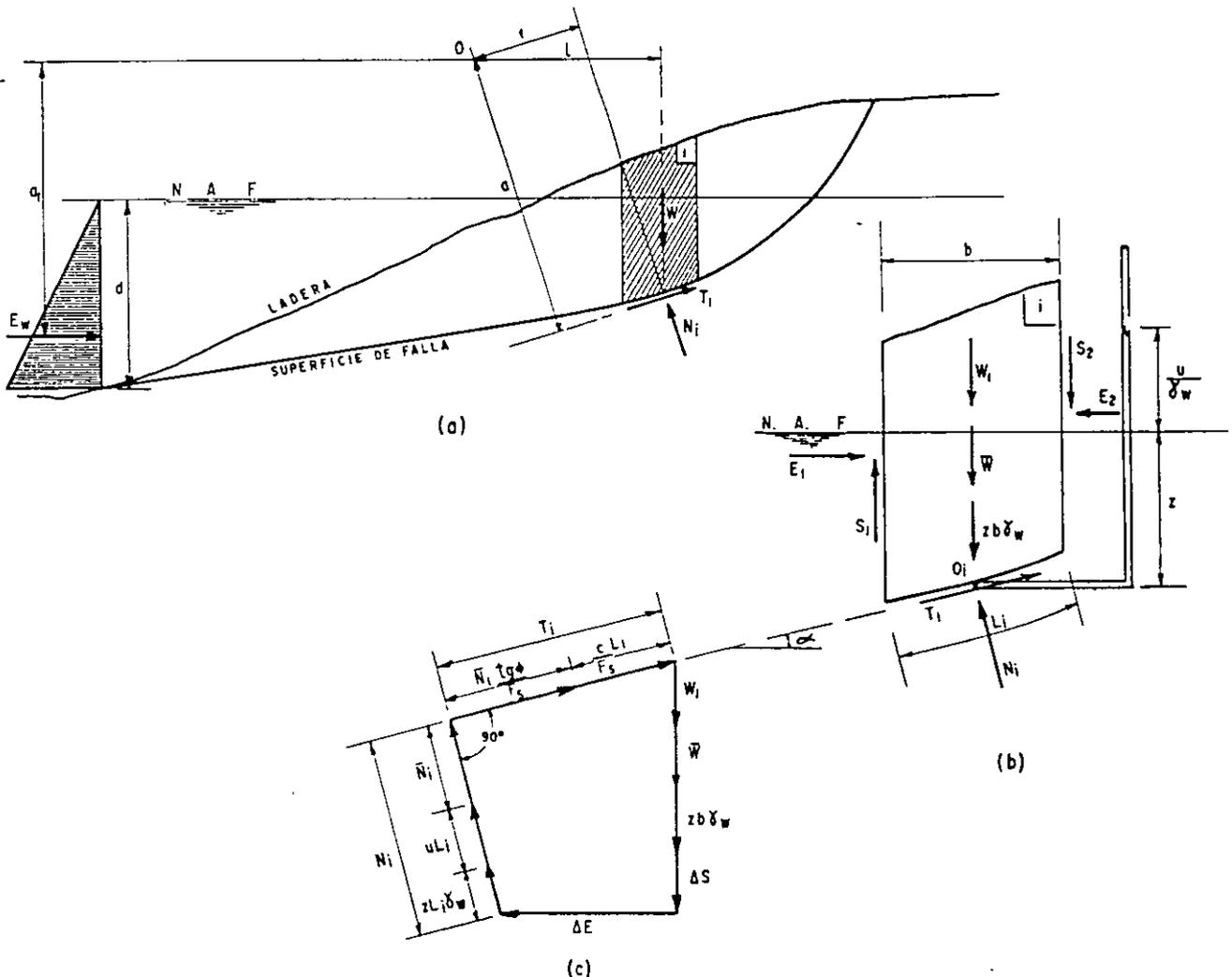


Figura VI-37. Análisis de estabilidad con superficie de falla no circular (Ref. 3).

En rigor el método de Bishop tampoco conduce a valores teóricamente correctos del factor de seguridad, pero sí proporciona mayor margen de precisión. En la Ref. 62 se ofrece un procedimiento para aplicar el método de Bishop en forma gráfica. Las Refs. 63 y 64 proporcionan el modo de aplicarlo con métodos de computación electrónica.

Existen versiones más refinadas del método de Bishop, en las que se consideran ciertas inclinaciones para las fuerzas laterales de tierra (Refs. 19, 48 y 65); en general se da a dichas fuerzas la inclinación del talud.

Por último, en las Refs. 60 y 66 se presentan procedimientos para tomar en cuenta el efecto de las fuerzas laterales de tierra en las dovelas, aun en el caso de no usar superficies circulares de deslizamiento; de estos métodos se hará uso en el apartado C de este párrafo.

B-5 Algunos comentarios adicionales en torno al método sueco

Las principales hipótesis que se utilizan en el método sueco son las siguientes:

1. Superficie de falla circular.
2. Se hace un análisis bidimensional, correspondiente a un estado de deformación plana.
3. Se considera válida la ley de resistencia Mohr-Coulomb.
4. Se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en todos los puntos de la superficie de deslizamiento. Ya se ha visto que esta consideración está en contradicción con algunas observaciones y modos de pensar actuales.
5. En los análisis con flujo de agua, se acepta que el suelo se encuentra consolidado bajo la condición de régimen establecido, siendo la presión de poro de la red de flujo la única actuante.

En el método sueco se plantea un problema en el que, en principio, el número de incógnitas supera al de las tres ecuaciones que proporciona la estática para el sistema de fuerzas que se plantea (Ref. 61). La Fig. VI-36 ilustra la anterior afirmación.

El peso W es una fuerza conocida en magnitud y posición. Las reacciones por fuerzas normales y por fuerzas tangenciales debidas a la fricción (N y R_ϕ , en la figura) son desconocidas tanto en magnitud como en posición, si bien se sabe que han de ser normales entre sí. También debe entenderse que:

$$R_\phi = \frac{\bar{N} \tan \phi}{F_s}$$

donde F_s es el factor de seguridad ligado al círculo, también desconocido. La reacción por cohesión R_c

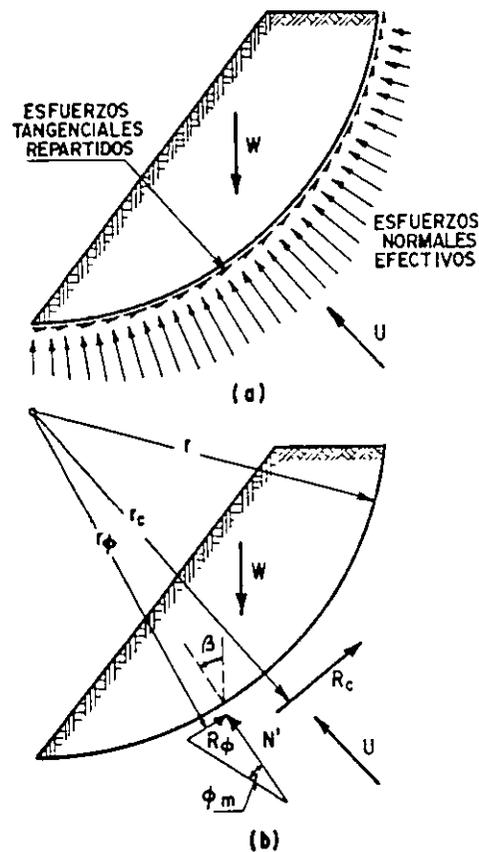


Figura VI-36. Fuerzas que actúan sobre una masa deslizante de límite circular. a) Esfuerzos normales y tangenciales distribuidos sobre el contorno. b) Fuerzas resultantes.

está totalmente determinada en posición por la variación de c a lo largo de la superficie de falla, y su magnitud también se podría saber en términos de c y F_s . En definitiva el análisis plantea cuatro incógnitas que son F_s , la magnitud y la posición de \bar{N} y la magnitud de R_ϕ ; la estática proporciona tres ecuaciones de equilibrio, por lo que el problema no estará determinado si no se recurre a las características de deformación del suelo.

La anterior es la razón básica por la cual el método sueco requiere de hipótesis que determinen el problema. Una discusión completa sobre la mejor manera de realizar tales hipótesis y de las incluidas en los diferentes métodos hoy en uso, se podrá encontrar en las Refs. 58 y 67.

C Análisis de estabilidad con superficies de falla no circulares

Se comprenden bajo el anterior encabezado, las superficies de falla de laderas naturales o taludes del tipo casi plano o de formas compuestas que difieren mucho de la circular, para las que la hipótesis del método sueco resulta poco satisfactoria. Las Refs. 60, 66 y 67 proporcionan métodos de cálculo para el caso; una

obtenerse en la red de flujo, con los métodos que se explican en el apéndice de este libro.

Una vez establecidas las fuerzas en cada dovela, los momentos resistentes y motor se pueden establecer en la forma usual para cada círculo que se estudie, y el método de cálculo se desarrolla como ya ha quedado establecido en páginas anteriores. Es conveniente realizar algún tipo de tabulación que sistematice el trabajo.

B-4 Procedimientos más refinados para aplicar el método sueco.

Si se toma en cuenta el efecto de las fuerzas de tierra laterales en las dovelas esto puede conducir a alguna ganancia en la exactitud de los resultados que se obtengan. En la Ref. 3, Terzaghi y Peck mencionan que para superficies circulares el error que se comete con el método original tal vez no exceda de 10 ó 15% y queda del lado conservador. En la Ref. 48 se menciona que en el caso de presas de tierra con grandes respaldos de enrocamiento, el aumento en factor de seguridad al tomar en cuenta las fuerzas laterales puede ser tan grande como un 30%, lo que justifica ya el análisis refinado, por razones de costo. Por último, en la Ref. 58 se menciona que este cambio puede llegar a 60% en algunos casos.

A pesar de estas reflexiones, raras veces quizá se justifica en la tecnología de las vías terrestres el uso de procedimientos de cálculo más refinados que los hasta ahora descritos, en los que no se toma en cuenta ningún efecto de las fuerzas laterales de tierra en las dovelas. Como ilustración, sin detallar su desarro-

llo teórico, se citará aquí sólo un método refinado debido originalmente a Bishop, que más tarde fue objeto de una simplificación y en el que las fuerzas laterales se consideran horizontales. El detalle general del método podrá consultarse en las Refs. 59 y 60. La presentación que aquí se ilustra procede de la Ref. 61.

El factor de seguridad del talud resulta expresado por la ecuación:

$$F_s = \frac{\sum [cb_i + (W_i - b_i u_i) \tan \phi] \frac{1}{M_i(\alpha)}}{\sum (W \text{ sen } \alpha)_i} \tag{6-20}$$

donde:

b_i es el ancho de la dovela i -ésima, medido en la dirección horizontal.

c, ϕ son los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos.

W_i es el peso total de la dovela i -ésima.

u_i es la presión neutral media en la base de la dovela.

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi}{F_s} \right) \tag{6-21}$$

Nótese que la ecuación (6-20) se ha de resolver por tanteos, pues incluye a F_s en sus dos miembros; la convergencia de los tanteos por fortuna es muy rápida y la figura VI-35 ayudará a realizarlos con rapidez al proporcionar el valor $M_i(\alpha)$, correspondiente a cada dovela.

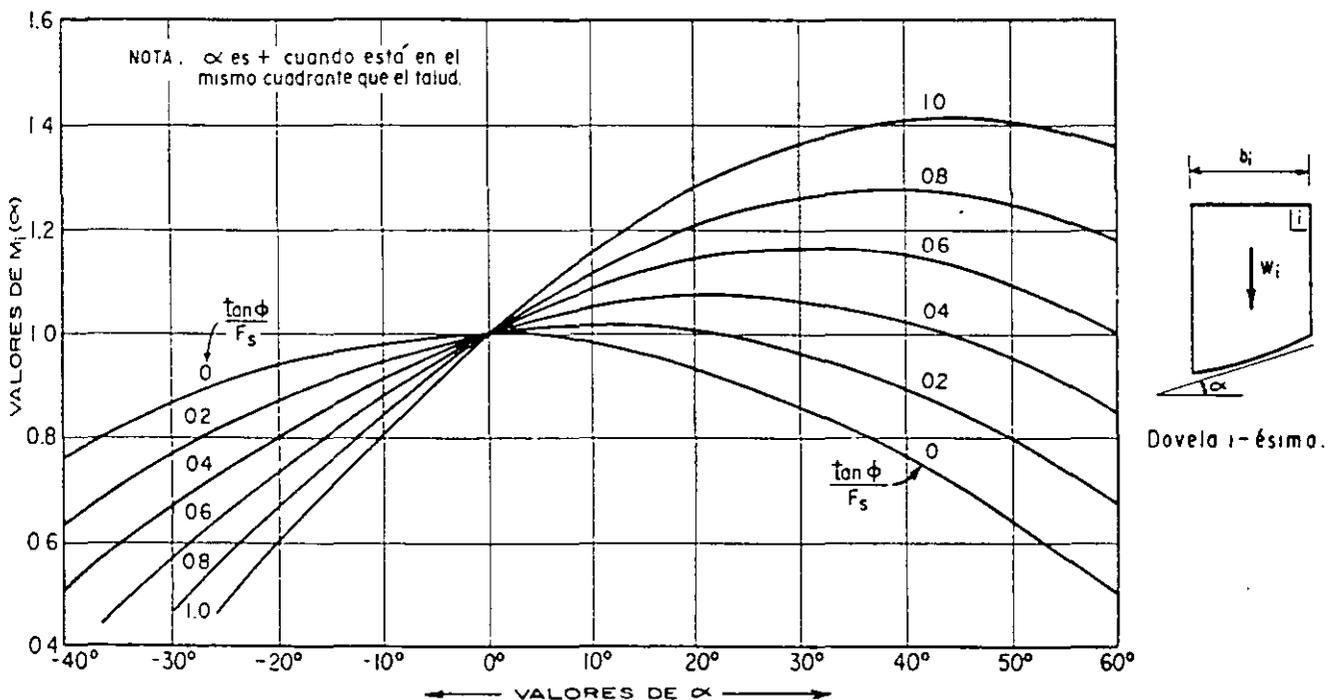


Figura VI-35. Gráfica para la determinación de $M_i(\alpha)$.

de manera que el momento motor depende de lo que podría considerarse el peso efectivo de la dovela, cuya componente en la dirección del deslizamiento se denomina \bar{T}_i .

El momento resistente dependerá de la resistencia al esfuerzo cortante que realmente se desarrolle en la base de la dovela. Dicha resistencia se podrá calcular si se multiplica el peso total de la dovela $(W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w)$ por $\cos \alpha$, lo cual proporcionará la fuerza normal total N_i . Dicho valor de N_i dividido entre L_i proporcionará la presión normal total en la base de la dovela, σ_i .

Es evidente que la presión normal efectiva, $\bar{\sigma}_i$, será:

$$\bar{\sigma}_i = \sigma_i - z\gamma_w - u = \sigma_i - u_T$$

valor con el cual habrá que entrar en la envolvente de resistencia al esfuerzo cortante con base en esfuerzos efectivos, para obtener \bar{s}_i , resistencia al esfuerzo cortante a considerar en la base de la dovela.

El momento resistente valdrá, por lo tanto:

$$Mr = \sum \bar{s}_i L_i R \quad (6-18)$$

El factor de seguridad ligado al círculo será:

$$F_s = \frac{\sum \bar{s}_i L_i}{\sum T_i} \quad (6-19)$$

Por lo demás, habrá que realizar un procedimiento de tanteos para llegar a determinar el círculo crítico ligado al factor de seguridad mínimo. Respecto

a la elección del factor de seguridad mínimo a considerar en el proyecto, caben las reflexiones ya hechas, pero teniendo en cuenta que ahora la condición de carga considerada es más severa (o más realista), por lo que será de esperar un menor margen de incertidumbre.

Conviene tabular los cálculos en forma análoga a la indicada en la tabla VI-4.

Como ya se señaló en el párrafo VI-4 de este capítulo, el anterior no es el único medio de realizar el análisis de estabilidad en este caso. También se puede hacer si se utilizan los pesos totales del suelo y las fuerzas de filtración que el agua ejerce sobre las paredes de las dovelas; en este caso, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo ha de extraerse también de una envolvente de esfuerzos efectivos, del tipo de la que se obtiene con pruebas triaxiales con consolidación y con drenaje.

La Fig. VI-34 muestra cuáles serían las fuerzas actuantes a considerar en cada dovela al utilizar este procedimiento de cálculo.

En primer lugar se considerará el peso W de la dovela, calculado a partir del γ_m del suelo. En segundo lugar se tendrán las fuerzas E y S , en ambas caras laterales de la propia dovela; en una aplicación del método sueco en su versión más simple, estas fuerzas se considerarán sin efecto. También habrá que tomar en cuenta las fuerzas de agua U_1 y U_2 en los lados de la dovela y U_B en la base.

Si no hay flujo de agua y ésta está en condición hidrostática, las fuerzas de agua serán únicamente las respectivas que resulten de los empujes hidrostáticos en los lados y la subpresión hidrostática en la base, pero si hay flujo de agua, estas fuerzas han de

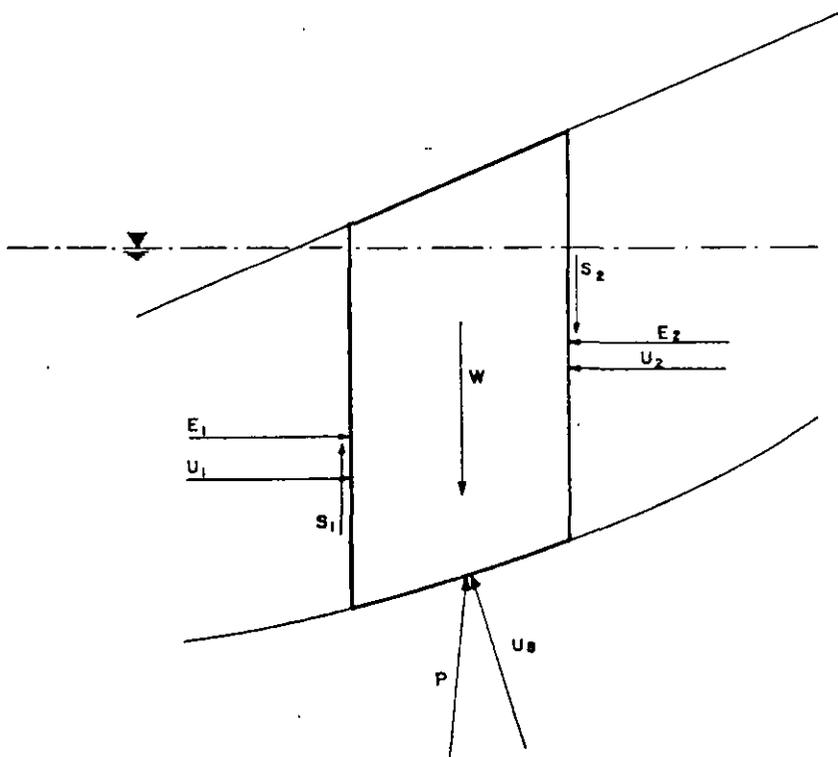


Figura VI-34. Fuerzas actuantes en una dovela. Análisis con fuerzas de filtración.

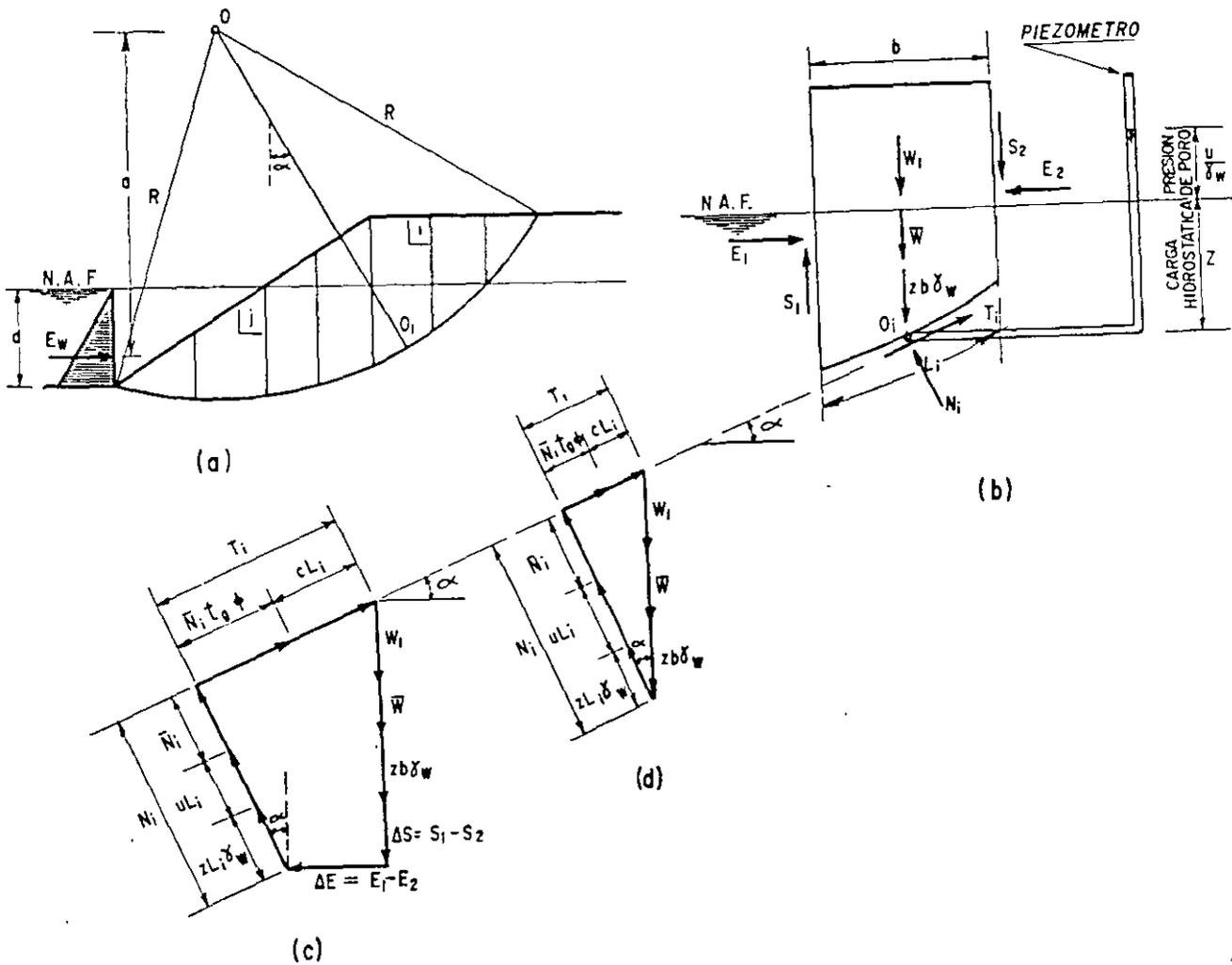


Figura VI-33. Aplicación del Método Sueco al caso de un talud con flujo y parcialmente bajo el N.A.F. Análisis con presiones de poro y esfuerzos efectivos.

peso del agua incluido en la parte sumergida de la dovela. Si toda la dovela estuviera bajo agua, como la dovela *j* que se muestra en la parte (a) de la figura, se debería considerar en el último término de la expresión (6-13) el peso de toda el agua sobre ella.

La presión total del agua en O_i está dada por el piezómetro señalado y vale:

$$u_i = z\gamma_w + u \quad (6-14)$$

donde $z\gamma_w$ es la presión hidrostática correspondiente a la posición del nivel freático y u es una presión neutral en exceso de la hidrostática, causada, por ejemplo, por flujo. Este exceso de presión se debe conocer para que sea posible efectuar el análisis, bien sea por medio de una red de flujo, por pruebas triaxiales o por mediciones de campo. El primer método se comenta en el apéndice de este libro (ver lo tratado en conexión con la Fig. A-10); el segundo se trató someramente en el capítulo I, y el tercero se describirá un poco en el capítulo dedicado a instrumentación de campo, en el volumen II de esta obra.

Si el N.A.F. está colocado bajo O_i , la presión de poro en O_i es $h\gamma_w$, siendo h la altura a la cual subiría el agua en un piezómetro colocado en O_i . Si la presión de poro se debe a la capilaridad (tensión en el agua), se deberá considerar como negativa en todos los análisis que siguen.

El momento motor valdría:

$$Mm = \Sigma (W_1 + \bar{W} + z b \gamma_w) R \text{ sen } \alpha \quad (6-15)$$

pero como bajo el nivel freático el agua debe estar en equilibrio, se debe tener:

$$\Sigma z b \gamma_w R \text{ sen } \alpha = \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a \quad (6-16)$$

donde el segundo miembro de la ecuación (6-16) representa el efecto del empuje hidrostático del agua al pie del talud. Así, en definitiva, el momento motor debe valer:

$$Mm = \Sigma (W_1 + \bar{W}) R \text{ sen } \alpha = R \Sigma \bar{T}_i \quad (6-17)$$

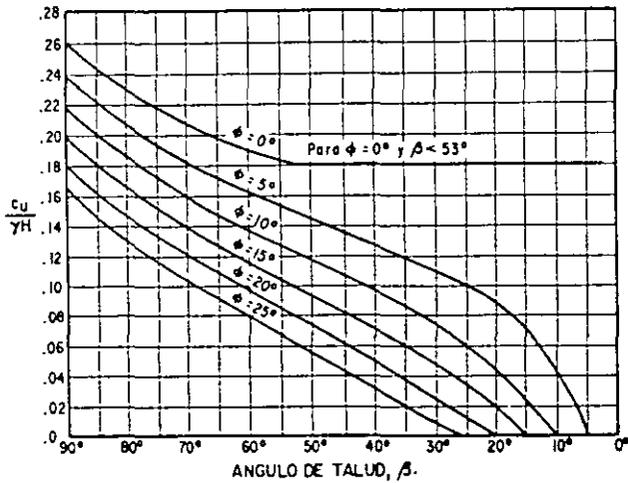


Figura VI-31. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en materiales con cohesión y fricción (Refs. 55 y 56).

la falla debió ser prácticamente cero con respecto a esfuerzos totales.

En las Refs. 52 y 57 se podrán ver los gráficos a los que llegó N. Jambú para proporcionar el número de estabilidad en condiciones de falla por el pie del talud en taludes simples, formados por suelos con fricción y cohesión, tras un análisis teórico bastante refinado.

Con frecuencia se presentan en la práctica taludes formados por suelos estratificados, tal como se ilustra en la Fig. VI-32, con referencia a un caso particular, útil para exponer el método con la necesaria generalidad.

La masa de deslizante se podrá considerar dividida en dovelas, dibujadas de manera que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, sino que cada dovela caiga sobre un solo material. El peso de la dovela deberá calcularse con sumandos parciales multiplicando la parte del área que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

El problema se puede resolver con una tabulación igual a la que se presenta en la tabla VI-4, utilizando para cada dovela la ley de resistencia al esfuerzo cortante que le corresponda, de acuerdo con la naturaleza del material.

El resto del desarrollo del método es enteramente análogo al que se vio para taludes homogéneos. El problema se deberá resolver siempre por tanteos, pues para este caso no hay disponibles ábacos o gráficos

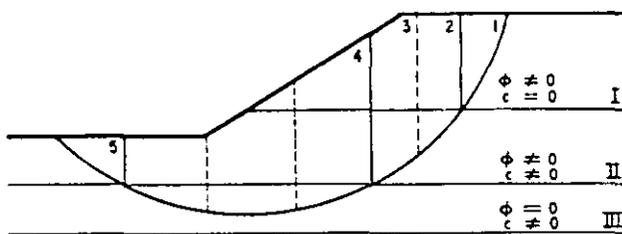


Figura VI-32. Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados.

de uso común. La búsqueda del círculo crítico se podrá facilitar bastante si hay estratos mucho menos o mucho más resistentes que los demás; en el primer caso, es probable que el círculo crítico sea el que tenga el máximo desarrollo en el estrato débil; en el segundo, probablemente será tangente al estrato resistente, pues al penetrar en él se incrementaría mucho la resistencia media.

B-3 El método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se exprese como $s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$

Se trata ahora del caso de un análisis que haya de hacerse con esfuerzos efectivos, para taludes situados total o parcialmente bajo el nivel freático o sometidos a una condición de flujo. Este tipo de análisis habrá de efectuarse con base en esfuerzos efectivos, que se obtengan de una prueba triaxial con consolidación y con drenaje (lenta) o con consolidación y sin drenaje (rápida consolidada), que se realice con medición de presiones de poro en el plano de falla en el instante de la falla.

En rigor, el método de dovelas que se presenta para el caso de taludes sobre el nivel freático sigue siendo válido y lo único que cambian son consideraciones sobre las fuerzas que actúan en las dovelas. La Fig. VI-33 ilustra el método de cálculo que se realizó utilizando los pesos sumergidos del material en tal condición, los pesos totales del material sobre el nivel freático y las presiones de agua actuantes en la dovela. En la figura se muestra un croquis general del talud, con una superficie circular de falla supuesta como uno de los tanteos que se deben efectuar. Se hace un análisis de las fuerzas actuantes en una dovela típica (parte (b) de la figura) y, finalmente, se presentan los polígonos dinámicos correspondientes al equilibrio en esa dovela; la parte (c) de la figura muestra la totalidad de las fuerzas que actúan en la dovela, en tanto que la parte (d) representa al polígono dinámico sobre la base de que son nulas las fuerzas E y S en las caras verticales de la dovela, como suele aceptarse en la versión original del método sueco establecido por Fellenius.

El piezómetro señalado en la parte (b) de la figura indica que en añadidura a la parcial sumersión del material existe una presión neutral u por flujo en el punto 0_1 .

Se enfocará la atención sobre la dovela i -ésima, en la inteligencia que lo que de ella se diga habrá que decirlo de todas.

La fuerza actuante será el peso de la dovela, que se podrá calcular con la expresión:

$$W = W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w \tag{6-13}$$

W_1 corresponde a la parte de la dovela situada sobre el N.A.F. y se debe calcular con el γ_m del material. \bar{W} corresponde a la parte sumergida y se debe calcular con γ'_m . La componente $zb\gamma_w$ representa el

En primer lugar se propone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como las que se muestran en la figura. En la parte (b) de la misma figura aparece el conjunto de fuerzas que actúan en una dovela, cuando la masa deslizante está situada sobre el nivel freático y no se toman en cuenta fuerzas de agua en el análisis. Las fuerzas en cada dovela, al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de la masa deslizante, deben estar en equilibrio. Sin embargo, las fuerzas E y S , actuantes en los lados de las dovelas, dependen de las características de esfuerzo-deformación del material y no se pueden evaluar rigurosamente; para poder manejarlas es preciso hacer una hipótesis razonable sobre su valor.

La hipótesis más simple a este respecto es que el efecto conjunto de las cuatro fuerzas laterales es nulo y que, por lo tanto, esas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis; de hecho ésta fue la hipótesis de Fellenius en el procedimiento de cálculo original que presentó, que equivale a considerar que cada dovela actúa independiente de las demás y que las componentes N_i y T_i equilibran al peso W_i de la dovela i -ésima (Fig. VI-30).

Para cada dovela se puede calcular el cociente $\frac{N_i}{L_i}$, el cual se considera una buena aproximación al valor de σ_p , esfuerzo normal total medio actuante en la base de la dovela. Con este valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia, al esfuerzo cortante que se haya encontrado para el material (por lo general en este caso una ley ligada a los esfuerzos totales) y determinar en ella el valor de s_i , resistencia al esfuerzo cortante media disponible en el arco L_i .

Ahora se puede calcular un momento motor en torno al punto 0, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas; este momento será:

$$Mm = R \sum |T_i| \quad (6-10)$$

Nótese que la componente normal del peso de la dovela, N_i , no da momento respecto a 0 por ser la superficie circular y pasar por 0 su línea de acción. Si hubiere sobrecargas en la corona del talud, su efecto se incluirá en la suma de la ecuación (6-10). Nótese también que la suma (6-10) es algebraica, pues para las dovelas situadas más allá de la vertical que pasa por 0, la componente del peso actúa en forma contraria, tendiendo a equilibrar a la masa.

El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante s_i , que se desarrolla en la base de las dovelas.

Vale

$$Mr = R \sum s_i L_i \quad (6-11)$$

que es una suma aritmética, pues la resistencia siempre actúa en el mismo sentido.

Calculados Mm y Mr se podrá definir un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{Mr}{Mm} = \frac{\sum s_i L_i}{|T_i|} \quad (6-12)$$

El método de cálculo desemboca naturalmente, otra vez, en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo. Se deberán analizar tanto los círculos de falla de pie del talud como los de falla de base. En la tabla VI-4 aparece una manera de disponer los cálculos, de las varias que pudieran ocurrirse.

TABLA VI-4

Disposición de los cálculos para el método de Fellenius

DOVELA No	W_i	N_i	T_i	$\frac{N_i}{\Delta L_i} = \sigma_i$	s_i	$s_i L_i$

$\Sigma =$ Momento motor (algebraica)

$\Sigma =$ Momento resistente (aritmética)

Respecto a este factor de seguridad se pueden hacer reflexiones análogas a las que antes se presentaron, teniendo en cuenta que el tipo de análisis que ahora se describe suele efectuarse con suelos en los que la consolidación no añade nada, o muy poco, a la resistencia al esfuerzo cortante del material. En la tecnología de las vías terrestres es común aceptar en este caso factores de seguridad de 1.2 ó 1.3 en los casos normales y de 1.5 cuando se desee tener mayor seguridad en la estabilidad; este último es el valor que por lo común se recomienda en la literatura para taludes en general.

La Fig. VI-31 corresponde a trabajos de Taylor análogos a los que se describieron en el párrafo A-2.a (Refs. 55 y 56).

Se debe notar que esta figura incluye la información presentada en la VI-26 como un caso particular ($\phi = 0$). La gráfica evita los tanteos dentro de su campo de aplicación y funciona al entrar con la inclinación del talud y el valor de ϕ disponible en el suelo, para calcular la c necesaria para el talud en estudio, valor que debe compararse con la c disponible y la inclinación del talud, para calcular la ϕ necesaria. La gráfica de la Fig. VI-31 corresponde a círculos de falla por el pie del talud únicamente. La teoría ha demostrado (Ref. 3) que en este caso no existe la posibilidad de falla de base a no ser que ϕ sea menor que aproximadamente 3° , de manera que si ocurre una falla de base en un suelo homogéneo se puede asegurar que el valor de ϕ en el instante de

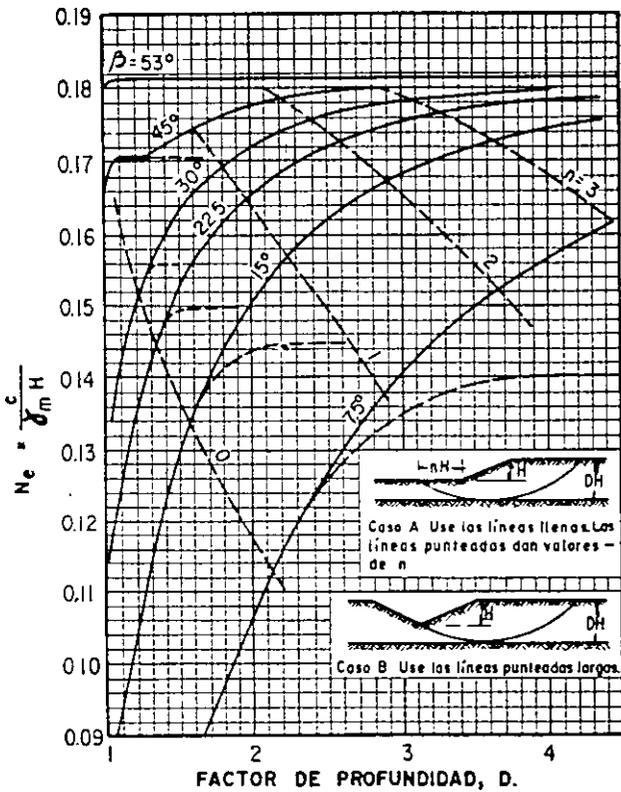
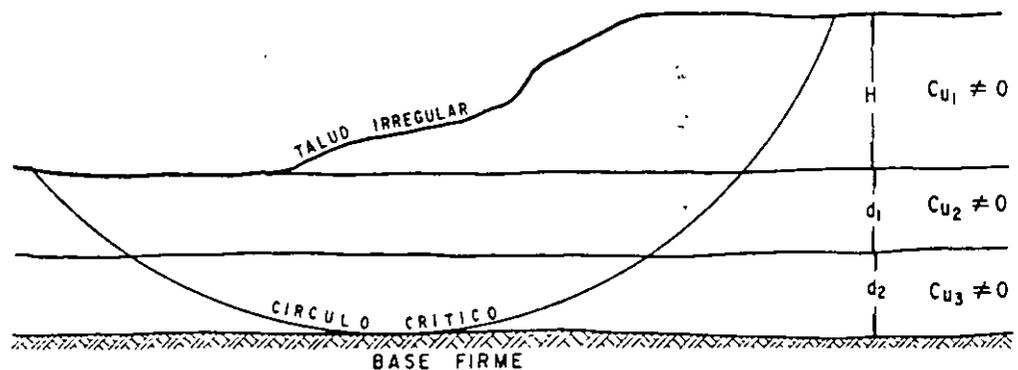


Figura VI-28. Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente (Refs. 55 y 56).

Figura VI-29. Caso de talud irregular o de suelo estratificado en el terreno de cimentación.



B-2 El método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se exprese como $s = c_u + \sigma \tan \phi_u$

Se trata ahora del caso de un análisis que se haga con esfuerzos totales para suelos situados sobre el nivel de aguas freáticas. En tales casos, se dispone en general de los parámetros de resistencia que se ob-

tengan en una prueba sin consolidación y sin drenaje (triaxial rápida o una prueba de campo o laboratorio equivalente).

El método de cálculo que se describirá es el método de las dovelas, sugerido por Fellenius (Ref. 51) y ampliamente popularizado en los análisis prácticos. La descripción se hará con base en la Fig. VI-30.

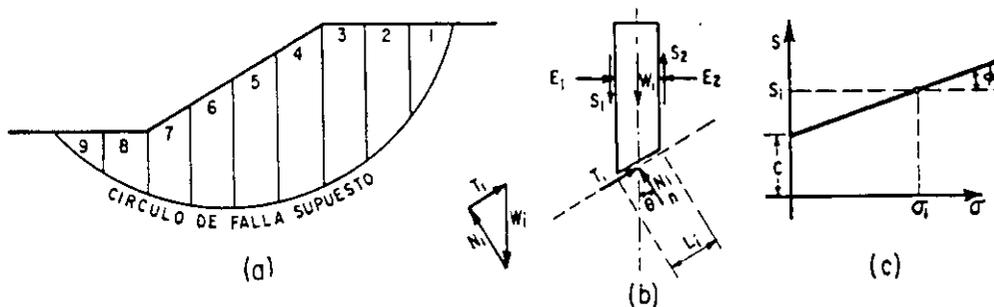


Figura VI-30. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius.

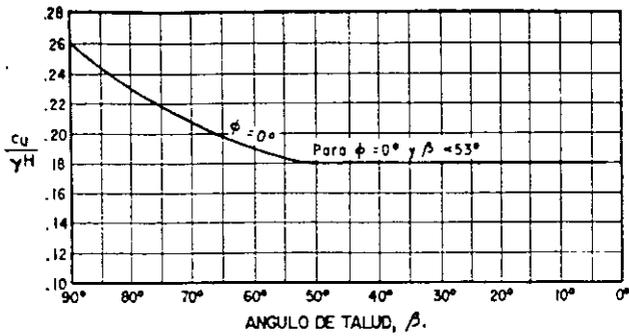


Figura VI-26. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes de materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación (Refs. 55 y 56).

Taylor relacionó la estabilidad de un talud cohesivo, homogéneo con el terreno de cimentación, a un número, denominado precisamente número de estabilidad y definido por la expresión:

$$N_e = \frac{c_u}{\gamma_m h} \quad (6-8)$$

Demostó teóricamente que en una gráfica que tenga en el eje de las ordenadas valores de N_e y en el de las abscisas valores del ángulo de inclinación del talud, β (Fig. VI-26), el valor $\beta = 53^\circ$ tiene una importancia especial.

Todas las inclinaciones de taludes menores de 53° tienen las mismas condiciones de estabilidad (mismo $N_e = 0.181$); en tales condiciones el círculo más crítico posible corresponde siempre a falla de base. Si la inclinación del talud es mayor de 53° , el número de estabilidad es variable, con ley aproximadamente lineal entre $N_e = 0.181$ para $\beta = 53^\circ$ y $N_e = 0.26$ para $\beta = 90^\circ$; para este caso el círculo más crítico posible corresponde a falla por el pie de talud.

La gráfica de la Fig. VI-26 evita ya todo cálculo al ingeniero proyectista, al proporcionarle el N_e ligado a cada inclinación, de donde podrá él despejar un valor de c_u necesario para el equilibrio en condición

crítica, el cual podrá comparar con la cohesión disponible en el suelo con que se trabaja. Ahora el factor de seguridad se podrá definir como

$$F_s = \frac{c_u \text{ (disponible)}}{c_u \text{ (necesaria)}} \quad (6-9)$$

Taylor también estudió el importante caso práctico en que a cierta profundidad dentro del terreno de cimentación puramente cohesivo exista un estrato resistente horizontal que limite el problema. La Fig. VI-27 ilustra el caso de manera gráfica.

Ahora el círculo más crítico será tangente al estrato resistente (a condición de que éste esté a una profundidad máxima de cuatro veces la altura del talud, pues a una profundidad mayor prácticamente no ejerce efecto y el caso se confunde con el de terreno de cimentación homogéneo). Si el estrato resistente está muy próximo a la superficie, el círculo más crítico se va pareciendo cada vez más a un círculo de falla por el pie del talud.

La Fig. VI-27 ilustra los conceptos de factor de profundidad y factor de alejamiento, que se utilizan en el ábaco de la Fig. VI-28 que permite resolver estos problemas sin necesidad de cálculos al proporcionar el número de estabilidad a cada condición geométrica. El manejo de este ábaco se considera obvio.

Los métodos simplificados anteriores no se pueden usar cuando el talud tenga una forma geométrica no regular o cuando se trabaje con un suelo estratificado, con varias capas de suelo arcilloso blando, pero con valores de c_u distintos para cada capa. Estos casos, que han de ser resueltos por tanteos, se ilustran en la Fig. VI-29.

Como es natural, los tanteos se podrán orientar con criterio. Por ejemplo, si uno de los estratos es notablemente más débil que los demás, quizá el círculo será el que tenga mayor desarrollo en ese estrato. Si existe un estrato muy resistente dentro de la profundidad significativa, es probable que el círculo más crítico sea tangente a dicho estrato.

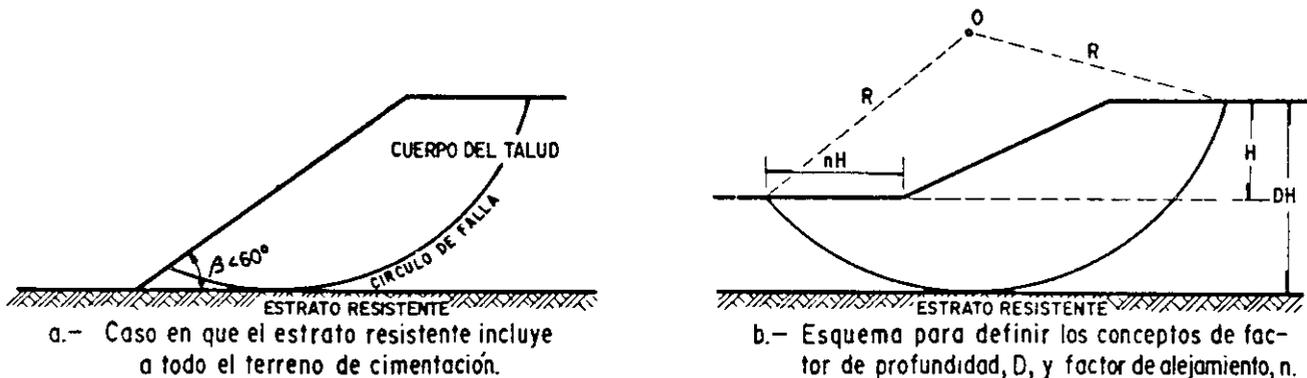


Figura VI-27. Círculo de falla en talud en material "cohesivo" cuando en el terreno de cimentación hay un estrato resistente (Refs. 55 y 56).

Esto es particularmente cierto en terraplenes cimentados sobre suelos arcillosos muy blandos o turbas.

En la literatura alusiva se suele mencionar 1.5 como un valor del factor de seguridad inicial razonablemente bien establecido por la experiencia para taludes permanentes, pero sin duda en muchos casos de la práctica se podrán usar factores bastante menores en el caso que se analiza; taludes permanentes cuyo factor de seguridad inicial fue de 1.1 ó 1.2 han demostrado excelente comportamiento en suelos en que la resistencia crecía de manera constante con la carga, habiendo sido establecidos a partir de análisis que incluían efectos de carga viva y sismos. En obras no permanentes se podrá tomar en cuenta esta condición en forma correspondiente.

Terzaghi (Ref. 53) ha propuesto algunas reglas para tomar en cuenta en la estabilidad general de un talud cohesivo el efecto de las grietas de tensión que se abren en su corona antes de la falla; muchos proyectistas gustan de incluir estas recomendaciones en sus análisis encaminados a definir el momento más crítico del talud. Las recomendaciones se presentan con base en la Fig. VI-25.

Según Terzaghi, la aparición de las grietas en general causa tres efectos diferentes.

- Una reducción en el momento resistente, al reducirse la longitud activa de la superficie de deslizamiento (Fig. VI-25).
- Una disminución del momento motor, en el peso de la cuña e_1fc .
- La generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia que se almacena en la grieta. Según se desprende de la Fig. VI-25, estos empujes son siempre desfavorables para la estabilidad.

Terzaghi ha indicado que los dos últimos efectos que se señalan en general tienden a contrarrestarse, de manera que su influencia neta es despreciable y sólo el primer efecto se debe tomar en cuenta. Para ello, el propio Terzaghi propone substituir el valor de resistencia por "cohesión" del suelo (c_u) por un valor corregido según la relación



Agrietamiento en la corona de un corte.

$$c_c = \frac{\widehat{be}_1}{bc} c_u \quad (6-7)$$

La posición del punto e_1 depende de la de la grieta y suele determinarse como se muestra en la Fig. VI-25. Para círculo crítico por el pie del talud la grieta se desarrolla verticalmente desde el punto de la corona que se encuentra a la distancia $\frac{l}{2}$ del borde del talud hasta la superficie de falla; en círculos de falla de base la grieta se define en el segmento vertical que va de la superficie de deslizamiento a la del terreno, cubriendo la distancia $\frac{H}{2}$.

El análisis anterior se hará, como es natural, sobre el círculo crítico.

Existe todo un conjunto de trabajos de índole teórica o de cálculo acumulativo y repetitivo encaminados a proporcionar al ingeniero proyectista de taludes en suelos puramente cohesivos, elementos que le eviten los tanteos a que conduce el método de cálculo que se describió con base en la Fig. VI-24. La Ref. 52, en su anexo V-a, recoge los trabajos que conducen a conclusiones más prácticas; las Refs. 3 y 54 abundan sobre el mismo tema. Aquí sólo se recogerán las conclusiones más importantes emanadas de los trabajos de Taylor (Refs. 55 y 56).

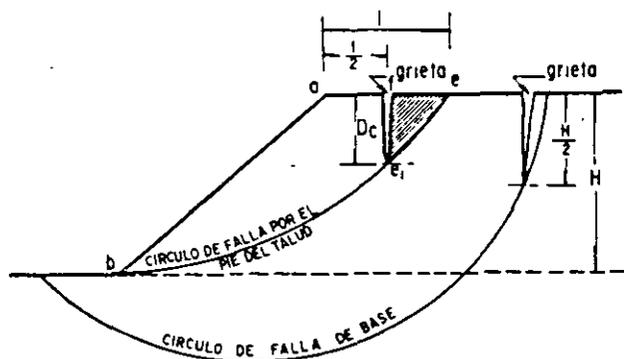


Figura VI-25. Grietas de tensión en la corona de un talud.

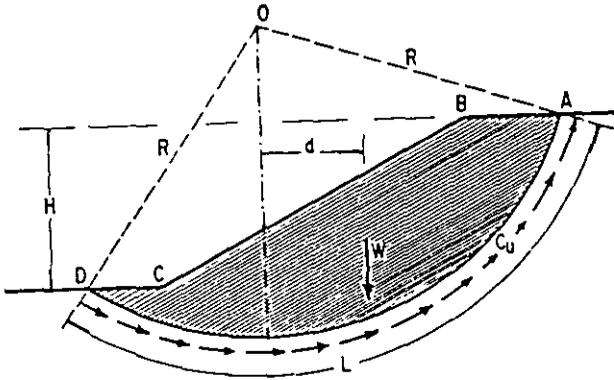


Figura VI-24. Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente cohesivo.

yada de la figura. Las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento, serán el peso (W) del área ABCDA, más cualquiera sobrecargas que pudieran actuar en la corona del talud. El peso W se calcula considerando un espesor de la sección unitario en la dirección normal al plano del papel.

El momento de las fuerzas motoras podrá expresarse como

$$Mm = \Sigma Wd \quad (6-3)$$

que incluye el peso de tierra más las sobrecargas que pudieran existir.

Las fuerzas resistentes las generará la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de falla supuesta y su momento en relación al mismo polo 0 será

$$Mr = c_u LR \quad (6-4)$$

En el instante de la falla incipiente,

$$Mm = Mr$$

y, por lo tanto, se podrá escribir para ese instante:

$$\Sigma Wd = c_u LR \quad (6-5)$$

Si se define un factor de seguridad, F_s , como

$$F_s = \frac{Mr}{Mm} = \frac{c_u LR}{\Sigma Wd} \quad (6-6)$$

se podrá expresar la seguridad del talud en términos del valor de F_s , siendo evidente que la condición de falla incipiente es $F_s = 1$.

Desde luego, no existe ninguna garantía de que el círculo escogido para efectuar el análisis sea el que conduce al factor de seguridad mínimo, por lo que el procedimiento anterior desembocará en un cálculo a base de tanteos, en el que se probará el número suficiente de círculos, hasta obtener una garantía razonable de haber encontrado el que produce el mínimo factor de seguridad susceptible de presentarse

(círculo crítico); en este proceso de cálculo se analizarán tanto los círculos por el pie del talud como los correspondientes a falla de base, hasta garantizar la determinación del factor de seguridad mínimo en cualquier condición.

No es fácil decir en general cuál ha de ser el valor de F_s que resulte más conveniente considerar en un cálculo dado. Dependerá de la importancia que tenga la falla, la del propio talud, las características del suelo, lo detallado y confiable que sea el análisis de cargas y la evolución de la resistencia con el tiempo. Sin embargo, caben algunos comentarios generales como norma de criterio.

1. Como ya se dijo, el caso en estudio se aplica, sobre todo, a taludes y laderas formadas por arcillas blandas, en las que los efectos de consolidación tienden a que la resistencia se incremente con el tiempo, con el correspondiente aumento en el factor de seguridad. De hecho, ese aumento se puede estimar (Ref. 52). En muchos casos este hecho permitirá aceptar factores de seguridad inicialmente bajos. En el párrafo VI-6 de este capítulo se mencionará una posible disminución de resistencia de muchos suelos, por lo menos a corto plazo, al poner sobre ellos un talud; este hecho también deberá tenerse en mente.
2. Según ya se mencionó antes, el establecer la inclinación de los cortes y terraplenes de una vía terrestre es en mucho materia de una política general, en la que la mayoría de los taludes no se estudian ni se calculan. Si, entre todos ellos, alguno es objeto de un análisis especial, se deberá adoptar en ese análisis una política congruente con el resto de la vía. A veces se ve prevalecer un criterio muy audaz en los taludes que se recetan y otro, muy conservador, en los que se calculan. Desde luego es cierto que con frecuencia se calculan los taludes más importantes, más problemáticos o aquellos cuyas fallas sean de peores consecuencias, por lo que será natural que, aun con un criterio congruente, los factores de seguridad de los taludes calculados sean mayores que los de los recetados, pero el criterio general es el que debe ser el mismo en toda la vía.
3. La natural tendencia a aceptar factores de seguridad inicialmente bajos, que se comentó en el punto 1 y que es razonable, deberá reprimirse en algunos casos especiales, algunos de los cuales resaltarán claramente al proyectista; pero se requiere insistir en las pésimas consecuencias de una falla en suelos arcillosos blandos muy sensibles, en los que el remoldeo que la falla produce causa un abatimiento tan grande en la resistencia al esfuerzo cortante, además muy lentamente recuperable con el tiempo, que es probable convenga partir de una condición de estabilidad más holgada.

Si el talud de arena limpia está sumergido en agua o si la arena está húmeda, los razonamientos anteriores son válidos, tomando como referencia el ángulo ϕ efectivo de la arena (en el caso de la arena seca, el ángulo ϕ que se utilizó para razonar era también efectivo, pero en aquel caso la distinción entre esfuerzos totales y efectivos era irrelevante, por tratarse de una arena seca). La expresión del factor de seguridad es la misma (6-2).

Las arenas finas húmedas con facilidad podrán presentar tensiones en el agua, sobre todo en la parte próxima al borde del talud, donde la evaporación deja sentir su efecto al máximo. Esa tensión capilar aumenta los esfuerzos efectivos entre los granos de arena y como consecuencia ésta podrá formar inclinaciones mayores, correspondientes a un ángulo efectivo de fricción mayor que el realmente disponible. El ingeniero deberá estar siempre alerta a esta situación, que no podrá aprovechar nunca, pues la tensión capilar podrá desaparecer por cualquier causa (por ejemplo, si la arena se seca al progresar la evaporación o se humedece más por lluvia o flujo) y en tal caso el exceso de esfuerzo efectivo por ella inducido se disipará y la arena empezará a caer, si la inclinación del talud fue más escarpada que el ángulo ϕ de la arena, según su granulometría, compacidad y angulosidad (ver capítulo I).

B Falla rotacional. Método sueco

Los métodos de análisis límite disponibles para calcular la posibilidad de que se desarrolle un deslizamiento de tipo rotacional en el cuerpo de un talud, al igual que prácticamente todos los métodos de cálculo de estabilidad de taludes, siguen tres pasos fundamentales:

1. Se establece una hipótesis sobre el mecanismo de la falla que se producirá. Ello incluye tanto la forma de la superficie de falla como una descripción cinemática completa de los movimientos que se producirán sobre ella y un análisis detallado de las fuerzas motoras.
2. Se adopta una ley de resistencia para el suelo. Las leyes en uso en la actualidad ya han sido suficientemente discutidas en este libro. Con base en tal ley se podrán analizar las fuerzas resistentes disponibles.
3. Se establece algún procedimiento matemático de "confrontación", para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o no bajo la acción de las fuerzas motoras, venciendo el efecto de las fuerzas resistentes.

La razón para que se utilice un método como el anterior es que no se ha desarrollado ninguno satisfactorio con base en una hipótesis convincente de distribución de esfuerzos en el interior de la masa del

talud; de hecho, no existe hoy ninguna solución a tan fundamental cuestión que parezca prometedora, tal como se comentó en la introducción a este capítulo, razón por la cual no se pueden usar los métodos de cálculo de modelo más tradicional en problemas de ingeniería, que allí se bosquejaron.

Con base en trabajos suyos y de sus colaboradores (Pettersson y otros), Fellenius (Ref. 51) propuso la superficie circular como forma apropiada de la superficie de falla para muchos casos de deslizamiento en el cuerpo del talud. La superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano del papel es un arco de circunferencia. En rigor, la adopción de esta hipótesis define la falla que en este capítulo ha sido llamada rotacional. La propuesta de Fellenius y su grupo de trabajo en el Real Instituto Geotécnico Sueco se popularizó extraordinariamente; cubre de un modo muy sencillo el punto 1 de las tres etapas de trabajo que atrás se enumeran. A la sazón, los avances generales en el campo de la Mecánica de Suelos hicieron posible abarcar el punto 2 de un modo cada vez más razonable. Pronto surgieron gran cantidad de procedimientos para cubrir el punto 3, arrancando de uno original del propio Fellenius y, de este modo, la hipótesis de falla circular se entronizó en la Mecánica de Suelos Aplicada. Hoy suele denominarse método sueco a cualquier procedimiento de cálculo de estabilidad de taludes que haga uso de la hipótesis de falla circular, aunque, de hecho, esta hipótesis puede manejarse de varios modos (variando el punto 3, sobre todo, pues hay bastante acuerdo en cuanto a la utilización de la ley de resistencia de Mohr-Coulomb). No se pretende presentar aquí todos los procedimientos de cálculo hoy en uso, en el fondo casi siempre muy parecidos, sino sólo los básicos para manejar los diferentes tipos de suelos en las circunstancias más comunes en la práctica.

B-1 El método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se exprese como $s = c_u$

Se trata de analizar los casos en que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se expresa con base en los resultados de una prueba sin consolidación y sin drenaje (prueba rápida), utilizando esfuerzos totales.

Se estudiará, en primer lugar, el caso de un talud de altura h , excavado en arcilla, en que existe homogeneidad completa de material en el talud y en el terreno de cimentación, hasta una profundidad ilimitada.

El procedimiento de cálculo que se propone para este caso fue establecido primeramente por A. Casagrande y en principio se puede utilizar para estudiar tanto fallas por el pie del talud como fallas de base. El procedimiento se describe con base en la Fig. VI-24.

Considérese el arco de circunferencia de radio R y de centro en O como la traza de una superficie hipotética de falla, en la que se movilizaría la zona ra-

VI-5 METODOS DE CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Se trata ahora de presentar los métodos de cálculo de que dispone el ingeniero para establecer si un talud en que piense será estable en la etapa de proyecto, o para poder revisar la condición de un talud construido y poder juzgar, quizá, de la bondad de algún método correctivo que desee emplear.

Antes de proseguir ha de insistirse en que, como se verá, todos los modelos matemáticos que sirven de base a métodos de cálculo presuponen una homogeneidad en materiales, estratificación, disposición, circunstancias y modo de actuar de los agentes naturales, que muy pocas veces encontrará en sus obras el ingeniero de vías terrestres.

Será preciso tener en cuenta una vez más la enorme diferencia que existe entre cortes y terraplenes; en aquéllos será mucho más difícil que se den las condiciones que proporcionen una base racional a un método matemático de cálculo; en terraplenes, será más probable contar con tal base, a condición, en primer lugar, de que se hayan construido o se vayan a construir siguiendo un procedimiento conocido y de cierta uniformidad en el uso y tratamiento de los materiales, y, en segundo, claro está, de que se haga el necesario estudio de campo y laboratorio.

No todas las fallas que se han mencionado en el párrafo VI-2 de este capítulo son susceptibles de representarse en un modelo matemático que pueda servir de base a un método de cálculo. Algunas de las más comunes y peligrosas formas de falla (flujos, erosión, etc.) no se pueden analizar numéricamente, ya sea porque el actual conocimiento sobre sus mecanismos no es satisfactorio, o simplemente porque se presentan con tal variedad y complejidad que desafían todo intento de encuadramiento concreto.

En lo que sigue, se mencionan los métodos de cálculo más populares, indicando a qué tipos de fallas se pueden aplicar.

A Taludes en arenas limpias

Un talud formado por arena seca y limpia es estable, independientemente de su altura, con tal de

que su ángulo de inclinación, β , sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena correspondiente a su compacidad y demás condiciones.

En este caso el riesgo de falla se puede expresar por medio de un factor de seguridad, F_s , definido simplemente como

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (6-2)$$

No puede existir un talud en arena seca y limpia con un ángulo de inclinación superior a ϕ , independientemente de su altura.

Aquí el problema de estabilidad se puede plantear para un grano de arena en el plano de frontera del talud, o en cualquier punto del interior de su masa, como se plantea el equilibrio de un cuerpo sobre un plano inclinado. Puesto que el mecanismo de resistencia al corte o al deslizamiento del grano, ladera abajo, es de pura fricción mecánica, el grano se deslizará sólo si se le ofrece un plano de deslizamiento más escarpado que el ángulo de fricción disponible. Si el grano del plano extremo de frontera del talud no se desliza, cualquier grano de arena del interior de la masa tampoco lo hará; de hecho (Fig. VI-23), estará en condición más estable cuanto más tendido resulta su plano de deslizamiento hipotético. Nótese que aun si el talud de arena limpia estuviese en su condición extrema $\beta = \phi$, cualquier plano de deslizamiento interior estaría menos inclinado y sería, por ello, estable; de manera que incluso en este caso extremo estará garantizada la estabilidad de la masa del talud. Por esta razón, los taludes en arenas limpias podrían diseñarse, en principio, con un $F_s = 1$, tal como se definió en la ecuación 6-2. Sin embargo, un diseño tal no sería conveniente, pues la arena próxima al borde del talud estaría en condiciones precarias, de manera que el viento, la lluvia o cualquier otra causa la harían caer fácilmente, produciendo pequeños derrames de arena sobre las cunetas de un corte o erosionando un terraplén. Se recomienda, por esto, que la inclinación del talud sea, desde un principio, un poco menor que el ángulo ϕ ; es probable que basten uno o dos grados.

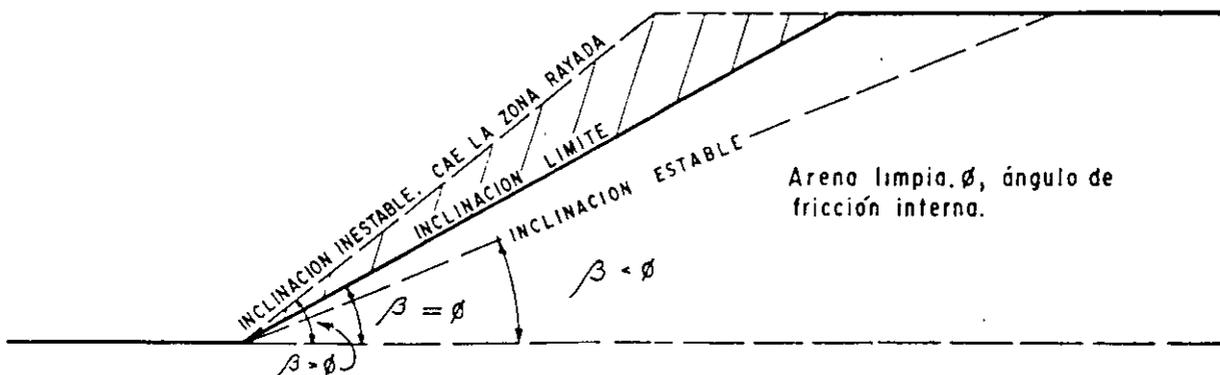


Figura VI-23. Taludes en arenas limpias.

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**“DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACION DE CARRETERAS”**

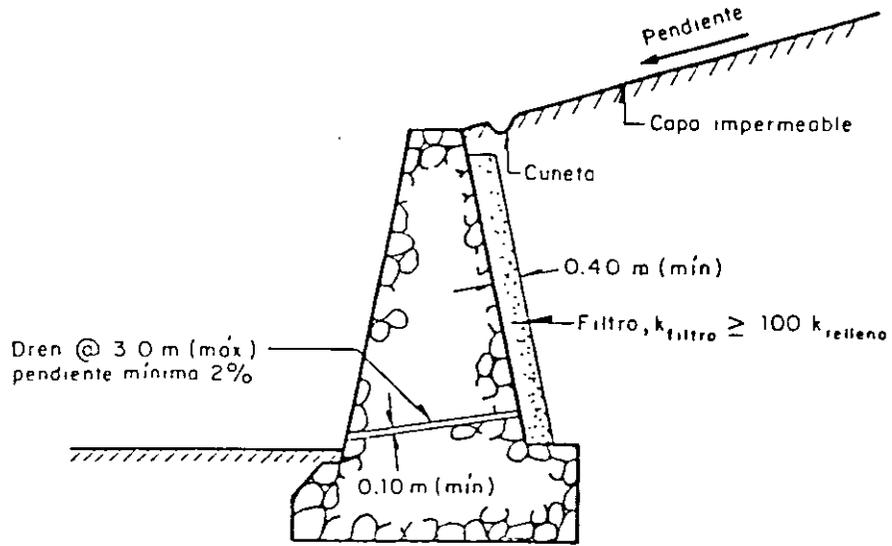
MÓDULO 1: GEOTECNIA BÁSICA EN CARRETERAS

TEMA: ESTABILIDAD DE TALUDES Y LADERAS NATURALES¹

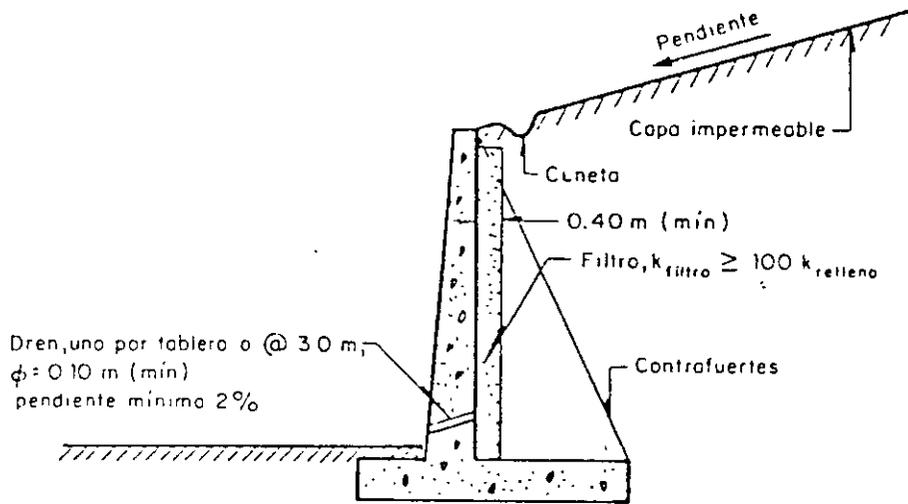
EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Villahermosa, Tabasco
Agosto y septiembre del 2001

¹ Notas tomadas del libro “ La Ingeniería de Suelos en Las Vías Terrestres”. Alfonso Rico y Hermilo Del Castillo. Segunda Reimpresión. Editorial Limusa. 1978



a) Muro de mampostería



b) Muro de concreto

FIG I.13 Componentes del sistema de drenaje en muros de retención

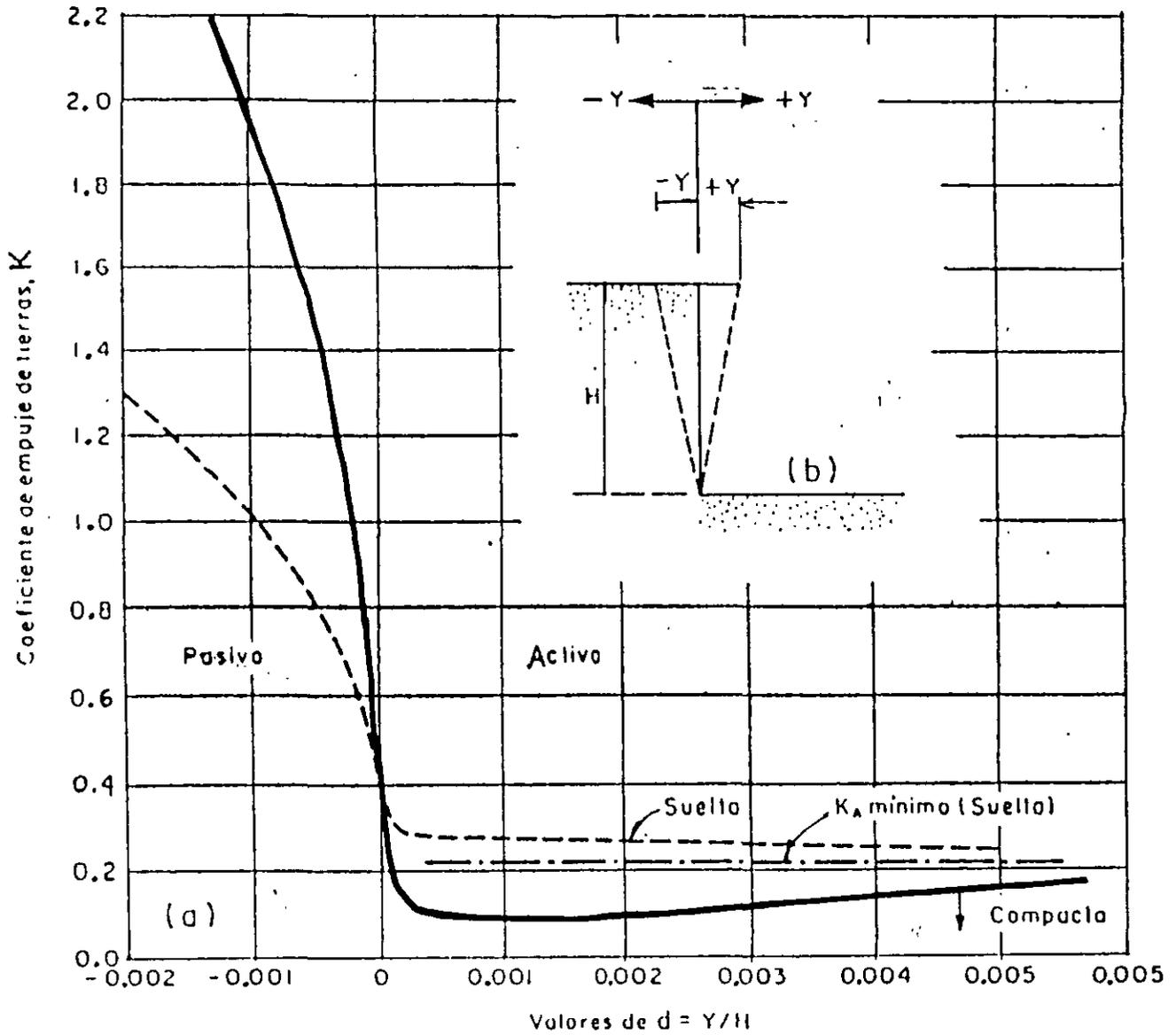
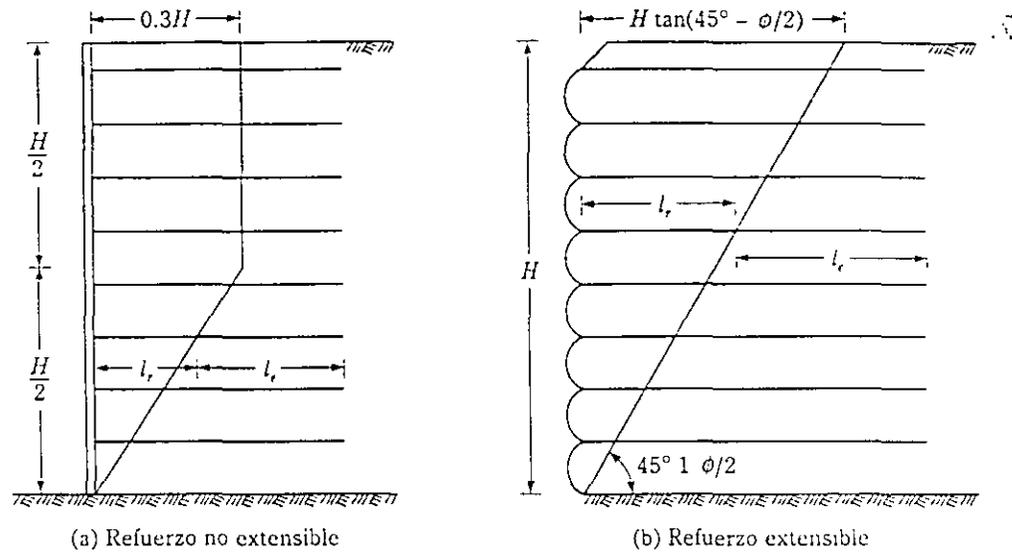


FIG. IV-k.1. Presiones medidas en modelos de muros con rellenos de arena (según Terzaghi)

REFERENCIAS

- Applied Technology Council (1978). "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", *Publication ATC-3-06*.
- Bell, J. R., Stille, A. N., y Vandre, B. (1975). "Fabric Retaining Earth Walls", *Proceedings*, Thirteenth Engineering Geology and Soils Engineering Symposium, Moscow, Idaho.
- Berg, R. R., Bonaparte, R., Anderson, R. P., y Chouery, V. E. (1986). "Design Construction and Performance of Two Tensar Geogrid Reinforced Walls", *Proceedings*, Third International Conference on Geotextiles, Vienna, pp. 401-406.
- Casagrande, L. (1973). "Comments on Conventional Design of Retaining Structure", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 99, no. SM2, pp. 181-198.
- Das, B. M. (1983). *Fundamentals of Soil Dynamics*, Elsevier, Nueva York.
- Elman, M. T., y Terry, C. F. (1988). "Retaining Walls with Sloped Heel", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 114, no. GT10, pp. 1194-1199.
- Federal Highway Administration (1996). *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*, Publication No. FHWA-SA-96-071, Washington, D.C.
- Goh, A. T. C. (1993). "Behavior of Cantilever Retaining Walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 119, no. 11, pp. 1751-1770.
- Koerner, R. B. (1990). *Design with Geosynthetics*, 2a. ed., Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Laba, J. T., y Kennedy, J. B. (1986). "Reinforced Earth Retaining Wall Analysis and Design", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 23, no. 3, pp. 317-326.
- Lee, K. L., Adams, B. D., y Vagneron, J. J. (1973). "Reinforced Earth Retaining Walls", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 99, no. SM10, pp. 745-763.
- Martin, J. P., Koerner, R. M., y Whitty, J. E. (1984). "Experimental Friction Evaluation of Slippage Between Geomembranes, Geotextiles, and Soils", *Proceedings*, International Conference on Geomembranes, Denver, pp. 191-196.
- Richards, R., y Elms, D. G. (1979). "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 105, no. GT4, pp. 449-464.
- Teng, W. C. (1962). *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.
- Tensar Corporation (1986). *The Tensar Technical Note*. No. TTN: RW1, Agosto.
- Terzaghi, K., y Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, Nueva York.
- Thamm, B. R., Krieger, B., y Krieger, J. (1990). "Full-Scale Test on a Geotextile-Reinforced Retaining Structure", *Proceedings*, Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes, and Related Products, The Hague, vol. 1, pp. 3-8.
- Transportation Research Board (1995). *Transportation Research Circular No. 444*, National Research Council, Washington, D.C.



▼ FIGURA 7.40 Localización de la superficie de falla potencial (según Transportation Research Board, 1995)

Mediciones en campo recientes así como análisis teóricos muestran que la superficie potencial de falla depende del tipo de refuerzo. La figura 7.40 muestra las localidades del plano de falla potencial para muros con refuerzo inextensible y extensible en el relleno granular.

Nuevos desarrollos en el diseño de muros MSE serán incorporados en futuras ediciones de este texto.

7.15 COMENTARIOS GENERALES

Muchos avances se están haciendo en el desarrollo de procedimientos racionales de diseño de muros de retención con tierra estabilizada mecánicamente (MSE). Los lectores deben consultar: la *Transportation Research Circular No. 444* (1995) y la *Federal Highway Administration Publication No. FHWA-SA-96-071* (1996) para mayor información. Sin embargo, se resumen a continuación unos cuantos de estos avances.

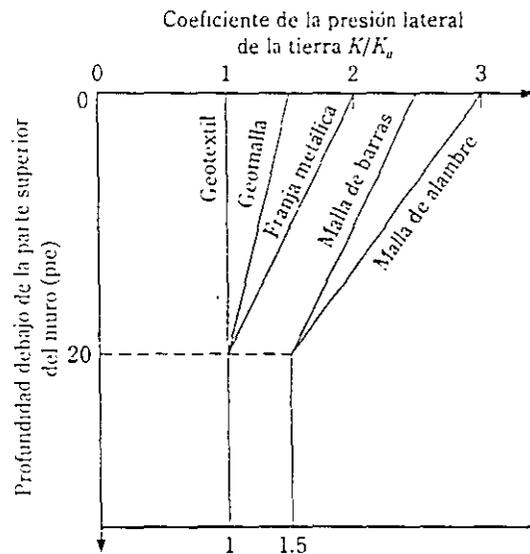
1. La presión activa de Rankine se usó en el diseño de muros de retención MSE en este capítulo. Sin embargo, el valor apropiado del coeficiente de presión de tierra por usarse en el diseño, depende del grado de restricción que los elementos de refuerzo imponen al suelo. Si el muro cede considerablemente, la presión activa de Rankine es la apropiada, lo que no es el caso para todos los tipos de muros MSE. La figura 7.39 muestra los valores recomendados de diseño para el coeficiente, K , de presión lateral. Note que

$$\sigma_h = K\sigma_v = K\gamma z$$

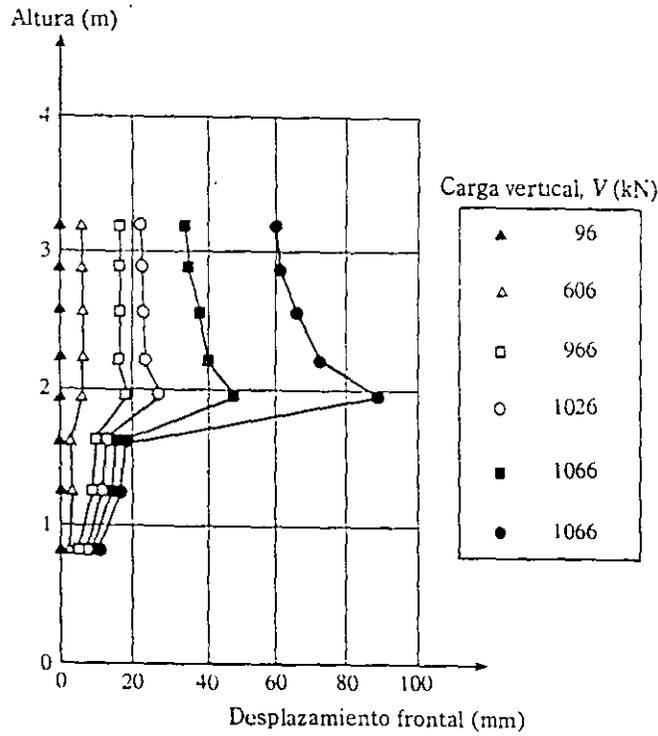
donde σ_h = presión lateral de tierra
 σ_v = esfuerzo vertical efectivo
 γ = peso específico del relleno granular

En la figura 7.39, $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$, donde ϕ es el ángulo de fricción del relleno.

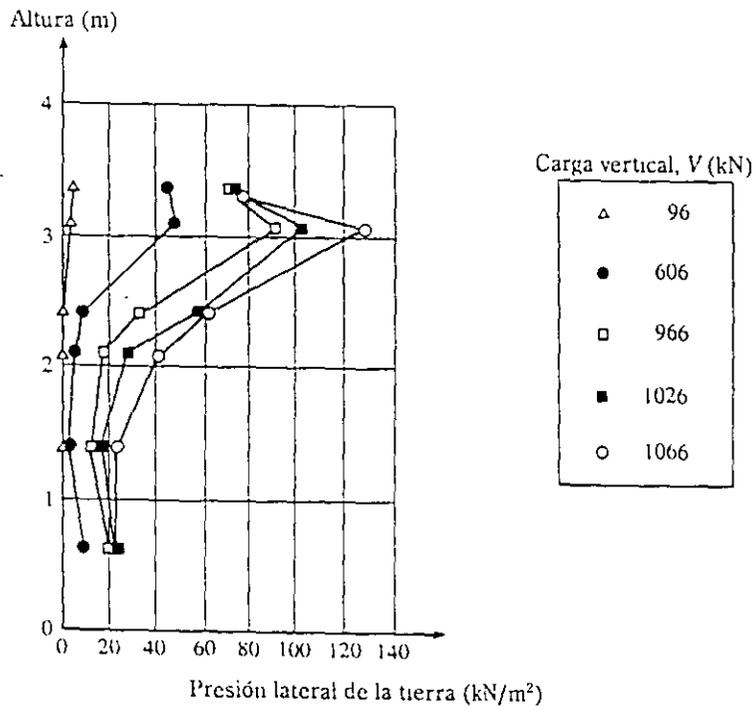
2. En las secciones 7.11 y 7.13, la longitud efectiva (l_e) contra zafadura se calculó detrás de la superficie de falla de Rankine (por ejemplo, véase la figura 7.29a).



▼ FIGURA 7.39 Valores recomendados de diseño para el coeficiente, K , de presión lateral de la tierra (según el Transportation Research Board, 1995)

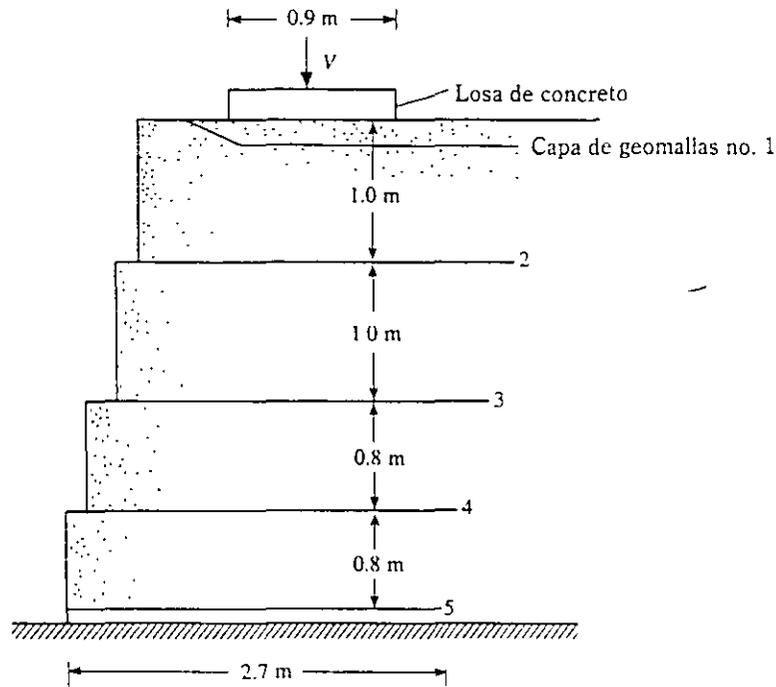


(a)



(b)

▼ FIGURA 7.38 Observaciones de pruebas sobre el muro de retención mostrado en la figura 7.37: (a) desplazamiento frontal con carga; (b) presión lateral de la tierra con carga (según Thamim y otros, 1990)

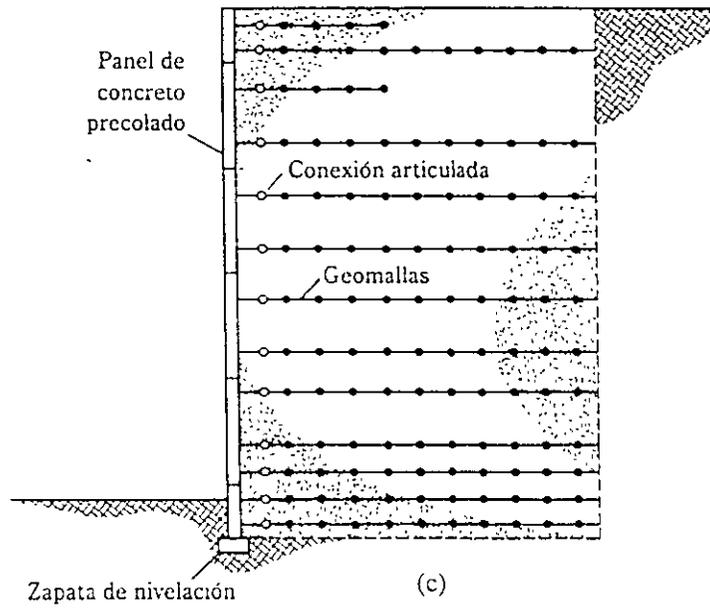


▼ FIGURA 7.37 Diagrama esquemático del muro de retención probado por Thamm y otros (1990)

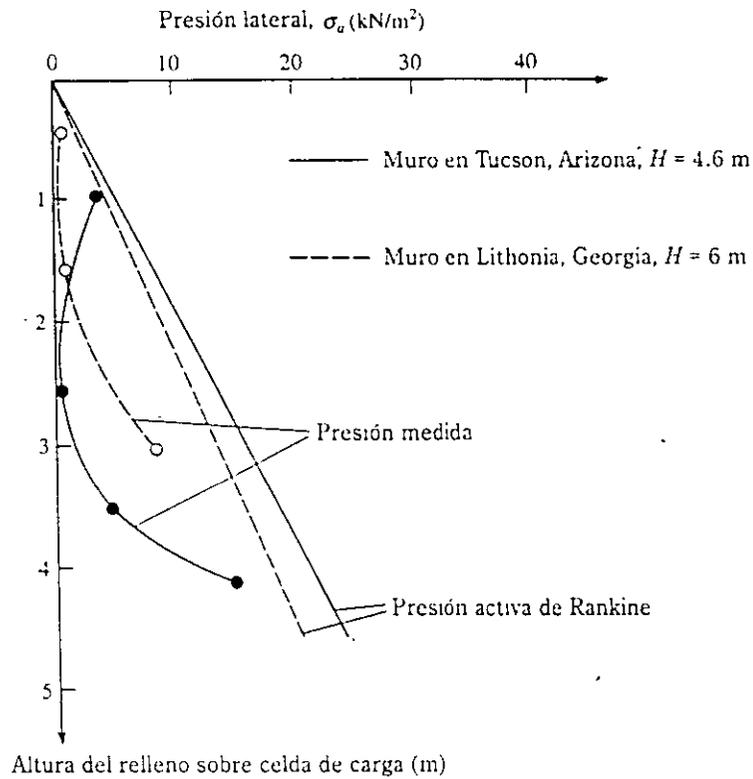
(véase la figura 7.35c). Ésta indica que las presiones de tierra medidas fueron considerablemente más pequeñas que las calculadas para el caso activo de Rankine.

Los resultados de otra interesante prueba a tamaño natural sobre un muro de retención con refuerzo de geomallas, relleno granular y una altura de 3.6 m, fue reportada por Thamm y otros (1990). El refuerzo principal para el muro fue geomalla Tensar SR2. La figura 7.37 muestra un diagrama esquemático del muro de retención. La falla fue causada por aplicación de carga a una losa de concreto que medía $2.4 \text{ m} \times 0.9 \text{ m}$. El muro falló cuando la carga vertical, V sobre la losa de concreto alcanzó el valor de 1065 kN. La figura 7.38 muestra la variación del desplazamiento de la fachada del muro y la distribución de la presión lateral conforme progresó la carga, sacando las siguientes conclusiones:

1. La forma de la distribución de la presión lateral de tierra sobre la fachada del muro es similar a la mostrada en la figura 7.29b.
2. Bajo la carga de falla, la magnitud de $\Delta L/H$ (ΔL = desplazamiento frontal) en la parte superior del muro fue aproximadamente de 1.7%, es considerablemente mayor a la encontrada normalmente en un muro rígido de contención.



▼ FIGURA 7.35 (continuación)

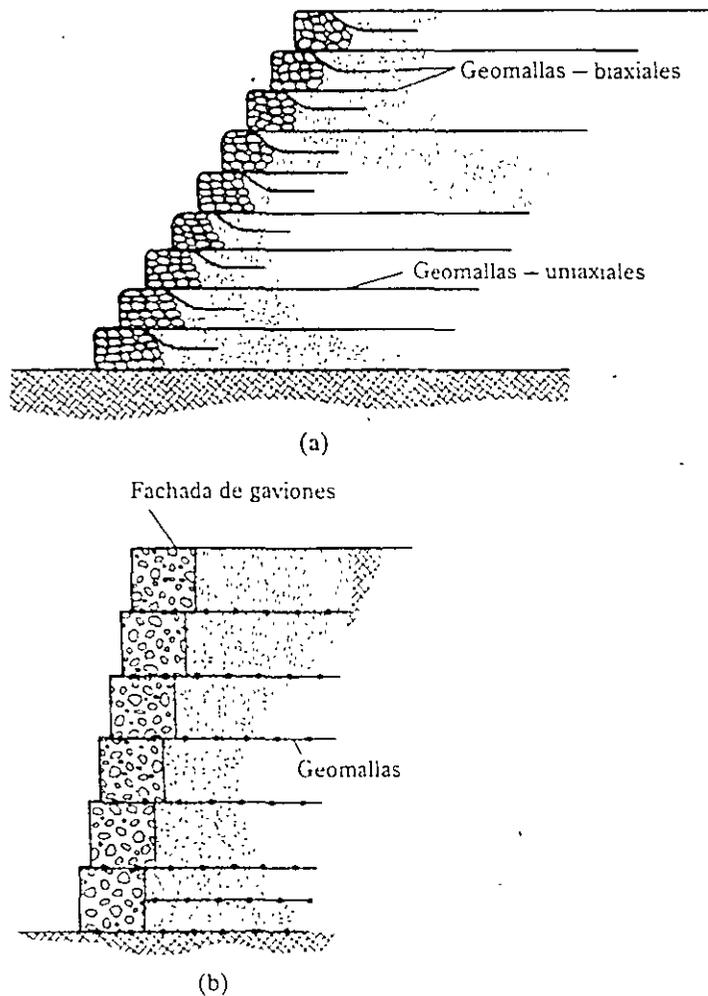


▼ FIGURA 7.36 Comparación de las presiones laterales teórica y medida en muros de retención reforzados con geomallas (según Berg y otros, 1986)

7.14 MUROS DE RETENCIÓN CON REFUERZO DE GEOMALLAS

Las geomallas también se usan como refuerzo en relleno granular para la construcción de muros de retención. La figura 7.35 muestra diagramas esquemáticos típicos de muros de retención con refuerzo de geomallas.

Se dispone de relativamente pocas mediciones de campo de la presión lateral de tierra sobre muros de retención construidos con refuerzo de geomallas. La figura 7.36 muestra una comparación de presiones laterales medidas y de diseño (Berg y otros, 1986) de dos muros de retención construidos con fachadas de paneles precolados



▼ FIGURA 7.35 Diagramas esquemáticos típicos de muros de retención con refuerzo de geomallas: (a) muro con geomallas todo alrededor, (b) muro con fachada de gaviones; (c) muro con fachada de paneles de concreto (según The Tensar Corporation, 1986)

Determinación de L

De las ecs. (7.56), (7.57) y (7.58),

$$L = \frac{(H-z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} + \frac{S_v K_a [FS_{(l)}]}{2 \tan \phi_F}$$

Para $FS_{(l)} = 1.5$, $\tan \phi_F = \tan \left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right] = 0.415$ y

$$L = (0.51)(H-z) + 0.438S_v$$

Ahora puede prepararse la siguiente tabla.

z		S_v	$(0.51)(H-z)$	$0.438S_v$	L
(pulg)	(pies)	(pies)	(pies)	(pies)	(pies)
16	1.33	1.67	7.48	0.731	8.21
56	4.67	1.67	5.78	0.731	6.51
76	6.34	1.67	4.93	0.731	5.66
96	8.0	1.67	4.08	0.731	4.81
112	9.34	1.33	3.40	0.582	3.982
144	12.0	1.33	2.04	0.582	2.662
176	14.67	1.33	0.68	0.582	1.262

Con base en los cálculos precedentes, use $L = 8.5$ pies para $z \leq 8$ pies y $L = 4$ pies para $z > 8$ pies.

Determinación de l_i

De la ec. (7.59),

$$l_i = \frac{S_v \sigma_a [FS_{(l)}]}{4 \sigma_v \tan \phi_F}$$

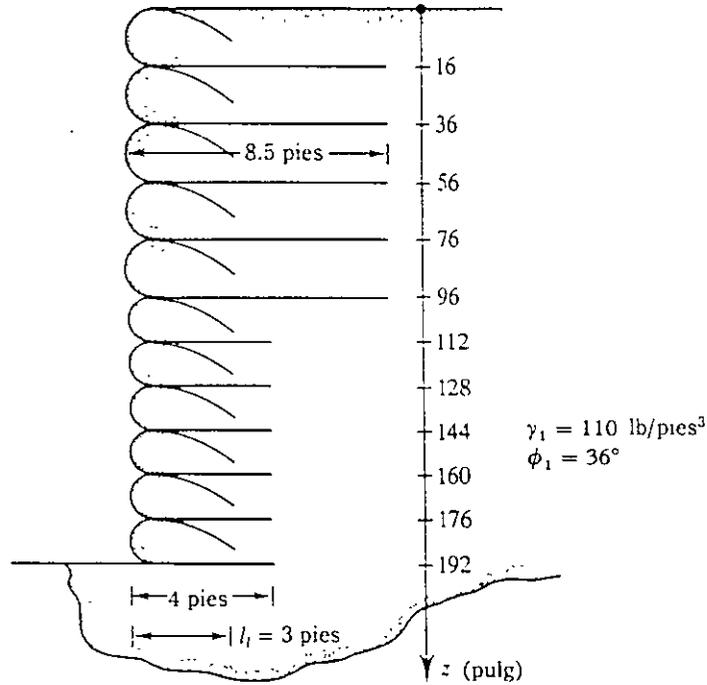
Con $\sigma_a = \gamma_1 z K_a$, $FS_{(l)} = 1.5$; con $\sigma_v = \gamma_1 z$, $\phi_F = \frac{2}{3} \phi_1$. Entonces,

$$l_i = \frac{S_v K_a [FS_{(l)}]}{4 \tan \phi_F} = \frac{S_v (0.26)(1.5)}{4 \tan\left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right]} = 0.219 S_v$$

En $z = 16$ pulgadas,

$$l_i = 0.219 S_v = (0.219) \left(\frac{20}{12}\right) = 0.365 \text{ pie} \leq 3 \text{ pies}$$

Use entonces $l_i = 3$ pies.



▼ FIGURA 7.34

Determinación de S_V

Para encontrar S_V hacemos algunos tanteos. De la ec. (7.55),

$$S_V = \frac{\sigma_c}{(\gamma_1 z K_o) [FS_{(B)}]}$$

Con $FS_{(B)} = 1.5$ en $z = 8$ pies,

$$S_V = \frac{(80 \times 12 \text{ lb/pies})}{(110)(8)(0.26)(1.5)} = 2.8 \text{ pies} \approx 33.6 \text{ pulg}$$

En $z = 12$ pies,

$$S_V = \frac{(80 \times 12 \text{ lb/pies})}{(110)(12)(0.26)(1.5)} = 1.87 \text{ pies} \approx 22 \text{ pulg}$$

En $z = 16$ pies,

$$S_V = \frac{(80 \times 12 \text{ lb/pies})}{(110)(16)(0.26)(1.5)} = 1.4 \text{ pies} \approx 16.8 \text{ pulg}$$

Use $S_V = 20$ pulg para $z = 0$ a $z = 8$ pies y $S_V = 16$ pulg para $z > 8$ pies. Esto se muestra en la figura 7.34.

$$FS_{(F)} = 1.3 \text{ a } 1.5$$

$$\begin{aligned} \phi_F &= \text{ángulo de fricción entre el geotextil y la interfaz del suelo} \\ &\approx \frac{2}{3} \phi_1 \end{aligned}$$

Note que las ecuaciones (7.56), (7.57) y (7.58) son similares a las (7.42), (7.44) y (7.43), respectivamente.

Con base en los resultados publicados, la hipótesis de que $\phi_F/\phi_1 \approx \frac{2}{3}$ es razonable y conservadora. Martin y otros (1984) presentaron la siguiente prueba de laboratorio para ϕ_F/ϕ_1 entre varios tipos de geotextiles y arena.

Tipo	ϕ_F/ϕ_1
Tejido; monofilamento/arena de concreto	0.87
Tejido; película de limo/concreto arena	0.8
Tejido; película de limo/arena redondeada	0.86
Tejido; película de limo/arena limosa	0.92
No tejido; adherido por fusión/arena de concreto	0.87
No tejido; punzonado con aguja/arena de concreto	1.0
No tejido; punzonado con aguja/arena redondeada	0.93
No tejido; punzonado con aguja/arena limosa	0.91

5. Determine la longitud de traslape, l_t , con

$$l_t = \frac{S_v \sigma_a FS_{(F)}}{4 \sigma_c \tan \phi_F} \quad (7.59)$$

La longitud mínima de traslape debe ser de 3 pies (1 m).

Estabilidad externa:

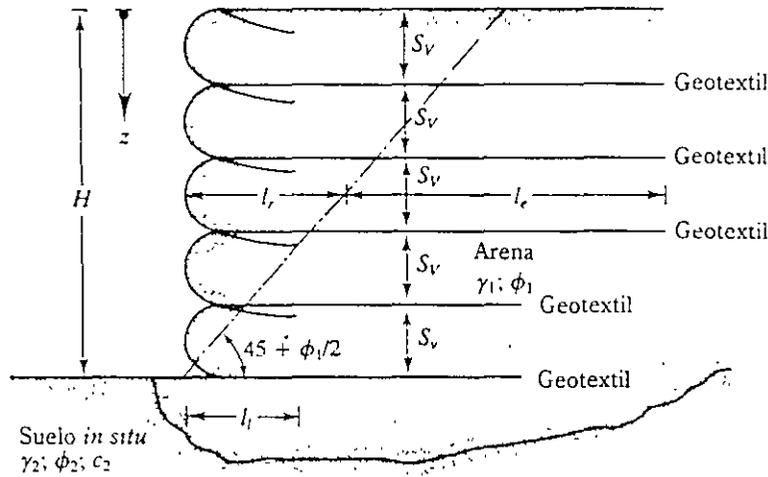
6. Revise los factores de seguridad contra volteo, deslizamiento y capacidad de carga, como se describe en la sección 7.12 (pasos 9, 10 y 11).

▼ EJEMPLO 7.7

Un muro de retención de 16 pies de altura reforzado con geotextiles se muestra en la figura 7.34. Para el relleno granular, $\gamma_1 = 110 \text{ lb/pies}^3$ y $\phi_1 = 36^\circ$. Para el material geotextil, $\sigma_c = 80 \text{ lb/pulg}$. Para el diseño del muro, determine S_v , L y l_t .

Solución:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) = 0.26$$



▼ FIGURA 7.33 Muro de retención con refuerzo geotextil

(7.54)

donde K_a = coeficiente de presión de tierra de Rankine = $\tan^2(45 - \phi_1/2)$
 γ_1 = peso específico del relleno granular
 ϕ_1 = ángulo de fricción del relleno granular

2. Seleccione un tejido geotextil que tenga una resistencia permisible de σ_G (lb/pie o kN/m).
3. Determine el espaciamiento vertical de las capas a cualquier profundidad z con

$$S_v = \frac{\sigma_G}{\sigma_a FS_{(B)}} = \frac{\sigma_G}{(\gamma_1 z K_a) [FS_{(B)}]}$$

(7.55)

Note que la ecuación (7.55) es similar a la (7.38). La magnitud de $FS_{(B)}$ es generalmente de 1.3 a 1.5.

4. Determine la longitud de cada capa del geotextil con

$$L = l_r + l_e$$

(7.56)

donde

$$l_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)}$$

(7.57)

y

$$l_e = \frac{S_v \sigma_a [FS_{(F)}]}{2 \sigma_v \tan \phi_F}$$

(7.58)

$$\sigma_a = \gamma_1 z K_a$$

$$\sigma_v = \gamma_1 z$$

b. Revisión por deslizamiento: De la ec. (7.50)

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{W_1 \tan(k\phi_1)}{P_a} = \frac{126,000 \tan\left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right]}{12,285} = 4.57 > 3\text{—OK}$$

c. Revisión por capacidad de carga: Para $\phi_2 = 28^\circ$, $N_c = 25.8$, $N_\gamma = 16.78$ (tabla 3.4). De la ec. (7.51a),

$$q_{\text{ult}} = c_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L' N_\gamma$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M_R - M_O}{\Sigma V} = \frac{40}{2} - \left[\frac{(126,000 \times 20) - (12,285 \times 10)}{126,000} \right] = 0.975 \text{ pie}$$

$$L' = 40 - (2 \times 0.975) = 38.05 \text{ pies}$$

$$q_{\text{ult}} = (1000)(25.8) + \left(\frac{1}{2}\right)(110)(38.05)(16.72) = 60,791 \text{ lb/pies}^2$$

De la ec. (7.52),

$$\sigma_{\text{v(H)}} = \gamma_1 H = (105)(30) = 3150 \text{ lb/pies}^2$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_{\text{ult}}}{q_{\text{v(H)}}} = \frac{60,791}{3150} = 19.3 > 5\text{—OK}$$

7.13 MUROS DE RETENCIÓN CON REFUERZO GEOTEXTIL

La figura 7.33 muestra un muro de retención en el que capas de geotextiles se usaron como refuerzo. Igual que en la figura 7.30, el relleno es un suelo granular. En este tipo de muros de retención, la fachada del muro se forma traslapando las hojas como se muestra con una longitud de traslape de l_t . Cuando se termina la construcción del muro, la cara expuesta de éste debe recubrirse; de otra manera, el geotextil se deteriorará por exposición a la luz ultravioleta. Una *emulsión bituminosa* o *Gunita* se rocía sobre la cara del muro. Tal vez sea necesario anclar una malla de alambre a la fachada geotextil para mantener el recubrimiento sobre la fachada del muro.

El diseño de este tipo de muro de retención es similar al presentado en la sección 7.11. A continuación se presenta un procedimiento, paso a paso, de diseño basado en las recomendaciones de Bell y otros (1975) y Koerner (1990).

Estabilidad interna:

1. Determine la distribución de la presión activa sobre el muro con

$$\sigma_a = K_a \sigma_v = K_a \gamma_1 z$$

z (pies)	Longitud de tirante, L (pies) [ec. (7.45)]
5	38.45
10	35.89
15	33.34
20	30.79
25	28.25
30	25.7

Use una longitud de tirante $L = 40$ pies.

Revisión de la estabilidad externa

- a. Revisión por volteo: Refiérase a la figura 7.32. Para este caso, usando la ec. (7.49),

$$FS_{\text{(volteo)}} = \frac{W_1 x_1}{\left[\int_0^H \sigma_a dz \right] z'}$$

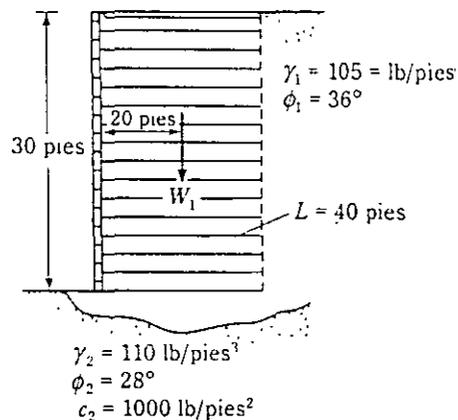
$$W_1 = \gamma_1 HL = (105)(30)(40) = 126,000 \text{ lb}$$

$$x_1 = 20 \text{ pies}$$

$$P_a = \int_0^H \sigma_a dz = \frac{1}{2} \gamma_1 K_a H^2 = \left(\frac{1}{2}\right)(105)(0.26)(30)^2 = 12,285 \text{ lb/pies}$$

$$z' = \frac{30}{3} = 10 \text{ pies}$$

$$FS_{\text{(capacidad de carga)}} = \frac{(126,000)(20)}{(12,285)(10)} = 20.5 > 3 \text{—OK}$$



▼ FIGURA 7.32

Solución:

Revisión de la estabilidad interna

- a. **Espesor del tirante:** Fuerza máxima en el tirante, $T_{\max} = \sigma_{a(\max)} S_V S_H$

$$\sigma_{a(\max)} = \gamma H K_a = \gamma H \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right)$$

por lo que

$$T_{\max} = \gamma H \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) S_V S_H$$

De la ec. (7.46), para *ruptura del tirante*,

$$t = \frac{(\sigma_a S_V S_H) [FS_{(B)}]}{w f_y} = \frac{\left[\gamma H \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) S_V S_H \right]}{w f_y}$$

o

$$t = \frac{\left[(105)(30) \tan^2 \left(45 - \frac{36}{2} \right) (2)(3) \right] (3)}{\left(\frac{3}{12} \text{ pies} \right) (35,000 \times 144 \text{ lb/pies}^2)} = 0.0117 \text{ pie} = 0.14 \text{ pulg}$$

Si la tasa de corrosión es de 0.001 pulg/año y la vida útil de la estructura es de 50 años, entonces el espesor, t , real de los tirantes será

$$t = 0.14 + (0.001)(50) = 0.19 \text{ pulg}$$

Un espesor de tirante de 0.2 pulg será entonces suficiente.

- b. **Longitud del tirante:** Refiérase a la ec. (7.45). Para este caso, $\sigma_a = \gamma_1 z K_a$ y $\sigma_v = \gamma_1 z$, por lo que

$$L = \frac{(H - z)}{\tan \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right)} + \frac{FS_{(T)} \gamma_1 z K_a S_V S_H}{2w \gamma_1 z \tan \phi_\mu}$$

Ahora se prepara la siguiente tabla. (Nota: $FS_{(T)} = 3$, $H = 30$ pies, $w = 3$ pulg y $\phi_\mu = 20^\circ$.)

$$e = \frac{L_c}{2} - \frac{M_R - M_D}{\sum V} \quad (7.51c)$$

donde $\sum V = W_1 + W_2 \dots + qa'$

El esfuerzo vertical en $z = H$, de la ecuación (7.31), es

$$\sigma_{\alpha(H)} = \gamma_1 H + \sigma_{\alpha(2)} \quad (7.52)$$

Entonces, el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga es

$$FS_{\text{(capacidad de carga)}} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{\alpha(H)}} \quad (7.53)$$

En general, se recomiendan los valores mínimos de $FS_{\text{(volteo)}} = 3$, $FS_{\text{(deslizamiento)}} = 3$ y $FS_{\text{(falla por capacidad de carga)}} = 3$ a 5.

▼ EJEMPLO 7.6

Tiene que construirse un muro de retención de 30 pies de altura con refuerzo de tiras de acero en un relleno granular. Con referencia a la figura 7.29, se dan:

Relleno granular: $\phi_1 = 36^\circ$
 $\gamma_1 = 105 \text{ lb/pies}^3$

Suelo de la cimentación: $\phi_2 = 28^\circ$
 $\gamma_2 = 110 \text{ lb/pies}^3$
 $c_2 = 1000 \text{ lb/pies}^2$

Refuerzo de acero galvanizado:

Ancho del tirante, $w = 3 \text{ pulg}$
 $S_v = 2 \text{ pies centro a centro}$
 $S_H = 3 \text{ pies centro a centro}$
 $f_s = 35.000 \text{ lb/pulg}^2$
 $\phi_\mu = 20^\circ$

requerido $FS_{(W)} = 3$
requerido $FS_{(O)} = 3$

Revise la estabilidad externa e interna. Suponga que la tasa de corrosión del acero galvanizado es de 0.001 pulg/año y que la vida útil esperada de la estructura es de 50 años.

$$M_O = P_a z' \quad (7.47)$$

donde P_a = fuerza activa = $\int_0^H \sigma_a dz$

El momento resistente por longitud unitaria de muro es

$$M_R = W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots + qa' \left(b' + \frac{a'}{2} \right) \quad (7.48)$$

donde W_1 = (área AFEGD)(1)(γ_1)

W_2 = (área FBDE)(1)(γ_2)

Se tiene entonces

$$\begin{aligned} FS_{\text{(volteo)}} &= \frac{M_R}{M_O} \\ &= \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots + qa' \left(b' + \frac{a'}{2} \right)}{\left(\int_0^H \sigma_a dz \right) z'} \end{aligned} \quad (7.49)$$

10. La revisión por *deslizamiento* se hace mediante la ecuación (7.11), o

$$FS_{\text{(deslizamiento)}} = \frac{(W_1 + W_2 + \dots + qa') [\tan(k\phi_1)]}{P_a} \quad (7.50)$$

donde $k = \frac{c}{\sigma}$.

11. Revise la falla por capacidad última de apoyo, expresada como

$$q_u = c_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L'_2 N_\gamma \quad (7.51a)$$

Los factores de capacidad de apoyo N_c y N_γ corresponden al ángulo de fricción del suelo ϕ_2 (tabla 3.4). En la ecuación (7.51a), L'_2 es la longitud efectiva, o

$$L'_2 = L_2 - 2e \quad (7.51b)$$

donde e = excentricidad

o

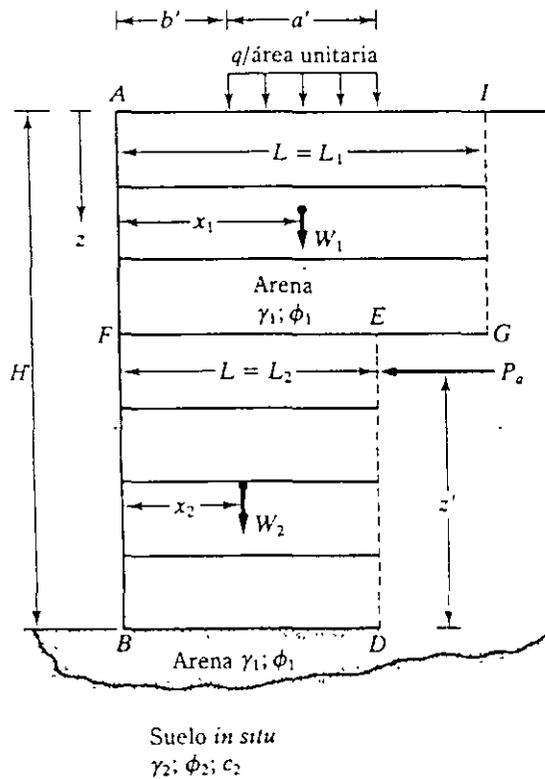
$$t = \frac{(\sigma_a S_v S_H) [FS_{(B)}]}{w f_y} \tag{7.46}$$

La idea es mantener la magnitud de t igual en todos los niveles, por lo que σ_a , en la ecuación (7.46) debe ser igual a $\sigma_{a(\text{máx})}$.

7. Para los valores conocidos de ϕ_μ y $FS_{(P)}$, determine la longitud, L , de los tirantes a los diversos niveles con la ecuación (7.45).
8. Las magnitudes de S_v , S_H , t , w y L se cambian para obtener el diseño más económico.

Estabilidad externa:

9. Una revisión por *volteo* se efectúa como sigue con referencia a la figura 7.31. Tomando momentos respecto a B se obtiene el momento de volteo por longitud unitaria de muro:



▼ FIGURA 7.31 Revisión de la estabilidad del muro de retención

Para un $FS_{(t)}$, de la ec. (7.41),

$$t_r = \frac{FS_{(t)} \sigma_a S_v S_H}{2w\sigma_v \tan \phi_\mu} \quad (7.43)$$

De nuevo, en cualquier profundidad z ,

$$t_r = \frac{(H-z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} \quad (7.44)$$

Entonces, combinando las ecuaciones (7.42), (7.43) y (7.44) se obtiene

$$L = \frac{(H-z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(t)} \sigma_a S_v S_H}{2w\sigma_v \tan \phi_\mu} \quad (7.45)$$

7.12 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PASO A PASO (REFUERZO DE TIRAS METÁLICAS)

Á continuación se da un procedimiento paso a paso para el diseño de muros de retención de tierra reforzados.

Generalidades:

1. Determine la altura del muro, H , y las propiedades del material de relleno granular, tales como el peso específico (γ_1) y el ángulo de fricción (ϕ_1).
2. Obtenga el ángulo de fricción entre suelo y tirante, ϕ_μ , y los valores requeridos de $FS_{(w)}$ y $FS_{(t)}$.

Estabilidad interna:

3. Suponga valores para el espaciamiento horizontal y vertical de los tirantes y también el ancho de la franja de refuerzo, w , por usar.
4. Calcule σ_a con las ecuaciones (7.34), (7.35) y (7.36).
5. Calcule las fuerzas en los tirantes a varios niveles con la ecuación (7.37).
6. Para los valores conocidos de $FS_{(w)}$, calcule el espesor, t , necesario de los tirantes para impedir la ruptura de éstos:

$$T = \sigma_a S_v S_H = \frac{w t f_y}{FS_{(w)}}$$

El factor de seguridad contra *ruptura del tirante* se determina como

$$\begin{aligned}
 FS_{(B)} &= \frac{\text{resistencia por fluencia o ruptura de cada tirante}}{\text{fuerza máxima en cualquier tirante}} \\
 &= \frac{wtf_y}{\sigma_a S_v S_H}
 \end{aligned}
 \tag{7.38}$$

donde w = ancho de cada tirante

t = espesor de cada tirante

f_y = resistencia por fluencia o ruptura del material del tirante

Un factor de seguridad de entre 2.5 y 3 es generalmente recomendado para los tirantes a todos los niveles.

Los tirantes de refuerzo a cualquier profundidad, z , fallarán por zafadura si la resistencia por fricción desarrollada a lo largo de sus superficies es menor que la fuerza a la que están sometidos los tirantes. La *longitud efectiva* de los tirantes a lo largo de la cual se desarrolla la resistencia por fricción se toma conservadoramente como la longitud que se extiende *más allá de los límites de la zona de falla activa de Rankine*, que es la zona ABC en la figura 7.29. La línea BC en la figura 7.29 forma un ángulo de $45 + \phi_v/2$ con la horizontal. Ahora, la fuerza F_R máxima de fricción que se desarrolla en un tirante a la profundidad z es

$$F_R = 2l_e w \sigma_v \tan \phi_\mu \tag{7.39}$$

donde l_e = longitud efectiva

σ_v = presión vertical efectiva a una profundidad z

ϕ_μ = ángulo de fricción entre suelo y tirante

El factor de seguridad contra *zafadura del tirante* a cualquier profundidad z es

$$FS_{(F)} = \frac{F_R}{T} \tag{7.40}$$

donde $FS_{(F)}$ = factor de seguridad contra zafadura del tirante

Sustituyendo las ecuaciones (7.37) y (7.39) en la ec. (7.40) se obtiene

$$\boxed{FS_{(F)} = \frac{2l_e w \sigma_v \tan \phi_\mu}{\sigma_a S_v S_H}}
 \tag{7.41}$$

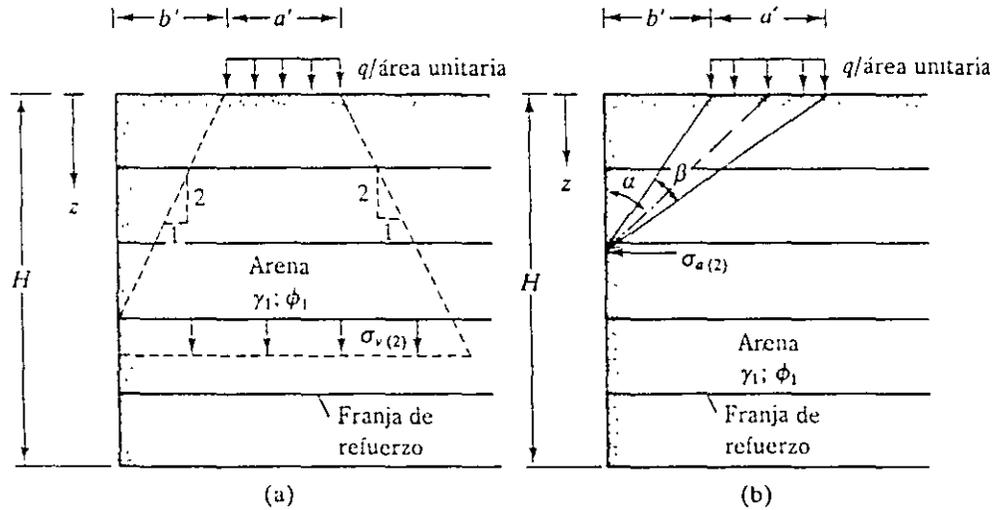
Longitud total del tirante

La longitud total de los tirantes a cualquier profundidad es

$$L = l_r + l_e \tag{7.42}$$

donde l_r = longitud dentro de la zona de falla de Rankine

l_e = longitud efectiva



▼ FIGURA 7.30 (a) Notación para la relación de $\sigma_{v(2)}$; ecs.(7.32) y (7.33);
 (b) Notación para la relación de $\sigma_{a(2)}$; ecs.(7.35) y (7.36)

donde

$$M = 1.4 - \frac{0.4b'}{0.14H} \geq 1 \tag{7.36}$$

La distribución de presión (lateral) neta activa sobre el muro de retención calculada usando las ecuaciones (7.34), (7.35) y (7.36) se muestra en la figura 7.29b.

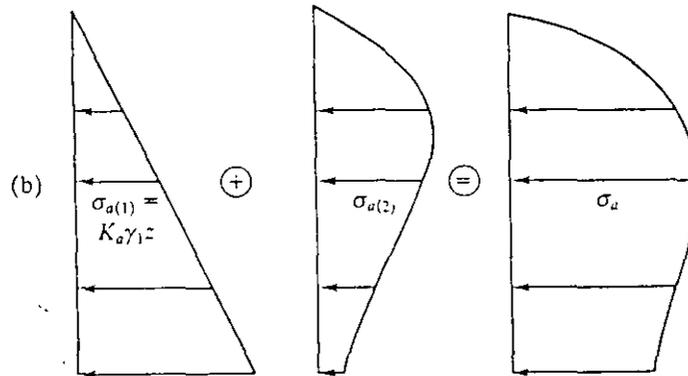
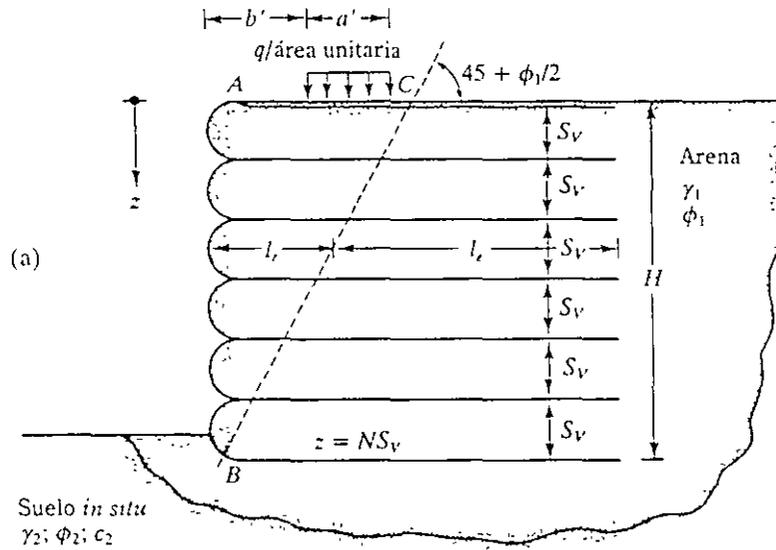
Fuerza en el tirante

Reñérase de nuevo a la figura 7.29. La fuerza en el tirante *por longitud unitaria del muro* desarrollada a cualquier profundidad z es

$$\begin{aligned} T &= \text{presión activa de la tierra a la profundidad } z \\ &\quad \times \text{área del muro por ser soportada por el tirante} \\ &= (\sigma_a)(S_V S_H) \end{aligned} \tag{7.37}$$

Factor de seguridad contra falla del tirante

Los tirantes de refuerzo en cada nivel y por consiguiente los muros, llegan a fallar por (a) ruptura o (b) zafadura.

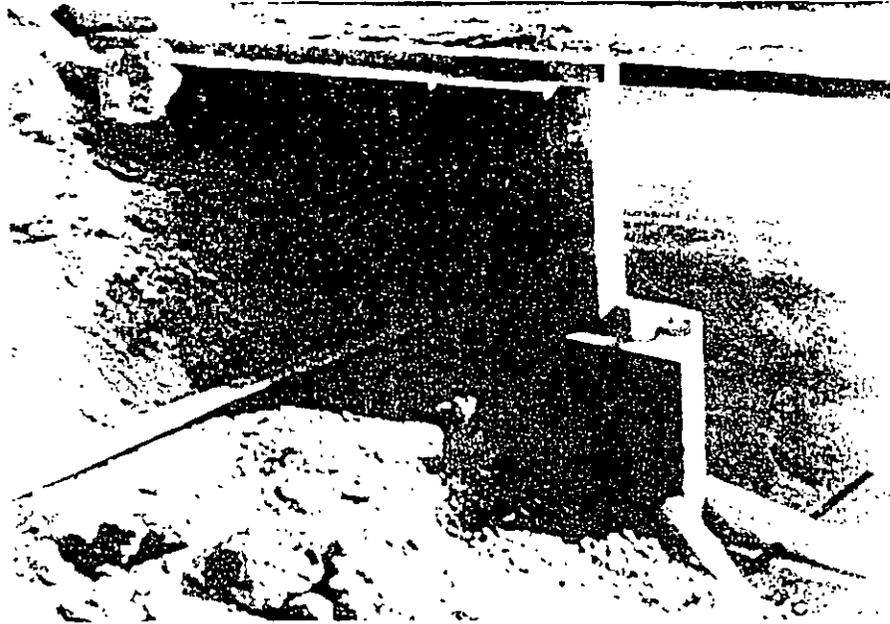


▼ FIGURA 7.29 Análisis de un muro de retención de tierra reforzado

De acuerdo con Laba y Kennedy (1986), $\sigma_{a(2)}$ se expresa (figura 7.30b) como

$$\sigma_{a(2)} = M \left[\frac{2q}{\pi} (\beta - \text{sen } \beta \cos 2\alpha) \right] \quad (7.35)$$

(en radianes)



▼ FIGURA 7.28 Conexión de una franja metálica a la losa de concreto precolado usada como escama

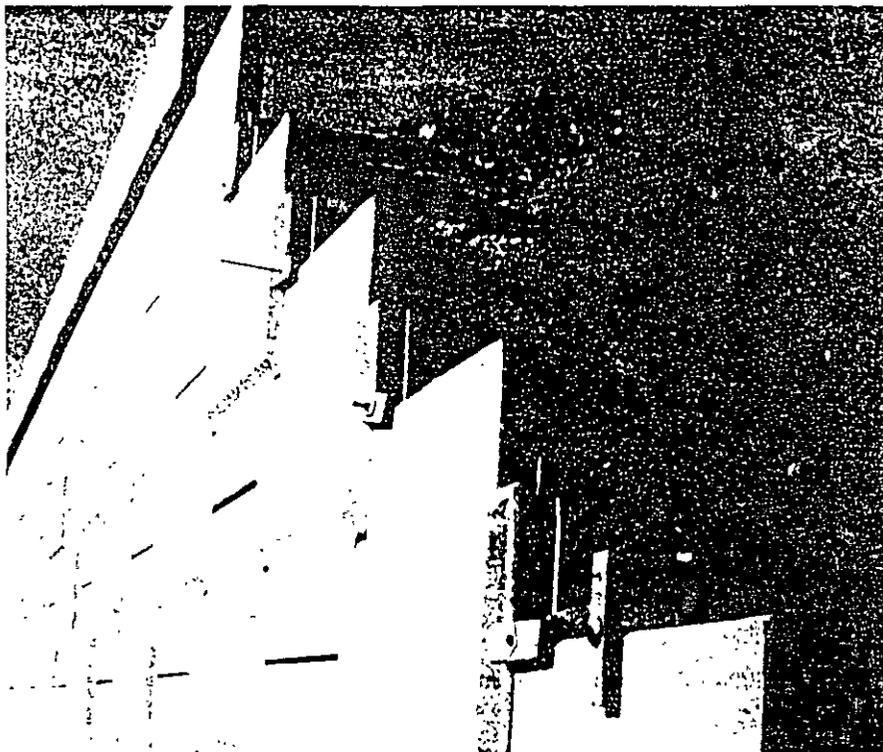
$$\sigma_{v(z)} = \frac{qa'}{a' + z} \quad (\text{para } z \leq 2b') \quad (7.32)$$

y

$$\sigma_{v(z)} = \frac{qa'}{a' + \frac{z}{2} + b'} \quad (\text{para } z > 2b') \quad (7.33)$$

También, cuando se agrega una sobrecarga en la parte superior, la presión lateral a cualquier profundidad es

$$\sigma_a = \underbrace{\sigma_{a(1)}}_{\substack{= K_s \gamma z \\ \text{Debido} \\ \text{únicamente al suelo}}} + \underbrace{\sigma_{a(2)}}_{\substack{\text{Debido a} \\ \text{la sobrecarga}}} \quad (7.34)$$



▼ FIGURA 7.27 Otra vista del muro de retención mostrado en la figura 7.26

Para suelos granulares sin sobrecarga en su parte superior, $c = 0$, $\sigma_t = \gamma_1 z$ y $K_a = \tan^2(45 - \phi_1/2)$. Entonces

$$\sigma_{a(1)} = \gamma_1 z K_a \quad (7.30)$$

Cuando se agrega una sobrecarga en la parte superior, como muestra la figura 7.29,

$$\begin{aligned} \sigma_r = \sigma_{t(1)} & \quad + \sigma_{t(2)} \\ \uparrow & \quad \uparrow \\ = \gamma_1 z & \quad \text{Debido a} \\ \text{Debido} & \quad \text{la sobrecarga} \\ \text{únicamente al suelo} & \end{aligned} \quad (7.31)$$

La magnitud de $\sigma_{t(2)}$ se calcula usando el método 2:1 de distribución de esfuerzos descrito en la ecuación (4.14) y en la figura 4.6, como muestra la figura 7.30a. De acuerdo con Laba y Kennedy (1986),



▼ FIGURA 7.26 Muro de retención de tierra reforzado (con franja metálica) en construcción

ha sido excavado y recompactado con suelo granular usado como relleno. Debajo del relleno, el suelo *in situ* tiene un peso específico γ_2 , un ángulo de fricción φ_2 y una cohesión c_2 . Una sobrecarga con intensidad q por área unitaria se encuentra sobre el muro de retención. El muro tiene tirantes de refuerzo a las profundidades $z = 0, S_V, 2S_V, \dots, NS_V$. La altura del muro es $NS_V = H$.

De acuerdo con la teoría de la presión activa de Rankine (sección 6.3),

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

donde σ_a = presión activa de Rankine a cualquier profundidad z

2. Las *tiras de refuerzo*, que son franjas delgadas y anchas colocadas a intervalos regulares
3. Un *recubrimiento* sobre la cara frontal, a la que se le llama *escama*.

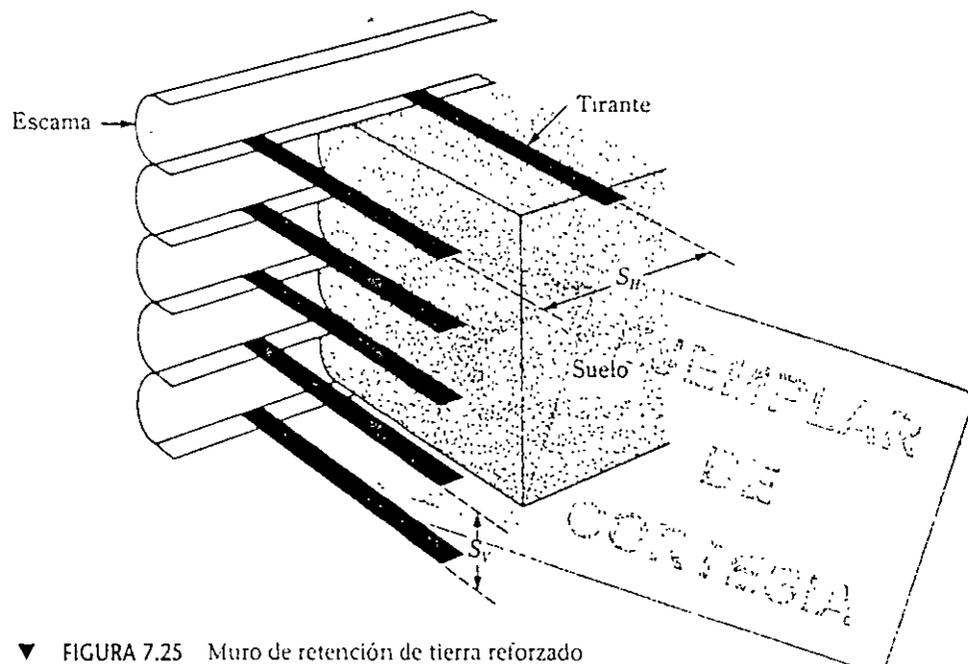
La figura 7.25 es un diagrama de un muro reforzado. Note que a cualquier profundidad, las tiras o tirantes de refuerzo están colocadas con un espaciamiento horizontal centro a centro de S_H ; el espaciamiento vertical de las tiras o tirantes es de S_V centro a centro. La escama se construye con secciones de material delgado relativamente flexible. Lee y otros (1973) mostraron que con un diseño conservador, una escama de acero galvanizado de 0.2 pulg de espesor (≈ 5 mm) será suficiente para sostener un muro de aproximadamente 40 o 50 pies (14-15 m) de altura. En la mayoría de los casos también se usan losetas de concreto como escamas. Las placas son ranuradas para ajustarlas entre sí, de modo que el suelo no pueda fluir entre las juntas. Cuando se usan escamas metálicas se atornillan entre sí y las tiras de refuerzo se colocan entre las escamas.

Las figuras 7.26 y 7.27 muestran un muro de retención reforzado en construcción; su escama (fachada) es una loseta de concreto precolado. La figura 7.28 muestra un tirante de refuerzo metálico unido a la loseta de concreto.

El sistema más simple y común para el diseño de tirantes es el *método de Rankine*. A continuación se da un análisis detallado de este procedimiento.

Cálculo de las presiones activas horizontal y vertical

La figura 7.29a muestra un muro de retención con relleno granular con peso específico γ y ángulo de fricción ϕ_1 . Debajo de la base del muro de retención, el suelo *in situ*



▼ FIGURA 7.25 Muro de retención de tierra reforzado

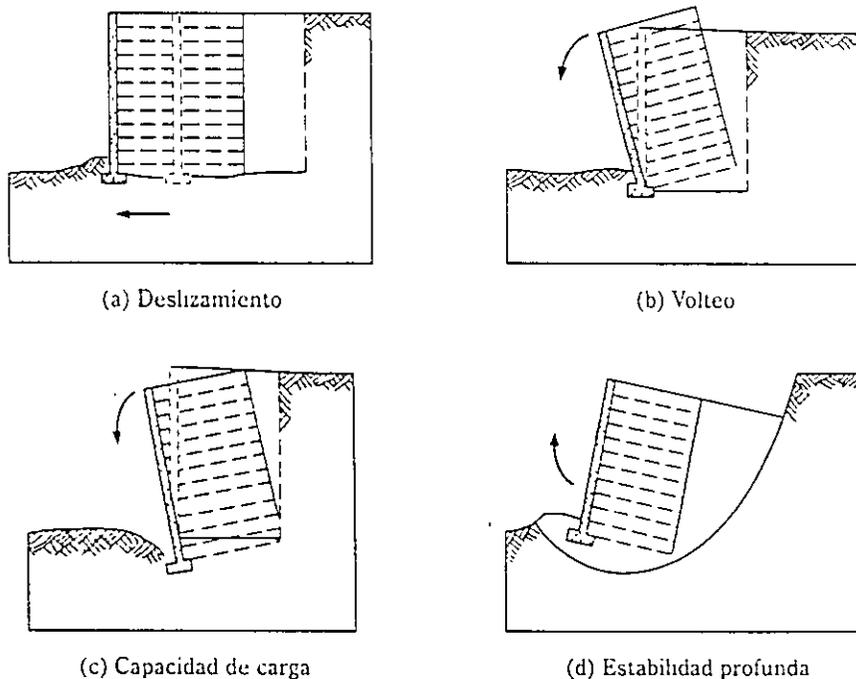
MUROS DE RETENCIÓN MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS

7.10 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

El procedimiento general de diseño de cualquier muro de retención mecánicamente estabilizado se divide en dos:

1. La satisfacción de los requisitos de *estabilidad interna*
2. La revisión de la *estabilidad externa* del muro

Las revisiones de la estabilidad interna implican determinar la resistencia a tensión y la resistencia por zafadura en los elementos de refuerzo así como la integridad de los elementos frontales. Las revisiones por estabilidad externa incluyen las de volteo, deslizamiento y capacidad de carga (figura 7.24). Las siguientes secciones analizan los procedimientos de diseño de muros de retención con tiras metálicas, geotextiles y geomallas.



▼ FIGURA 7.24 Revisiones de la estabilidad externa (según el Transportation Research Board, 1995)

7.11 MUROS DE RETENCIÓN CON REFUERZO DE TIRAS METÁLICAS

Los muros de tierra reforzados son muros flexibles. Sus componentes principales son

1. El *relleno*, que es un suelo granular

Para condiciones estáticas, $K_{ae} = K_a$, por lo que

$$W_w = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a C_{IE}$$

Para $K_a \approx 0.2349$ [tabla 6.5],

$$W_w = \frac{1}{2}(16)(5)^2(0.2349)(0.85) = 39.9 \text{ kN/m}$$

Con un factor de seguridad de 1.5,

$$W_w = (39.9)(1.5) = 59.9 \text{ kN/m}$$

Parte b

Para desplazamiento nulo, $k_v = 0$,

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(\beta - \delta) - \cos(\beta - \delta)\tan \phi_2}{\tan \phi_2 - \tan \theta'}$$

$$\tan \theta' = \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.3}{1 - 0} = 0.3$$

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(90 - 24) - \cos(90 - 24)\tan 36}{\tan 36 - 0.3} = 1.45$$

Para $k_h = 0.3$, $\phi_1 = 36^\circ$ y $\delta = 2\phi/3$, el valor de $K_{ae} = 0.48$ (tabla 6.7).

$$W_w = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 (1 - k_v) K_{ae} C_{IE} = \frac{1}{2}(16)(5)^2(1 - 0)(0.48)(1.45) = 139.2 \text{ kN/m}$$

Con un factor de seguridad de 1.5, $W_w = 208.8 \text{ kN/m}$

Parte c

Para un desplazamiento lateral de 1.5 pulg

$$k_h = A_w \left(\frac{0.2 A_w^2}{A_w \Delta} \right)^{0.25} = (0.2) \left[\frac{(0.2)(0.2)^2}{(0.2)(1.5)} \right]^{0.25} = 0.081$$

$$\tan \theta' = \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.081}{1 - 0} = 0.081$$

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(90 - 24) - \cos(90 - 24)\tan 36}{\tan 36 - 0.081} = 0.957$$

$$W_w = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{ae} C_{IE}$$

$$\approx 0.29 \text{ [tabla 6.7]}$$

$$W_w = \frac{1}{2}(16)(5)^2(0.29)(0.957) = 55.5 \text{ kN/m}$$

Con un factor de seguridad de 1.5, $W_w = 83.3 \text{ kN/m}$ ▲

por el Applied Technology Council (1978) para varias regiones de Estados Unidos.

3. Suponga que $k_v = 0$ y, con el valor de k_h obtenido, calcule K_{ac} con la ecuación (6.32).
4. Use el valor de K_{ac} determinado en el paso 3 para obtener el peso del muro (W_w).
5. Aplique un factor de seguridad al valor de W_w obtenido en el paso 4.

▼ EJEMPLO 7.5

Refiérase a la figura 7.23. Para $k_v = 0$ y $k_h = 0.3$, determine:

- a. Peso del muro para condición estática
- b. Peso del muro para un desplazamiento nulo durante un sismo
- c. Peso del muro para un desplazamiento lateral de 1.5 pulg durante un sismo

Para la parte c, suponga que $A_u = 0.2$ y $A_v = 0.2$. Para las partes a, b y c, use un factor de seguridad de 1.5.

Solución:

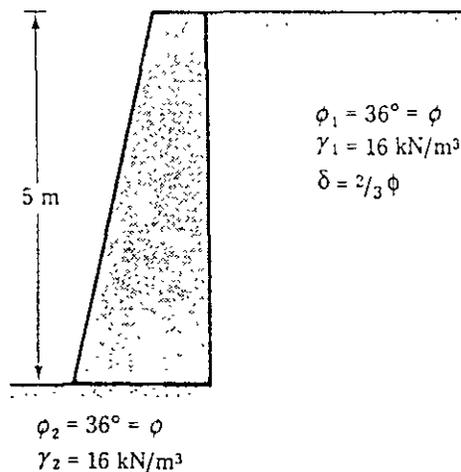
Parte a

Para condiciones estáticas, $\theta' = 0$ y la ec. (7.28) toma la forma

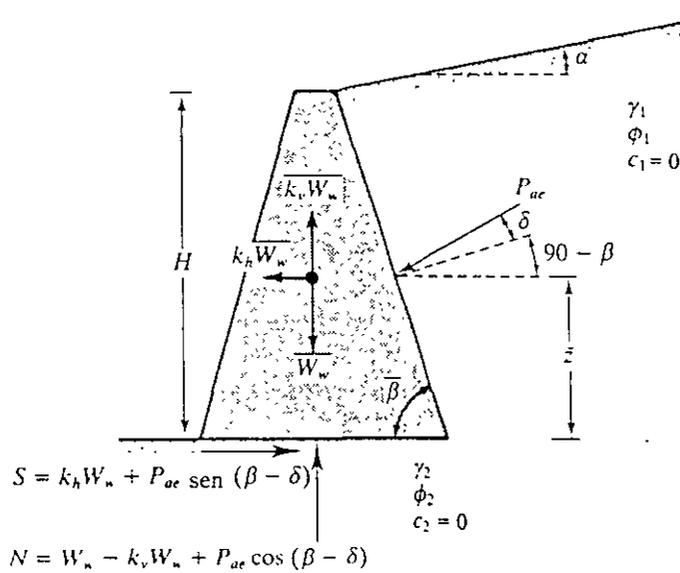
$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(\beta - \delta) - \cos(\beta - \delta)\tan \phi_2}{\tan \phi_2}$$

Para $\beta = 90^\circ$, $\delta = 24^\circ$ y $\phi = 36^\circ$,

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(90 - 24) - \cos(90 - 24)\tan 36}{\tan 36} = 0.85$$



▼ FIGURA 7.23



▼ FIGURA 7.22 Estabilidad de un muro de retención bajo fuerzas sísmicas

$$W_w = \left[\frac{1}{2} \gamma_1 H^2 (1 - k_v) K_{ae} \right] C_{IE} \quad (7.27)$$

donde γ_1 = peso específico del relleno;

$$C_{IE} = \frac{\sin(\beta - \delta) - \cos(\beta - \delta) \tan \phi_2}{(1 - k_v)(\tan \phi_2 - \tan \theta')} \quad (7.28)$$

y

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

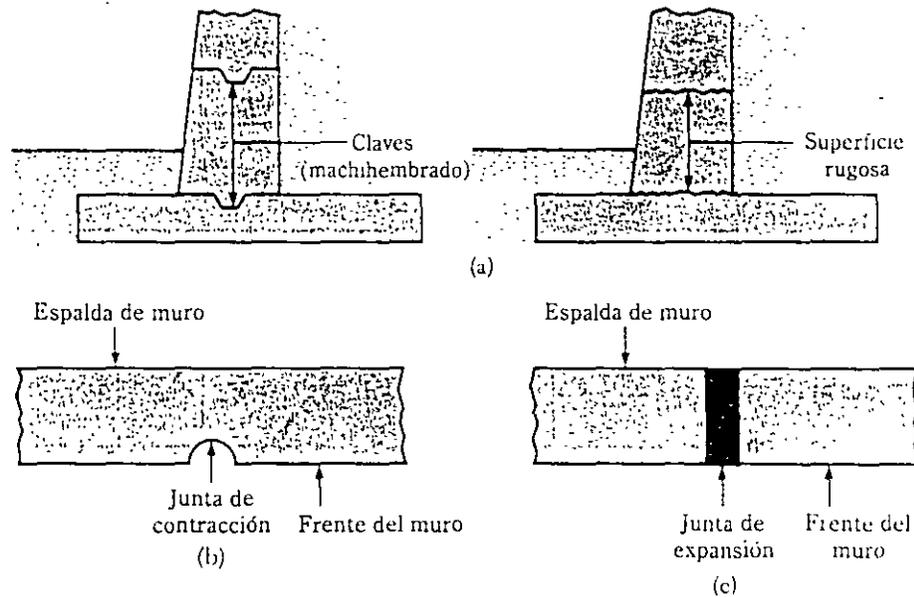
Para una derivación detallada de la ecuación (7.28), véase Das (1983).

Con base en las ecuaciones (7.27) y (7.28), el siguiente procedimiento se usa para determinar el peso del muro de retención, W_w , para desplazamientos tolerables que tengan lugar durante un sismo.

1. Determine el desplazamiento tolerable, Δ , del muro.
2. Obtenga un valor de diseño para k_h con

$$k_h = A_u \left(\frac{0.2 A_v^2}{A_v \Delta} \right)^{0.25} \quad (7.29)$$

En la ecuación (7.29), A_u y A_v son coeficientes de aceleración efectiva y Δ es el desplazamiento en pulgadas. Las magnitudes de A_u y A_v son dadas



▼ FIGURA 7.21 (a) Juntas de construcción; (b) junta de contracción; (c) junta de expansión

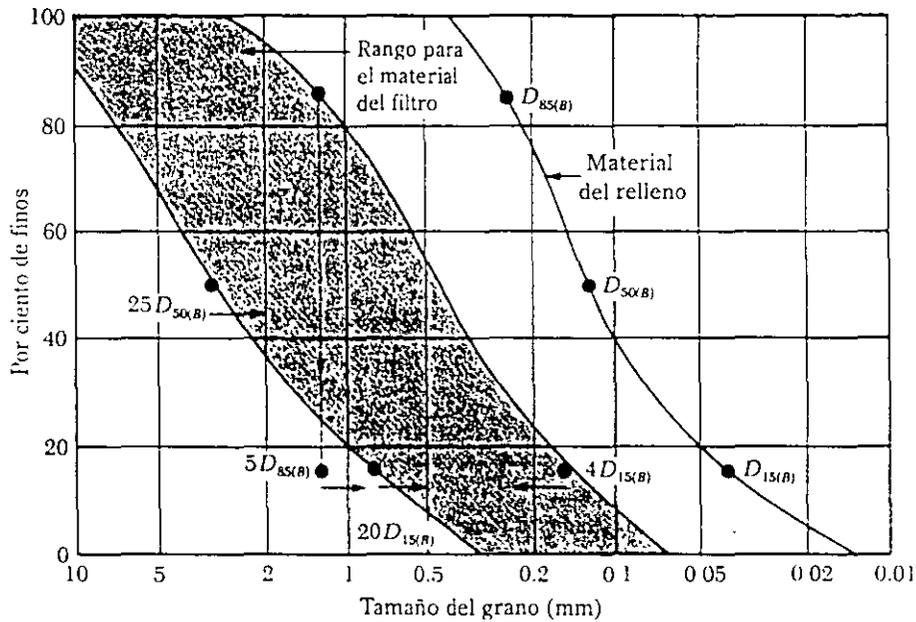
3. *Juntas de expansión* (figura 7.21c), permiten la expansión del concreto causada por cambios de temperatura; también se usan juntas de expansión de la base a la parte superior del muro. Éstas se rellenan con rellenos flexibles. En la mayoría de los casos, las barras de refuerzo horizontal que corren a través del cuerpo son continuas sobre todas las juntas. El acero es engrasado para permitir la expansión del concreto.

7.9 DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN DE GRAVEDAD POR CONDICIÓN SÍSMICA

Aún durante sismos de poca intensidad, la mayoría de los muros de retención sufrirán desplazamientos laterales limitados. Richards y Elms (1979) propusieron un procedimiento para diseñar muros de retención de gravedad para condiciones sísmicas que permite desplazamientos laterales limitados, tomando en consideración el efecto de la inercia del muro. La figura 7.22 muestra un muro de retención con varias fuerzas actuando sobre él, que son las siguientes (por unidad de longitud del muro):

- a. W_w = peso del muro
- b. P_{ae} = fuerza activa con la condición de sismo tomada en consideración (sección 6.6)

El relleno del muro y el suelo sobre el cual el muro descansa se suponen sin cohesión. Considerando el equilibrio del muro, se demuestra que



▼ FIGURA 7.20

Condiciones del filtro

1. $D_{15(F)}$ debe ser menor que $5D_{85(R)}$, es decir, $5 \times 0.25 = 1.25$ mm.
2. $D_{15(F)}$ debe ser mayor que $4D_{15(R)}$, es decir, $4 \times 0.04 = 0.16$ mm.
3. $D_{50(F)}$ debe ser menor que $25D_{50(R)}$, es decir, $25 \times 0.13 = 3.25$ mm.
4. $D_{15(F)}$ debe ser menor que $20D_{15(R)}$, es decir, $20 \times 0.04 = 0.8$ mm.

Los puntos límite están graficados en la figura 7.20. A través de éstos se dibujan dos curvas que son similares en naturaleza a la curva granulométrica del material del relleno. Esas curvas definen el rango para el material del filtro por usarse.

7.8 JUNTAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE MUROS DE RETENCIÓN

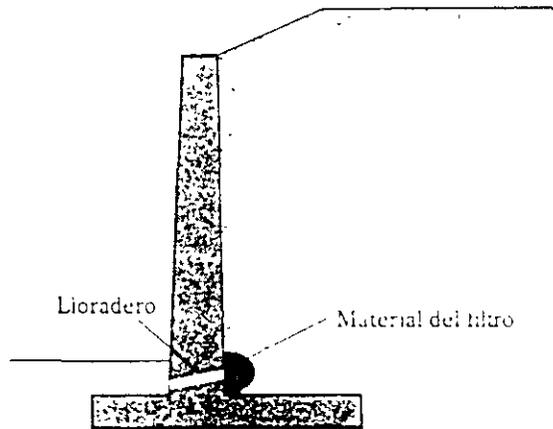
Un muro de retención se construye con una o más de las siguientes juntas:

1. *Juntas de construcción* (figura 7.21a) son juntas verticales y horizontales que se colocan entre dos coladas sucesivas de concreto. Para incrementar el cortante en las juntas deben usarse ranuras o muescas. Si no se usan, la superficie de la primera colada debe limpiarse y dársele una textura rugosa antes de la siguiente colada de concreto.
2. *Juntas de contracción* (figura 7.21b) son juntas verticales (ranuras) colocadas en la fachada de un muro (desde la parte superior de losa de base a la parte superior del muro) que permiten que el concreto se contraiga sin daño aparente. Las ranuras deben ser de 0.25 a 0.3 pulg (≈ 6 a 8 mm) de ancho y de 0.5 a 0.6 pulg (≈ 12 a 16 mm) de profundidad, aproximadamente.

7.7 DRENAJE DEL RELLENO DEL MURO DE RETENCIÓN

Como resultado de las lluvias u otras condiciones de humedad, el material de relleno para un muro de retención resultará saturado. La saturación incrementará la presión sobre el muro y crea una condición inestable. Por esta razón, hay que proporcionar un drenaje adecuado por medio de *lloraderos* y/o *tubos perforados de drenaje* (véase la figura 7.19).

Si se proporcionan *lloraderos*, deben tener un diámetro mínimo de aproximadamente 4 pulg (0.1 m) y estar adecuadamente espaciados. Note que siempre existe la posibilidad de que el material de relleno sea arrastrado a los lloraderos o tubos de drenaje y éstos resulten obstruidos. Se requiere entonces colocar un material de filtrado detrás de los lloraderos o alrededor de los tubos de drenaje, según sea el caso; los geotextiles sirven para tal fin. Siempre que se use suelo granular como filtro, deben observarse los principios delineados en la sección 1.10. El ejemplo 7.4 presenta el procedimiento para diseñar un filtro.



▼ FIGURA 7.19 Drenaje del relleno de un muro de retención

▼ EJEMPLO 7.4

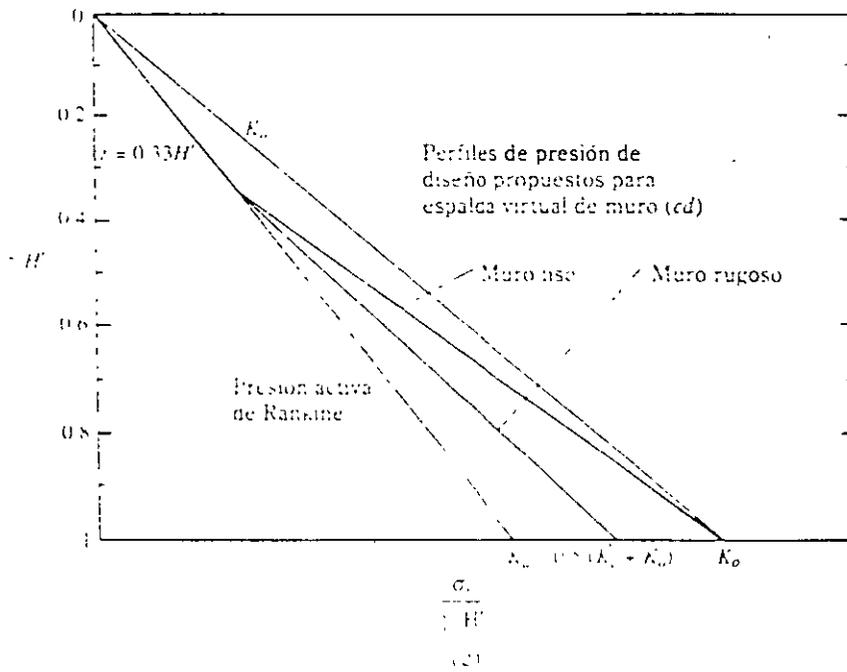
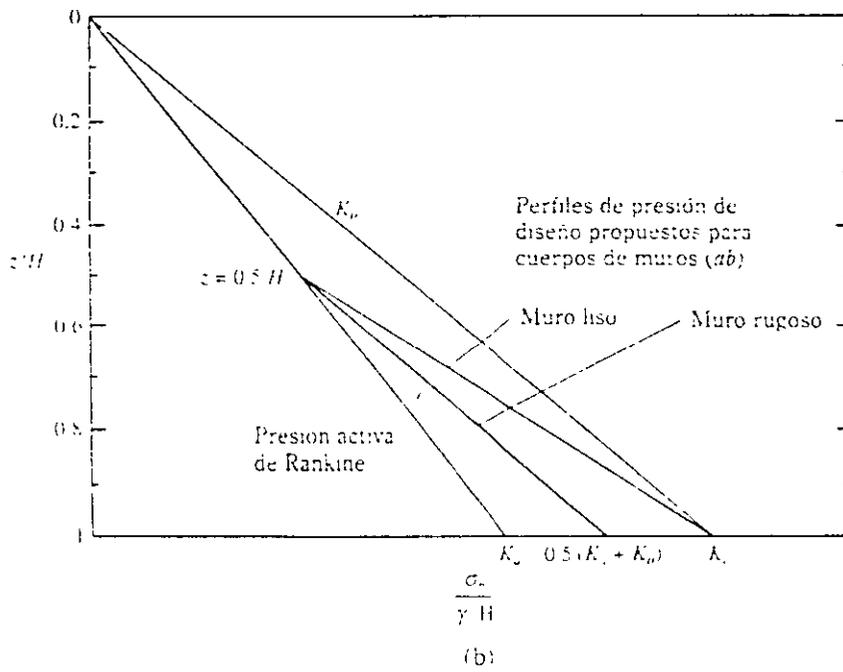
La figura 7.20 muestra la granulometría de un material de relleno. Usando las condiciones delineadas en la sección 1.10, determine el rango de la granulometría para el material del filtro.

Solución. De la curva granulométrica dada en la figura 7.20, los siguientes valores se determinan:

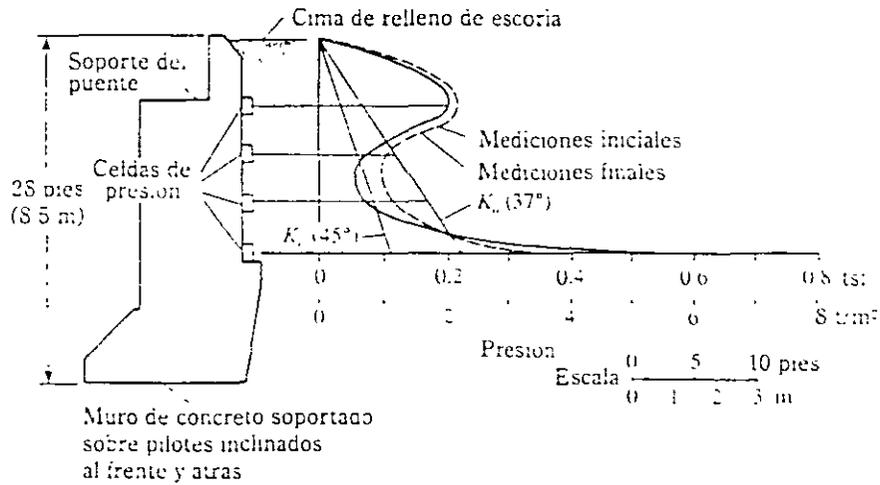
$$D_{15\%} = 0.04 \text{ mm}$$

$$D_{55\%} = 0.25 \text{ mm}$$

$$D_{90\%} = 0.13 \text{ mm}$$



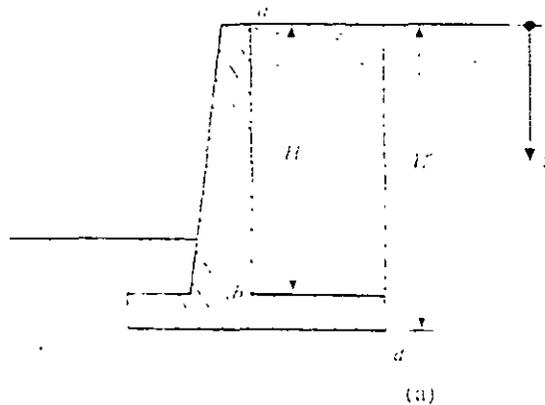
▼ FIGURA 7 18 (continuación)



▼ FIGURA 7.17 Escribo de puente sobre pilotes relleno con escoria granulada (según Casagrande, 1973)

- La distribución de la presión lateral real de la tierra puede no ser triangular.
- La distribución de la presión lateral de la tierra puede cambiar con el tiempo.
- La fuerza activa real es mayor que la fuerza activa mínima teórica.

La razón principal por la que muchos muros de retención diseñados con la presión de tierra activa teórica se comportan satisfactoriamente es el uso de un mayor factor de seguridad. Recientemente, Goh (1993) analizó el comportamiento de un muro de retención usando el método del elemento finito y propuso la distribución de presión simplificada mostrada en la figura 7.18.



▼ FIGURA 7.18 Perfil de presión lateral de tierra simplificada (σ_a) (a) muro de retención; (b) distribución de presión detrás del cuerpo del muro, (c) distribución de presión detrás del muro virtual (según Goh, 1993)

17. Determine el factor de seguridad contra falla por cortante profunda para esta superficie de falla de tanteo:

$$FS_{\text{falla por cortante profunda}} = \frac{\sum (W \tan \phi_2 \cos \omega) + c_2 l_1 + c_2 l_2 + c_2 l_3}{\sum (W \sin \omega) + \frac{P_r X}{r}} \quad (7.26)$$

Varias superficies de falla por tanteo se dibujan, y el factor de seguridad se determina de manera similar. El valor más bajo del factor de seguridad obtenido de todas las superficies por tanteo es el factor de seguridad deseado.

7.6 COMENTARIOS RELATIVOS A LA ESTABILIDAD

Cuando un estrato de suelo débil se localiza cerca de la superficie del terreno, es decir a una profundidad aproximada de 1.5 veces el ancho del muro de retención, la capacidad de carga del estrato débil debe ser investigada cuidadosamente. La posibilidad de un asentamiento excesivo debe también ser considerada. En algunos casos, el uso de un material ligero de relleno detrás del muro de retención resuelve el problema.

En muchos casos se usan pilotes para transmitir la carga de la cimentación a un estrato más firme. Sin embargo, a menudo el empuje de la cuña deslizante de suelo, en el caso de una falla por cortante profunda, flexiona los pilotes haciéndolos fallar. Debe darse una cuidadosa atención a esta posibilidad cuando se considere la opción de una cimentación a base de pilotes para muros de retención. (Cimentaciones con pilotes se requieren en estribos de puentes para evitar el problema de la socavación.)

Como ilustran los ejemplos 7.1, 7.2 y 7.3, el *coeficiente de presión activa de la tierra* se usa para determinar la fuerza lateral del relleno. El estado activo del relleno se establece sólo si el muro cede suficientemente, lo que no sucede en todos los casos. El grado de cedencia del muro dependerá de su altura y de su módulo de sección. Además, la fuerza lateral del relleno dependerá de varios factores, identificados por Casagrande (1973):

- a. Efecto de la temperatura.
- b. Fluctuación del nivel freático.
- c. Removente de las partículas del suelo debido al flujo plástico y lluvia prolongada.
- d. Cambios en las mareas.
- e. Fuerte acción de las olas.
- f. Avanzamiento por tránsito.
- g. Sismos.

Un acomodo insuficiente del muro combinado con otros factores imprevistos genera una fuerza lateral mayor sobre la estructura de retención comparada con la obtenida por la teoría de la presión activa de la tierra. Casagrande (1973) investigó la distribución de la presión lateral de la tierra detrás de un estribo de puente en Alemania con relleno de escoria como muestra la figura 7.17. Las pruebas de laboratorio del relleno de escoria dieron ángulos de fricción de entre 37° y 45°, dependiendo del grado de compactación. Para fines de comparación, la variación de la presión activa de Rankine con $\phi = 37^\circ$ y $\phi = 45^\circ$ se muestra también en la figura 7.17. La comparación de los diagramas de presión real y teórica indica

tico, el peso del suelo en el área $abcde$ es simétrico respecto a una línea vertical dibujada por el punto O . Sea r el radio del círculo de tanteos.

3. Para determinar la fuerza de hundimiento sobre la superficie de falla que genera inestabilidad (figura 7.16a), divida el área en la zona $efgh$ en varias dovelas, usando rectángulos o triángulos, según convenga.
4. Determine el área de cada una de las dovelas y luego determine el peso W del suelo (y/o concreto) contenido dentro de cada dovela (por unidad de longitud del muro).
5. Dibuje una línea vertical por el centroide de cada dovela y localice el punto de intersección de cada línea vertical con el círculo de falla de tanteo.
6. Una el punto O (es decir, el centro de los círculos de tanteo) con los puntos de intersección determinados en el paso 5.
7. Determine el ángulo, ω , que cada línea vertical forma con la línea radial.
8. Calcule $W \sin \omega$ para cada dovela.
9. Determine la fuerza activa $P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$ sobre la cara df .
10. Calcule la fuerza total de hundimiento:

$$\Sigma (W \sin \omega) + \frac{P_a \bar{X}}{r} \quad (7.24)$$

donde \bar{X} = distancia perpendicular entre la línea de acción de P_a y el centro O

11. Para determinar la fuerza resistente sobre la superficie de falla (figura 7.16b), divida el área en las zonas abk y $alcj$ en varias dovelas y determine el peso de cada dovela, W_1 (por unidad de longitud del muro). Note que los puntos b e i están sobre la parte superior del estrato de arcilla blanda; el peso de cada dovela mostrada en la figura 7.16b es W_1 en contraste con el peso de cada dovela W , como muestra la figura 7.16a.
12. Dibuje una línea vertical por el centroide de cada dovela y localice el punto de intersección de cada línea con el círculo de falla de tanteo.
13. Una el punto O con los puntos de intersección como se determinaron en el paso 12. Determine los ángulos, ω_1 , que las líneas verticales forman con las líneas radiales.
14. Para cada dovela, obtenga

$$W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1$$

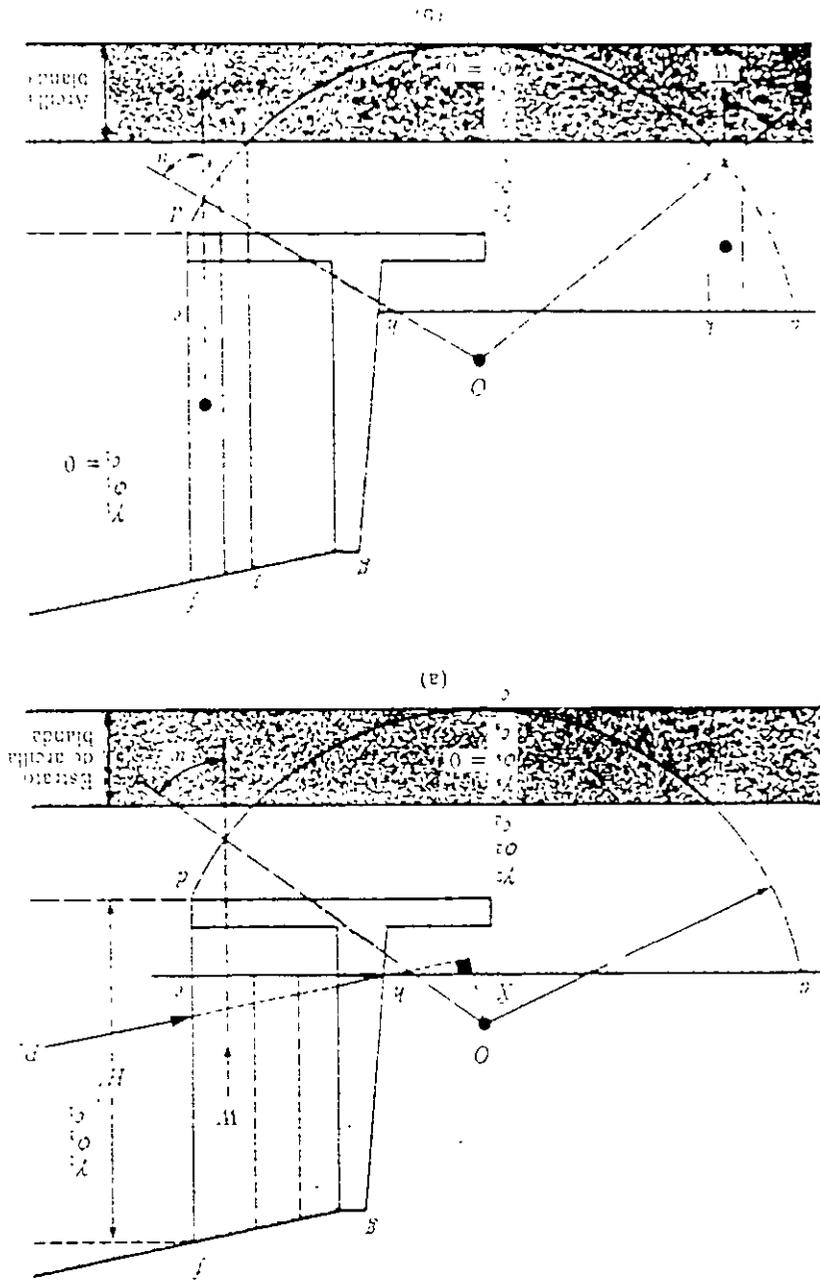
15. Calcule

$$c_2 l_1 + c_2 l_2 + c_2 l_3$$

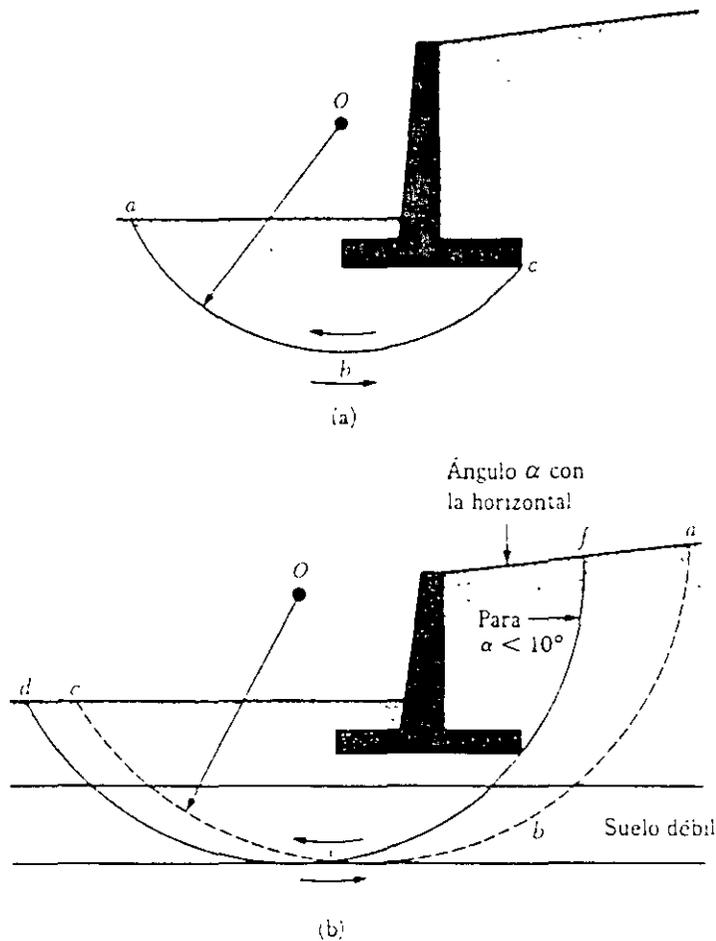
donde l_1 , l_2 y l_3 son las longitudes de los arcos ab , bi e id

16. La fuerza máxima resistente que se genera a lo largo de la superficie de falla es

$$\Sigma (W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_2 l_2 + c_2 l_3 \quad (7.25)$$



▲ FIGURA 7.16 Análisis de talud por rotamiento profundo



▼ FIGURA 7.15 (a) Falla por cortante superficial, (b) falla por cortante profundo

tanteos con varios centros tales como el O (figura 7.15b). La superficie de falla a lo largo de la cual se obtiene el mínimo factor de seguridad es la *superficie crítica de deslizamiento*. Para una pendiente del relleno con α menor que aproximadamente 10° , el círculo crítico de falla pasa aparentemente por el borde del talón de la losa (def en la figura 7.15b). En esta situación, el factor de seguridad mínimo también se determina por tanteos cambiando el centro del círculo de tanteo.

El siguiente es un procedimiento aproximado para determinar el factor de seguridad contra falla por cortante profundo para una pendiente suave del relleno ($\alpha < 10^\circ$), desarrollada por Teng (1962). Refiérase a la figura 7.16.

1. Dibuje el muro de retención y el estrato de suelo subyacente a una escala conveniente.
2. Para un centro de tanteo O , dibuje un arco de círculo $abcd$. Para todo fin prác-

El momento de volteo es

$$M_o = P_r \frac{H'}{3} = (6.8) \left(\frac{17.5}{3} \right) = 39.67 \text{ klb/pie}$$

Por consiguiente,

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{105.6}{39.67} = 2.66$$

Parte b: Factor de seguridad contra deslizamiento

$$\begin{aligned} FS_{\text{deslizamiento}} &= \frac{\sum V \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) c_2 + B \left(\frac{\phi}{2}\right) c_2}{P_s} \\ &= \frac{19.75 \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) (20') + 10.3 \left(\frac{\phi}{2}\right) (1.0)}{6.8} = 1.7 \end{aligned}$$

Parte c: Presión sobre el suelo en la punta y talón

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_k - \sum M_c}{\sum V} = \frac{10.3}{2} - \frac{(105.6 - 39.67)}{19.67} = 1.8 \text{ pies}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{19.75}{10.3} \left[1 + \frac{(6)(1.8)}{10.3} \right] = 3.93 \text{ klb/pies}^2$$

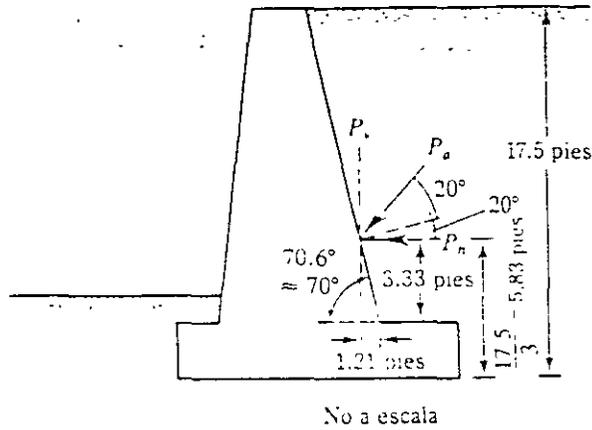
$$q_{\text{min}} = \frac{19.75}{10.3} \left[1 - \frac{(6)(1.8)}{10.3} \right] = -0.093 \text{ klb/pies}^2 = 0 \quad \blacktriangle$$

7.5 OTROS TIPOS DE POSIBLES FALLAS EN UN MURO DE RETENCIÓN

Además de los tres tipos de posibles fallas en muros de retención vistas en la sección 7.4, otros dos pueden ocurrir: falla por cortante superficial y falla por cortante profunda.

La *falla por cortante superficial* ocurre en el suelo debajo de la base de un muro de retención tiene lugar a lo largo de una superficie cilíndrica abc que pasa por el talón, como muestra la figura 7.15a. El centro del arco del círculo abc se localiza en O , que se encuentra por tanteos (corresponde al factor de seguridad mínimo). Este tipo de falla ocurre como resultado de un esfuerzo cortante excesivo inducido a lo largo de la superficie cilíndrica en el suelo. En general, el factor de seguridad contra deslizamiento horizontal es menor que el factor de seguridad obtenido mediante falla por cortante superficial. Entonces, si $FS_{\text{deslizamiento}}$ es mayor que aproximadamente 1.5, la falla por cortante superficial bajo la base puede no ocurrir.

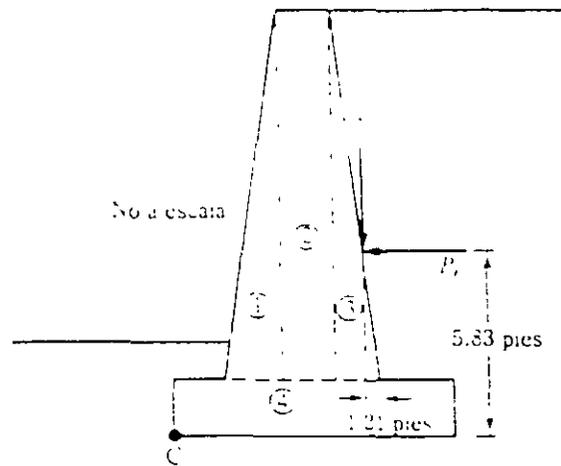
La *falla por cortante profunda* ocurre a lo largo de una superficie cilíndrica abc , lo muestra la figura 7.15b, como resultado de la existencia de una capa débil de suelo debajo del muro a una profundidad cercana a 1.5 veces el ancho del muro de retención. En tales casos, la superficie de falla cilíndrica crítica abc tiene que ser determinada por



▼ FIGURA 7.13

Área (de las figuras 7.12 y 7.14)	Peso (lb)	Brazo de momento desde C (pies)	Momento respecto a C (lb/pie)
1	0.9*	1.783*	1.605
2	3.375*	2.8*	9.46
3	5.906*	5.3*	31.30
4	3.863*	5.15*	19.89
	$P_r = 5.71$	$1.25 + 0.8 + 1.5$	43.34
	<u>19.75</u>	$+ 5.25 - 1.21 = 7.59$	<u>105.6</u>

* Igual que en el ejemplo 7.2



▼ FIGURA 7.14

El momento de volteo

$$M_o = \frac{H'}{3} P_2 = \left(\frac{17.5}{3} \right) (6.176) = 36.03 \text{ klb/pies}$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{121.84}{36.03} = 3.38$$

Parte b: Factor de seguridad contra deslizamiento

De la ec. (7.11) con $k_1 = k_2 = 1$ y suponiendo que $P_3 = 0$,

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum V \tan \left(\frac{2}{3} \right) c_2 + B \left(\frac{2}{3} \right) c_2}{P_2}$$

$$= \frac{21.531 \tan \left(\frac{2 \cdot 20}{3} \right) + 10.3 \left(\frac{2}{3} \right) (1.0)}{6.176}$$

$$= \frac{5.1 + 6.87}{6.176} = 1.94$$

Parte c: Presión sobre el suelo en la punta y en el talón

De las ecs. (7.16), (7.17) y (7.18),

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_1 - \sum M_2}{\sum V} = \frac{10.3}{2} - \frac{121.84 - 36.03}{21.531} = 5.15 - 3.99 = 1.16 \text{ pies}$$

$$q_{\text{talón}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{21.531}{10.3} \left[1 + \frac{(6)(1.16)}{10.3} \right] = 3.5 \text{ klb/pies}^2$$

$$q_{\text{punta}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{21.531}{10.3} \left[1 - \frac{(6)(1.16)}{10.3} \right] = 0.678 \text{ klb/pies}^2$$

▼ EJEMPLO 7.3

Resuelva el ejemplo 7.2) use la presión activa de Coulomb para el cálculo, $\delta = 20^\circ$.

Solución: Refiérase a la figura 7.13 para el cálculo de la presión.

$$\alpha = \epsilon - \delta = 30^\circ - 20^\circ = 10^\circ$$

De la tabla 6.5, $K_1 = 0.4704$ ($\alpha = 10^\circ$, $\beta = 70^\circ$) por lo que

$$P_1 = (0.4704)(17.5) = 8.232 \text{ klb/pies}$$

$$P_2 = P_1 \cos 40^\circ = (8.232) \cos 40^\circ = 6.3 \text{ klb/pies}$$

$$P_3 = P_2 \sin 40^\circ = 4.01 \text{ klb/pies}$$

Parte a: Factor de seguridad contra volteo

Refiérase a las figuras 7.11 y 7.12

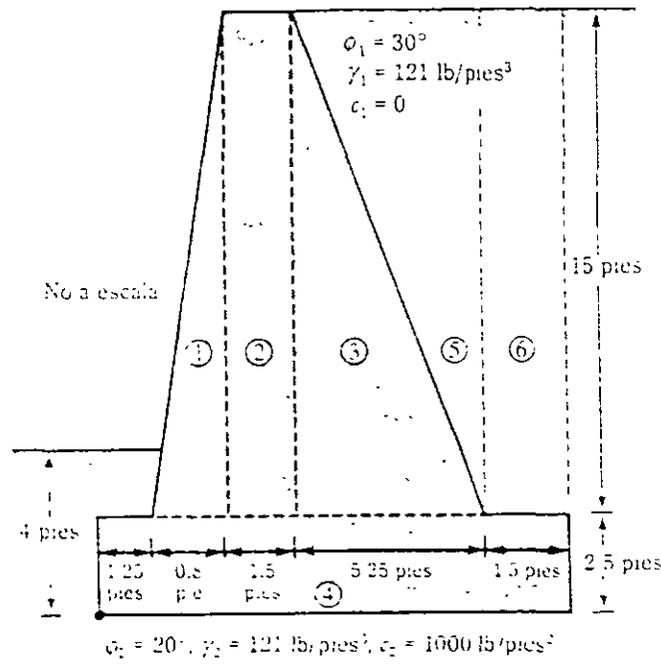


FIGURA 7.12

Como $\alpha = 0$

$$P_x = P_y = 6.170 \text{ kib, pies}$$

$$P_z = 0$$

Parte a: Factor de seguridad contra volteo

La siguiente tabla ahora se prepara para obtener $\sum M_x$:

Área (de la figura 7.12)	Peso (lb)	Brazo de momento desde C (pies)	Momento respecto a C (lb/pie)
1	$(0.8)(15)(1) = 120$	$1.25 + (0.8) = 1.75$	1605
2	$(1.5)(15)(1) = 225$	$1.25 + 0.8 + 0.75 = 2.8$	945
3	$(5.25)(15)(1) = 787.5$	$1.25 + 0.8 + 1.5 + \frac{5.25}{3} = 5.3$	3130
4	$(10.3)(2.5)(1) = 257.5$	$\frac{10.3}{2} = 5.15$	1989
5	$(5.25)(15)(0.121) = 95.06$	$1.25 + 0.8 + 1.5 + \frac{2}{3}(5.25) = 7.05$	33.59
6	$(1.5)(15)(0.121) = 27.23$	$1.25 + 0.8 + 1.5 + 5.25 + 0.75 = 9.55$	26.0
		21.531	12184 = M

$$F_{\alpha} = 1 + 2 \tan \alpha (1 - \sin \alpha)^2 \left(\frac{D}{B} \right) = 1 + 0.315 \left(\frac{1.5}{2.188} \right) = 1.148$$

$$F_{\alpha} = 1$$

$$F_{\alpha} = F_{\beta} = \left(1 - \frac{\psi^{\circ}}{90^{\circ}} \right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_c \cos \alpha}{\sum V} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{158.95}{470.45} \right) = 18.67^{\circ}$$

Entonces,

$$F_{\alpha} = F_{\beta} = \left(1 - \frac{18.67}{90} \right)^2 = 0.628$$

$$F_{\alpha} = \left(1 - \frac{\psi}{\alpha} \right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20} \right)^2 = 0$$

Por lo tanto

$$\begin{aligned} q_c &= (40)(14.83)(1.188)(0.628) + (26.5)(6.4)(1.148)(0.628) \\ &\quad + \frac{1}{2}(19)(5.93)(2.188)(1)(0) \\ &= 442.57 + 131.50 + 0 = 574.07 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$FS_{\text{estabilidad}} = \frac{q_c}{q_{\text{adm}}} = \frac{574.07}{189.2} = 3.03 > 3 \text{ -- OK}$$

▼ EJEMPLO 7.2

En la figura 7.12 se muestra un muro de retención de gravedad de concreto. Determine

- El factor de seguridad contra volteo
- El factor de seguridad contra deslizamiento
- La presión sobre el suelo en la punta y talón

(Nota: Peso unitario del concreto = $\gamma = 150 \text{ lb/pies}^3$)

Solución:

$$H' = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ pies}$$

$$K_c = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

$$\begin{aligned} P_c &= \frac{1}{2} \gamma H'^2 K_c = \frac{1}{2} (150)(12.5)^2 \left(\frac{1}{3} \right) = 6176 \text{ lb/pies} \\ &= 6.176 \text{ kips/pies} \end{aligned}$$

También

$$P_r = \frac{1}{2} K_p \gamma_s D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_s}{2} \right) = \tan^2(45 - 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

Entonces

$$\begin{aligned} P_r &= \frac{1}{2}(2.04)(19)(1.5)^2 + 2(40)\sqrt{2.04}(1.5) \\ &= 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Por consiguiente,

$$\begin{aligned} FS_{\text{deslizamiento}} &= \frac{(470.45) \tan \left(\frac{2 \times 20}{3} \right) + (4) \left(\frac{2}{3} \right) (40) + 215}{153.95} \\ &= \frac{111.5 + 106.67 + 215}{153.95} = 2.73 > 1.5 \text{—OK} \end{aligned}$$

Nota: En algunos diseños, la profundidad D para el cálculo de la presión pasiva se toma igual al espesor de la losa de base.

Factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga

Combinando las ecs. (7.16), (7.17) y (7.18),

$$\begin{aligned} c &= \frac{B}{2} \frac{\sum M_o - \sum M_u}{\sum V} = \frac{4}{2} \frac{1128.98 - 379.25}{470.45} \\ &= 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m} \end{aligned}$$

De nuevo, de las ecs. (7.20) y (7.21)

$$\begin{aligned} q_{\text{talón}} &= \frac{\gamma}{B} \left(1 + \frac{6c}{B} \right) = \frac{470.45}{4} \left(1 + \frac{6 \times 0.406}{4} \right) = 189.2 \text{ kN/m}^2 \text{ (talón)} \\ &= 45.99 \text{ kN/m}^2 \text{ (punta)} \end{aligned}$$

La capacidad de carga última del suelo se determina con la ec. (7.22):

$$q_u = c_2 N_c F_{cs} F_{cd} + q N_s F_{qs} F_{qd} + \gamma_s B' N_g F_{gs} F_{gd}$$

Para $\phi_s = 20^\circ$ (tabla 3.4), $N_c = 14.83$, $N_s = 6.4$ y $N_g = 5.39$. Además

$$\begin{aligned} q &= \gamma_s D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2 \\ B' &= B - 2c = 4 - 2(0.406) = 3.188 \text{ m} \\ F_{cs} &= 1 - 0.4 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.5}{3.188} \right) = 1.188 \end{aligned}$$

Solución: Con referencia a la figura 7.11.

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7 \\ = 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}$$

La fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de muro = $P_r = \frac{1}{2} \gamma H'^2 K_a$. Para $\phi_1 = 30^\circ$, $\alpha = 10^\circ$, K_a es igual a 0.350 (tabla 6.2). Entonces,

$$P_r = \frac{1}{2} (18)(7.158)^2 (0.35) = 161.4 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_r \sin 10^\circ = 161.4 (\sin 10^\circ) = 28.03 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_r \cos 10^\circ = 161.4 (\cos 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}$$

Factor de seguridad contra volteo

La siguiente tabla ahora se prepara para determinar el momento resistente:

Sección no.º	Área (m ²)	Peso/unidad de longitud (kN/m)	Brazo de momento medido desde C (m)	Momento (kN-m)
1	6 × 0.5 = 3	70.74	1.15	81.35
2	$\frac{1}{2}(0.2)6 = 0.6$	14.15	0.833	11.79
3	4 × 0.7 = 2.8	65.02	2.0	132.04
4	6 × 2.6 = 15.6	280.80	2.7	758.16
5	$\frac{1}{2}(2.6)(0.458) = 0.595$	10.71	3.13	33.52
			$P_v = 28.03$	112.12
			$\Sigma V = 470.45$	$\Sigma 1128.98$ = ΣM_r
*Para números de sección, referirse a la figura 7.11.				
$\gamma_{\text{prom}} = 23.58 \text{ kN/m}^3$				

El momento de volteo, M_o , es

$$M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) = 158.95 \left(\frac{7.158}{3} \right) = 379.25 \text{ kN-m}$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\Sigma M_r}{M_o} = \frac{1128.98}{379.25} = 2.98 > 2 - \text{OK}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento

De la ec. (7.11)

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(\Sigma V) \tan(\phi_2) + Bk_2c + P_v}{P_h \cos \alpha}$$

Sea $k_1 = k_2 = 1$

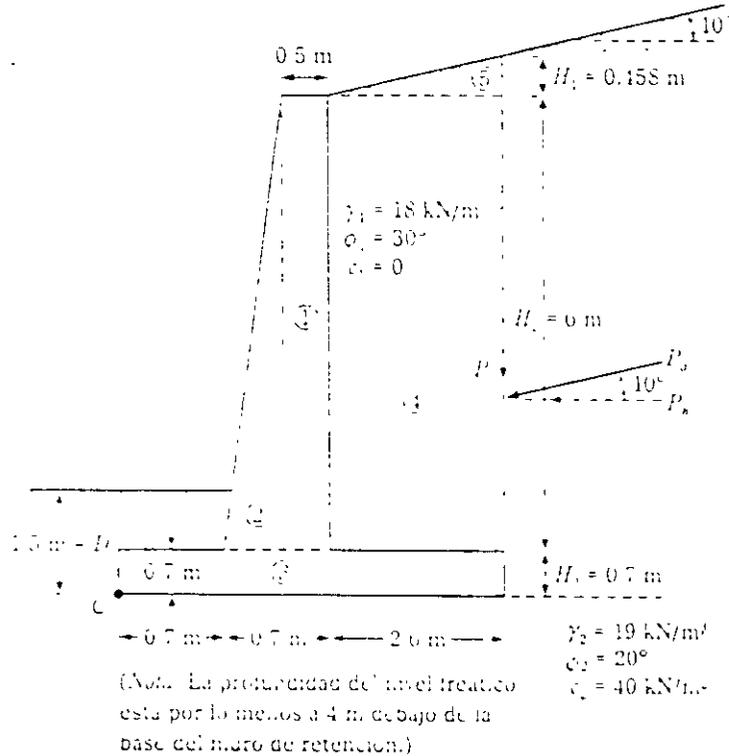
Una vez que la capacidad última de apoyo del suelo fue calculada usando la ecuación (7.22), el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga se determina:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{\text{max}}} \quad (7.23)$$

Generalmente se requiere un factor de seguridad de 3. En el capítulo 3 vimos que la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales ocurre para un asentamiento de aproximadamente 10% del ancho de la cimentación. En el caso de muros de retención, el ancho B es grande. Por consiguiente, la carga última q_u ocurrirá para un asentamiento bastante grande de la cimentación. Un factor de seguridad de 3 contra una falla por capacidad por carga no garantiza, en todos los casos, que el asentamiento de la estructura quede dentro de límites tolerables, que requiere de una investigación más amplia.

▼ EJEMPLO 7.1

En la figura 7.11 se muestra la sección transversal de un muro de retención en voladizo. Calcule los factores de seguridad con respecto al volteo, al deslizamiento y a la capacidad de carga.



▼ FIGURA 7.11

donde $M_{\text{reten}} = \text{momento} = (\Sigma V)c$
 $I = \text{momento de inercia por unidad de longitud de la sección base}$
 $= \frac{1}{12}(1)(B^3)$

Para las presiones máxima y mínima, el valor de y en la ecuación (7.19) es igual a $B/2$. Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (7.19), se obtiene

$$q_{\text{max}} = q_{\text{pointa}} = \frac{\Sigma V}{(B)(1)} - \frac{c(\Sigma V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6c}{E}\right) \quad (7.20)$$

Similarmente,

$$q_{\text{min}} = q_{\text{tension}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6c}{E}\right) \quad (7.21)$$

Note que ΣV incluye el peso del suelo, como muestra la tabla 7.2, y que, cuando el valor de la excentricidad, c , es mayor que $B/6$, q_{min} resulta negativa [ec. (7.21)]. Entonces se tendrá algún esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón; el esfuerzo no es deseable porque la resistencia a tensión del suelo es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que $c > B/6$, el diseño debe rehacerse y determinar nuevas dimensiones.

Las relaciones para la capacidad de carga última de una cimentación superficial fueron analizadas en el capítulo 3. Recuerde que

$$q_u = c_1 N_c F_{cs} F_{c1} + q N_q F_{qs} F_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma 1} \quad (7.22)$$

donde

$$c_1 = \gamma_1 D$$

$$B' = B - 2c$$

$$F_{cs} = 1 - 0.4 \frac{D}{B}$$

$$F_{qs} = 1 + 2 \tan \alpha_1 (1 - \sin \alpha_1) \frac{D}{B}$$

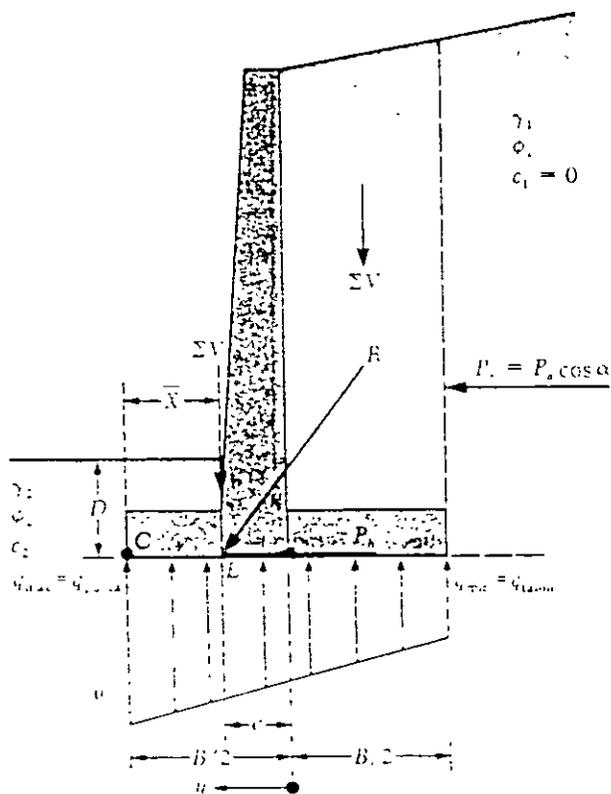
$$F_{\gamma s} = 1$$

$$F_{c1} = F_{q1} = \left(1 - \frac{\psi^2}{90}\right)^2$$

$$F_{\gamma 1} = \left(1 - \frac{\psi^2}{60}\right)^2$$

$$\psi^2 = \tan^2 \left\{ \frac{D}{\Sigma V} \cos \alpha_1 \right\}$$

Note que los factores de forma F_{cs} , F_{c1} , y $F_{\gamma 1}$, dados en el capítulo 3 son todos iguales a 1 porque se tratan como los de una cimentación continua. Por esta razón, los factores de forma no se muestran en la ecuación (7.22).



▼ FIGURA 7.10 Revisión de talla por capacidad de carga

El momento neto de esas fuerzas respecto al punto C (véase la figura 7.10) es

$$M_{\text{neto}} = \sum M_p - \sum M_a \quad (7.16)$$

Note que los valores de $\sum M_p$ y $\sum M_a$ fueron previamente determinados [véase la columna 5, tabla 7.2 y eq. (7.3)]. Considere que la línea de acción de la resultante, R , cruza la losa de base en E , como muestra la figura 7.10. La distancia CE es entonces

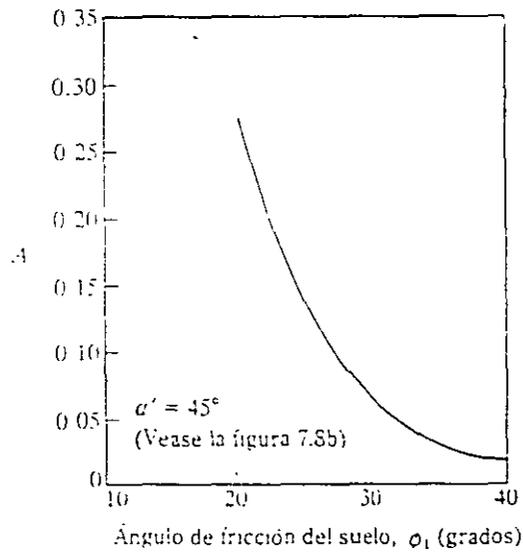
$$CE = X = \frac{\sum M_{\text{neto}}}{\sum V} \quad (7.17)$$

Por consiguiente, la excentricidad de la resultante, R , se expresa como

$$e = \frac{B}{2} - CE \quad (7.18)$$

La distribución de presiones bajo la losa de base se determina usando los principios de la mecánica de materiales:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{\text{neto}}}{I} y \quad (7.19)$$



▼ FIGURA 7.9 Variación de A con el ángulo de fricción del relleno [ec. (7.14)] (según Eiman y Terry, 1988)

Por consiguiente

$$P_{\text{act}} = \frac{1}{2} \gamma K_a [H'^2 - (H' - D')^2]$$

Entonces, para el diagrama de presión activa mostrado en la figura 7.8b

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_a H' - D' + \frac{1}{2} \gamma K_a [H'^2 - (H' - D')^2] \quad (7.14)$$

Inclinar el talón de un muro de retención es sumamente conveniente en algunos casos.

Revisión de la falla por capacidad de apoyo

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base al suelo se muestra en la figura 7.10. Note que q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ son las presiones *maxima* y *minima* que ocurren en los extremos de las secciones de la punta y del talón, respectivamente. Las magnitudes de q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ se determina de la siguiente manera.

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de base es ΣV (véase la columna 3, tabla 7.2) y la fuerza horizontal es $P_a \cos \alpha$. Sea R la fuerza resultante, o

$$\vec{R} = \Sigma \vec{V} + (P_a \cos \alpha) \quad (7.15)$$

Como $D_1 > D$, un dentellón obviamente ayudará a aumentar la resistencia pasiva en la punta y por tanto el factor de seguridad contra deslizamiento. Usualmente el dentellón se construye debajo del cuerpo y parte del acero principal de éste se lleva hasta el dentellón.

Otra manera de incrementar el valor de $FS_{\text{deslizamiento}}$ es considerar la reducción del valor de P_a [véase la ec. (7.11)]. Una manera es usar el método desarrollado por Eiman y Terry (1988). El análisis aquí se limita al caso en que el muro de retención tiene un relleno granular horizontal (7.8). En la figura 7.8, la fuerza activa, P_a , es horizontal ($\alpha = 0$), por lo que

$$P_a \cos \alpha = P_r = P_p$$

y

$$P_a \sin \alpha = P_i = 0$$

Sin embargo

$$P_a = P_{a(1)} - P_{a(2)} \tag{7.12}$$

La magnitud de $P_{a(2)}$ se reduce si el talón del muro de retención se inclina como muestra la figura 7.8b. Para este caso,

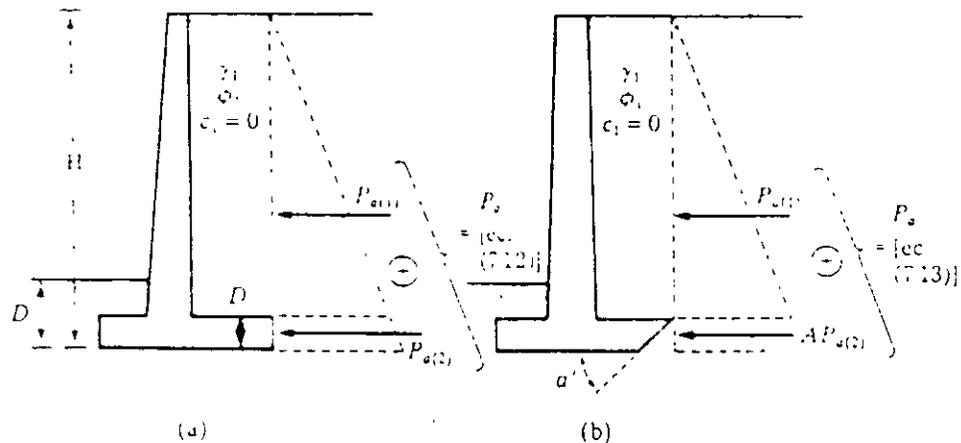
$$P_a = P_{a(1)} - AP_{a(2)} \tag{7.13}$$

La magnitud de A , como muestra la figura 7.9, es válida para $\alpha' = 45^\circ$. Sin embargo, note que en la figura 7.8a

$$P_{a(2)} = \frac{1}{2} \gamma K (H' - D)^2$$

y

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



▼ FIGURA 7.8 Muro de retención con talón inclinado

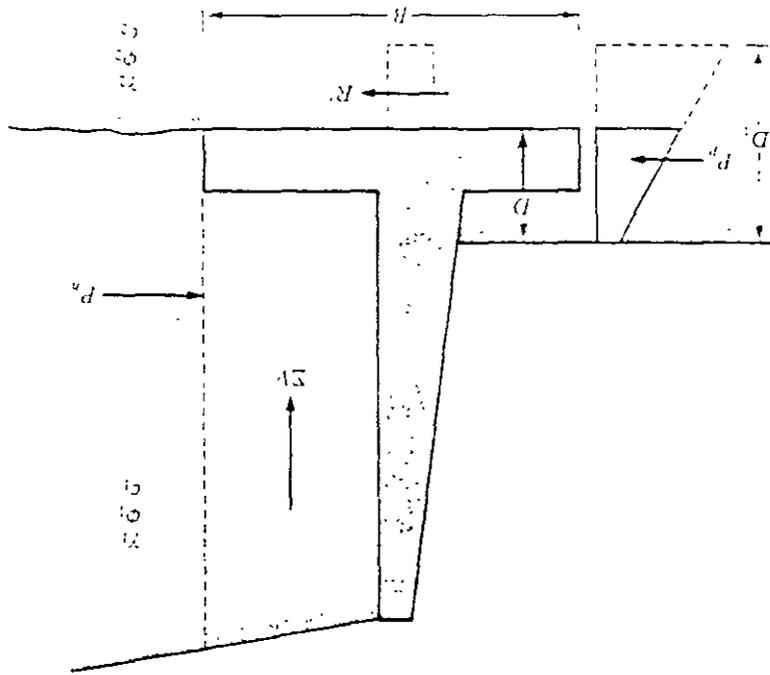


FIGURA 7.7 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

Combinando las ecuaciones (7.7), (7.8) y (7.9) se obtiene

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(\sum \tan \phi + bc - P)}{P \cos \alpha} \tag{7.10}$$

En general, se requiere un factor de seguridad de 1.5 contra deslizamiento

En muchos casos la fuerza pasiva P_p es despreciada en el cálculo del factor de seguridad con respecto al deslizamiento. En general, escribimos $\phi = \phi_0$ y $c = c_0$. En la mayoría de los casos, k_1 y k_2 están en el rango de 1 a 1. Entonces

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(\sum \tan \phi_0 + bc - P)}{P \cos \alpha} \tag{7.11}$$

En algunos casos, ciertos muros no dan un factor de seguridad deseado de 1.5. Para incrementar su resistencia, se usa un dentellón en la base, como el que se ilustra por líneas punteadas en la figura 7.7. Estas indican que la fuerza pasiva en la punta sm de dentellón es

$$P_p = k_2 D^2 N_2 - 2c_2 D \sqrt{K_2}$$

Sin embargo, si se incluye un dentellón, la fuerza pasiva por unidad de longitud de muros es

$$P_p = k_1 D^2 N_1 - 2c_1 D \sqrt{K_1}$$

donde $K_1 = \tan^2(45 + \phi_1/2)$

Una vez conocido ΣM_R , el factor de seguridad se calcula como

$$FS_{\text{(volteo)}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7}{P_a \cos \alpha (H'/3)} \quad (7.5)$$

El valor usual mínimo deseable para el factor de seguridad con respecto al volteo es 2 o 3.

Algunos ingenieros prefieren determinar el factor de seguridad contra el volteo con

$$FS_{\text{(volteo)}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos \alpha (H'/3) - M_7} \quad (7.6)$$

Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa por la ecuación

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_e} \quad (7.7)$$

donde ΣF_R = suma de las fuerzas horizontales resistentes

ΣF_e = suma de las fuerzas horizontales de empuje

La figura 7.7 indica que la resistencia cortante del suelo inmediatamente abajo de la losa de base se representa como

$$s = \sigma \tan \delta + c_a$$

donde δ = ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base

c_a = adhesión entre el suelo y la losa de base

La fuerza resistente máxima que se obtiene del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo del fondo de la losa de base es entonces

$$R' = \text{área de la sección transversal} = s(B \times 1) = B\sigma \tan \delta + Bc_a$$

Sin embargo,

$$B\sigma = \text{suma de las fuerzas verticales} = \Sigma V \text{ (véase la tabla 7.2)}$$

por lo que

$$R' = (\Sigma V \tan \delta + Bc_a)$$

La figura 7.7 muestra que la fuerza pasiva P_p es también una fuerza resistente horizontal. La expresión para P_p se dio en la ecuación (6.58). Por consiguiente

$$\Sigma F_R = (\Sigma V \tan \delta + Bc_a + P_p) \quad (7.8)$$

La única fuerza horizontal que tenderá a generar un deslizamiento (*fuerza de empuje*) es la componente horizontal de la fuerza activa P_a , por lo que

$$\Sigma F_e = P_a \cos \alpha \quad (7.9)$$

donde γ_2 = peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de base
 K_p = coeficiente de presión pasiva de Rankine = $\tan^2(45 + \phi_2/2)$
 c_2, ϕ_2 = cohesión y ángulo de fricción del suelo, respectivamente

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, es decir, respecto al punto C en la figura 7.6, se expresa como

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\sum M_i}{\sum M_o} \tag{7.2}$$

donde $\sum M_i$ = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C
 $\sum M_o$ = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C

El momento de volteo es

$$\sum M_i = P_a \left(\frac{H^2}{3} \right) \tag{7.3}$$

donde $P_i = P_a \cos \alpha$

Para el cálculo del momento resistente, $\sum M_o$ (despreciando P_p), se prepara una tabla (como la 7.2). El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto (o mampostería) son fuerzas que contribuyen al momento resistente. Note que la fuerza P_i también contribuye aquí: P_i es la componente vertical de la fuerza activa P_a , o

$$P_i = P_a \sin \alpha$$

El momento de la fuerza P_i respecto a C es

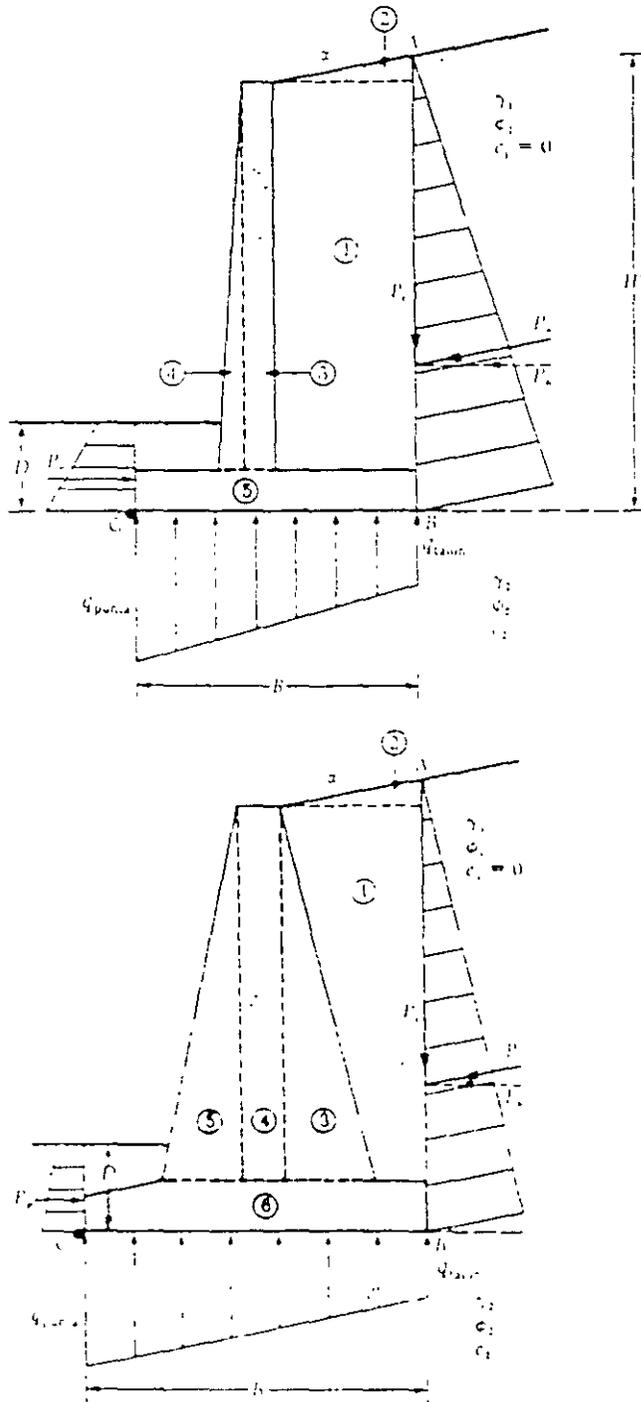
$$M_i = P_i B = P_a \sin \alpha B \tag{7.4}$$

donde B = ancho de la losa de base

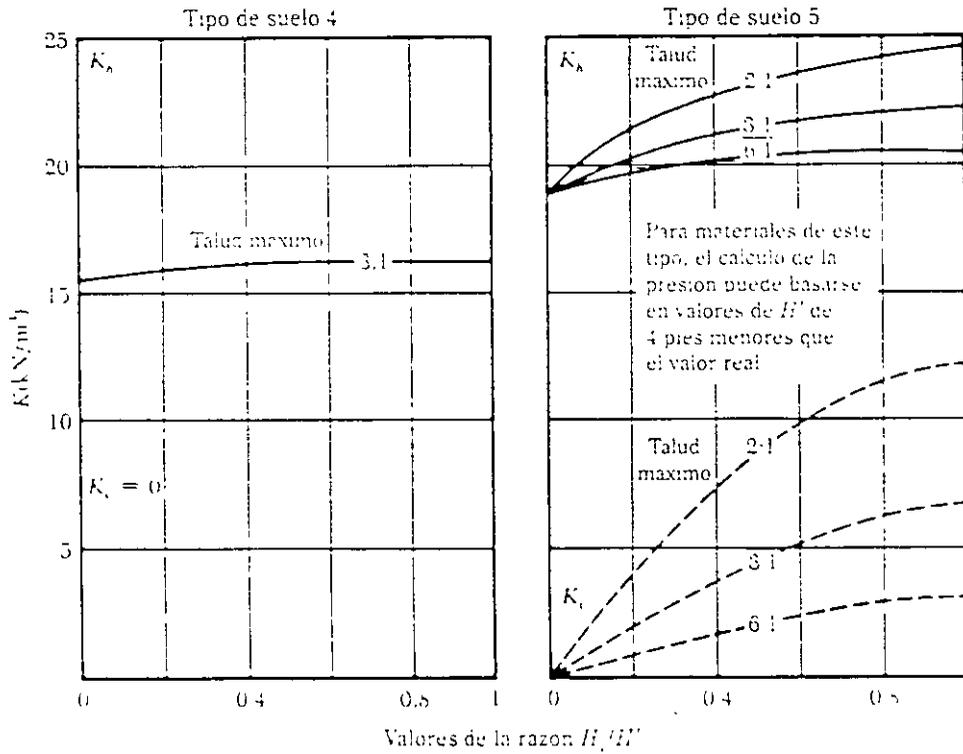
▼ TABLA 7.2 Procedimiento para el cálculo de $\sum M_o$

Sección (1)	Área (2)	Peso/unidad de longitud de muro (3)	Brazo de momento medido desde C (4) X_i	Momento respecto a C (5)
1	A_1	$W_1 = \gamma_2 \cdot A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \cdot A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_2 \cdot A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_2 \cdot A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_2 \cdot A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6 = \gamma_2 \cdot A_6$	X_6	M_6
		P_i	B	M_7
		$\sum W$		$\sum M_o$

Nota: γ_2 = peso específico del relleno.
 γ = peso específico del concreto



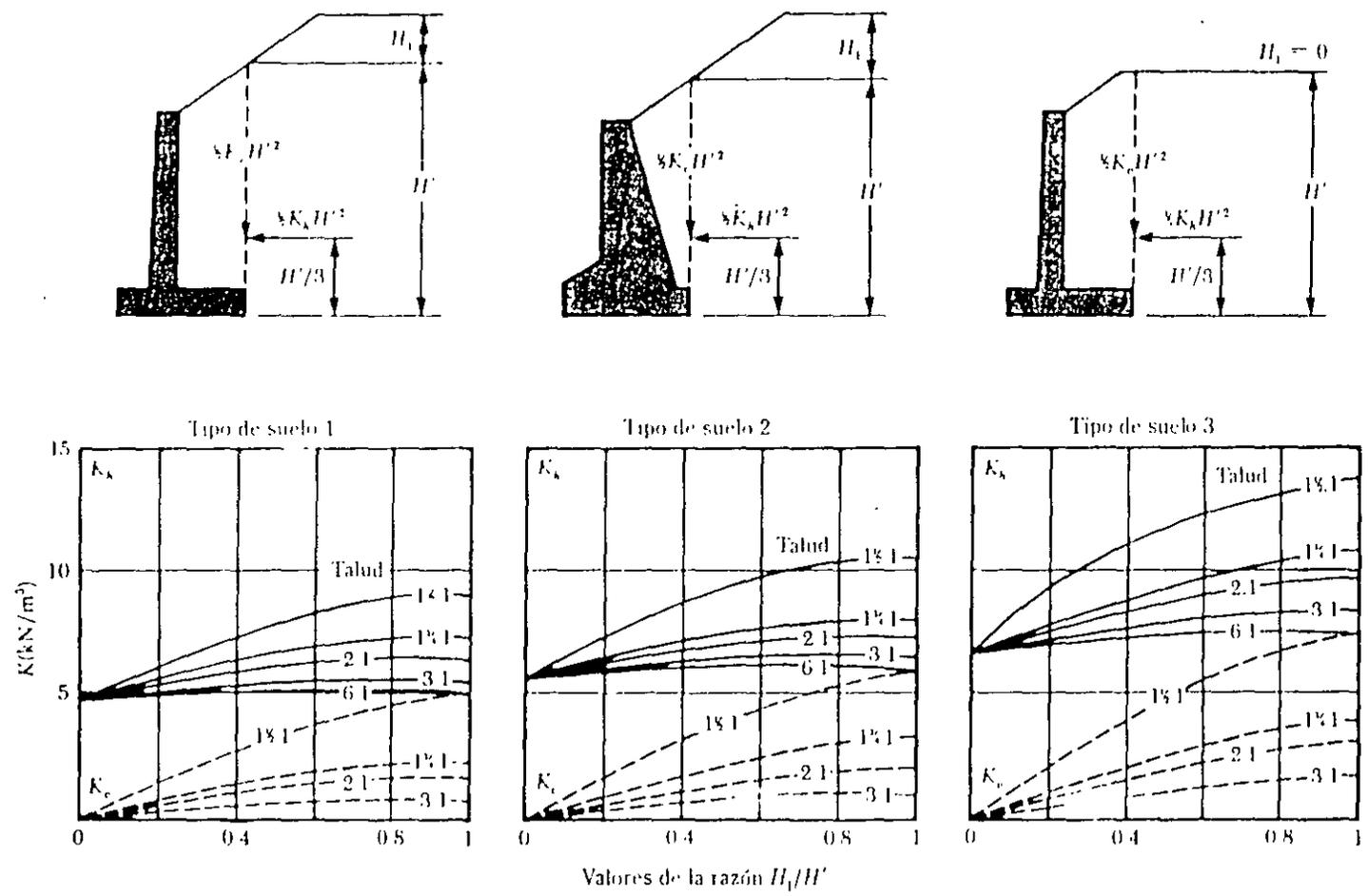
▼ FIGURA 7.6 Revisión del volteo, se supone que es válida la presión de Rankine



▼ FIGURA 7.5 Carta para estimar la presión del relleno contra muros de retención que soportan rellenos con superficies inclinadas hacia arriba desde la cresta del muro hasta una distancia limitada y luego se vuelven horizontales (tomado de *Soil Mechanics in Engineering Practice*, segunda edición por K. Terzaghi y R. B. Peck. Copyright 1967 por John Wiley and Sons. Reimpreso con autorización) (nota: 1 kN/m² = 0.301 lb/pies²)

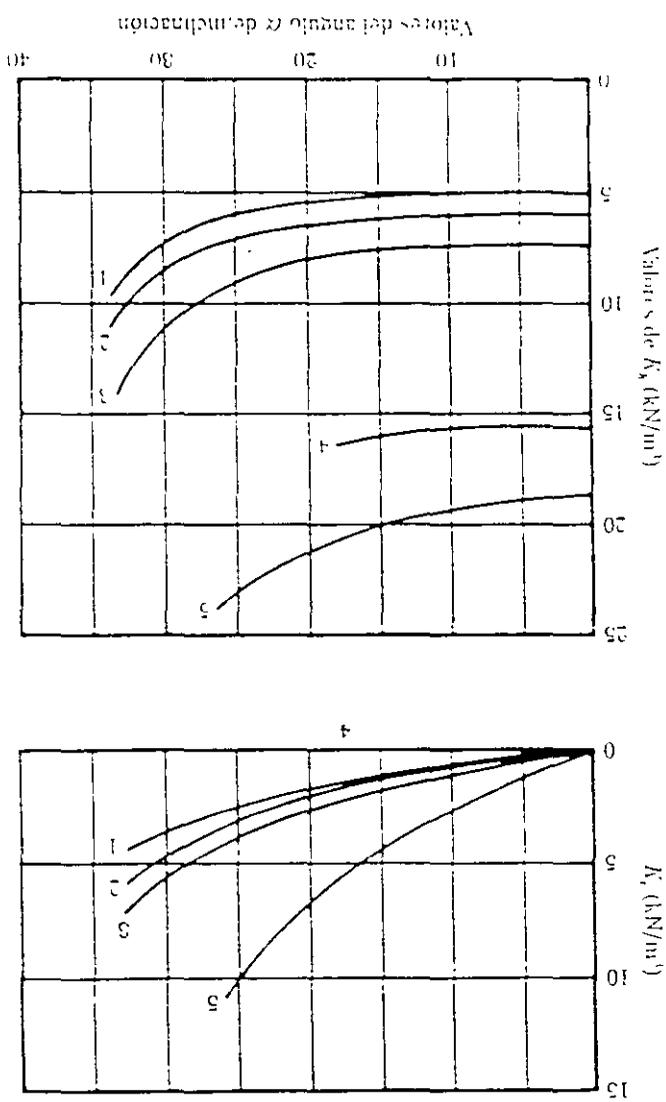
▼ TABLA 7.1 Tipos de relleno para muros de retención*

<ol style="list-style-type: none"> 1. Suelo de grano grueso sin partículas de suelo fino, muy permeable (arena limpia o grava) 2. Suelo de grano grueso de baja permeabilidad debido a la presencia de partículas del tamaño de limo 3. Suelo residual con rocas, arena limosa fina y materiales granulares con contenido de arcilla 4. Arcilla blanca o muy blanca, limos orgánicos o arcillas limosas. 5. Arcilla media o firme, depositada en trozos y protegida en forma tal que una cantidad despreciable de agua penetra en los espacios entre los trozos durante inundaciones o fuertes lluvias. Si esta condición de protección no es satisfactoria, la arcilla no debe usarse como material de relleno. Con rapidez creciente de la arcilla, el peligro en la pared debido a la infiltración del agua crece rápidamente.
<p>* Tomado de <i>Soil Mechanics in Engineering Practice</i>, segunda edición, por K. Terzaghi y R. B. Peck. Copyright 1967 por John Wiley and Sons. Reimpreso con autorización.</p>

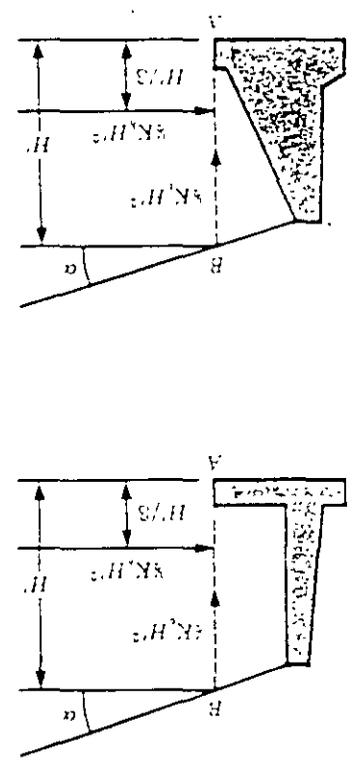


▼ FIGURA 7.4 (continuación)

FIGURA 7.4 Carta para estimar la presión del relleno contra muros de retención que soportan rellenos con superficies planas (tomado de *Soil Mechanics Engineering Practice*, segunda edición, por K. Terzaghi y R. B. Peck, Copyright 1967 por John Wiley and Sons, Reimpreso con autorización, modif. 1 kN/m² = 0.026 lb/ft²)



Nota: Los números sobre las curvas indican tipos de suelos que se indican en la tabla 7.1. Para materiales tipo B, los cálculos de la presión se basan en un valor de H' de 1.3 m menor que el valor real.



Si se usa la teoría de la presión de tierra de Coulomb, será necesario conocer el rango del ángulo δ de fricción del muro con varios tipos de material de relleno. Se dan a continuación algunos rangos del ángulo de fricción del muro de mampostería o de concreto.

Material de relleno	Rango de δ (grados)
Grava	27-30
Arena gruesa	20-28
Arena fina	15-25
Arcilla firme	15-20
Arcilla limosa	12-16

En el caso de muros de retención ordinarios no se encuentran problemas de nivel freático y por consiguiente de presión hidrostática. Siempre se toman medidas respecto al drenaje de los suelos retenidos.

En varios casos de muros de retención pequeños se usan *curvas semiempíricas* para evaluar la presión lateral de la tierra. Las figuras 7.4 y 7.5 muestran dos curvas semiempíricas dadas por Terzaghi y Peck (1967). La figura 7.4 es para rellenos con superficies planas y la figura 7.5 con inclinación del relleno hacia arriba desde la cresta del muro en una distancia limitada y luego continúan a nivel. Note que $\frac{1}{2}K_a H^2$ es la componente vertical de la fuerza activa sobre el plano AB ; similarmente, $\frac{1}{2}K_a H^2$ es la fuerza horizontal. Los números sobre las curvas indican los tipos de suelo descritos en la tabla 7.1.

7.4 REVISIONES DE LA ESTABILIDAD

Para revisar la estabilidad de un muro de retención, son necesarios los siguientes pasos:

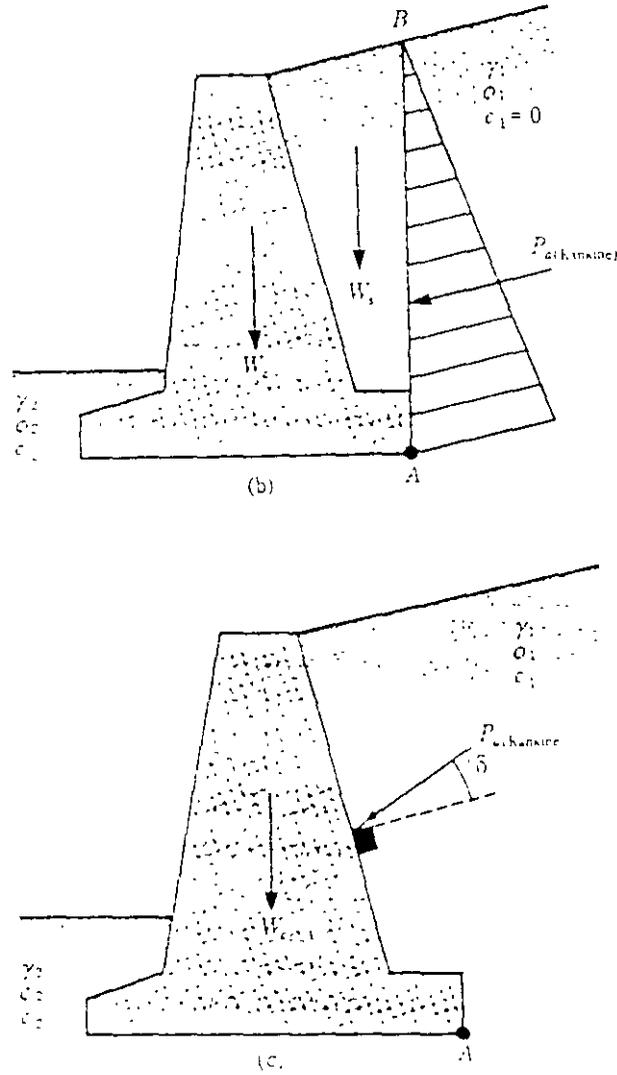
1. Revisión por *volteo* respecto a la punta
2. Revisión por *falla de deslizamiento* a lo largo de la base
3. Revisión por *falla de capacidad de carga* de la base
4. Revisión por *asentamiento*
5. Revisión por *estabilidad de conjunto*

Esta sección describe el procedimiento para revisar el volteo y el deslizamiento así como la falla por capacidad de carga. Los principios de la determinación de los asentamientos fueron vistos en el capítulo 4 y no se repetirán aquí. Algunos problemas relativos a la estabilidad de muros de retención se estudiarán en la sección 7.5.

Revisión por volteo

La figura 7.6 muestra las fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo y uno de gravedad, con base en la suposición de que la presión activa de Rankine actúa a lo largo de un plano vertical AB dibujado por el talón. P_p es la presión pasiva de Rankine; recuerde que su magnitud es

$$P_p = \frac{1}{2}K_p \gamma D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D \quad (6.58)$$



▼ FIGURA 7.3 (continuación)

nutada por la línea AC no es obstruida por el cuerpo del muro. El ángulo, η , que la línea AC forma con la vertical es

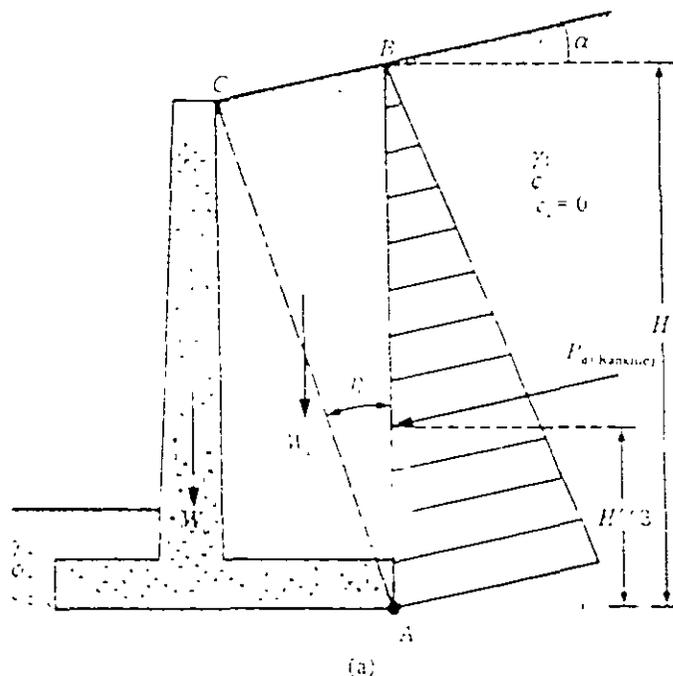
$$\eta = 45^\circ - \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi}{2} - \text{sen}^{-1} \left(\frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \phi} \right) \quad (7.1)$$

Un tipo similar de análisis se usa para muros de gravedad, como muestra la figura 7.3b. Sin embargo, la teoría de Coulomb también se usa, como muestra la figura 7.3c. Si se aplica la teoría de la presión activa de Coulomb, las únicas fuerzas por considerarse son $P_{1, Coulomb}$ y el peso, W_1 , del muro

Para muros de retención con contrafuertes, la proporción general del cuerpo y la losa de base es la misma que para muros en voladizo. Sin embargo, las losas de los contrafuertes deben tener aproximadamente 12 puig (≈ 0.3 m) de espesor y estar espaciadas a distancias centro a centro de entre $0.3H$ y $0.7H$.

7.3 APLICACIÓN DE LAS TEORÍAS DE LA PRESIÓN LATERAL DE TIERRA AL DISEÑO

Las teorías fundamentales para el cálculo de la presión lateral de tierra se presentaron en el capítulo 6. Para usar esas teorías en el diseño, un ingeniero debe hacer varias suposiciones simples. En el caso de muros en voladizo, el uso de la teoría de la presión de Rankine para revisiones de estabilidad, implica dibujar una línea vertical AB por el punto A , como muestra la figura 7.3a (que se localiza en el borde del talón de la losa de base). Se supone que la condición activa de Rankine existe a lo largo del plano vertical AB . Las ecuaciones de la presión activa de tierra de Rankine entonces se usan para calcular la presión lateral sobre la cara AB . En el análisis de estabilidad del muro, deben tomarse en consideración la fuerza $P_{\text{de Rankine}}$, el peso, W_s , del suelo arriba del talón y el peso, W_c , del concreto. La hipótesis para el desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara frontal AB es teóricamente correcta si la zona de contacto li-



▼ FIGURA 7.3 Hipótesis para la determinación de la presión lateral de la tierra: (a) muro en voladizo, (b) muro de gravedad

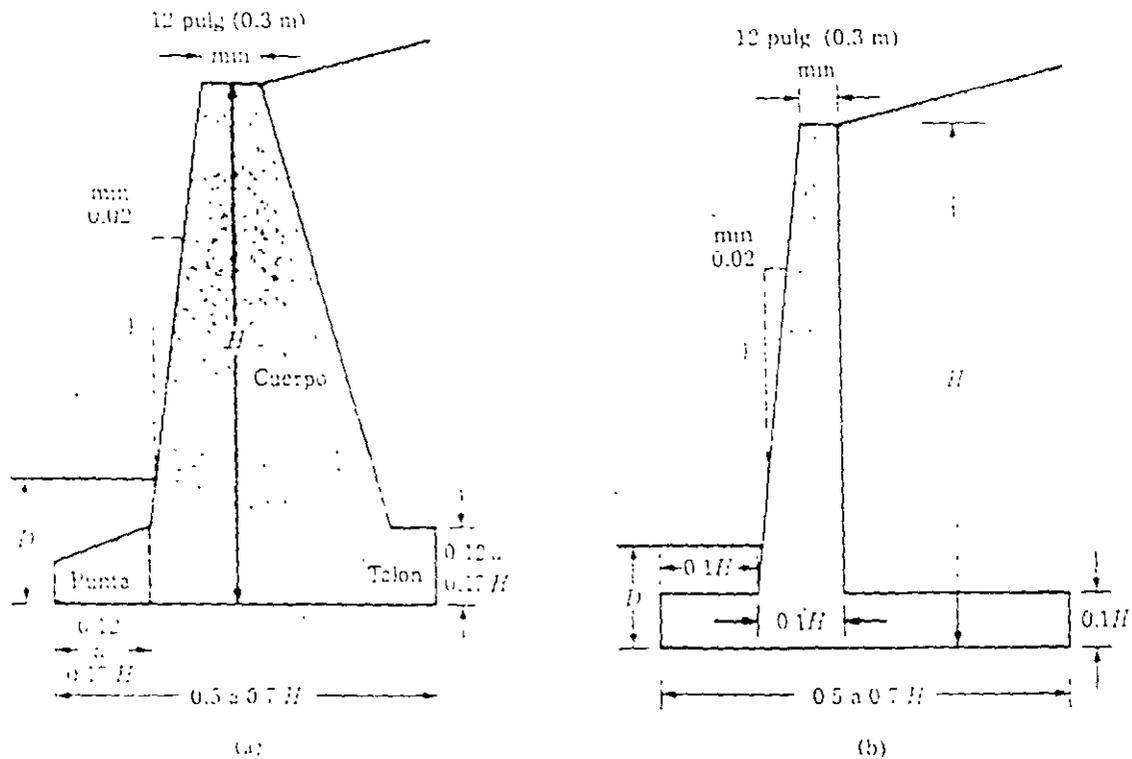
En este capítulo se describen primero los muros de gravedad y en voladizo y después los muros con rellenos estabilizados mecánicamente con franjas metálicas, geotextiles y geomallas de refuerzo.

MUROS DE GRAVEDAD Y MUROS EN VOLADIZO

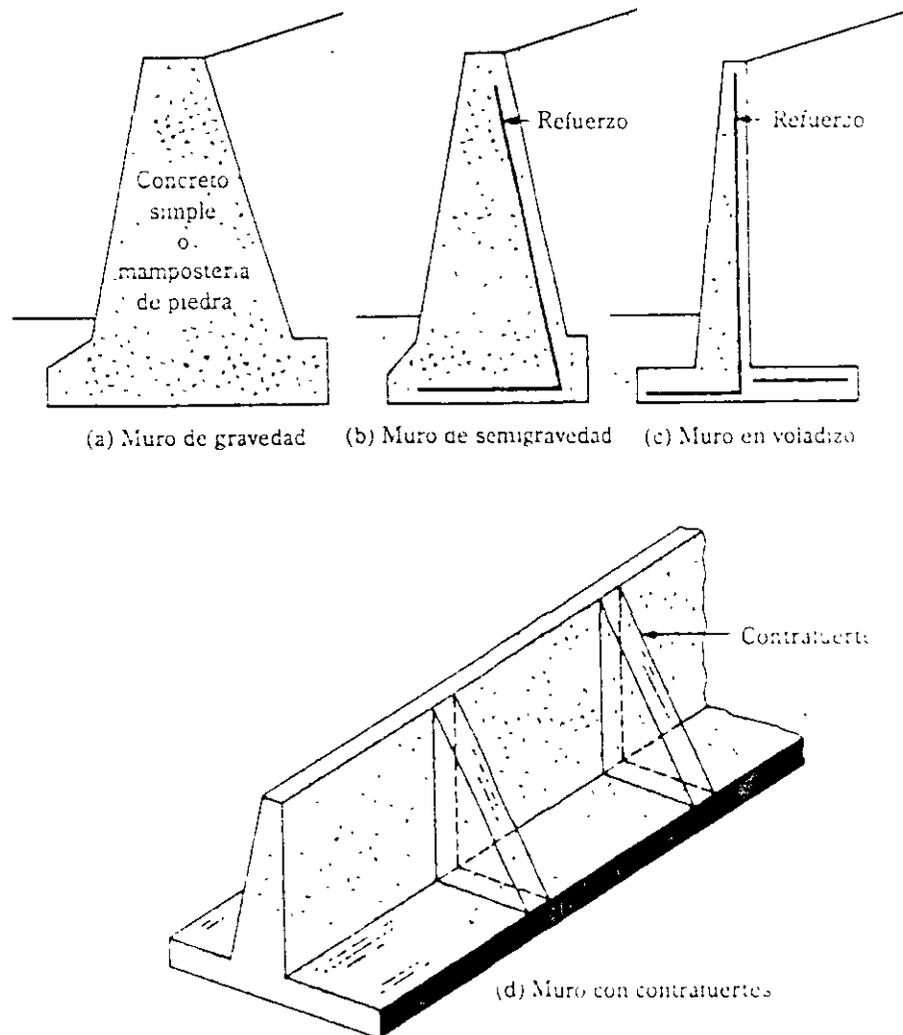
7.2 DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE RETENCIÓN

Al diseñar muros de retención, un ingeniero debe suponer algunas de las dimensiones, lo que se llama *proporcionamiento* o *dimensionamiento*, que permite al ingeniero revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse. La figura 7.2 muestra las proporciones generales de varias componentes de muros de retención usados para las revisiones iniciales.

Note que la parte superior del cuerpo de cualquier muro de retención debe ser mayor a 12 pulg (= 0.3 m) para colocar apropiadamente el concreto. La profundidad D , hasta la base de la losa debe tener por lo menos 2 pies (= 0.6 m). Sin embargo, el fondo de la losa de base debe situarse debajo de la línea de congelamiento estacional.



▼ FIGURA 7.2 Dimensiones aproximadas para varias componentes de muros de retención para revisiones iniciales de la estabilidad: (a) muro de gravedad, (b) muro en voladizo [Nota: la dimensión mínima de D es de 2 pies (= 0.6 m)]



▼ FIGURA 7.1 Tipos de muros de retención.

que incluye la revisión de posibles fallas por *volteo*, *deslizamiento* y *capacidad de carga*. En segundo lugar, cada componente de la estructura se revisa por *resistencia adecuada* y se determina el refuerzo de acero de cada componente.

Este capítulo presenta los procedimientos para determinar la estabilidad de los muros de retención. Las revisiones de la resistencia adecuada de cada componente de las estructuras se encuentran en cualquier libro de texto sobre concreto reforzado.

Los muros de retención mecánicamente estabilizados tienen sus rellenos estabilizados por elementos de refuerzo tales como franjas metálicas, mallas de alambre soldado, geotextiles y geomallas. Esos muros son relativamente flexibles y soportan grandes desplazamientos verticales y horizontales sin mucho daño.

MUROS DE RETENCIÓN

7.1 INTRODUCCIÓN

En el capítulo 6 se estudiaron varios tipos de presiones laterales de tierra. Esos conceptos se usarán en este capítulo para diseñar varios tipos de muros de retención. En general, estos se dividen en dos categorías principales: (a) convencionales y (b) muros de tierra estabilizados mecánicamente.

Los muros de retención convencionales se clasifican como

1. Muros de retención de gravedad
2. Muros de retención de semigravedad
3. Muros de retención en voladizo
4. Muros de retención con contrafuertes

Los *muros de retención de gravedad* (figura 7.1a) se construyen con concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad. Este tipo de construcción no es económico para muros altos.

En muchos casos, una pequeña cantidad de acero se usa para la construcción de muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones del muro, denominados generalmente *muros de semigravedad* (figura 7.1b).

Los *muros de retención en voladizo* (figura 7.1c) están hechos de concreto reforzado y constan de un tallo delgado y una losa de base. Este tipo es económico hasta una altura aproximada de 25 pies (8 m).

Los *muros de retención con contrafuertes* (figura 7.1d) son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares éstos tienen losas delgadas de concreto conocidas como *contrafuertes* que conectan entre sí el muro con la losa de la base. El propósito de los contrafuertes es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes.

Para diseñar apropiadamente los muros de retención, un ingeniero debe conocer los parámetros básicos del suelo, es decir, el *peso específico o volumétrico*, el *ángulo de fricción*, y la *cohesión* del suelo retenido detrás del muro y del suelo debajo de la losa de la base. Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite al ingeniero determinar la distribución de la presión lateral necesaria para el diseño.

Existen dos fases en el diseño de un muro de retención convencional. Primero, conocida la presión lateral de la tierra, la estructura en su conjunto se revisa por *estabilidad*,

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**“DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACION DE CARRETERAS”**

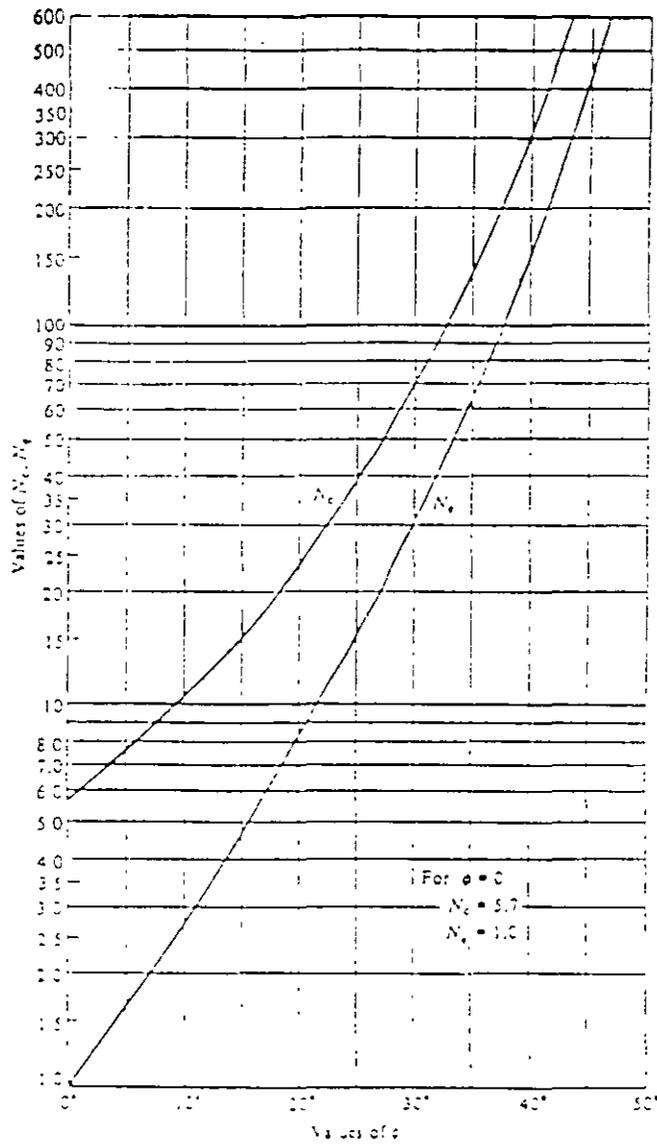
MÓDULO 1: GEOTECNIA BÁSICA EN CARRETERAS

TEMA: MUROS DE CONTENCIÓN ¹

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Villahermosa, Tabasco
Agosto y septiembre del 2001

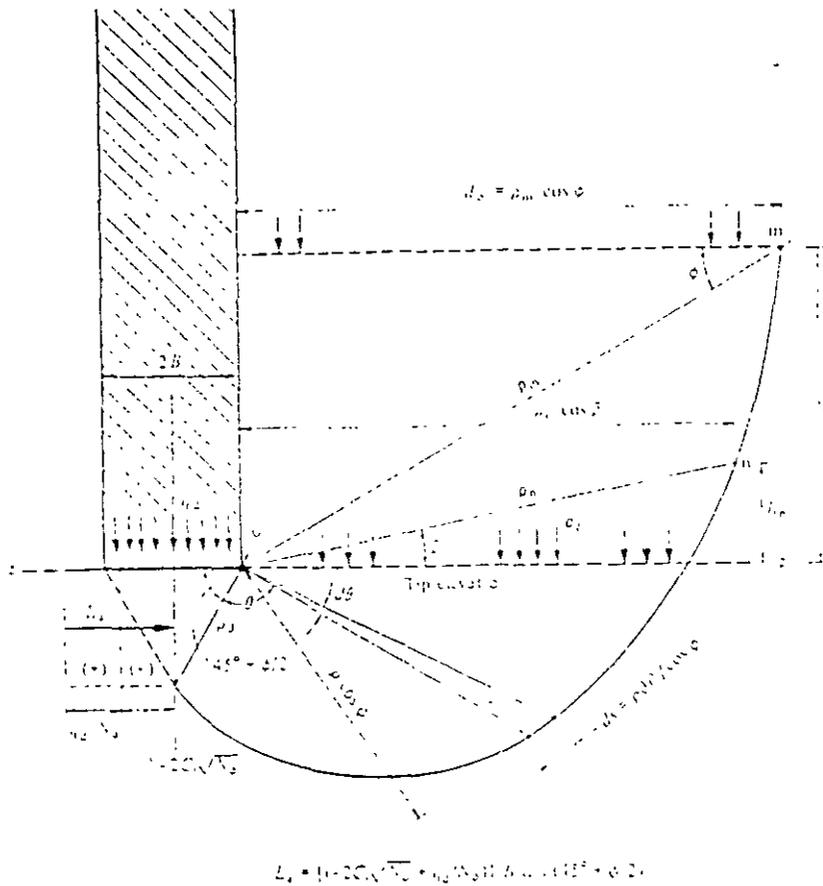
¹ Notas tomadas del libro “ Principios de Ingeniería de Cimentaciones”, Capítulo 7, Braja M. DAS, Editorial Internacional Thomson, 2001



$$N_c = \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \frac{c \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}$$

$$N_q = \frac{\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) c}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)}$$

FIG. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS (Zeevaert 1973)



$$L_p = (1 + 2C_1 \sqrt{N_c}) \cdot \rho_0 \sqrt{1 + \cos \phi} \cdot \tan \phi \cdot \cos \phi$$

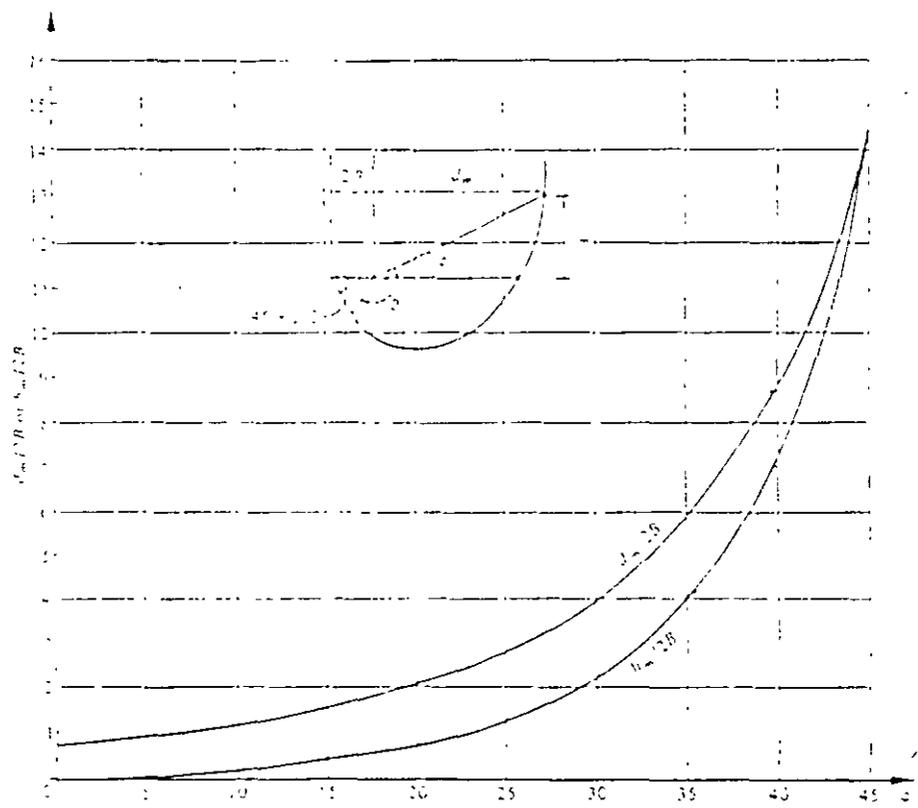


FIG. CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES O PILAS, MECANISMO DE FALLA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS (Zeevaert 1973)

Tabla 3.4 Factores de capacidad de carga para las ecuaciones propuestas por Meyerhof, Hansen y Vesic.

Note that N_c and N_q are same for all three methods, subscripts identify author for N_λ .

ϕ	N_c	N_q	$N_{\lambda(H)}$	$N_{\lambda(M)}$	$N_{\lambda(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

Tabla 3.2 Factores de capacidad de carga para la Teoría de Terzaghi.

ϕ , deg	N_c	N_q	N_γ	K_{p0}
0	5.7†	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

$$\dagger = 1.5\pi + 1.$$

Tabla 3.3 Factores de forma, profundidad e inclinación para la ecuación de capacidad de carga de Meyerhof, tabla 3.1.

Factors	Value	For
Shape Factor	$s_c = 1 + 0.2K \frac{B}{L}$	Any ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_c = s_q = 1$	$\phi = 0$
Depth Factor	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K} \frac{L_c}{B}$	Any ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K} \frac{D_c}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_c = d_q = 1$	$\phi = 0$
Inclination Factor	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2$	Any ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^2}{\phi^2}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$	$\phi = 0$

Where $K = \tan^2(45 + \phi/2)$ as on Fig 4.2

θ = angle of resultant measured from vertical without a sign

B, L, D = previously defined

Tabla 3.1 Ecuaciones de capacidad de carga propuestas por diversos autores (Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic).

Terzaghi (VER TABLA 3-2 PARA VALORES TÍPICOS Y VALORES DE K_p)

$$q_{ult} = cN_{cs} + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_s$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_s = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

$K_p = 2c^2$
 $K_p = 2c^2$
 $K_p = 2.710^4$
 $N_q = 10.710^4$
 $N_c = 20.10^4$
 $N_s = 0.710^4$

PROF.	LARGA	REDONDA	CUADRADA
$s_c = 1.0$	1.3	1.3	
$s_s = 1.0$	0.6	0.8	

Meyerhof (VER TABLA 3-3 PARA LOS FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACIÓN)

CARGA VERTICAL : $q_{ult} = cN_{cs}d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma BN_s d_s$

CARGA INCLINADA : $q_{ult} = cN_{cs}d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma BN_s d_s$

$$N_q = e^{1.4\phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_s = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Hansen (VER TABLA 3-5 PARA LOS FACTORES)

General $q_{ult} = cN_{cs}d_c i_c q_c h_c + \bar{q}N_q s_q d_q g_q h_q + 0.5\gamma BN_s d_s i_s q_s h_s$

when $\phi = 0$

use $q_{ult} = 5.14s_c(1 + s'_c + d'_c - i'_c - h'_c - g'_c) + \bar{q}$

$N_q =$ same as Meyerhof above

$N_c =$ same as Meyerhof above

$N_s = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$

use (VER TABLA 3-5)

use Hansen's equations above

$N_q =$ same as Meyerhof above

$N_c =$ same as Meyerhof above

$N_s = 2(N_q - 1) \tan \phi$

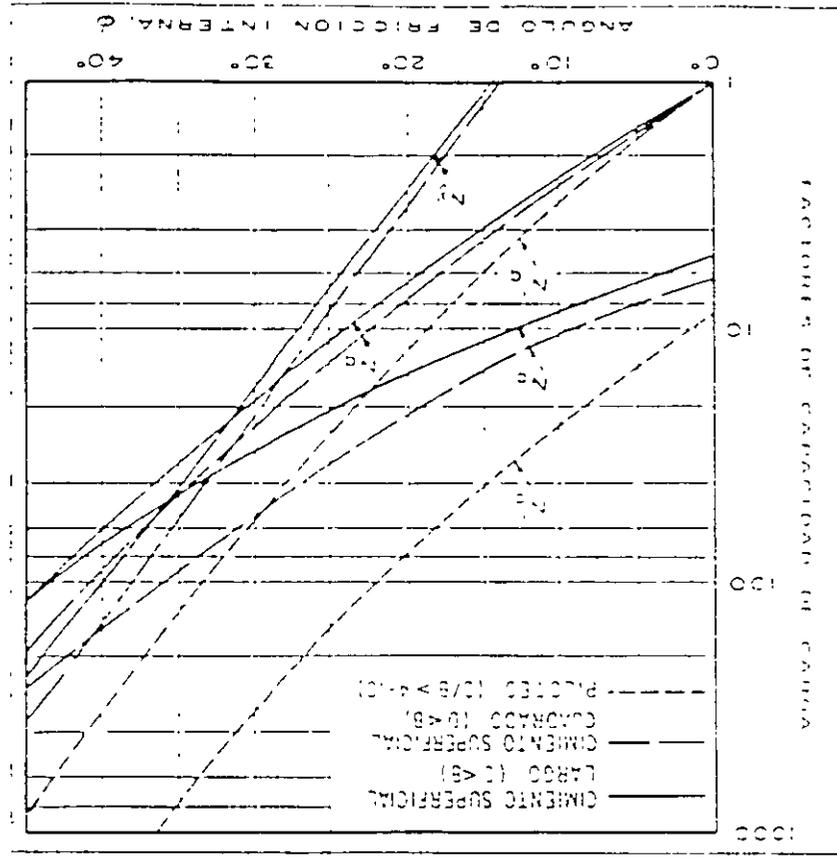
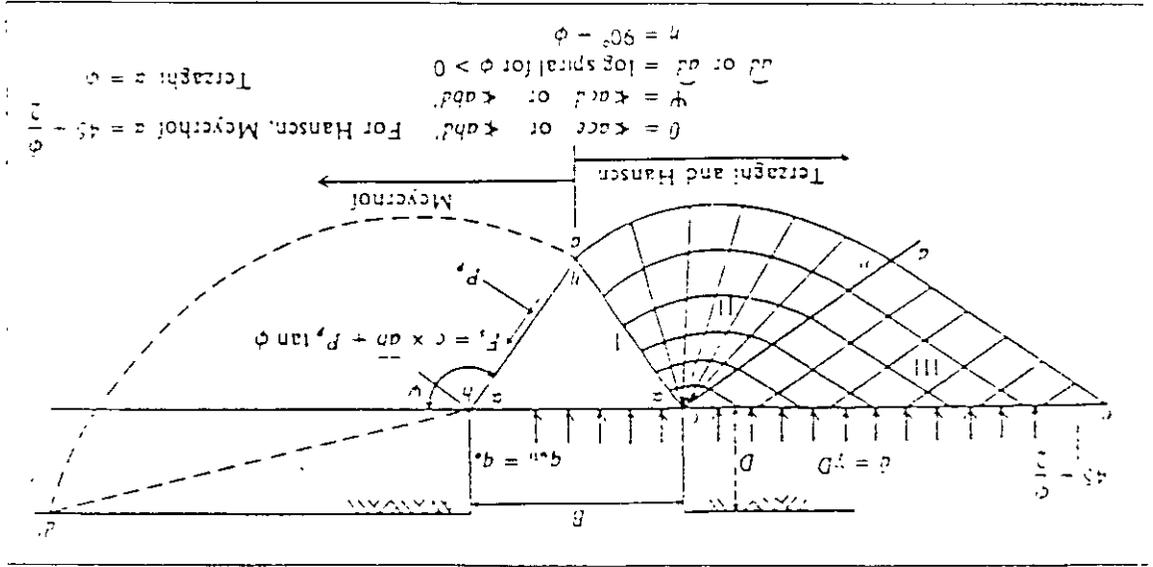


FIG. 13 Factor de seguridad de capacidad de carga para cimentaciones superficiales y pilotes.

14. Información sujeta a revisión para el análisis de la capacidad de carga de una zapata larga a la izquierda para Terzaghi, 1944; Hansen, 1970; y a la derecha para Meyerhof (1951, 1963).



$\delta = \psi$ or $\delta = \psi - \phi$
 $\psi = \psi$ or $\psi = \psi - \phi$
 $\delta = \psi$ or $\delta = \psi - \phi$
 For Hansen, Meyerhof $\alpha = 45 - \frac{1}{2}\phi$
 Terzaghi $\alpha = 0$

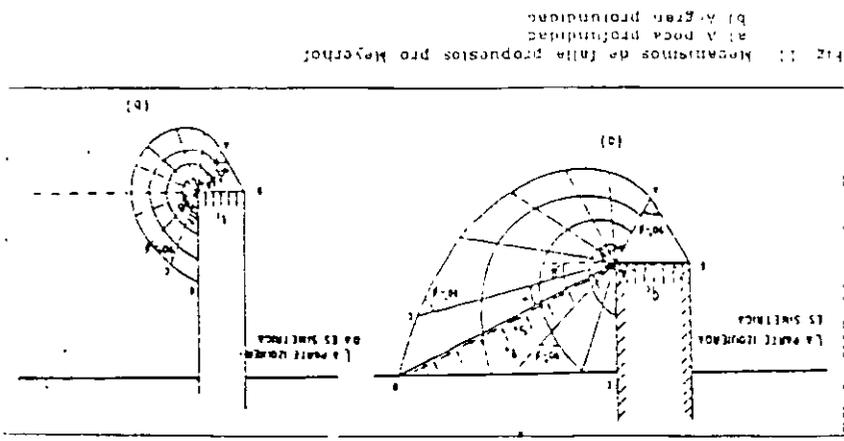


FIG. 14 Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof: a) a poca profundidad b) a gran profundidad.

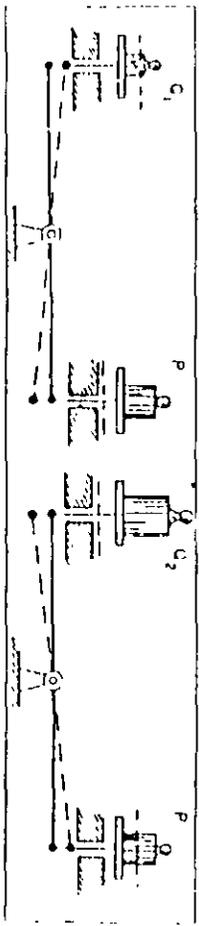


Fig. 1. Modelo de Khrushchevich.

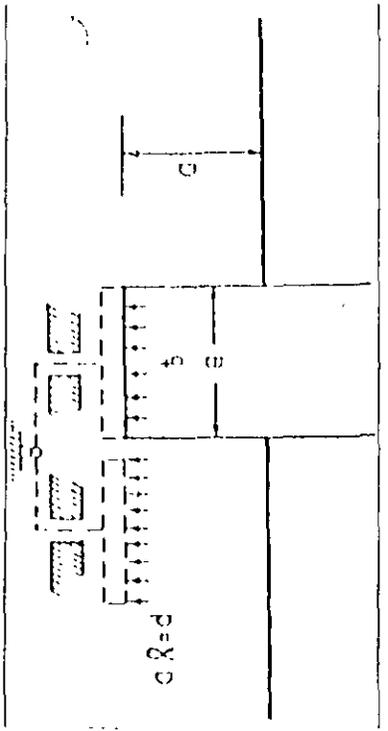


Fig. 2. Correspondencia de un elemento con la delantera de Khrushchevich.

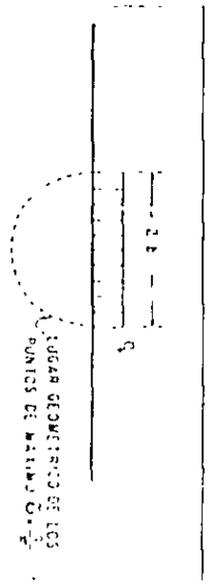


Fig. 3. Esfuerzos cortantes maximos bajo una carga de longitud infinita.

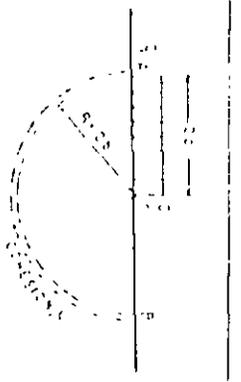


Fig. 4. Aproximación de carga al centro de la viga. Inspección de la línea neutra.

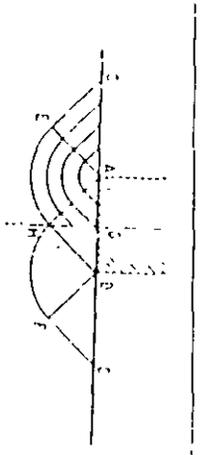


Fig. 5. Solución de Prandtl.

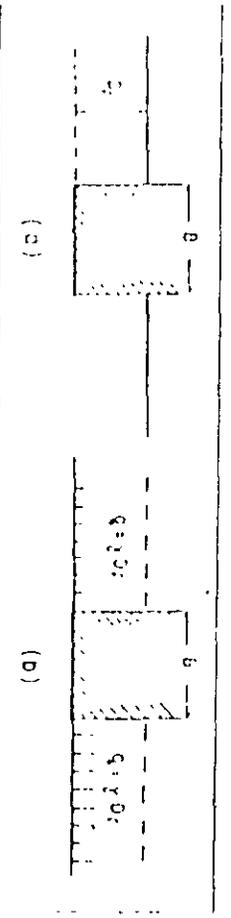


Fig. 6. Equivalencia del apoyo sobre el apoyo de delante de un elemento con una sobrecarga ubicada a su paso.

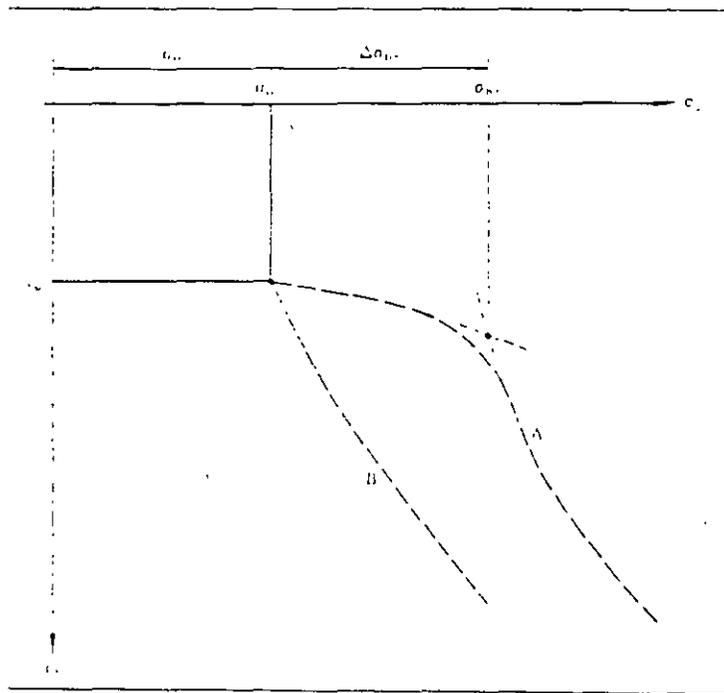


Fig. 14 Tipos de suelos preconsolidados y normalmente consolidados

$$q_s = \frac{5.7c}{FS} + \sigma_{oc}$$

De acuerdo con esta expresión, cuando el peso del suelo excavado es igual al peso total de la estructura y su cimentación, el factor de seguridad tiende a ser muy grande.

$$q = q_s - u_{od} = \sigma_{oc} - u_{od} = p_{oc}$$

$$q = p_{oc}$$

$$FS \rightarrow \infty$$

La posición, cuando el suelo es de tipo preconsolidado aplicar al suelo un incremento de carga por arriba del esfuerzo efectivo inicial, esto es:

$$\Delta\sigma_d = \frac{5.7c}{FS}$$

en este caso el factor de seguridad no debe ser menor de 3.

Sin embargo, debe tenerse cuidado de no rebasar el esfuerzo crítico de compresión o carga de preconsolidación σ_{pc} , fig. 14, para evitar grandes deformaciones al alcanzar la rama virgen de la curva de compresibilidad. Para evitar lo anterior, debe cumplirse a cualquier profundidad:

$$\Delta\sigma_d \leq (\sigma_{pc} - \sigma_{oc}) / FS, \text{ donde } FS \geq 2$$

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_v$$

En el caso de que la carga sea excéntrica, actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, se recomienda modificar, para efecto de cálculo, el ancho de la cimentación:

$$B' = B - 2e$$

Este ancho reducido B' , debe usarse en las formulas en el término en que interviene B , en lugar de este último y además, también debe usarse al calcular la carga total que puede soportar el cimiento, al evaluar el área total de éste

Si existe una carga excéntrica en las dos direcciones (longitud y ancho), el criterio anterior se aplica independientemente a las dos dimensiones del cimiento.

Para el caso de cimientos superficiales que han de soportar cargas inclinadas un ángulo θ con la vertical, se deberá de estimar la componente vertical de la capacidad de carga con base en los siguientes factores, denominados de inclinación y que son:

$$i_x = i_y = (1 - \theta/90^\circ)^2$$

$$i_z = (1 - \theta/\phi)^2$$

Estos números multiplicaran a los respectivos factores de capacidad de carga, obtenidos de la fig. 13., para obtener la capacidad reducida del cimiento

En resumen, la componente vertical de la capacidad de carga de un cimiento superficial puede escribirse en el caso general, de cargas inclinadas y excéntricas, como:

$$q_v = \frac{Q}{B' L'} = d_1 i_x c N_c + d_2 i_y q + D_1 N_q + d_3 i_z 0.5 \gamma B' N_\gamma$$

Cimentaciones Compensadas

Como su nombre lo indica en este tipo de cimentaciones lo que se busca es remplazar el peso del suelo excavado por el peso de la estructura y su cimentación.

En una cimentación compensada la capacidad de carga del suelo no constituye, en términos generales, el problema a resolver, es de mayor importancia el correspondiente a los movimientos verticales, expansión y asentamiento, debidos al cambio de esfuerzos que se produce por la excavación para aljar la cimentación y la recompresión por el peso de la estructura.

Las cimentaciones compensadas tienen su razón de ser en suelos de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante

La capacidad de carga puede estimarse con la expresión:

$$q_u = 5.7c + \sigma_{oa}$$

donde

q_u capacidad de carga última

c cohesión del material de apoyo.

σ_{oa} esfuerzo efectivo al nivel de desplante

La capacidad admisible de carga se obtienen aplicando un factor de seguridad al término de la cohesión, esto es

Las diferencias estriban en p_0 , que ahora no es simplemente igual a γh y en los tres factores de capacidad de carga, N_c , N_q y N_γ , que son diferentes en valor numérico a los que se manejan con la Teoría de Terzaghi.

Meyerhof ha substituido su planteamiento original por uno diferente (1963), fundamentado principalmente en el conocimiento empírico. En este nuevo trabajo Meyerhof vuelve a plantear para el caso de los cimientos superficiales, una ecuación que tiene la forma matemática de la ecuación original de Terzaghi:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Para cimientos largos, los coeficientes de capacidad de carga son:

$$\begin{aligned} N_c &= c^{-1} \tan \phi N_0 \\ N_q &= (N_q - 1) \cot \phi \\ N_\gamma &= (N_\gamma - 1) \tan (1.4\phi) \end{aligned}$$

En la fig 13 aparecen con líneas llenas las gráficas de dichas expresiones. Para el caso de cimientos superficiales circulares o cuadrados ($B=L$), los coeficientes que deben de considerarse son los mostrados con líneas discontinuas de raya larga. Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, con relación B/L , no se han obtenido factores de capacidad de carga por métodos teóricos, pero Meyerhof propone una interpolación entre un cimiento largo y cuadrado

Otro procedimiento, eliminando la interpolación, para obtener los coeficientes de capacidad de carga en el caso cimientos rectangulares es el multiplicar los coeficientes para cimientos largos por los denominados factores de forma, de origen empírico y que son

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0.2 N_q (B/L) \\ s_q &= s_\gamma = 1, \text{ para } 0 \leq \phi \leq 10^\circ \\ s_c &= s_\gamma = 1 + 0.1 N_q (B/L), \end{aligned}$$

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, el valor de ϕ puede estimarse a partir de una interpolación lineal (respecto a la relación B/L) entre los valores correspondientes a cimientos cuadrados y a cimientos muy largos. Meyerhof propone:

$$\phi = (1 - 0.1(B/L)) \phi_0$$

En donde ϕ_0 es el ángulo de resistencia en un cimiento rectangular con relación B/L , y ϕ_0 es el ángulo obtenido en una prueba triaxial estándar de compresión. El valor de ϕ_0 deberá utilizarse para determinar los factores de capacidad de carga en cimientos rectangulares superficiales, utilizando la fig 13.

La expresión original de capacidad de carga no toma en cuenta la resistencia del suelo al esfuerzo cortante arriba del nivel de despiante, por lo tanto para cimientos superficiales, en que $D_f \leq B$, el incremento en la capacidad de carga puede afinarse con los llamados factores de profundidad, por los que hay que multiplicar los respectivos factores de capacidad de carga, obtenidos de la fig 13., para obtener los corregidos

$$\begin{aligned} d_c &= 1 + 0.2 \sqrt{N_q} D_f B \\ d_q &= d_\gamma = 1, \text{ para } 0 \leq \phi \leq 10^\circ \\ d_c &= d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_q} D_f B, \text{ para } \phi > 10^\circ \end{aligned}$$

Lo antes expuesto se refiere a cimientos superficiales en los que la resultante de las cargas a ellos aplicadas es centrada y vertical. En la práctica, sin embargo, es frecuente que dicha resultante sea excéntrica y/o inclinada y ambas condiciones tienden a disminuir substancialmente la capacidad de carga de las cimentaciones

Para los suelos puramente cohesivos, $c \neq 0$ y $\phi = 0$, en este caso $N_c = 5.7$; $N_q = 1.0$ y $N_\gamma = 0.0$

Con estos valores la ecuación de Terzaghi cimentos de longitud infinita queda de la siguiente forma:

$$q_c = 5.7c + \gamma D_f \quad (4)$$

En una prueba de compresión simple $c = \frac{q_u}{2}$ por lo que

$$q_c = 2.85 q_u + \gamma D_f \quad (5)$$

Para el caso de cimentos cuadrados y circulares bastará con sustituir los valores de N_c , N_q y N_γ antes encontrados en las ecuaciones (2) y (3). En cimentos que tienen una longitud finita comunmente se utiliza la expresion siguiente:

$$q_c = 2.85 q_u \left(1 - 0.5 \frac{B}{L}\right) + \gamma D_f$$

Teoria de Skempton

- Suelos cohesivos
- N_c es dependiente de la profundidad de desplante, creciendo conforme aumenta la profundidad de desplante hasta un valor constante para una relacion $D/B \geq 4.5$
- $q_c = c N_c + \gamma D_f$
 - $N_c = 5.7 f(D/B)$ Fig. 9
 - $D \Rightarrow$ Es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente Fig. 10
 - $B \Rightarrow$ Es el ancho
 - y $D_f \Rightarrow$ Es la sobrecarga, y en un suelo heterogéneo deben tomarse en cuenta los diferentes espesores de los suelos que forman el perfil.

Teoría de Meyerhof

En la teoria de Terzaghi, no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento, el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueda desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante.

Meyerhof trato de cubrir esta deficiencia con una teoria de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes.

En esta teoria y para el caso de cimentos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en las fig. 11 y 12.

Segun Meyerhof, la cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes, a la que se puede considerar en estado activo de Rankine, la cuña ABC , limitada por un arco de espiral logaritmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña $BCDE$ es una zona de transicion en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plastico pasivo. La extensión del estado plastico en esta ultima zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentacion. La línea BD es llamada por Meyerhof la **superficie libre equivalente** y en ella actúan los esfuerzos normales, p_o , y tangenciales, s_o , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE .

La expresion a que se llega finalmente al desarrollar la Teoria de Meyerhof (1950) es:

$$q_c = c N_c + p_o N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

P_{pc} : Componente debida a la cohesión, superficie CDE

P_{pq} : Componente debida a la sobrecarga $q = \gamma D_c$ superficie AE

P_{pr} : Componente debida a los efectos normales y de fricción, superficie CDE

$$q_c = \frac{1}{B} (2\{P_{pc} + P_{pq} + P_{pr}\} + Bc \tan \phi) ; q_c = \frac{2}{B} (P_{pc} + P_{pq} + P_{pr} \gamma + \frac{1}{2} Bc \tan \phi)$$

Calculando algebraicamente los valores de P_{pc} , P_{pr} , P_{pq} , llegamos a que la carga de falla es:

$$q_c = cN_c - \gamma D_c N_q - \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Ahora q_c es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla. (se expresa en unidades de presión).

N_c , N_q , N_γ . Factores de capacidad de carga función del ángulo ϕ , debidos a la cohesión, sobrecarga y al peso del suelo

La ecuación anterior es la fundamental de la teoría de Terzaghi y permite calcular, en principio, la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita, con carga vertical uniformemente. La condición necesaria es conocer los valores de N_c , N_γ y N_q , obtenidos a partir de la Fig. 8.

Las líneas punteadas, se explican de la siguiente forma: el mecanismo de falla, fig. 7., supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados inicialmente se amplían hasta los puntos E' y E , de tal manera que en el instante de la falla, toda la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite. Este tipo de falla se le conoce como falla general. En materiales arenosos sueltos o arcillas muy blandas, donde la deformación crece mucho cerca de la carga de falla, el cimiento penetra pero no logra desarrollarse el estado plástico hasta los puntos E y E' , sino que la falla ocurre antes, a carga menor, al llegar a un nivel de asentamientos, que para el cimiento equivale a la falla del mismo. A este mecanismo se le conoce como falla local. Para obtener la capacidad de carga de un modo aproximado en la falla local se hace:

$$c' = 2/3c \quad \tan \phi' = 2/3 \tan \phi$$

Y se aplica la expresión general, esto es, se determina la posibilidad de falla local. Si esto es posible se calcula ϕ' y se determinan los valores N_c , N_q y N_γ , utilizando las líneas llenas.

Otra forma es utilizar el valor de ϕ y las curvas discontinuas

Finalmente la capacidad de carga última respecto a la falla local queda dada por la expresión:

$$q_c = \frac{2}{3} c N_c + \gamma D_c N_q - \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Esta teoría se refiere a cimientos continuos, para cimientos cuadrados o redondos, no existe ninguna teoría, ni aun aproximada, por lo que Terzaghi propuso lo siguiente:

Para cimientos cuadrados, $q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_c N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$ (2)

B, Ancho=Largo del cimiento.

Para cimientos circulares, $q_c = 1.3c N_c + \gamma D_c N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$ (3)

R; Radio del cimiento

En ambos casos N_c , N_q y N_γ serán los correspondientes a la falla general o local.

Las ecuaciones anteriores corresponden a cimientos con carga vertical sin ninguna excentricidad

Para completar la aplicación del análisis límite a los problemas de capacidad de carga de suelos puramente cohesivos se necesita un valor límite superior para el valor de la carga última q_u . Para realizar este análisis se aplica el Método Succo al problema de capacidad de carga, fig. 4.

En realidad puede demostrarse que el círculo analizado no es el más crítico posible. Si se escoge un centro en O' , sobre el borde del área cargada, pero más alto que O , puede probarse que existe un círculo, el más crítico de todos, para el que $q_{max} = 5.5c$ y representa la carga máxima que puede darse al cimiento, sin que ocurra el deslizamiento a lo largo del nuevo círculo.

Así la carga última real, q_u , resulta acotada entre los valores

$$\pi c \leq q_u \leq 5.5 c$$

En la solución de Prandtl, se propone que el mecanismo de falla es el mostrado en la fig. 5, y se debe de calcular cuál es la presión máxima que puede darse a un elemento rígido sin que penetre, a este valor particular se le denomina carga límite. El valor límite de la presión encontrado por Prandtl fue de $q_{max} = (\pi + 2)c$. Esta solución es la base de todas las Teorías de Capacidad de Carga que se han desarrollado para aplicación específica a suelos.

La Teoría de Terzaghi:

La teoría cubre el caso más general de suelos con "cohesión y fricción", es la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos poco profundos: dicha expresión se aplica a cimentaciones en las que el ancho $B \geq D_f$ (Profundidad de desplante). De la parte superior se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante τ , haciendo la equivalencia del suelo arriba del nivel de desplante como una sobrecarga q , fig. 6.

Con base en los estudios de Prandtl en suelos cohesivos, Terzaghi los extendió a un suelo de tipo cohesivo-friccionante, proponiendo el mecanismo de falla mostrado en la fig. 7.

En este mecanismo de falla, la zona I, es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. Una zona II es de deformación tangencial radial. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

Para que el cimiento penetre deberá de vencer las fuerzas resistentes, como son la cohesión en las superficies Ac y la resistencia pasiva en esas mismas superficies, en el caso de la falla incipiente, estos empujes forman un ángulo ϕ , la dirección es vertical.

Despreciando el peso de la cuña y considerando el equilibrio de fuerzas verticales

$$q_u B = 2P_p + 2C_l \text{Sen } \phi$$

de Carga de falla en el cimiento

P_p Empuje pasivo

C_l Fuerza de cohesión

$$\Rightarrow q_u B = 2P_p + 2 \frac{Bc}{2 \cos \phi} \text{ Sen } \phi$$

$$q_u = \frac{1}{B} (2P_p + Bc \tan \phi)$$

Lo que tenemos que calcular es el valor de P_p , $P_p = P_{ps} + P_{pb} - P_{pm}$

Para visualizar el problema de la Capacidad de Carga en suelos resulta útil el análisis del modelo mecánico que se presenta a continuación, debido a Khrisianovich. Considérese una balanza ordinaria, cuyo desplazamiento está restringido por fricción en las guías de los platillos, fig. 1.

Si un peso suficientemente pequeño se coloca en un platillo, la balanza permanecerá en equilibrio, pues la fricción en las guías puede neutralizarse en cambio, si el peso colocado es mayor que la capacidad de las guías para desarrollar fricción, se requerirá, para el equilibrio, un peso suplementario en el otro platillo.

En el platillo derecho existe P y se requiere conocer Q , que debe colocarse en el platillo izquierdo, para tener la balanza en equilibrio crítico (situación en que la balanza pierde su equilibrio con cualquier incremento de peso en uno de sus platillos). Este problema tiene dos soluciones: una corresponde a un $Q < P$ y la otra, por el contrario, a un $Q > P$.

Considérese ahora el caso de una cimentación. Un cimiento de ancho B , está desplazado a una profundidad D , dentro de un medio continuo, fig. 2. El problema de una cimentación sería encontrar la carga Q , máxima, que puede ponerse en el cimiento, sin que se pierda la estabilidad del conjunto. La presión q , que puede ponerse en el platillo izquierdo es mayor que la carga del otro platillo, $P = Bq$, puesto que la resistencia del suelo, representada en el modelo por la fricción en las guías, está trabajando en favor del q .

Ahora q es nulo, pero conforme se profundiza la excavación las cosas suceden como si se bajase el nivel de la balanza de la fig. 2, con la consecuencia del aumento de la presión p . Exista una profundidad crítica tal que, al tratar de aumentar la excavación, el fondo de esta se levantara como el platillo de la balanza lo haría. Este es el fenómeno de falta de fondo.

Una cimentación en la que q sea igual a P se denomina en Mecánica de Suelos totalmente compensada.

Teorías de capacidad de carga de cimientos superficiales

Una buena parte de las teorías desarrolladas tiene su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos, a partir de tales hipótesis; en otras teorías, especialmente en las que corresponden a desarrollos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante, se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Frankl.

Las diferentes teorías de Capacidad de Carga, solucionan problemas en suelos cohesionados, friccionantes y algunas teorías el caso de suelos cohesionados-friccionantes.

Análisis crítico del problema de capacidad de carga en suelos cohesionados

La teoría de la elasticidad permite establecer la solución para el estado de esfuerzos en un medio semi-infinito, homogéneo isotrópico y linealmente elástico, cuando sobre él actúa una carga uniformemente distribuida, sobre una banda de ancho $2b$ y de longitud infinita, fig. 3. Aquí los máximos esfuerzos cortantes valen (q/π) y están aplicados en el semicírculo de diámetro igual a $2b$.

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**“DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACION DE CARRETERAS”**

MÓDULO 1: GEOTECNIA BÁSICA EN CARRETERAS

TEMA: CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS¹

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Villahermosa Tabasco
Agosto y septiembre del 2001

¹ Notas preparadas por los Ingenieros Hector Legorreta Cuevas y Rigoberto Rivera Constantino, Profesores de la Facultad de Ingeniería, UNAM

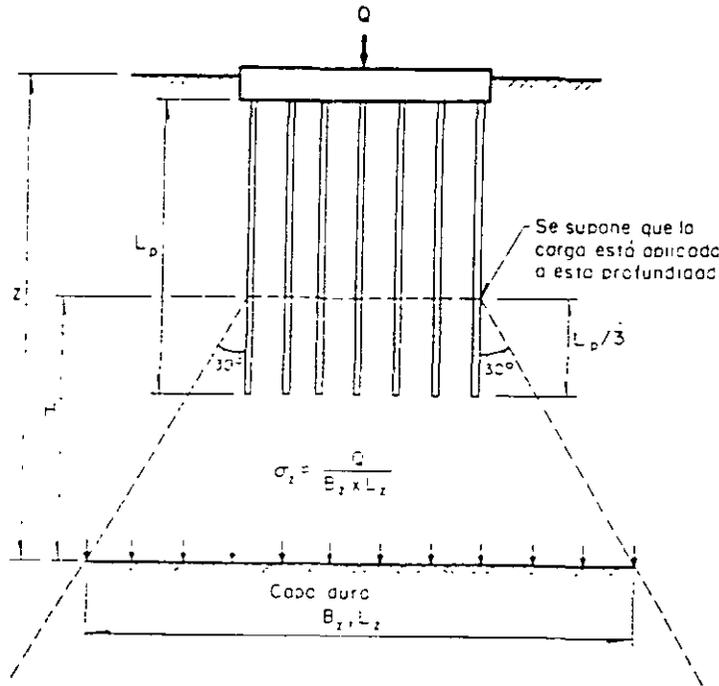


Fig 3.5 Distribución de esfuerzos bajo un grupo de pilotes de fricción en arcilla usando el concepto de la zapata teórica (ref 3.3)

Esta fórmula considera únicamente los asentamientos debidos a la consolidación primaria; los debidos a consolidación secundaria son difíciles de evaluar.

- c6) Asentamientos. Debido a su alta capacidad de carga, los pilotes y pilas colados en arcillas duras ($c_u > 10 \text{ ton/m}^2$) generalmente se analizan como pilotes individuales.

El análisis de asentamientos de pilotes individuales en arcillas duras resulta difícil por ahora debido a que se cuenta con muy poca información sobre ejemplos del comportamiento de tales pilotes.

En el caso de pilas apoyadas en estratos resistentes, los asentamientos inmediatos (5) pueden estimarse con la ec 3.23 (inciso 3.2.1.2 i). Si existe fricción negativa, el incremento de asentamientos correspondiente se calculará incluyendo como parte de Q la carga por fricción negativa estimada.

- d) Asentamiento de grupos de pilotes. Los métodos para evaluar los asentamientos de grupos de pilotes presentados en los incisos 3.2.1.2 h) y 3.2.1.3 e) son también aplicables a grupos en depósitos estratificados siempre que la capa de apoyo de la punta de los pilotes se extienda hasta una profundidad cuando menos igual a tres veces el ancho del grupo de pilotes por debajo de la base del grupo.

Donde se presentan capas alternadas de suelos compresibles y no compresibles subyacente a la punta de los pilotes, se supondrá que el asentamiento se origina únicamente en las capas compresibles. La carga total Q sobre el grupo de pilotes se supone que se transmite y distribuye en el suelo como se indica en la fig 3.8; se calculan entonces los esfuerzos actuando sobre las capas compresibles por debajo de la punta de los pilotes y los asentamientos correspondientes se determinan conforme a la ec 3.28 (inciso 3.2.1.3 e). Este tipo de análisis generalmente sobrestima los asentamientos.

- EQ combinación más desfavorable de cargas (por pilote o pila)
- L longitud del pilote o pila
- E_c módulo de elasticidad representativo del pilote (a largo plazo)
- A_p área de la sección transversal del pilote o pila
- E_s módulo de deformabilidad representativo del estrato de apoyo
- ν relación de Poisson del estrato de apoyo.

En el caso de grupos de pilotes o pilas, debe tenerse en cuenta que la ec 3.23 no considera la rigidización de la arena por efecto del confinamiento.

- d) Asentamiento de pilotes individuales, en arcilla. Se considera que los pilotes trabajan aislados cuando el espaciamiento entre ellos es mayor de siete diámetros y su cabeza no está en contacto con el suelo. Las escasas observaciones de campo indican que el asentamiento se produce principalmente por deformaciones locales por cortante a lo largo del fuste del pilote en vez de por asentamientos debidos a consolidación; por ello, en este caso se recomienda basar el análisis de asentamientos en pruebas de carga.
- e) Asentamiento de grupos de pilotes, en arcilla. Los movimientos verticales de las cimentaciones profundas son principalmente asentamientos inmediatos que se presentan al aplicar la carga y asentamientos por consolidación o diferidos, bajo cargas permanentes de larga duración. Los asentamientos inmediatos son generalmente despreciables comparados con los movimientos por consolidación; el análisis que se describe a continuación sólo cubre los asentamientos por consolidación. Terzaghi y Peck (ref 3.10) propusieron un método que consiste en suponer que la carga soportada por el grupo de pilotes se transmite al suelo a partir del tercio inferior de los pilotes (fig 3.5), admitiendo que la carga se distribuye en una pirámide con lados inclinados 30° con la vertical; así, a una cierta profundidad, el esfuerzo es igual a la carga soportada por el grupo dividida por el área de la sección transversal de la pirámide a ese nivel.

El asentamiento del grupo de pilotes, será por tanto igual a la compresión de la capa de espesor H bajo la distribución de cargas indicada y se podrá calcular con la expresión.

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (3.28)$$

donde:

- ΔH asentamiento, cm
- C_c índice de compresibilidad, igual al cambio en la relación de vacíos para un ciclo logarítmico de esfuerzo aplicado, en la curva $e - \log \sigma_v$
- ΔP incremento de presión efectiva, kg/cm^2
- e_0 relación de vacíos inicial
- H espesor del estrato compresible medido a partir del tercio inferior de los pilotes, cm.
- P_0 presión inicial efectiva, kg/cm^2

$$s = \frac{p B I}{2q_c} \quad (3.21)$$

donde q_c es la resistencia promedio al cono estático dentro de la zona de influencia del asentamiento.

- g4) Asentamientos según pruebas de carga. Ya que el efecto del tiempo es generalmente despreciable en las propiedades de los suelos granulares, los asentamientos observados durante pruebas de carga (capítulo 5) se pueden considerar como representativos del comportamiento a largo plazo de un pilote.
- h) Asentamiento de grupos de pilotes, en arena. El asentamiento de un grupo de pilotes siempre resulta mayor que el correspondiente al de los pilotes individuales que constituyen el grupo; el coeficiente de proporcionalidad está afectado por varios factores, siendo los más significativos el procedimiento de construcción, el tamaño y geometría del grupo y la compacidad relativa inicial de la arena.

Uno de los métodos que se han empleado para calcular el asentamiento de un grupo de pilotes en arena S_g , fue propuesto por Skempton et al. (ref 3.12), en el que

$$S_g = \alpha_g S \quad (3.22)$$

donde:

- S asentamiento de un pilote individual, bajo la carga permisible
- α_g factor de asentamiento de grupo; es función de las dimensiones del grupo y del espaciamiento entre pilotes, c de la relación B/D entre el ancho del grupo de pilotes y el diámetro de los pilotes (tabla 3.5).

TABLA 3.5 Factor de asentamiento del grupo α_g

B/D	1	5	10	20	40	60
α_g	1	3.5	5	7.5	10	12

El asentamiento S_g de un pilote individual, bajo la carga permisible se podrá calcular con alguno de los criterios descritos en el inciso 3.2.1.2 g.

Debe también tenerse en cuenta que en los pilotes trabajando por punta en un estrato de arena cuando están sometidos a fricción negativa proveniente de un estrato superior de arcilla consolidable o de limo, la fuerza de arrastre por unidad de área del grupo de pilotes debe incluirse como parte de la presión neta de contacto al calcular el asentamiento.

- 1) Asentamiento de pilotes y pilas colados in situ, en arena. El asentamiento de cimientos colados en el lugar se debe a dos causas principales: la compresión de azolves depositados en el fondo del pozo antes del colado, y la deformación del suelo cercano a la punta del pilote o pila; la primera es difícil de evaluar y por ello debe evitarse usando un procedimiento constructivo adecuado.

El asentamiento por deformación del suelo ocurre en forma inmediata y se puede estimar como sigue, previa determinación de los módulos de elasticidad representativos del suelo y del pilote o pila (ref 3.9).

$$s = \frac{IQL}{E_c A_p} + 1.57 \frac{IQL}{E_s \sqrt{A_p}} (1-\nu^2) \quad (3.23)$$

donde:

- 6 asentamiento inmediato

Cálculo de asentamientos basados en los resultados de la prueba de penetración estándar y cono

- g2) Asentamientos según la penetración estándar. A partir de correlaciones empíricas entre la resistencia a la penetración estándar y la observación de asentamientos de estructuras apoyadas en cimentaciones superficiales y del análisis de datos de campo, para arenas limpias se ha derivado la siguiente expresión (ref 3.6):

$$S = \frac{9.2 p \sqrt{B}}{N} \quad (3.18)$$

donde S está expresada en cm. B es el ancho del grupo de pilotes en m, p es la presión neta transmitida por la cimentación, en kg/cm² y N es el número de golpes promedio por cada 30 cm de penetración dentro de la zona de influencia del asentamiento (profundidad aproximada igual a una vez el ancho del grupo de pilotes en suelos homogéneos); para arena limosa se debe usar el doble del valor correspondiente a la expresión anterior.

Para cimentaciones profundas continuas como muros colados *in situ*, la ec 3.18 se puede expresar como

$$S = \frac{9.2 p \sqrt{B} \cdot I}{N} \quad (3.19)$$

donde I es el factor de influencia de la penetración efectiva del grupo, que a su vez está dado por

$$I = 1 - \frac{D'}{8 B} \geq 0.5 \quad (3.20)$$

siendo D' la profundidad efectiva y B el ancho del grupo.

- g3) Asentamientos según la penetración estática con cono. A partir de pruebas de penetración estática de cono (inciso 2.1.4 3a) se puede calcular el asentamiento de cimentaciones piloteadas en un suelo saturado sin cohesión:

TABLA CORRELACION ENTRE COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS Y NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION ESTANDAR

Número de golpes	Compacidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> 50	Muy densa

TABLA CORRELACION ENTRE N, q_u Y CONSISTENCIA RELATIVA DE SUELO COHESIVO

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
q _u	< 0.25	0.25-0.50	0.50-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	> 4.0

N número de golpes en la prueba de penetración estándar

q_u resistencia a la compresión simple, en kg/cm²

Asentamiento en pilotes individuales y grupos de pilotes¹

- g) Asentamiento de pilotes individuales, en arena. El cálculo de asentamientos de pilotes basado en las propiedades elásticas del suelo y del material del pilote es impreciso y de poco valor práctico. Por ello, la estimación de asentamientos de pilotes se hace con métodos empíricos o basándose en pruebas de carga.

En el cálculo de asentamientos basado en correlaciones con pruebas de penetración debe preverse la posibilidad de variaciones en el nivel de aguas freáticas con el tiempo, que puede modificar la resistencia a la penetración. Por otra parte, si el espesor de un

estrato de arena por debajo de la profundidad efectiva de desplante es menor que el ancho del cimiento y la arena sobreyace un estrato de roca, el asentamiento calculado se puede reducir en forma aproximadamente lineal con el espesor correspondiente del estrato.

- g1) Método empírico de Vesic. Para el caso de pilotes hincados provocando desplazamiento, el asentamiento de un pilote se puede calcular para niveles de carga normales con la fórmula propuesta por Vesic (ref 3.11):

$$S = \frac{B}{100} + \delta \quad (3.16)$$

donde:

- S asentamiento de la cabeza del pilote, cm
 B diámetro del pilote, cm
 δ deformación elástica del pilote, cm. Es común en la práctica suponer que:

$$\delta = \frac{C L_p}{AE} \times 10^3 \quad (3.17)$$

en la que:

- C carga aplicada al pilote, ton
 A área promedio de la sección transversal del pilote, cm²
 L_p longitud del pilote, m
 E módulo de elasticidad representativo del material del pilote, kg/cm².

¹ Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos 2000

CRITERIO DE STEINBRENNER PARA CALCULO DE DEFORMACIONES INMEDIATAS

La deformación que se genera en la esquina de un área flexible uniformemente cargada, desde la superficie del suelo hasta la profundidad z , está dada por:

$$\delta = \frac{q B}{E} [(1-\nu^2)F_1 + (1-\nu-2\nu^2)F_2]$$

donde:

q : carga uniformemente repartida en t/m^2

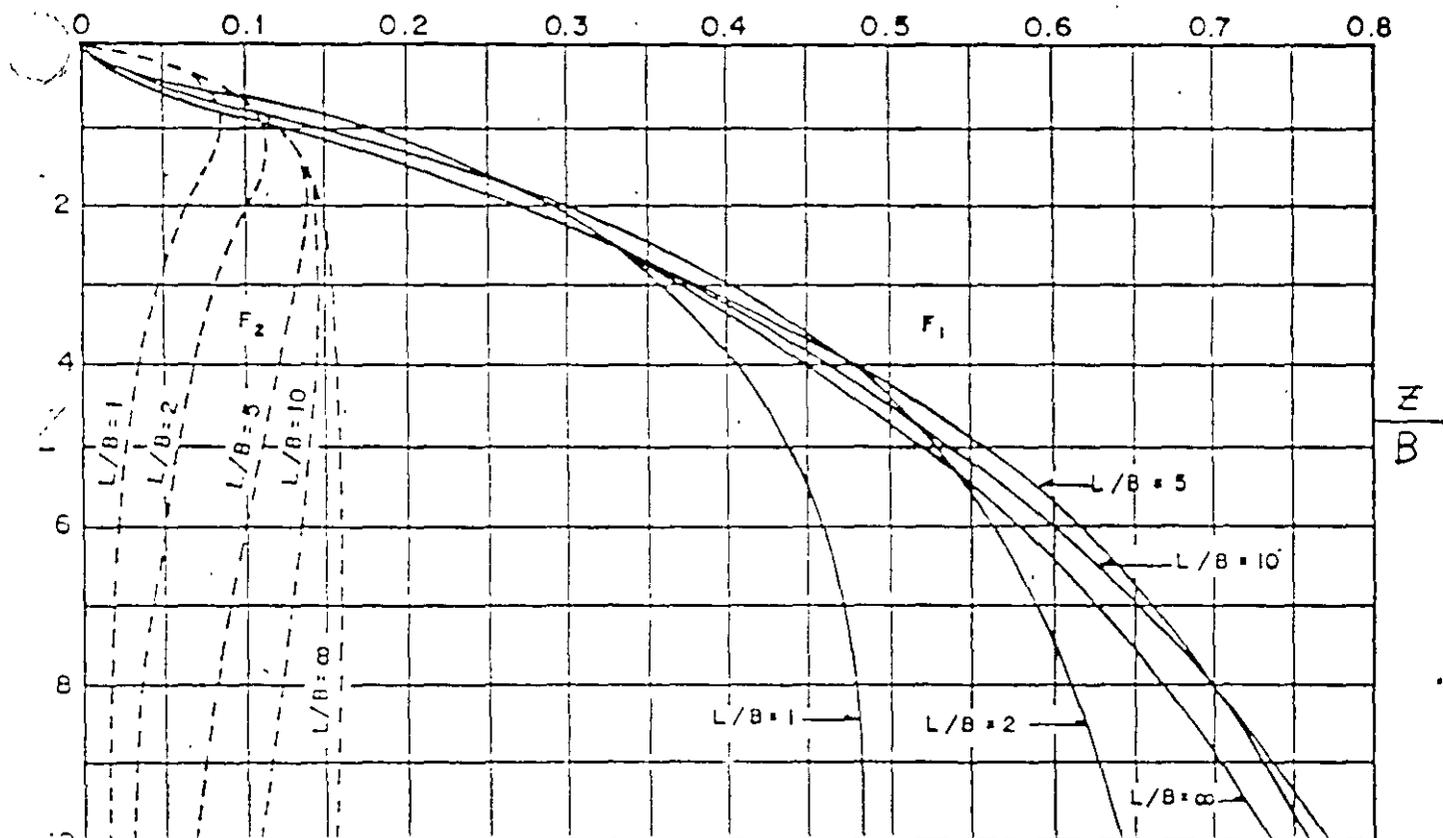
B : ancho del cimiento en m

E : módulo de elasticidad del suelo, en t/m^2

ν : relación de Poisson

F_1 y F_2 : funciones que dependen de la geometría del cimiento y de la profundidad z

Valores de F_1 (—) y F_2 (----)



Factores de influencia F_1 y F_2

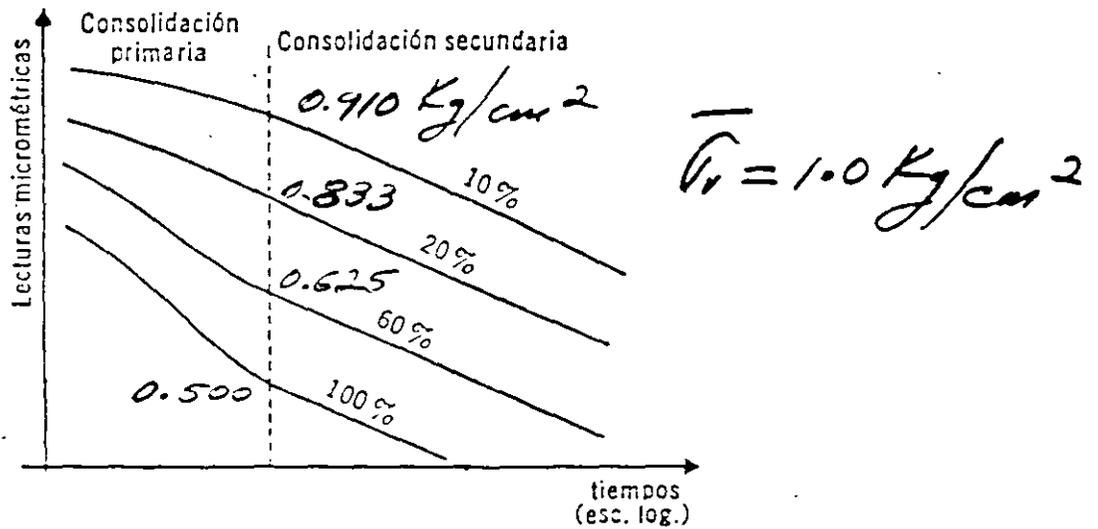


Figura X-c.1. Comparación de las curvas de consolidación secundaria usando diferentes incrementos de carga.

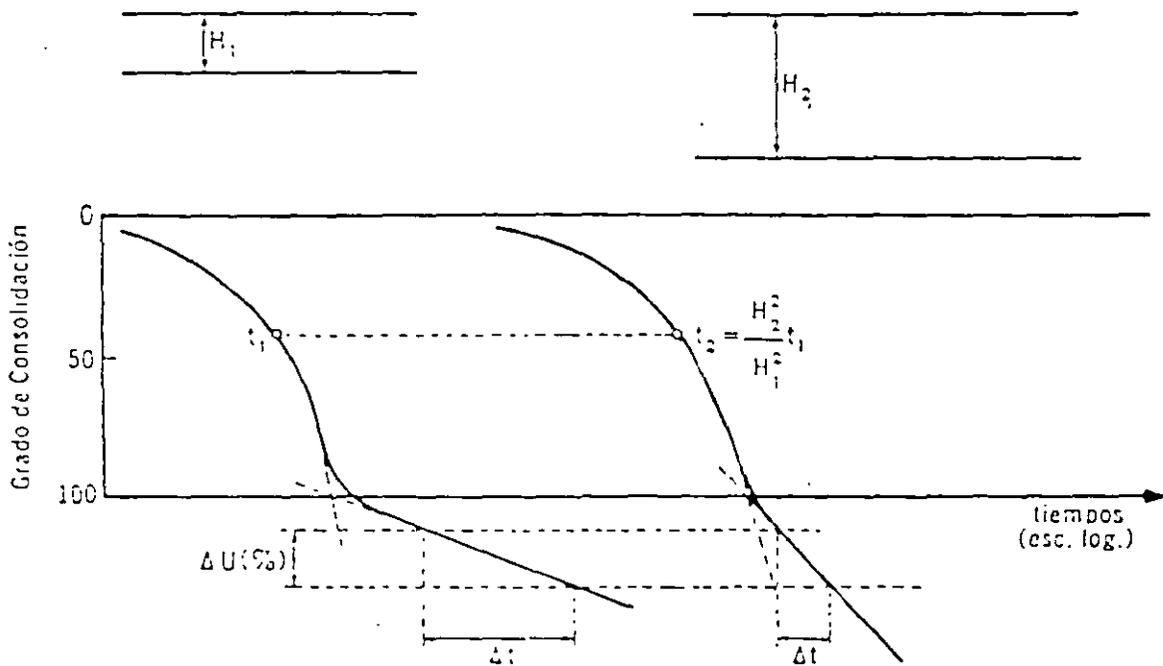


Figura X-c.2. Efecto del espesor del estrato en la velocidad del proceso de consolidación secundaria.

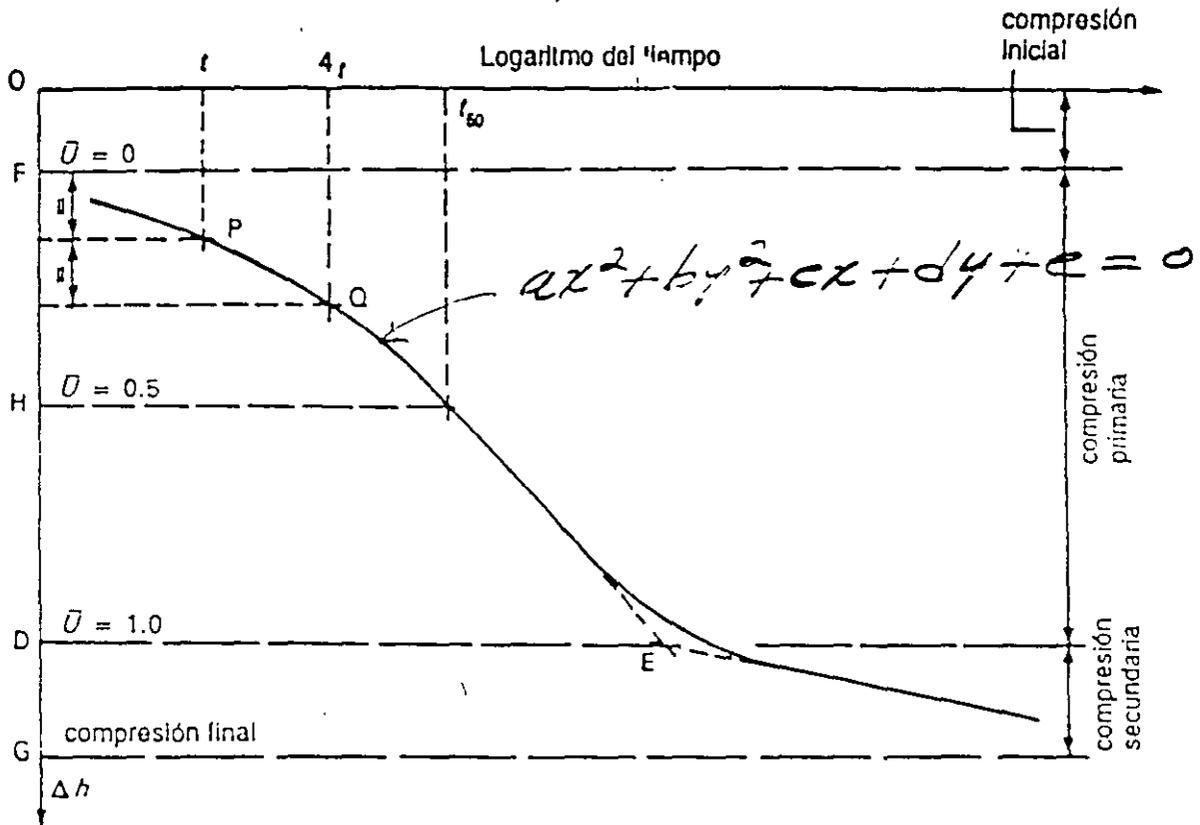


Figura 10.23 Método del logaritmo del tiempo

Para $0 \leq U \leq 60\%$

$$U = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}}$$

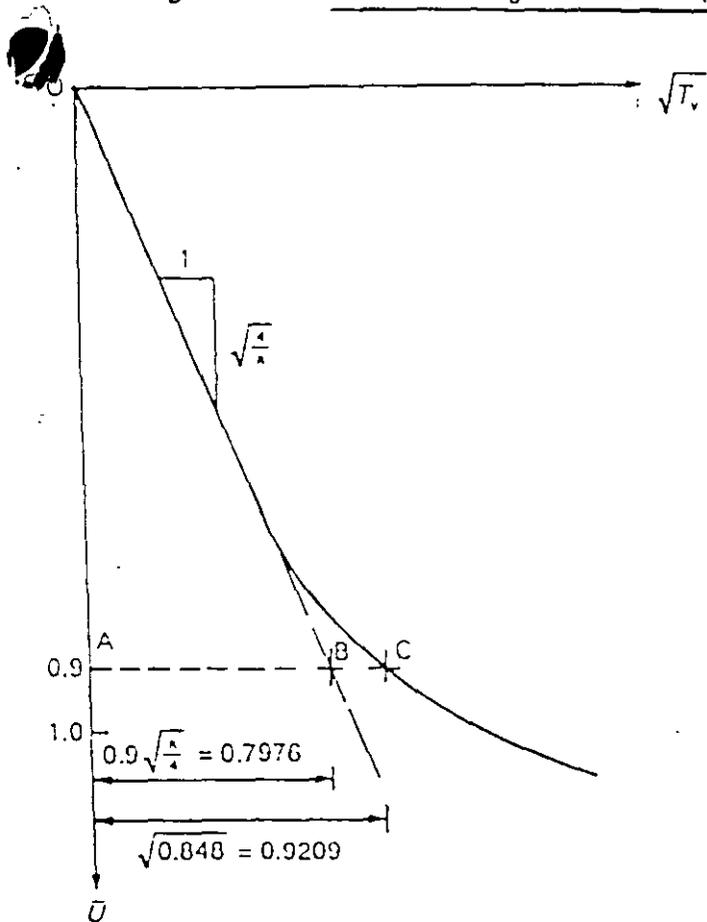


Figura 10.19 Curva teórica de consolidación primaria

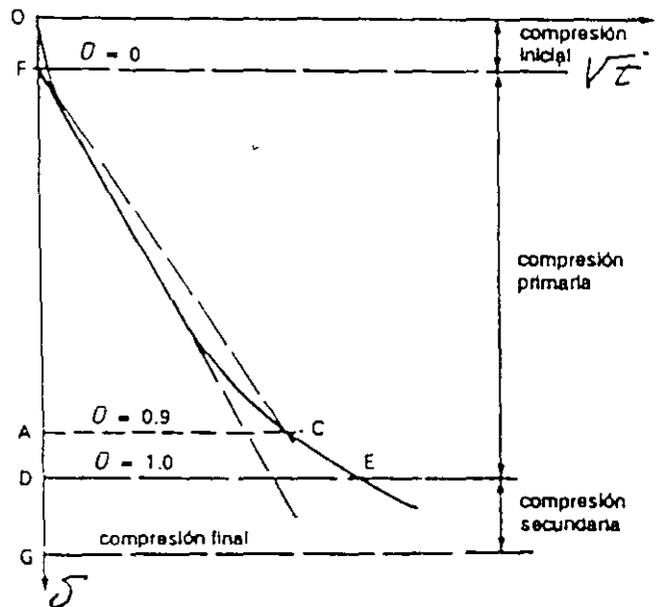
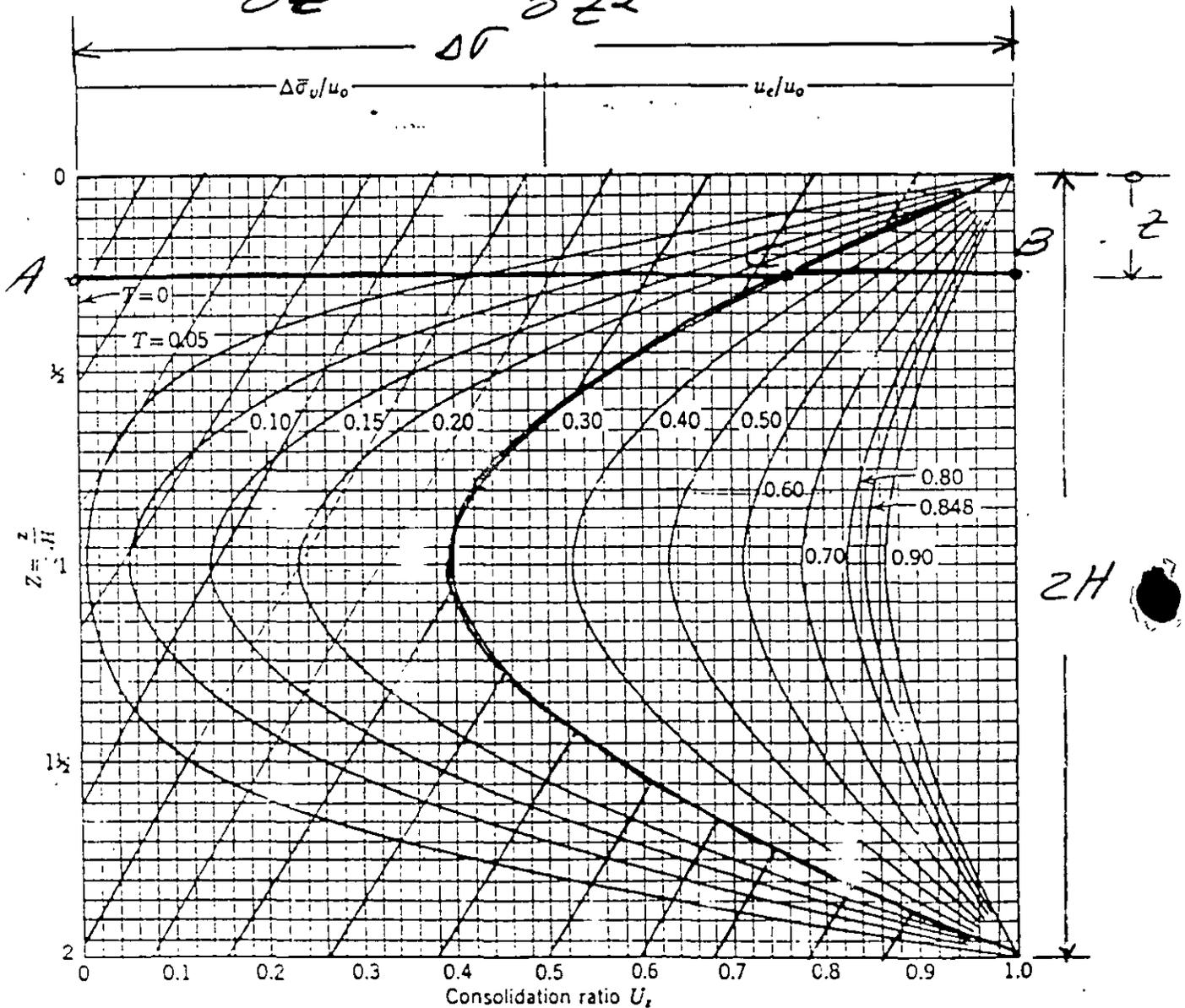


Figura 10.21 Compresión Inicial, primaria y secundaria

TEORIA DE LA CONSOLIDACION DE TERZAGHI

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$



$$u_c = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2\delta\sigma}{M} (\sec MZ) e^{-M^2 T_v}$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2m+1)$$

$$u_0 = \delta\sigma$$

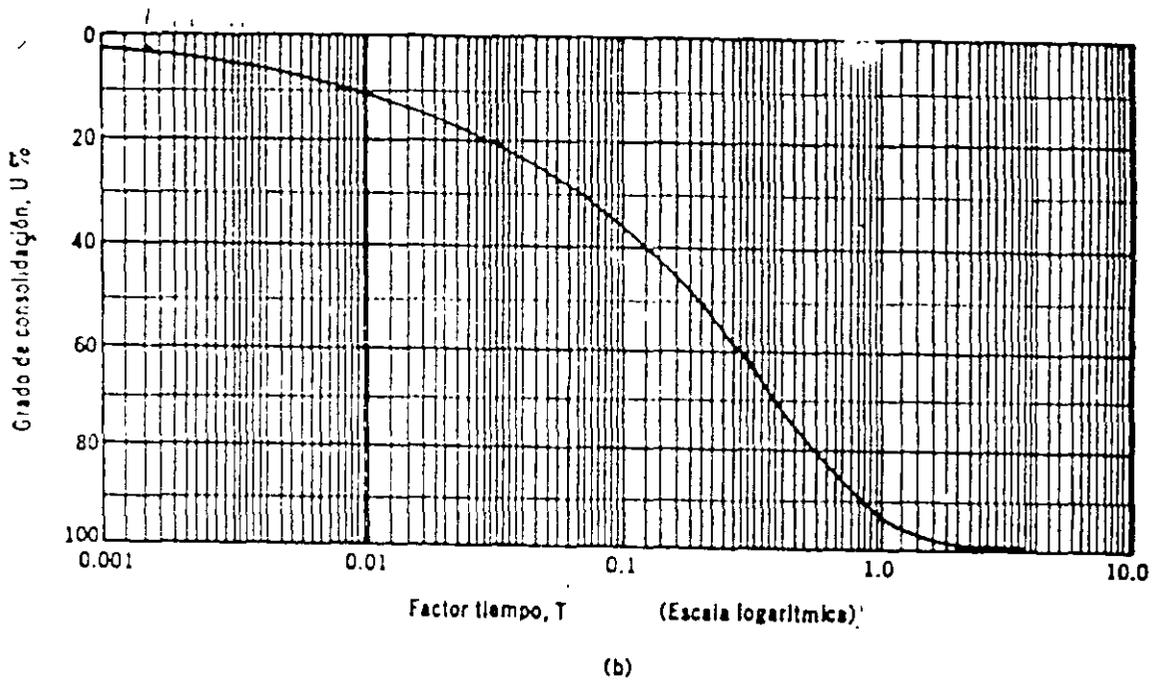
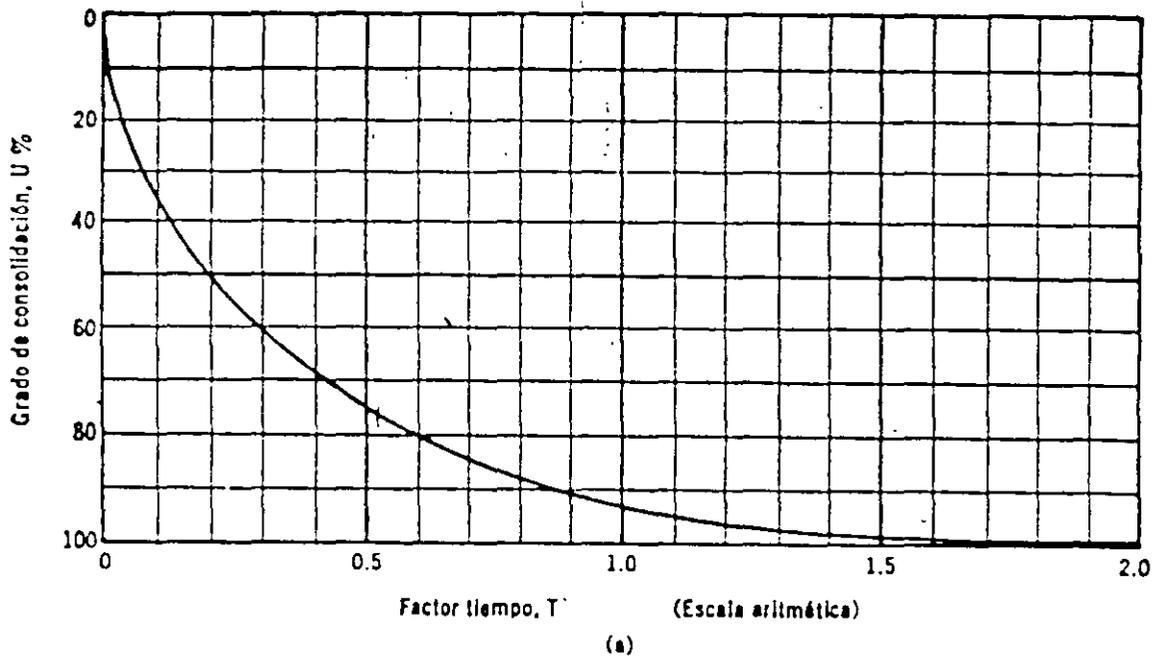


Figura X-16. Curvas teóricas de consolidación.

- a) Trazado aritmético.
- b) Trazado semilogarítmico.

TEORÍA DE LA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL (TERZAGHI)

GRADO DE CONSOLIDACION DEL SUELO A UNA PROFUNDIDAD z Y EN UN INSTANTE t .

$$U_z (\%) = 100 \frac{\overline{AC}}{AB} = 100 \frac{\Delta \sigma - u}{\Delta \sigma}$$

$$U_z (\%) = \left(1 - \frac{u}{\Delta \sigma}\right) \cdot 100$$

GRADO DE CONSOLIDACION DE UN ESTRATO DE ESPESOR $2H$, PARA UN TIEMPO t .

$$U (\%) = \frac{\int_0^{2H} (\Delta \sigma - u) dz}{\Delta \sigma \cdot 2H} \cdot 100$$

$$U (\%) = 100 \left\{ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right\}$$

Punto que $T_v = C_v \frac{t}{H_c^2}$

$$U (\%) = f(T_v) \Rightarrow \delta = f(t)$$

- / (3) "An Investigation of the Factor Affecting Laboratory Consolidation of Clays" (1948) by T.W. Van Zelst. Proc. Second International Conference Soil Mechanics and Foundations Engineering, Rotterdam Vol. VII. P. 52
- (4) "Consolidation in the Intergranular Viscosity of High Compressible Soils" (1985). By Leonardo Zeevaert. Proceedings Symposium on Consolidations Behavior of Soils, ASTM Committee D-18 on Soil and Rock, Ft. Lauderdale, FL. U.S.A.

$$\Delta \varepsilon = 0.00642 \{ F(T_v) + 0.543 \log (1 + 0.604 T_v) \}$$

Para el nivel de esfuerzos e incrementos antes citados, $T_v = (3,333 \times 10^{-3}) t$.

Otro de los problemas que se suscitan en la prueba del odómetro es la fricción del suelo contra el anillo, la cual aumenta a medida que el suelo se consolida. Lo anterior se puede reducir considerablemente si usan anillos flotantes y un producto repelente al suelo que disminuiría la fricción sobre el anillo en forma considerable. Ver capítulo VII.4, sección C.

Por otro lado, la membrana de suelo remodelado que se forma al afinar la pastilla de suelo en el anillo del odómetro, tiende a retrasar el proceso de consolidación en su primera fase, ya que dicha membrana tiene una permeabilidad considerablemente más baja que el suelo inalterado del espécimen. La importancia de lo anterior debe ser investigado para poder efectuar una corrección en el valor del coeficiente de consolidación. Así también, dicha membrana de suelo remodelado afecta la compresibilidad, haciéndose necesario efectuar la corrección correspondiente.

Finalmente, se puede decir que a pesar de los problemas que presenta el odómetro, los parámetros que se encuentran con su uso tienen precisión suficiente desde un punto de vista práctico, si las probetas son confiables, la prueba se realiza cuidadosamente y se efectúan las correcciones antes mencionadas (3).

REFERENCIAS

- (1) "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions" (1982) by Leonardo Zeevaert, Second Edition. Van Nostrand Reinhold Co. Chapter 11. P. 85-114.
- (2) "Descompresión en Depósitos de Suelos Impermeables" (1982) por Leonardo Zeevaert. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. División de Estudios de Posgrado.

Entrando nuevamente en la curva de la Fig (10), con 57.9 μ se determina $t_{50} \approx 60$ seg y se calcula nuevamente $c_v = 2.465 \cdot 10^{-3}$ cm²/seg y $\xi = 0.604$. Como los valores mejorados de c_v y ξ muestran suficiente precisión se suspende la iteración, por lo que la curva teórica queda de la siguiente manera:

$$\delta = 110.0 F(T_V) + 60 \log (1+0.604 T_V) \quad 39-VII.3$$

en donde $T_V = (3.333 \times 10^{-3})t$

Para confrontar el ajuste de la curva teórica con la de laboratorio, se calcularon los valores de δ con la ecuación 39 y se registraron en la Fig (10). Se puede reconocer que la concordancia entre la curva teórica y la obtenida en el odómetro se muestra muy satisfactoria. Sin embargo, en la primera fase de la compresión primaria el ajuste no es tan perfecto; lo anterior se puede atribuir principalmente a la descompresión del agua de poro que libera gas en forma de burbujas microscópicas que afectan la permeabilidad del suelo⁽²⁾. Para evitar esto en la prueba, sería necesario efectuar las pruebas del odómetro bajo una presión hidrostática equivalente a la de campo para la cual se obtuvo la muestra. Esta práctica podrá dar mejores resultados en la determinación de los parámetros antes descritos.

Para el comportamiento de la curva que muestra la Fig. (10), los parámetros son:

- 1) Nivel medio de esfuerzos 1.5 k/cm²
- 2) Incremento 0.6 cm²/k
- 3) $m_v = 0.0107$ cm²/k
- 4) $c_v = 2.465 \times 10^{-3}$ cm²/seg
- 5) $m_t = 0.00581$ cm²/k
- 6) $\beta = 0.543$
- 7) $\xi = 0.604$

Usando los parámetros antes encontrados, la curva teórica se expresa por medio de la siguiente ecuación

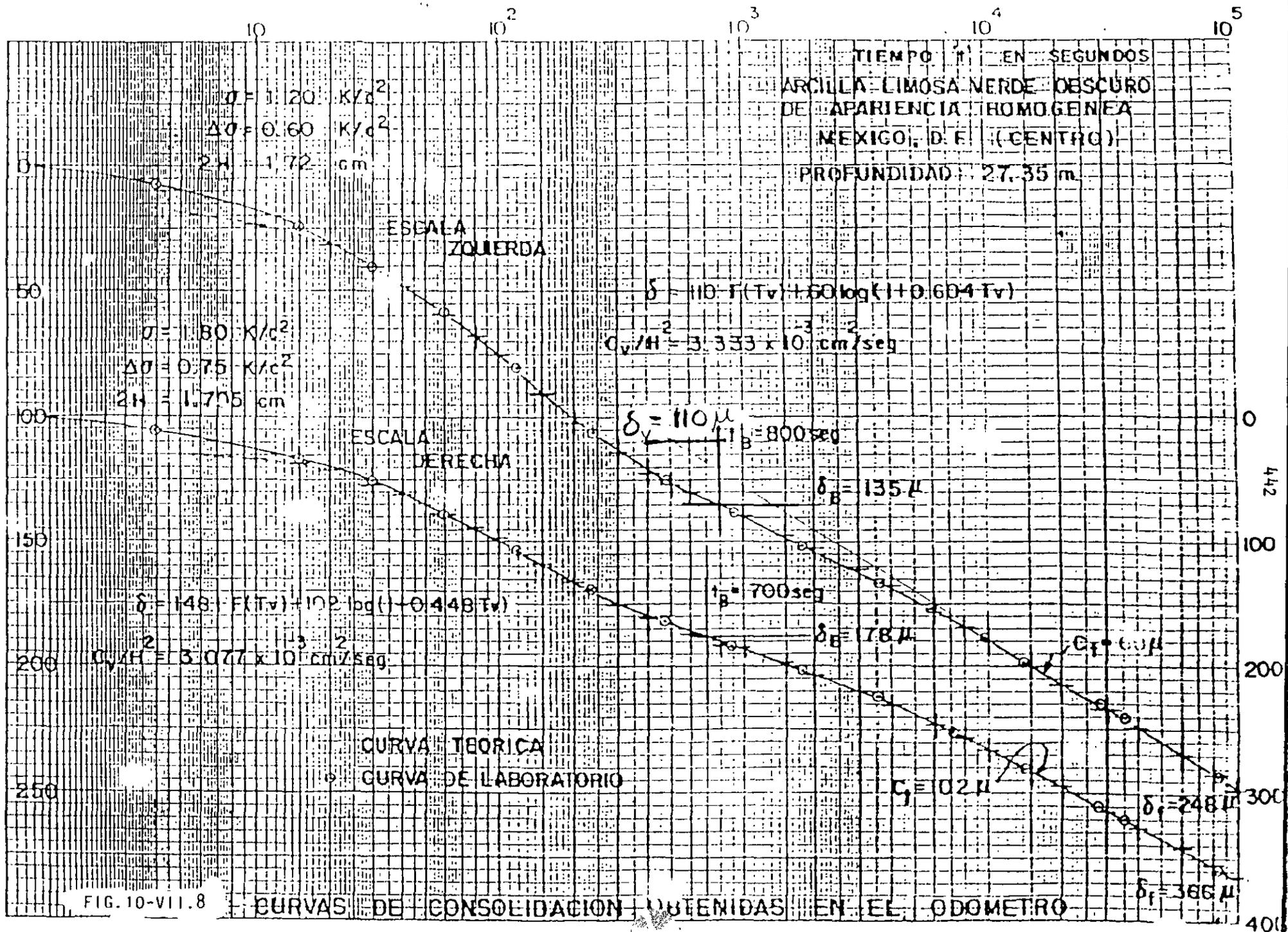


FIG. 10-VII.8

CURVAS DE CONSOLIDACION OBTENIDAS EN EL ODOMETRO

Los valores de c_v y ξ serán los obtenidos anteriormente durante el método de ajuste

Con el objeto de ilustrar el procedimiento de ajuste, se utiliza una curva de consolidación obtenida en el odómetro en una arcilla limosa inalterada con un contenido de agua de 288%, Fig. (10). El incremento de esfuerzo unitario usado $\Delta p = 0.6 \text{ k/cm}^2$ fue aplicado a un nivel de esfuerzo de 1.2 k/cm^2 con un espesor de la probeta de $2H = 1.72 \text{ cm}$. El esfuerzo crítico $\sigma_B = 3.7 \text{ k/cm}^2$ se muestra en la curva de compresibilidad para el suelo ensayado Fig. (5)

El punto B elegido cuando la curva cambia de curvatura y el punto F, Fig. (10), tienen los siguientes valores en micras, μ y segundos, t , a saber

Punto B	$\delta_B = 135 \mu$,	$t_B = 800 \text{ seg}$
Punto F	$\delta_F = 248 \mu$,	$t_F = 100,000 \text{ seg}$

El valor de C_c se determina en la zona recta de la curva y se obtiene un valor de 60μ . Con la ecuación 28 se obtiene

$$a = 2.31 (135 - 248) / 60 = - 4.3505$$

de donde el valor de $\tau = 496.4 \text{ seg}$. Aplicando la ecuación 30, se calcula

$$\delta_v = 135 - 60 \log (1 + 800 / 496.4) = 110.0 \mu$$

Entrando a la curva de laboratorio, Fig. (10), con $\frac{1}{2} \delta_v = 55.0$, se obtiene $t_{50} = 58 \text{ seg}$, de donde los valores:

$$c_v = 0.2 (0.86)^2 / 58 = 2.550 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$\xi = (0.86)^2 / c_v \cdot \tau = 0.584$$

Para mejorar los valores de c_v y ξ , se utiliza la ecuación 37

$$\delta_{50} = 55.0 + 60 \log (1 + 0.584 \cdot 0.2)$$

$$\delta_{50} = 57.87 \mu$$

$$\tau = \frac{e^a t_F - t_B}{1 - e^a} \quad 33-VII.8$$

en donde $a = 2.31 (\delta_B - \delta_F)/C_t$

El valor de C_t se determina de la pendiente de la curva en la zona recta de la ley logarítmica para dos puntos sobre ésta

$$C_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log t_2/t_1} \quad 34-VII.8$$

Conociendo el valor de τ se calcula δ_v por medio de

$$\delta_v = \delta_B - C_t \log (1 + t_B/\tau) \quad 35-VII.8$$

Como primera aproximación para el valor de c_v , se utiliza $\delta_v/2$ encontrando en la curva un valor para t_{50} , que corresponde al 50% de compresión primaria, esto es para $T_v = 0.2$ y $F(T_v) = 0.5$, de donde

$$c_v = 0.2 H^2/t_{50} \quad 36-VII.8$$

Enseguida se calcula $\xi = H^2/\tau c_v$ y se entra en la siguiente ecuación para el 50% de consolidación

$$\delta_{50} = \delta_v/2 + C_t \log (1 + 0.2\xi) \quad 37-VII.8$$

Con un valor de t_{50} , calculando de la ecuación 32, se encuentran nuevos valores de t_{50} , c_v y ξ respectivamente. Se repite el cálculo, y usando la ecuación 37 nuevamente, se encuentra un valor mejorado de δ_{50} . Se prosigue con la iteración hasta que los valores de c_v y ξ ya no cambian substancialmente.

Los parámetros que intervienen en la ecuación 30 podrán ser calculados por medio de las expresiones que se proporcionan a continuación para un determinado nivel de esfuerzo medio de $p + 1/2 \Delta p$ correspondiente a cada una de las curvas de consolidación obtenidas en el odómetro, respectivamente

$$m_v = \frac{\delta_v}{2\pi \Delta p}, \quad m_c = \frac{C_t}{2H \cdot \Delta p}, \quad \delta = \frac{m_c}{m_v} \quad 38-VII.8$$

Los parámetros m_v , c_v , β y ξ son funciones del nivel de esfuerzo sobre el cual se aplica un incremento Δp de carga unitaria que produce el fenómeno de consolidación y pueden ser determinados de la prueba del odómetro. Los parámetros que se citan tienen el siguiente significado.

m_v , coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria

c_v , coeficiente de consolidación del fenómeno primario

β , factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular

ξ , factor adimensional que modifica el valor de $T_v = c_v t / H^2$ en el fenómeno viscoso intergranular, ecuación 30

METODO DE AJUSTE PARA DETERMINAR PARAMETROS

Para la determinación y análisis de los parámetros que intervienen en la ecuación 30, se utiliza dicha ecuación en la siguiente forma.

$$\delta = \xi_v F(T_v) + C_c \log (1+t/\tau) \quad 31-VII.8$$

Se observa de las configuraciones de la Fig (9), que para un valor de $T_v = 2.0$, se obtiene $F(T_v) \approx 1$, que corresponde aproximadamente al lugar donde la curva sufre una inflexión en su curvatura. Este punto se designa por B con coordenadas δ_B, t_B . Además, se escoge otro punto, F, lo más alejado posible del quiebre de la curva de consolidación, esto es, al final de la zona recta en escala semi-log de la compresión secundaria, con coordenadas δ_F, t_F . Para estos dos puntos se obtiene, según la ecuación 31

$$\delta_B - \delta_F = 0.43 C_c \ln \frac{1+t_B/\tau}{1+t_F/\tau} \quad 32-VII.8$$

resolviendo la ecuación 27 para el valor de τ se obtiene

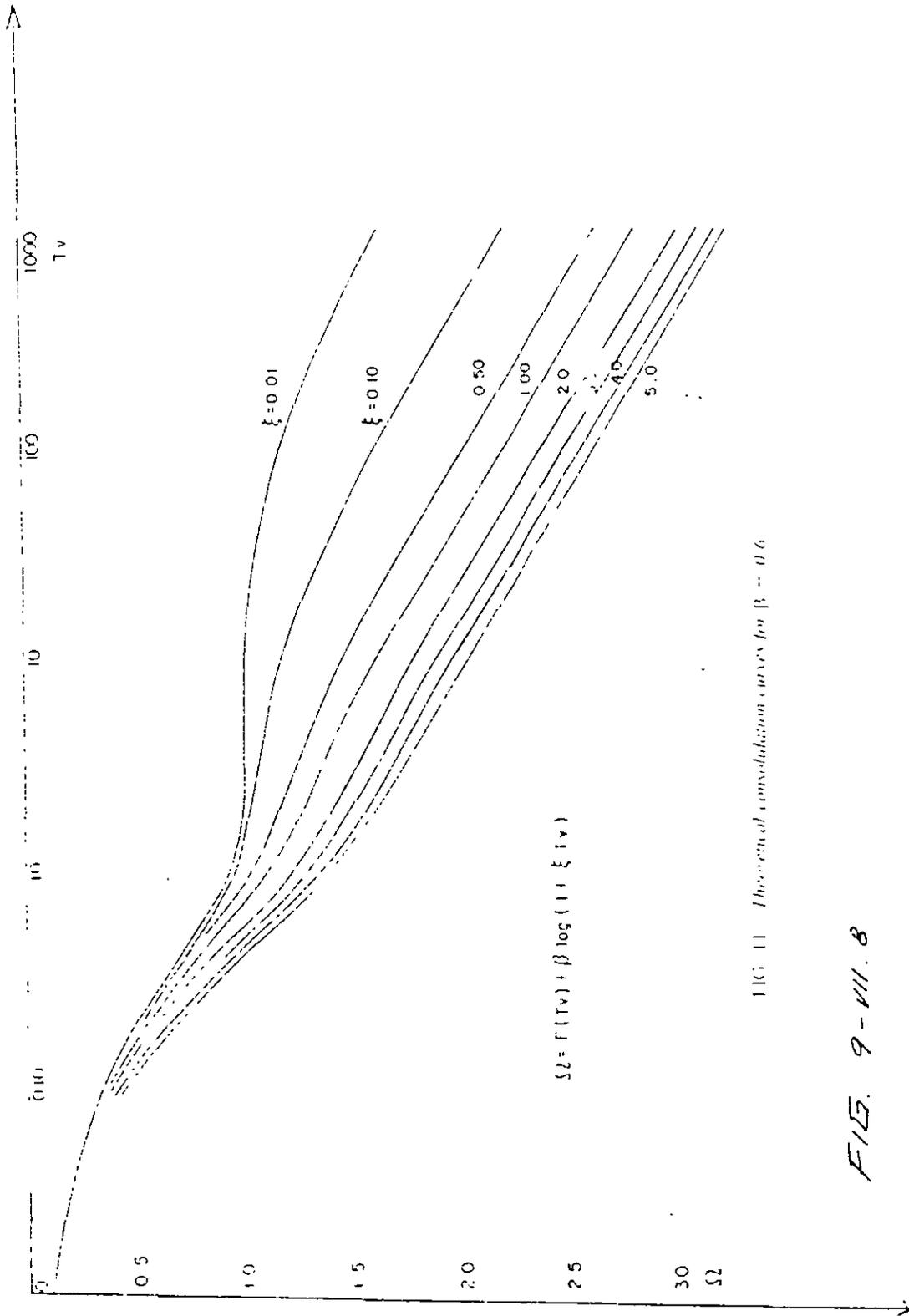


FIG. 11 Theoretical consolidation curves for $\beta = 0.6$

FIG. 9-VIII. 8

7

El valor de ξ es un parámetro adimensional que se determina de las pruebas. Nótese que $c_v \xi / H^2 = 1/\tau$ es el inverso de un tiempo, que representa el tiempo de relajamiento de la compresión secundaria, así pues.

$$\xi = \frac{H^2}{\tau c_v} \quad \text{y} \quad \tau_v = \frac{c_v}{H^2} \tau \quad 27\text{-VII.8}$$

La ecuación 25 también se puede escribir para la prueba en el oómetro.

$$\Delta e_{v2} = m_c \log (1 + t/\tau) \Delta p \quad 28\text{-VII.8}$$

Nótese que los valores de τ para la misma deformación volumétrica unitaria se encuentran en la siguientes proporción

$$\frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad 29\text{-VII.8}$$

Con la ecuación 18 se puede escribir en forma adimensional para deformación total volumétrica unitaria

$$\frac{\Delta e_v}{m_v \Delta p} = F(T_v) + B \log (1 + \xi T_v) \quad 30\text{-VII.8}$$

por tanto

$$\Delta e_v = m_v \cdot \Delta p \cdot G$$

en donde G representa la configuración de las curvas de consolidación incluyendo el fenómeno de viscosidad intergranular. En la Fig (9), se ha dibujado una familia de curvas para un valor fijo de B haciendo variar el valor de ξ . De estas configuraciones se puede juzgar la importancia de la compresión secundaria. Nótese que para $B = 0$, ésto es, $m_c = 0$, no existe la compresión secundaria, y por tanto, la curva llmite sería la correspondiente a $F(T_v)$. A medida que ξ crece para cualquier valor fijo de B , la curva llmite de viscosidad intergranular tiende a ser una línea recta en escala semi-log, e inmediatamente después del quiebre de dicha curva Fig (9). Lo anterior ocurre cuando $\tau_2 = \tau_1$ de donde resulta un valor teórico llmite $\xi = 5.0$

$$\dot{\Delta \varepsilon}_2 = \frac{a}{b + t} \Delta \sigma_2 \quad 21-VII.8$$

$$\dot{\Delta \sigma}_{N2} = c_2 \Delta \sigma_{N2} \quad 22-VII.8$$

Resolviendo para $\dot{\Delta \varepsilon}_{v2}$, se obtiene la siguiente ecuación diferencial para la Unidad -2

$$\dot{\Delta \varepsilon}_{v2} = \frac{a}{b + a/c_2 + t} \cdot \Delta p \quad 23-VII.8$$

Integrando y considerando que para $t = 0$, $\Delta p = \Delta \sigma_{N2}$ de la ecuaciones 22 y 23 se obtiene $b = 0$, por consiguiente

$$\Delta \varepsilon_{v2} = 2,31 a \Delta p \log \left(1 + \frac{c_2}{a} \cdot t \right) \quad 24-VII.8$$

La ecuación 24 se puede escribir en forma conveniente como sigue

$$\Delta \varepsilon_{v2} = 2,31 a \Delta p \log \left(1 + \frac{12}{a} \cdot \frac{\alpha}{c_1} \cdot \frac{c_1}{\alpha} t \right)$$

Claremos $2,31 a = m_2$ un valor medio para el incremento sostenido de Δp . De las relaciones Kelvin-Terzaghi se obtiene

$$\frac{1}{\alpha} = 2,31 \cdot \frac{m_2}{c_1} \quad \frac{1}{\alpha} = 2c_v/H^2$$

Definiendo $m_2 \cdot \frac{1}{\alpha} = \xi$ se encuentra para la compresión volumétrica unitaria del fenómeno de viscosidad intergranular

$$\Delta \varepsilon_{v2} = m_2 \log \left(1 + \frac{4,62}{\xi} \cdot \frac{12}{c_1} T_v \right) \Delta p \quad 25-VII.8$$

en donde

$$\frac{4,62}{\xi} \cdot \frac{c_2}{c_1} = \xi \quad 26-VII.8$$

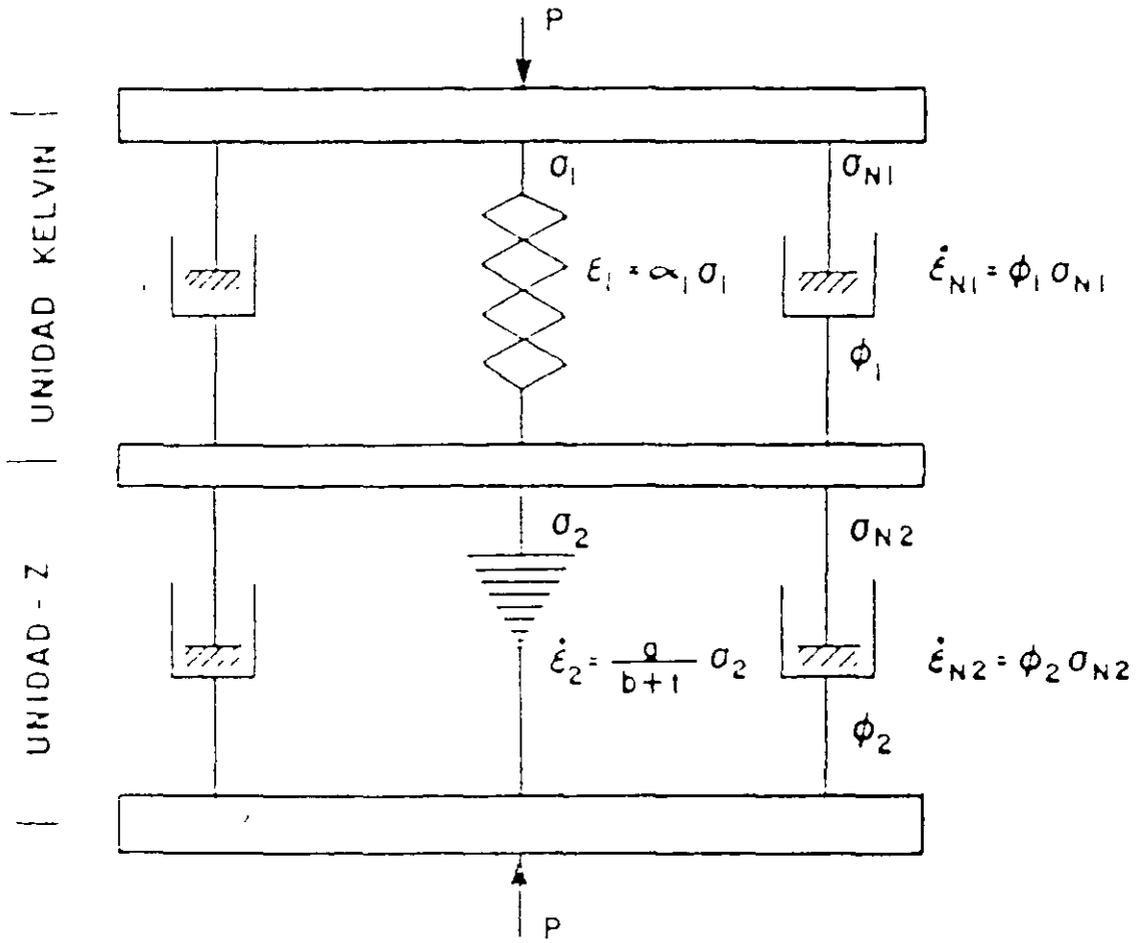


FIG. 8-1111. MODELO REOLOGICO

en donde $T_V = c_v \cdot T/H^2$ es el factor tiempo primario, y $M=(2m-1)^2 \pi^2/4$.

Si comparamos las ecuaciones 15 y 16 vemos que el modelo de Kelvin y el Terzaghi son equivalentes. Su correspondencia queda establecida por medio de las siguientes relaciones

$$\frac{\sigma_1}{\alpha} = \frac{2}{M} \text{ y } \frac{\sigma_1}{\alpha_1} = Mc_v/H^2$$

de donde se obtiene

$$\alpha = \pi_V \text{ y } \frac{\sigma_1}{\alpha} = \frac{2c_v}{H^2} \quad 17-VII.8$$

Del análisis anterior queda establecido para la compresión el uso de la función de Terzaghi; $F(T_V)$, luego podemos escribir

$$\Delta \sigma_1 = m_v \cdot \Delta \sigma \cdot F(T_V) \quad 18-VII.8$$

UNIDAD -2

La Unidad -2 queda constituida por dos elementos en paralelo a semejanza del modelo de Kelvin esto es, uno Newtoniano de fluidez no lineal que representa la fluidez intergranular que disminuye con el tiempo, y el otro que representa un amortiguador Newtoniano de fluidez lineal, σ_2 , el que retiene la deformación volumétrica unitaria de la estructura secundaria Fig. (8b). Se establecen para esta Unidad las siguientes condiciones.

De equilibrio

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 \quad 19-VII.8$$

De deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \epsilon_{V2} = \Delta \epsilon_1 = \Delta \epsilon_{N2} \quad 20-VII.8$$

De esfuerzo-deformación volumétrica unitaria

lelo Fig. (8a). Un elemento es resistente elasto-plástico capaz de tomar carga permanente al final del proceso primario, y el otro, representa un amortiguamiento Newtoniano de fluidez lial α_1 . Por consiguiente, se pueden establecer las siguientes condiciones

De equilibrio

$$\Delta p = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_{N1} \quad 8-VII.8$$

De deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \Delta \varepsilon_1 = \Delta \varepsilon_{N1} \quad 9-VII.8$$

De esfuerzo-deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \sigma_1 = \alpha_1 \Delta \varepsilon_1 \quad 10-VII.8$$

$$\Delta \dot{\varepsilon}_N = \alpha_1 \Delta \dot{\sigma}_{N1} \quad 11-VII.8$$

Resolviendo para el valor $\Delta \dot{\varepsilon}_{v1}$, se encuentra la siguiente ecuación diferencial del fenómeno primario

$$\Delta \dot{\varepsilon}_{v1} + \frac{\alpha_1}{\alpha_1} \Delta \varepsilon_{v1} = \alpha_1 \Delta \dot{\sigma}_p \quad 12-VII.8$$

Integrando, se obtiene

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \alpha_1 \Delta \sigma_p (1 - e^{-\alpha_1 t / \alpha_1}) \quad 13-VII.8$$

Para un número grande de unidades se puede escribir

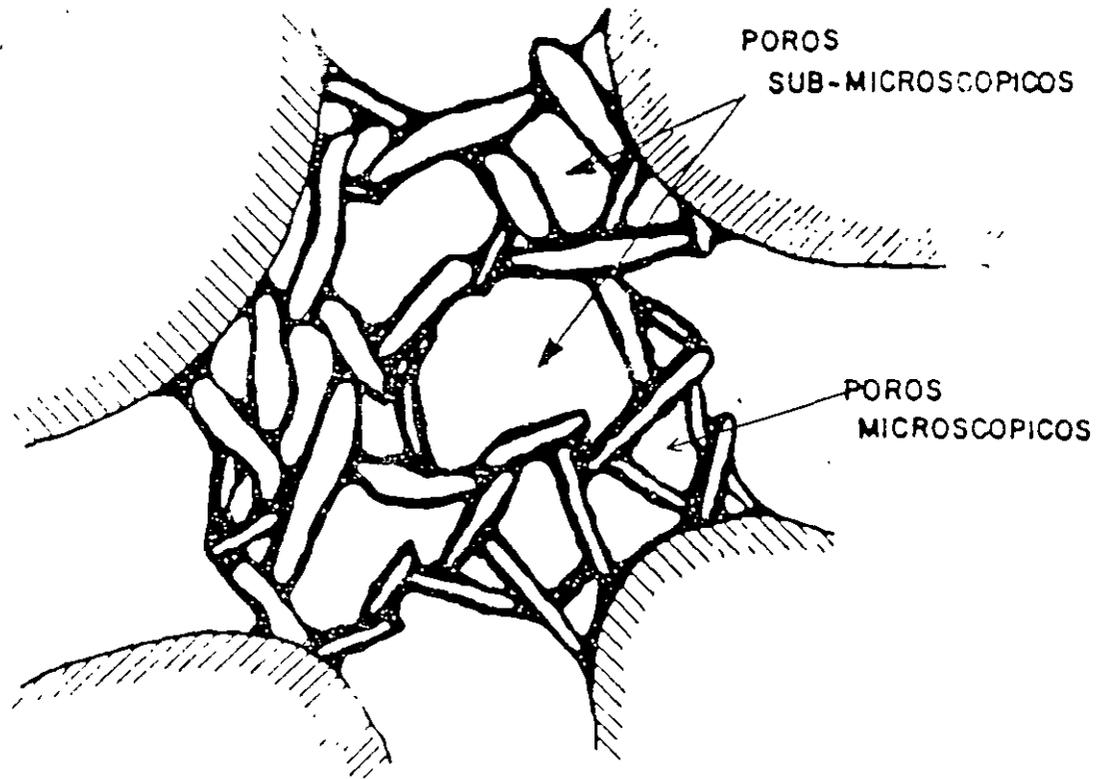
$$\Delta \varepsilon_{v1} = \Delta \sigma_p (\alpha_1 - \alpha_1 e^{-\alpha_1 t / \alpha_1}) \quad 14-VII.8$$

considerando que $\alpha_1 = \alpha$ representa la compresibilidad, se obtiene finalmente

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \alpha \Delta \sigma_p (1 - e^{-\alpha t / \alpha_1}) \quad 15-VII.8$$

Por otro lado, de la teoría de consolidación de Terzaghi se obtiene

$$\Delta \varepsilon_{v1} = m_v \cdot \Delta \sigma_p (1 - e^{-\frac{2}{M} \cdot T_v}) \quad 16-VII.8$$



- //// GRANOS GRUESOS MICROSCOPICOS
- GRANOS DE MINERALES DE ARCILLA

FIG. 7-VII 3 CONCEPCION ARTISTICA DE AGLOMERACION DE GRANOS SUBMICROSCOPICOS

CONSIDERACIONES REOLOGICAS

La teoría se establece por medio de dos hipótesis fundamentales, (1) a saber:

- 1) El suelo está constituido por dos estructuras básicas, la primera está formada por granos microscópicos carentes de cohesión saturadas con agua de fluidez normal y la segunda está formada por granos microscópicos submicroscópicos que forman aglomeraciones de minerales de arcilla y saturados con agua de fluidez menor que la normal.
- 2) La estructura floculenta formada por arcilla y coloides representa el fenómeno de deformación secular y la estructura floculenta formada con parte de granos inertes microscópicos, representa el esqueleto estructural de comportamiento elasto-plástico resistente.

De lo anterior resulta una micro-estructura doblemente floculenta la que al someterse a un incremento de carga unitaria Δp se origina un cambio volumétrico de la estructura $\Delta \epsilon_{v1}$, y de la secundaria $\Delta \epsilon_{v2}$. Es evidente que el cambio total por el efecto de la compresión de las dos estructuras consideradas será

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_{v1} + \Delta \epsilon_{v2}$$

7-VII.8

Dichos cambios volumétricos son retardados por el fenómeno hidrodinámico de la consolidación. Para analizar el fenómeno físico que se presenta usaremos dos modelos reológicos.

- a) La compresión primaria se analiza por medio del modelo de Kelvin, el cual puede ser correlacionado con el modelo reológico de Terzaghi, que implica que la compresión primaria tiende a ser finita.
- b) La compresión secundaria se analiza con un modelo propuesto por el autor denominado Unidad -"2", el cual representa el comportamiento viscoso intergranular del suelo

MODELO DE KELVIN

El modelo de Kelvin queda representado por dos elementos en para-

portamiento elasto-plástico, y la parte formada por las aglomeraciones de minerales de arcilla y coloides que exhiben un comportamiento viscoso no lineal. Aún más, puede considerarse que el cambio de volumen en los poros microscópicos y submicroscópicos de la estructura viscosa intergranular principia al mismo tiempo que la carga se aplica.

Con el deseo de encontrar una mejor teoría para representar el fenómeno de deformación viscosa intergranular, el autor presentó en 1984* un mejoramiento a su teoría de consolidación que incluye una nueva interpretación del fenómeno de viscosidad intergranular.

Por consiguiente, en el capítulo siguiente se presenta una síntesis de este nuevo concepto, que sin embargo es en principio el mismo que el anterior, excepto por el refinamiento de consideraciones físico-químicas y estructurales del suelo.

Cuando el subsuelo se encuentra altamente estratificado con intercalaciones de arena, la compresión primaria debido al fenómeno hidrodinámico de la consolidación se verifica rápidamente, mostrándose más evidente la compresión secundaria. El ingeniero de cimentaciones no puede ignorar en estos casos el fenómeno de compresión secundaria, ya que los desplazamientos diferenciales por el efecto de viscosidad intergranular ocasionan hundimientos totales y diferenciales de la cimentación, pudiéndose dañar el proyecto en cuestión.

El autor ha investigado durante varias décadas el fenómeno de viscosidad intergranular. En este trabajo se ofrece una mejor interpretación de la teoría expuesta con anterioridad, así como la determinación de los parámetros que intervienen en dicha teoría.

La teoría que se expone con los resultados de pruebas del odómetro y campo para curvas de consolidación realizadas a niveles de esfuerzos menores del esfuerzo crítico.

* "Consolidation in the Intergranular Viscosity of High Compressible Soils" Proceedings Symposium on Consolidation Behavior of Soils, ASTM Committee B-18 on Soil and Rock, Ft. Lauderdale, Fl. U.S.A. January 21-24, 1985

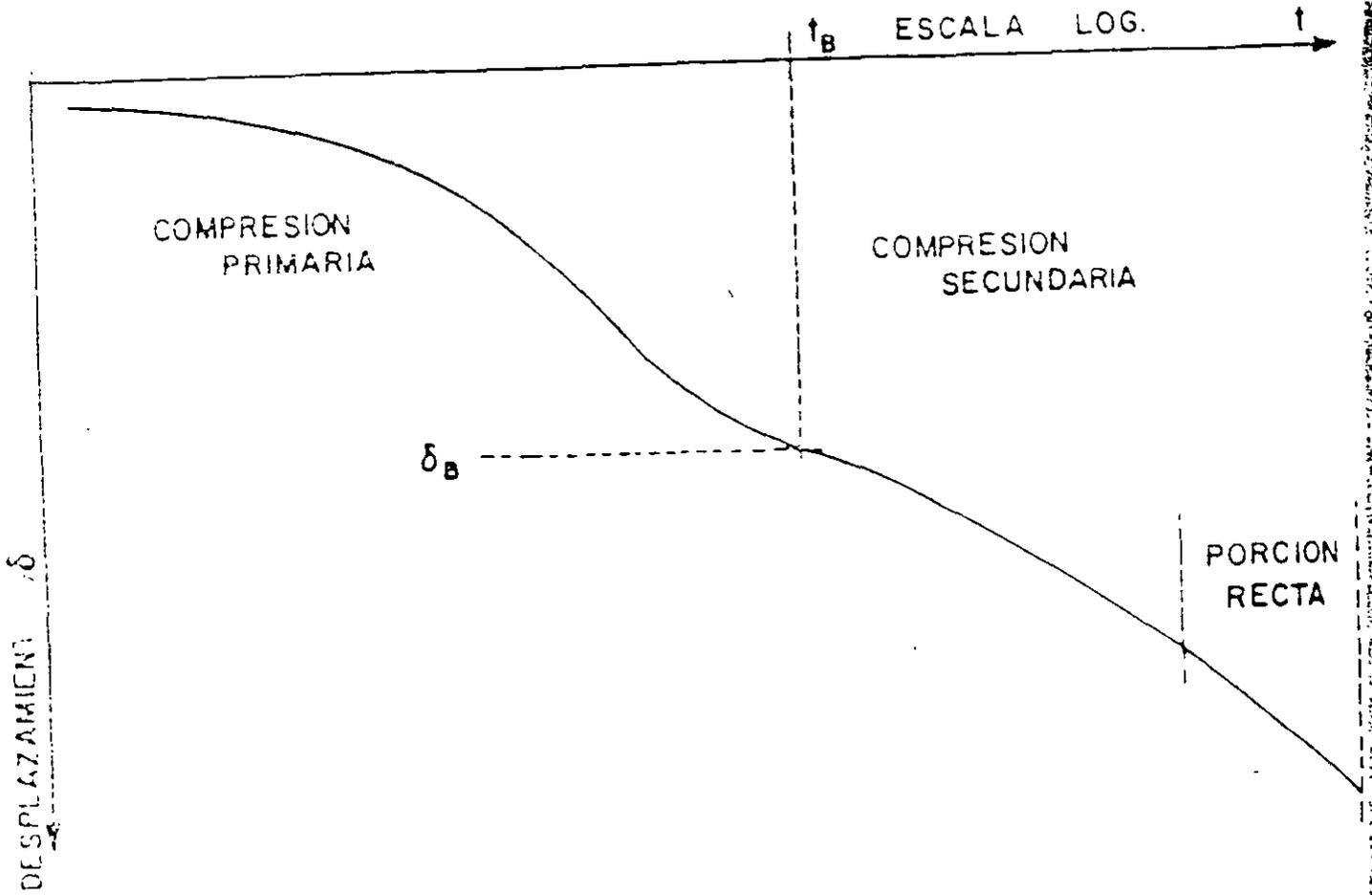


FIG. 6.1.1.5 CURVA DE CONSOLIDACION ANTES DEL ESFUERZO CRITICO

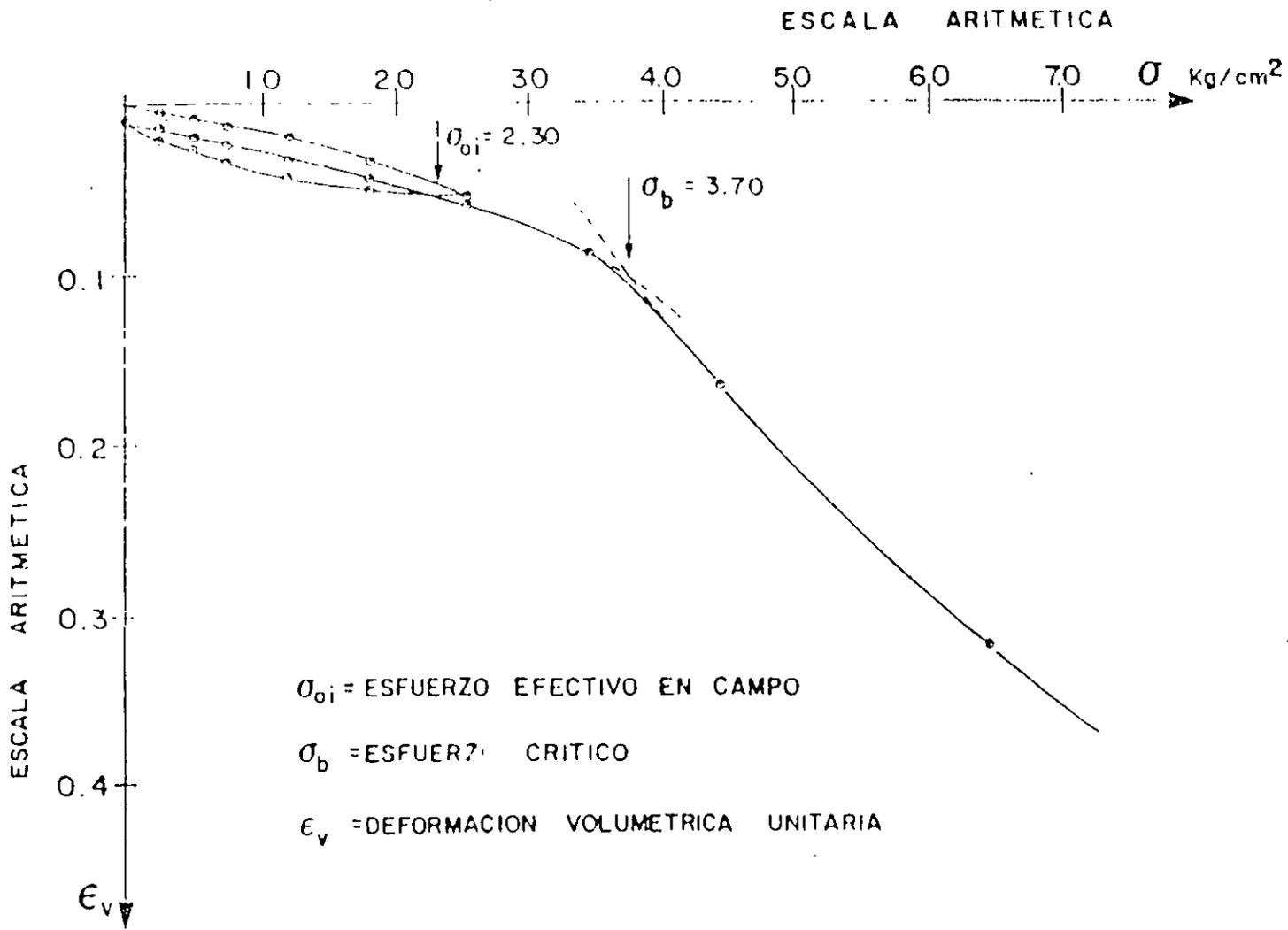


FIG. 5-VII.8 CURVA DE COMPRESIBILIDAD

Deformabilidad en Suelos

El suelo se encuentra en la naturaleza con un determinado estado de esfuerzos efectivos y presión hidráulica. Al ser colocado en el odómetro para efectuar una prueba de compresibilidad, éste es aliviado del estado de esfuerzos y presiones hidráulicas a los que estaba sometido. Al ser cargado en odómetro se obtiene la recompresión del suelo como indica la rama plana de la curva de compresibilidad Fig. (5). Cuando se rebasa el "esfuerzo crítico" de compresión confinada σ_b se observa un quiebre en la curva de compresibilidad el cual se origina por la falla interna de la estructura del suelo al alcanzarse su resistencia al esfuerzo cortante. Teóricamente, el quiebre puede valorizarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\sigma_b = \frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} (2c) \quad 7-211.8$$

en donde ν representa el valor de la relación de Poisson en el momento del quiebre y c es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El valor de ν en el quiebre de la curva tiende a ser del orden de 0.25, o bien $c_b/2c = 1.5$.

La rama inclinada de la curva de compresibilidad representa la compresión del suelo para una nueva condición estructural impuesta por el confinamiento que le proporciona el anillo del odómetro. Las deformaciones volumétricas unitarias en esta rama de la curva antes del esfuerzo crítico σ_b Fig. (5). En este tipo de suelos la rama inclinada no debe usarse para diseño si se quieren evitar fuertes desplazamientos verticales.

En el rango de los esfuerzos de la recompresión las curvas de consolidación muestran la configuración que indica la Fig (6). Dicha configuración depende del coeficiente de consolidación del suelo c_v , de la viscosidad intergranular de éste, del espesor del estrato y de las condiciones de drenado. La magnitud de la viscosidad intergranular es, sin embargo, una función importante del nivel de esfuerzos cortantes que se genera durante la prueba del odómetro.

El objetivo del trabajo que se presenta se limita a efectuar la confrontación de los granos del orden de limos mayores que muestran un com-

CURVAS HUNDIMIENTO - TIEMPO

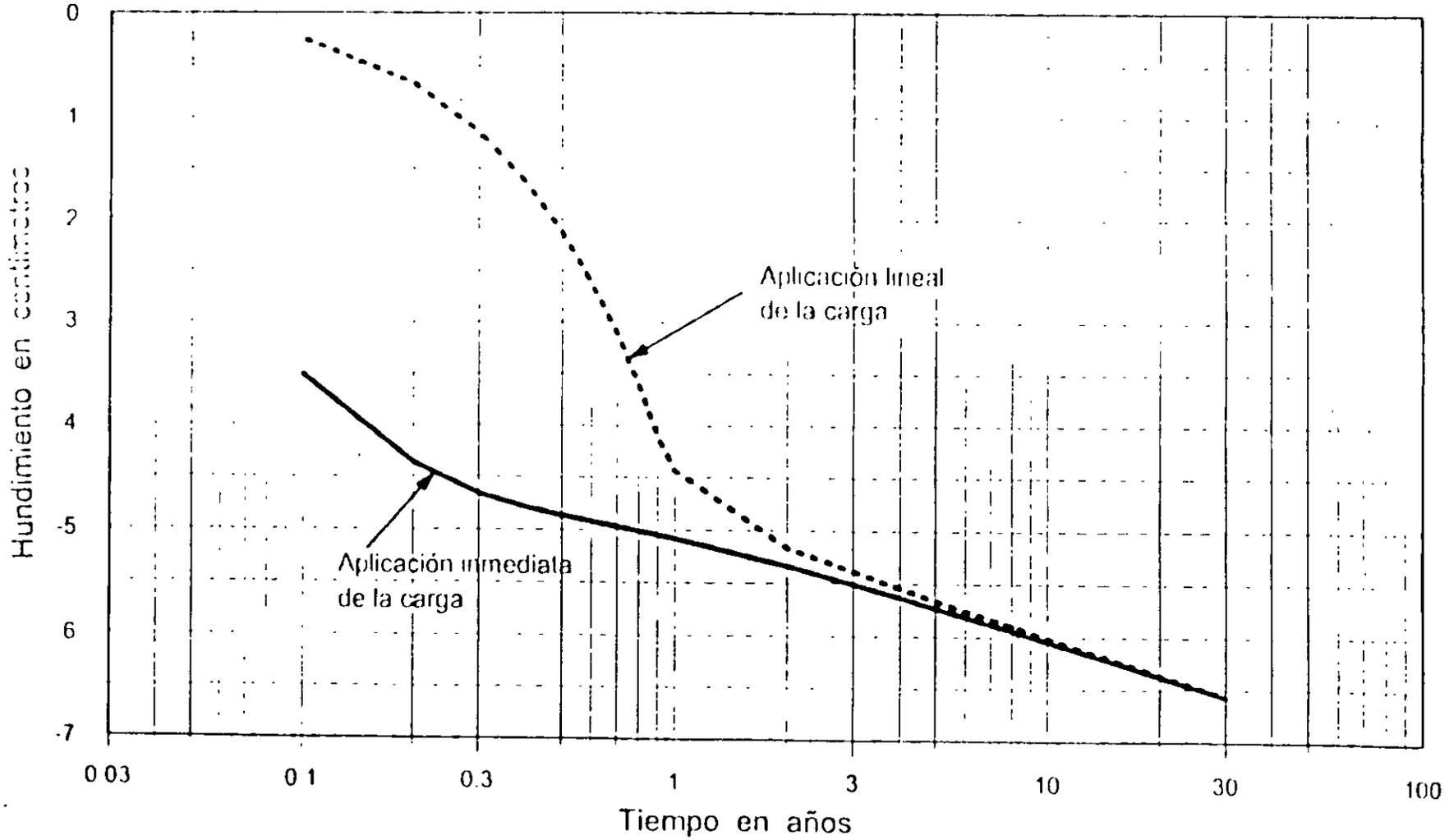


FIGURA No. 6

PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACION

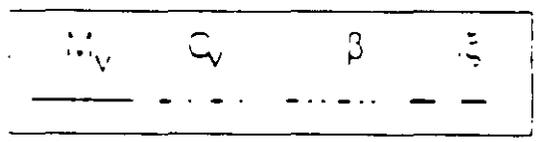
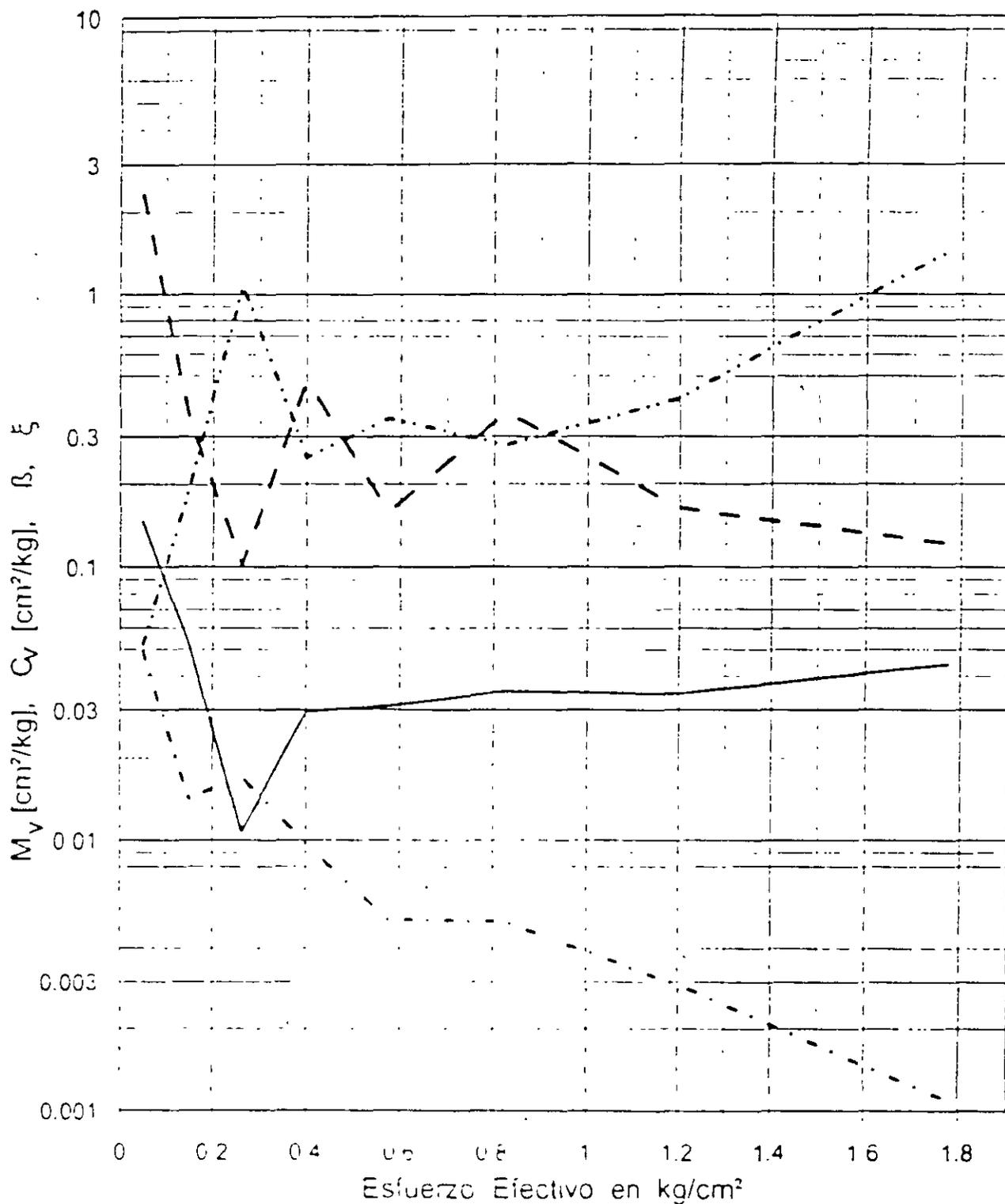
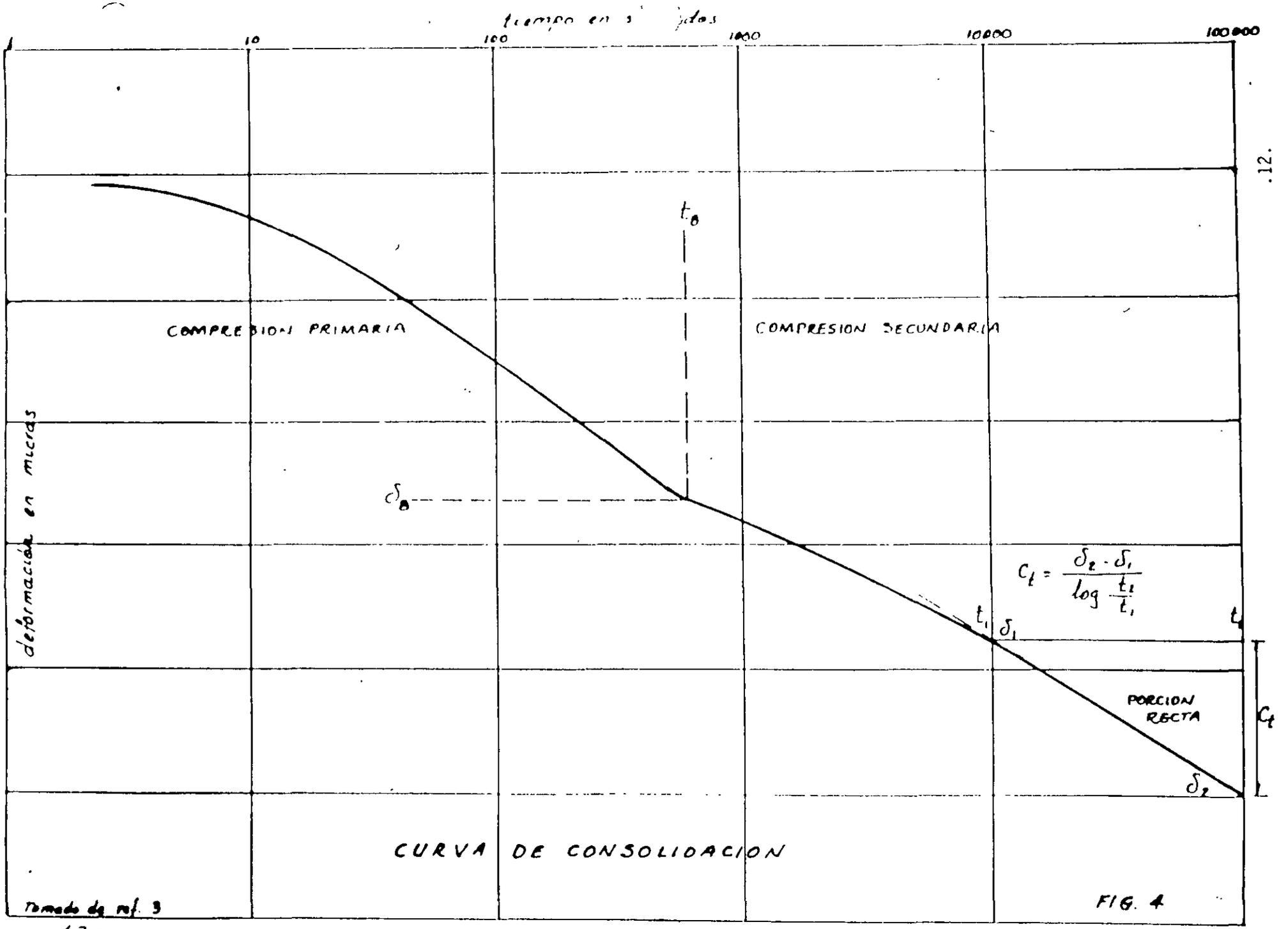


FIGURA No. 5



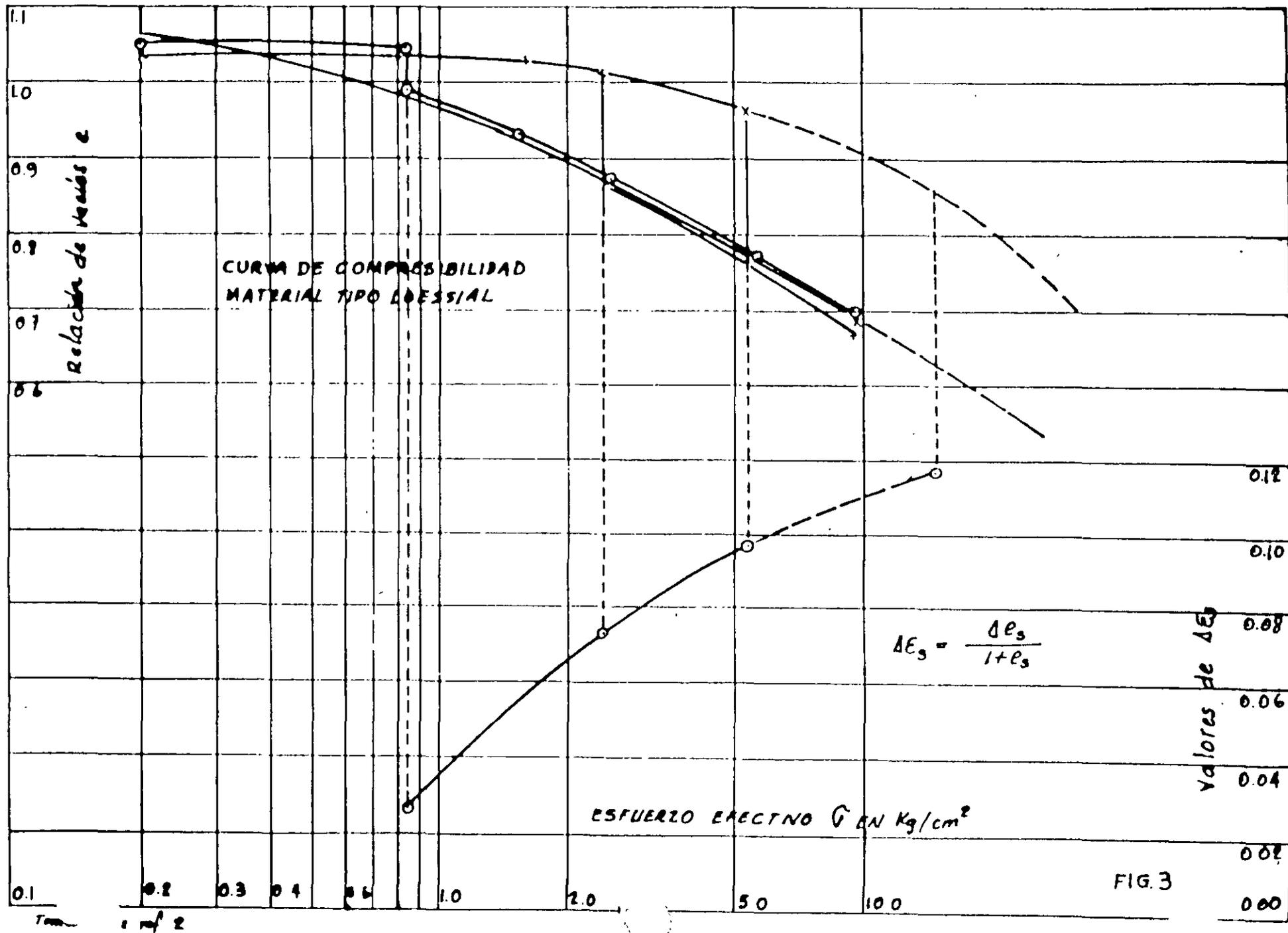


FIG. 3

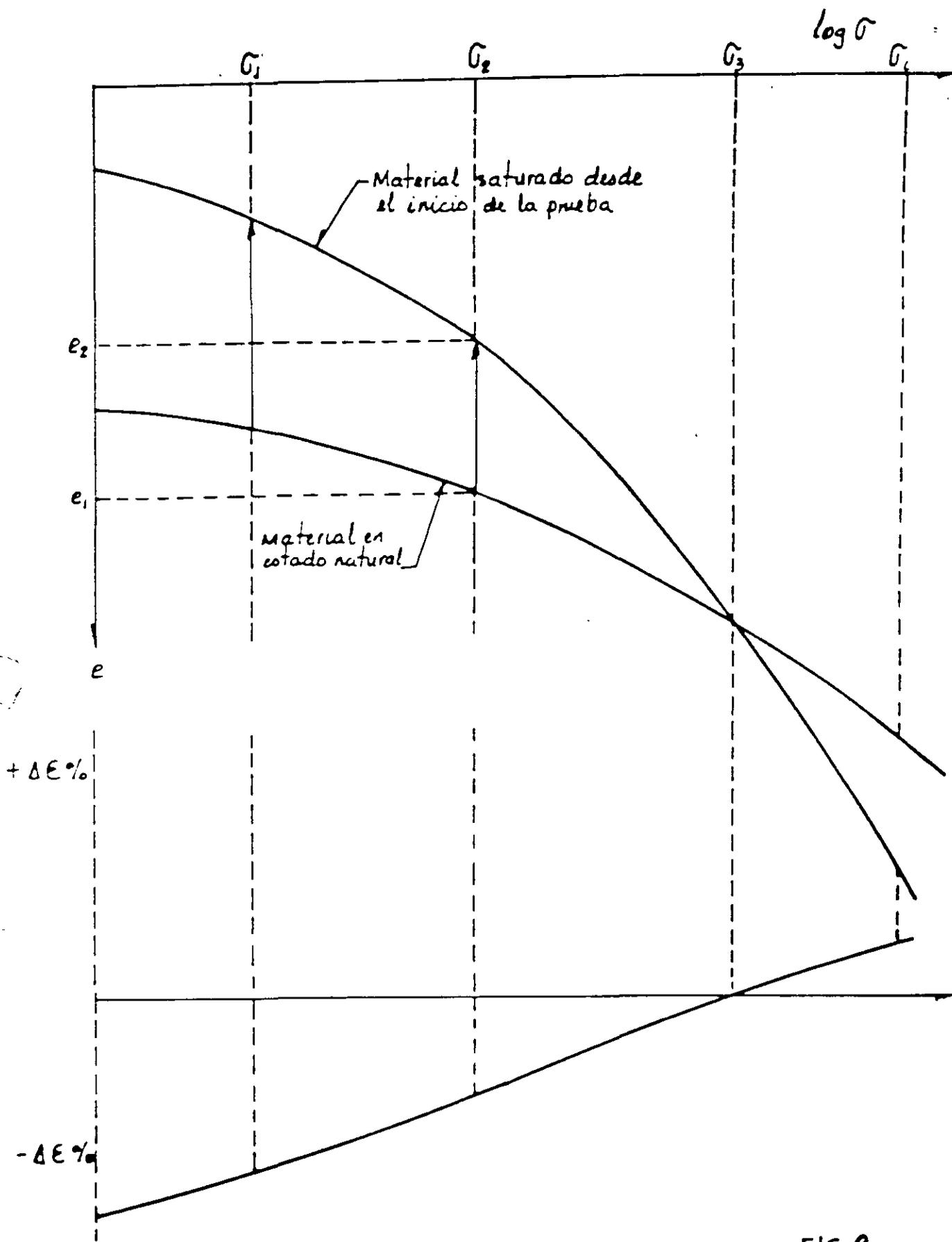
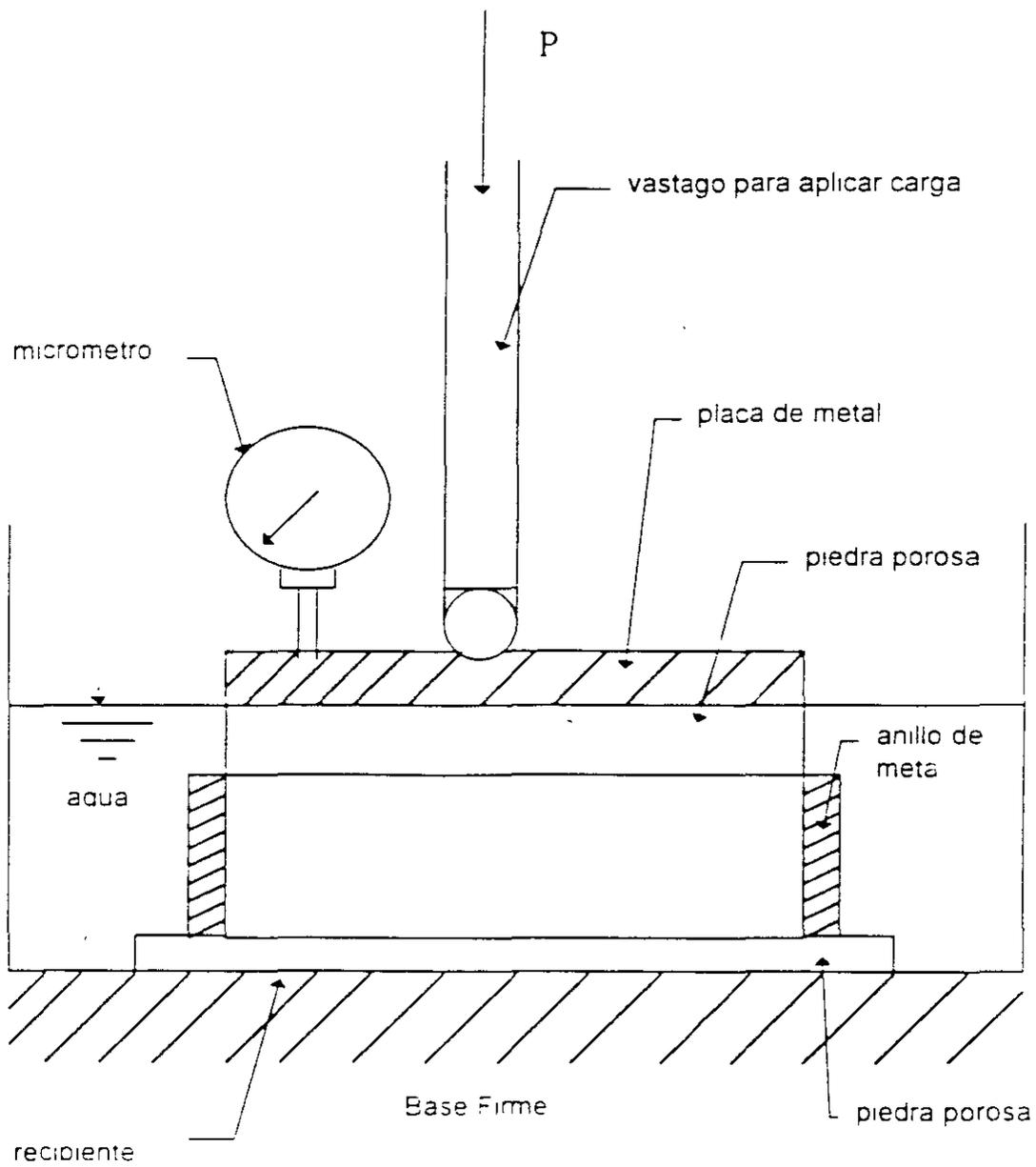


FIG. 2

Tomado de ref 2



ODOMETRO

Tomado de ref. 2

FIG.1

REFERENCIAS

- 1.- Foundations Engineering for Difficult Subsoil Conditions.
L. Zeevaert Van Nostrand Reinhold 1973, pags. 62 - 70
- 2 - Propiedades Cuantitativas de los Materiales del Subsuelo.
Tomo II Apuntes de Mecanica de Suelos por L. Zeevaert 1966.
Art. III.8.1 a III.8.3
- 3 - Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados
L. Zeevaert Division de Estudios de Posgrado.

Facultad de Ingenieria

$$T_{vc} = \frac{C_v}{H^2} t_c = \frac{0.0098}{(250)^2} \cdot 3.15 \times 10^7 = 4.939$$

de la (6)

$$\Phi(T_{vc}) = 0.9326 = F(T_{vc} - T_{01})$$

$$T_{vc} - T_{01} = 1.0080 \quad \text{y} \quad T_{01} = 3.9246$$

De la (9)

$$A_{vc} = 0.2034$$

Luego las expresiones (3), (5) y (7) quedan como sigue
aplicacion inmediata de la carga

$$\delta_t = 4.5 \cdot \left\{ F(T_v) + 0.25 \log(1 + 0.46T_v) \right\}$$

Y para aplicacion lineal

$0 < t < t_c$

$$\delta_t = 0.911T_v \left\{ \Phi(T_v) + 0.1075 \left(1 - \log \frac{1 + 0.46T_v}{0.46T_v} \right) \right\}$$

$t > t_c$

$$\delta_t = 4.5 \cdot \left\{ F(T_v - 3.9246) + 0.25 \log(1.5973 + 0.46(T_v - 4.9392)) \right\}$$

para $t > t_c$

$$\Delta \varepsilon_v = m_v \cdot \Delta \sigma_c \cdot \left[F(T_v - T_{01}) + \beta \log(10^{A_{vc}} + \xi(T_v - T_{vc})) \right] \quad (7)$$

donde

$$F(T_v) = \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \right\} \quad (8)$$

y

$$A_{vc} = 0.43 - \frac{\log(1 + \xi T_{vc})}{\xi T_{vc}} \quad (9)$$

el valor de T_c se obtiene igualando las funciones

$$\Phi(T_{vc}) = F(T_{vc} - T_{01}) \quad (10)$$

para $t = t_c$. La figura 6 muestra las funciones $F(T_v)$ y $\Phi(T_v)$ en forma grafica con las que puede determinarse el valor de T_c .

A continuacion se presenta un ejemplo de calculo de hundimientos considerando la aplicacion de la carga en forma inmediata y linealmente. la figura 7 muestra graficamente la diferencia en el hundimiento en cada caso. los datos para el calculo fueron los siguientes

$$\begin{aligned} d &= 500 \text{ cm} \\ \Delta \sigma_c &= 0.3 \text{ kg/cm}^2 \\ t &= 1 \text{ año} \\ m_v &= 0.030 \text{ cm}^2/\text{kg} \\ C_v &= 0.0098 \text{ cm}^2/\text{seg} \\ \beta &= 0.25 \\ \xi &= 0.45 \end{aligned}$$

el estrato se considera drenado por los dos lados, por lo que $d = 2H$

La determinación de los parámetros en el laboratorio se obtiene transformando la ecuación anterior a la forma:

$$\delta_t = \delta_v \cdot F(T_v) + C_t \log\left(1 + \frac{t}{\tau}\right) \quad (4)$$

En la figura 4 se explica el significado de los terminos no conocidos

Para cada una de las curvas de consolidacion se determinan los parametros m_v , C_t , β y ξ los cuales se grafican para el nivel medio de esfuerzos $\sigma + \sigma/2$, tal como se muestra en la figura 5

Para la aplicación de la expresión (3) en un caso práctico se debe tomar en cuenta la rapidez con que se aplica la carga, ya que para tiempos de consolidación menores al tiempo de construcción puede ser importante la diferencia entre aplicación rápida de la carga y aplicación lineal, esto es, durante un tiempo de construcción.

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma_c / t_c$$

Cuando se aplica la carga de manera inmediata la expresión (3) es la que se utiliza para el cálculo de hundimientos con el tiempo

Si se considera aplicación lineal de la carga las expresiones utilizadas son las siguientes:

Para $0 < t < t_c$

$$\Delta \epsilon_v = m_v \cdot \Delta \sigma_c \cdot \frac{T_v}{T_{vc}} \left[\Phi(T_v) + 0.433 \left(1 - \frac{\log(1 + \xi T_v)}{\xi T_v} \right) \right] \quad (5)$$

donde

$$\Phi(T_v) = \left\{ 1 - \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^4} \left(1 - e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \right) \right\} \quad (6)$$

consolidación secundaria, se debe a la deformación viscosa intergranular producida por el movimiento relativo entre sus granos ⁽²⁾.

La teoría de consolidación descubierta por K. Terzaghi (1925) explica exclusivamente el retardo hidrodinámico. La teoría de viscosidad intergranular descubierta por L. Zeevaert explica el incremento en la deformación cuando el efecto hidrodinámico se ha disipado.

Al ingeniero de mecánica de suelos le interesa encontrar un procedimiento que le permita el cálculo del cambio volumétrico de un suelo a través del tiempo sometido a un incremento de presión. Esto ha llevado a la determinación de leyes fenomenológicas que explican el comportamiento de un suelo saturado.

Al final de estas notas se incluye el procedimiento completo para ejecutar una prueba de consolidación según lo establece la ASTM. En dicha norma se explica con detalle el proceso de consolidación y se establecen fórmulas de interpretación para la consolidación secundaria, las cuales se aceptan ampliamente.

Se considera sin embargo, que una interpretación más precisa del comportamiento del suelo es la que establece el profesor L. Zeevaert con su teoría de viscosidad intergranular.

De acuerdo con esta teoría, la ley fenomenológica que controla la deformación volumétrica unitaria de un material fino saturado que muestra un comportamiento como el que indica la figura 4, es como sigue ⁽³⁾.

$$\Delta \varepsilon_v = m_v \cdot \Delta p \left\{ F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \right\} \quad (3)$$

donde

m_v :	coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria
Δp :	incremento de presión
$F(T_v)$:	función de Terzaghi
β :	factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular
T_v :	factor tiempo de la teoría de consolidación de Terzaghi
ξ :	factor adimensional que modifica el valor de T_v

6.2 Pruebas de compresión en el odómetro

El comportamiento de suelos finos semisaturados del tipo expansivo o colapsible, puede estudiarse mediante pruebas de compresión en el odómetro

Este tipo de suelos es muy susceptible a los cambios de humedad, provocándose la modificación en su estructura. Esto se traduce, en el caso de suelos expansivos, en hinchamientos y, en suelos eólicos del tipo loessial, en colapsos súbitos. Ambos problemas pueden ser de consecuencias graves para la cimentación y superestructura.

Las figuras 2 y 3 muestran el comportamiento típico de estos materiales.

La potencia de expansión o colapso queda definida por la expresión:

$$\Delta\varepsilon = \pm \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (1)$$

donde

$\Delta\varepsilon$ cambio en la deformación unitaria debido a la saturación del material para un nivel de esfuerzos dado

Δe cambio en la relación de vacíos

e_0 relación de vacíos del material en estado natural para el mismo nivel de esfuerzos

Conocido el espesor del estrato (d) con potencia de expansión o colapso y determinando el esfuerzo efectivo actuante puede calcularse la expansión o colapso con la expresión

$$\Delta\delta = \frac{\Delta e}{1 + e_0} d \quad (2)$$

6.3 Pruebas de consolidación unidimensional en suelos finos saturados

Cuando se somete un espécimen de suelo fino saturado como las arcillas, arcillas limosas y limos arcillosos a un esfuerzo de compresión en donde la deformación lateral está restringida, el cambio de volumen no ocurre inmediatamente ya que primero debe ser expulsada el agua del poro. Por tanto debe transcurrir tiempo para que se verifique la deformación. A este fenómeno se le conoce como proceso de consolidación

Durante el proceso de consolidación se generan cambios volumétricos debidos a dos fenómenos que ocurren simultáneamente el primero se conoce como retardamiento hidrodinámico o consolidación primaria provocado por la expulsión del agua libre o gravitacional contenida en los poros del material el segundo, conocido también como

6.1 INTRODUCCION

En el diseño de una cimentación, el ingeniero de mecánica de suelos debe estimar el comportamiento que tendrá dicha cimentación ante las diferentes condiciones de carga a que estará sujeta.

Básicamente la verificación del comportamiento comprende las siguientes situaciones

- a) estados límite de falla
- b) estados límite de servicio

En esta oportunidad nos ocuparemos de los estados límite de servicio, los cuales se refieren a las diferentes condiciones en que trabajará la estructura y cimentación durante su vida útil, en la que estará sujeta a cargas permanentes tales como la carga muerta, la carga viva, etc., y a cargas transitorias debidas a viento o sismo.

La aplicación de las diferentes condiciones de carga a la cimentación y de ésta al subsuelo provocará cambios en el estado de esfuerzos del suelo y consecuentemente deformaciones. Un diseño adecuado de la cimentación será aquél que limite los movimientos de la estructura a valores compatibles con el tipo de estructura o con su entorno.

En resumen, el objetivo del ingeniero de cimentaciones será el de mantener los hundimientos totales y diferenciales de la estructura y su cimentación por abajo de los permisibles, establecidos por las autoridades municipales o por necesidades propias de la obra.

Para poder estudiar el comportamiento de la cimentación se requieren conocer, con suficiente precisión, las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo de los diferentes estratos que constituyen el subsuelo y que se vean afectados por las cargas que la cimentación les transmite, sean éstas permanentes o transitorias.

La determinación de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo para condiciones dinámicas de carga forma parte de otra sesión del curso, por lo que únicamente nos referiremos a la determinación de los parámetros de compresibilidad del suelo para condiciones estáticas de carga.

Cuando se pretende determinar la compresibilidad de un suelo se trata de representar las condiciones en que se encuentra en el campo, tales como nivel medio de esfuerzos, compactación, grado de saturación, etc.

Las propiedades mecánicas de compresibilidad pueden obtenerse mediante pruebas de compresión en la cámara triaxial o en el odómetro. Se llevan a cabo en la cámara triaxial en aquellos materiales tales como arenas limo arcillosas, limos arcillosos o arcillas limo arenosas en las que el efecto del tiempo no es muy significativo. Para estos materiales se obtienen curvas de comportamiento que permiten calcular los módulos de deformación⁽¹⁾.

Para suelos finos, sean estos saturados o no, la determinación de las propiedades mecánicas de compresibilidad se llevan a cabo mediante pruebas en el odómetro o consolidómetro. En la figura 1 se muestra en forma esquemática un instrumento de este tipo.

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

“DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACION DE CARRETERAS”

MÓDULO 1: GEOTECNIA BÁSICA EN CARRETERAS

TEMA: DEFORMABILIDAD EN SUELOS Y CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
INMEDIATOS Y DIFERIDOS¹

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Villahermosa, Tabasco
Agosto y septiembre del 2001

¹ Notas preparadas por el Ingeniero Germán López Rincón. Profesor de la Facultad de Ingeniería. UNAM.

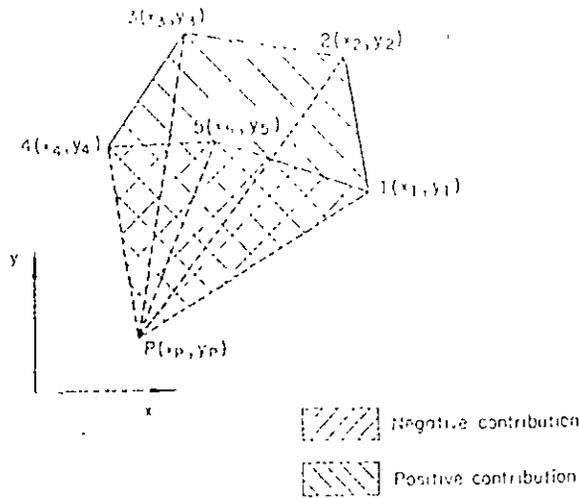


FIG. 3. Decomposition of Polygons into Triangles

$$\left[\frac{\sin(\theta_{l-1})}{v_{l,k}} - \frac{\sin(\theta_l)}{v_{l,k}} \right] - \beta_l z \left[\frac{\cos(\theta_{l-1})}{v_{l,k}} - \frac{\cos(\theta_l)}{v_{l,k}} \right] \gamma_k \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{a_k \sin(\theta_{l-1})}{v_{l,k}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{a_k \sin(\theta_l)}{v_{l,k}} \right] \right\} \quad (12)$$

with $a_k = z/H_k$; $H_k =$ height of triangle k ; $\alpha_l, \beta_l, \gamma_k =$ coefficients of (4) in the local reference system of triangle k (Fig. 2), and $v_{l,k} = \sqrt{a_k^2 \cos^2(\theta_{l-1}) + 1}$

Deep Polygonal Surface Uniformly Loaded

$$\sigma_z^u = \sum_{l=1}^n \sigma_z^u = \frac{q}{8H(1-\nu)} \left[\sum_{k=1}^n A J_{1k}^u + B(J_{2k}^u - J_{1k}^u) + C J_{2k}^u + J_{3k}^u \right] \quad (13)$$

where

$$J_{1k}^u = \frac{1}{|z|} \left(\theta_{k-1} - \theta_k - \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{|a_k| \sin(\theta_{k-1})}{v_{l,k}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{|a_k| \sin(\theta_k)}{v_{l,k}} \right] \right\} \right) \quad (14)$$

$$J_{2k}^u = \frac{1}{3|z|^3} \left(\theta_{k-1} - \theta_k - \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{|a_k| \sin(\theta_{k-1})}{v_{l,k}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{|a_k| \sin(\theta_k)}{v_{l,k}} \right] \right\} + \frac{|a_k|}{(1+a_k^2)} \left[\frac{\sin(\theta_{k-1})}{v_{l,k}} - \frac{\sin(\theta_k)}{v_{l,k}} \right] \right) \quad (15)$$

$$J_{3k}^u = \frac{1}{3|z|^3} \left(\theta_{k-1} - \theta_k - \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{|a_k| \sin(\theta_{k-1})}{v_{l,k}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{|a_k| \sin(\theta_k)}{v_{l,k}} \right] \right\} + \frac{|a_k| (1+2a_k^2)}{(1+a_k^2)^2} \left[\frac{\sin(\theta_{k-1})}{v_{l,k}} - \frac{\sin(\theta_k)}{v_{l,k}} \right] - \frac{|a_k|^3}{3(1+a_k^2)^2} \left[\frac{\sin^3(\theta_{k-1})}{v_{l,k}^3} - \frac{\sin^3(\theta_k)}{v_{l,k}^3} \right] \right) \quad (16)$$

with $a_k = z/H_k$; $v_{l,k} = \sqrt{a_k^2 \cos^2(\theta_{l-1}) + 1}$.

Angles θ_{l-1} for $l = 0, 1$ can be computed from coordinates of point P , (x_p, y_p) , and vertex $k + 1$, (x_{k+1}, y_{k+1}) as

$$\theta_{k+1} = \tan^{-1} \left[\frac{y'_{k+1}(x'_k - x'_p) + x'_{k+1}(y'_p - y'_k)}{L_k} \right] \quad (17)$$

with $x_{k+1} = x_{k+1} - x_p$, $y_{k+1} = y_{k+1} - y_p$, $L_k = x'_k y'_{k+1} - x'_{k+1} y'_k$. Note that $\theta_{n+1} = \theta_1$, $x_{n+1} = x_1$, and $y_{n+1} = y_1$.

CONCLUSIONS

Expressions were derived to compute vertical normal stress at any point within an elastic half-space for two loading conditions: (1) Surficial polygonal surface with linearly distributed loading; and (2) deep polygonal surface uniformly loaded. Eqs. (12) and (13) can come handy in many practical soil mechanics calculations. They can be included in stress estimation computer programs with significant savings of computing time and improvement of accuracy.

APPENDIX. REFERENCES

Boussinesq, J. (1885) *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Gauthier-Villars, Paris, France.
 Dany, J., and Casales, G. (1985) "Soil stresses under a polygonal area uniformly loaded." *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, ASCE, New York, N.Y., 2, 733-735.
 Fadum, R. E. (1948) "Influence values for estimating stresses in elastic foundations." *Proc. 2th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, ASCE, New York, N.Y., 3, 77-84.
 Mindlin, R. D. (1936) "Force at a point in the interior of a semi-infinite solid." *J. Appl. Phys.*, 7(5), 195-202.
 Newmark, N. (1942) "Influence charts for computation of stresses in elastic soils." *Engrg. Exp. Sta. Bull.* 338, Univ. of Illinois, Urbana, Ill.
 Poulos, H. G. (1967) "The use of the sector method for calculation of stresses and displacements in an elastic mass." *Proc. 5th Aust. New-Zee Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, 198-204.
 Reséndiz, D., and Auvimet, G. (1973) "Analysis of pile foundations in consolidating soil." *Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, ASCE, New York, N.Y., 3, 211-218.
 Skopecck, J. (1961) "The influence of foundation depth on stress distribution." *Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, ASCE, New York, N.Y., 1, 815-818.

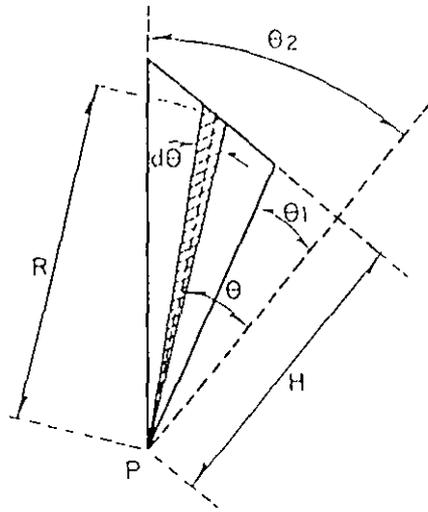


FIG. 2. Integration over Triangle

$$\sigma_z' = \int_I d\sigma_z = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \int_0^R r \cos \theta \sigma_z r dr d\theta \quad \dots \dots \dots (3)$$

where σ_z = the vertical stress given by the Boussinesq or Mindlin formulas, and other variables are defined in Fig. 2.

Surficial Triangular Surface with Linearly Distributed Loading

Any linear distribution of the load $q(r, \theta)$ can be defined by

$$q(r, \theta) = q(\alpha r \cos \theta + \beta r \sin \theta + \gamma) \quad \dots \dots \dots (4)$$

where α , β , and γ = constants and q = a unit uniformly distributed load.

A first integration gives

$$\sigma_z' = \int_0^R \sigma_z r dr = \frac{q}{2H} \left((\alpha \cos \theta + \beta \sin \theta) z \frac{\left(\frac{R}{z}\right)^3}{\left[1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2\right]^{3/2}} + \gamma \left\{ 1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2\right]^{-1/2} \right\} \right) \quad \dots \dots \dots (5)$$

and the final resulting stress σ_z' is

$$\sigma_z' = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \sigma_z' d\theta = \frac{q}{2H} \left(\gamma(\theta_2 - \theta_1) + \frac{(\alpha z + \gamma a)}{(1 + a^2)} \left[\frac{\sin(\theta_2)}{v_2} - \frac{\sin(\theta_1)}{v_1} \right] - \beta z \left[\frac{\cos(\theta_2)}{v_2} - \frac{\cos(\theta_1)}{v_1} \right] - \gamma \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{a \sin(\theta_2)}{v_2} \right] \right. \right.$$

$$\left. - \tan^{-1} \left[\frac{a \sin(\theta_1)}{v_1} \right] \right\} \right) \quad \dots \dots \dots (6)$$

with $a = z/H$, $v_i = \sqrt{a^2 \cos^2(\theta_i) + 1}$.

Deep Triangular Surface Uniformly Loaded

Similarly, for (2), integration gives

$$\sigma_z' = \int_0^R \sigma_z r dr = \frac{q}{8H(1 - \nu)} [AI_1^2 + B(I_2^2 - I_1^2) + CI_2^2 + DI_1^2] \quad \dots \dots (7)$$

where $I_i^n = 1/(n - 2) |z_i|^{n-2} \{ 1 - [1 + (R/z_i)^2]^{-(n-2)/2} \}$ with $z_i = z + (-1)^i a$

The final stress is

$$\sigma_z' = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \sigma_z' d\theta = \frac{q}{8H(1 - \nu)} [AI_1^2 + B(J_2^2 - J_1^2) + CJ_2^2 + DJ_1^2] \quad \dots \dots (8)$$

where

$$J_i^2 = \frac{1}{|z_i|} \left(\theta_2 - \theta_1 - \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_2)}{v_{i,2}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_1)}{v_{i,1}} \right] \right\} \right) \quad \dots \dots (9)$$

$$J_i^4 = \frac{1}{3|z_i|^3} \left(\theta_2 - \theta_1 - \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_2)}{v_{i,2}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_1)}{v_{i,1}} \right] \right\} + \frac{|a_i|}{(1 + a_i^2)} \left[\frac{\sin(\theta_2)}{v_{i,2}} - \frac{\sin(\theta_1)}{v_{i,1}} \right] \right) \quad \dots \dots \dots (10)$$

$$J_i^6 = \frac{1}{5|z_i|^5} \left(\theta_2 - \theta_1 - \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_2)}{v_{i,2}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{|a_i| \sin(\theta_1)}{v_{i,1}} \right] \right\} + \frac{|a_i|(1 + 2a_i^2)}{(1 + a_i^2)^2} \left[\frac{\sin(\theta_2)}{v_{i,2}} - \frac{\sin(\theta_1)}{v_{i,1}} \right] - \frac{|a_i|^3}{3(1 + a_i^2)^2} \left[\frac{\sin^3(\theta_2)}{v_{i,2}^3} - \frac{\sin^3(\theta_1)}{v_{i,1}^3} \right] \right) \quad \dots \dots \dots (11)$$

with $a_i = z/H$, $v_i = \sqrt{a_i^2 \cos^2(\theta_i) + 1}$.

POLYGONAL AREA

Any polygonal area can be divided into n triangles with vertex P (Fig. 3) and the vertical normal stress induced at a given point M obtained as the resultant σ_z' of the contributions σ_z'' of all triangles

Surficial Polygonal Surface with Linearly Distributed Loading

$$\sigma_z' = \sum_{k=1}^n \sigma_z'' = \frac{q}{2H} \sum_{k=1}^n \left(\gamma_k(\theta_{k+1} - \theta_k) + \frac{(\alpha_k z + \gamma a_k)}{(1 + a_k^2)} \right.$$

STRESSES INDUCED BY SURFICIAL AND DEEP LOADING IN ELASTIC MEDIUM

By Olivier Rossa,¹ and Gabriel Auvmet,² Member, ASCE

INTRODUCTION

In soil mechanics, the standard procedure to estimate settlements of foundations consists of computing the vertical normal stresses induced in the soil using elastic theory and obtaining the corresponding vertical strains from laboratory one-dimensional consolidation tests.

Expressions obtained by integration of the Boussinesq formula on circular or rectangular areas and classical graphic methods (Fadum 1948; Newmark 1942) have long been used to compute vertical stresses under surficial loaded areas. Solutions also exist for deep loading (pile foundations) based on integration of the Mindlin formula on circular and rectangular areas (Reséndiz and Auvmet 1973; Skopeck 1961). Availability of computers led to development of alternate numerical methods, such as the sector method (Poulos 1967) and to some loss of interest in closed solutions. However, an expression for the integration of the Boussinesq formula for a uniformly loaded polygonal area was published (Damy and Casales 1985). Notwithstanding the performance of modern computers, this kind of expression is useful since it can lead to important computer-time savings and improved accuracy. In this technical note, generalized formulas are obtained for linearly distributed surficial loading and uniform distributed deep loading on polygonal areas.

ANALYSIS

Normal vertical stress σ_z induced at a point M of a semi-infinite elastic medium by a vertical surficial concentrated load Q [Fig. 1(a)] is given by the Boussinesq formula

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi(1-\nu)z^3} \left(1 + \frac{r^2}{z^2}\right)^{-3/2} \quad (1)$$

and, for a concentrated vertical load Q at depth c [Fig. 1(b)] by the Mindlin formula

$$\sigma_z = \frac{Q}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{A}{R_1^3} + B \left(\frac{1}{R_2^3} - \frac{1}{R_1^3} \right) + \frac{C}{R_2^3} + \frac{D}{R_1^3} \right] \quad (2)$$

¹Invited Res., Inst. de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Apdo Postal 70-472, Coyoacán, Distrito Federal, México.

²Prof., Inst. de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Apdo Postal 70-472, Coyoacán, Distrito Federal, México.

Note. Discussion open until January 1, 1993. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on July 19, 1991. This paper is part of the *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 8, August, 1992. © ASCE, ISSN 0733-9410/92/0008-1241/\$1.00 + \$15 per page. Paper No. 2259.

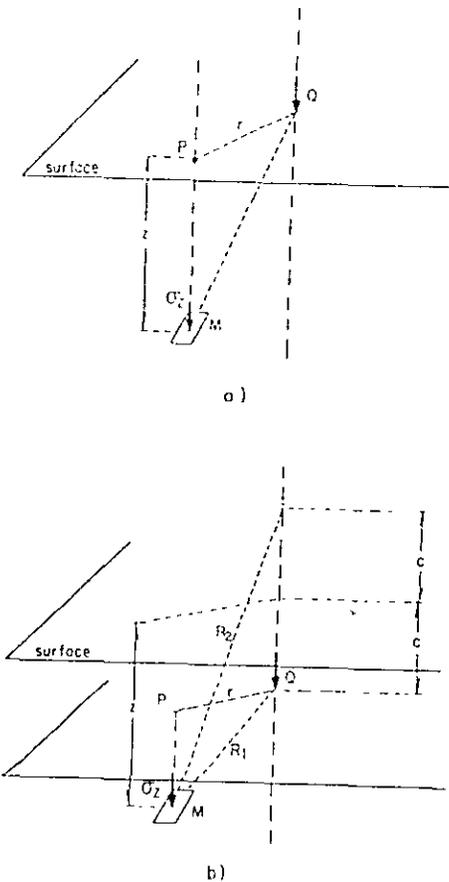


FIG. 1. Loading Problems: (a) Boussinesq; (b) Mindlin

where $A = -3(z - c)^3$; $B = (1 - 2\nu)(z - c)$; $C = -3(3 - 4\nu)z(z + c)^2 + 3c(z + c)(5z - c)$; $D = -30cz(z + c)^3$; $R_1^3 = [(z + (-1)^n c)^2 + r^2]^{3/2}$; ν = Poisson ratio; z = depth of point M , and r = the horizontal distance between this point and the load.

As shown subsequently, it is possible to integrate the preceding expressions in the following cases

1. Surficial triangular surface with a linearly distributed loading.
2. Deep triangular surface uniformly loaded.

Since any polygonal area can be broken into several triangles, these integrations readily lead to solutions valid for polygonal surfaces with the same type of loading.

INTEGRATION

Eqs. (1) and (2) can be integrated for load distributed over a triangular surface T as follows

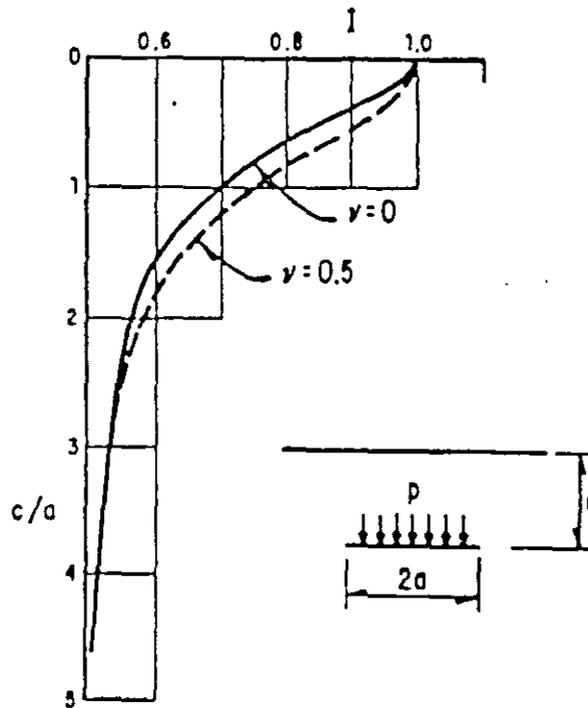


Fig Valores de I al centro de un área circular uniformemente cargada

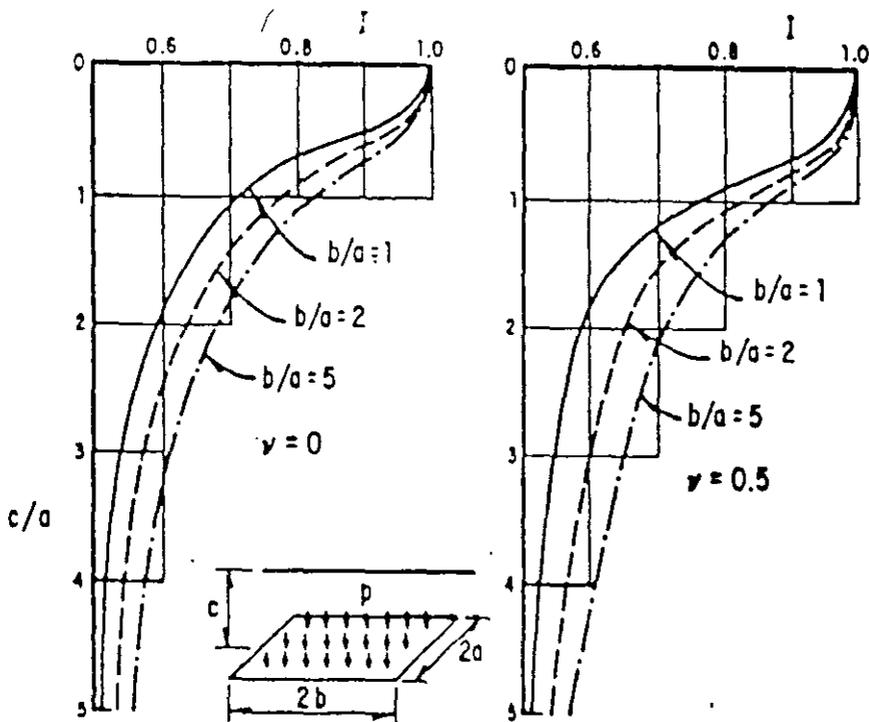


Fig Valores de I al centro de un área rectangular uniformemente cargada

$$\sigma_r = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} - \frac{(1-2\nu)(z+7c)}{R_2^3} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2^3(R_2+z+c)} - \frac{3r^2(z-c)}{R_1^5} + \frac{6c(1-2\nu)(z+c)^2 - 6c^2(z+c) - 3(3-4\nu)r^2(z-c)}{R_2^5} - \frac{30cr^2z(z+c)}{R_2^7} \right] \quad (3.22-g)$$

$$\sigma_\theta = \frac{-P(1-2\nu)}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c) - 6c}{R_2^3} - \frac{4(1-\nu)}{R_2(R_2+z+c)} + \frac{6c(z+c)^2}{R_2^5} - \frac{6c^2(z+c)}{(1-2\nu)R_2^5} \right] \quad (3.22-h)$$

$$\tau_{rz} = \frac{-Pr}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{1-2\nu}{R_1^3} + \frac{1-2\nu}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c) - 3c(3z+c) - 30cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (3.22-i)$$

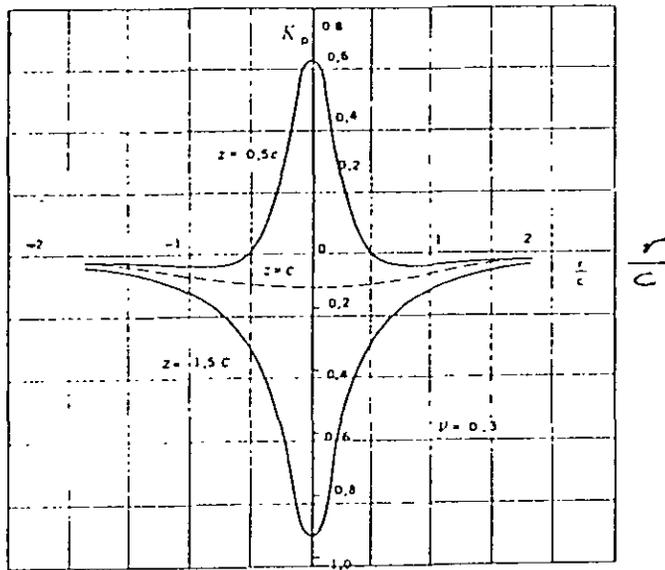


Fig. 3.21. -Carga aislada vertical en el interior del semiespacio de Boussinesq. Tensiones verticales $\sigma_z = K_p \cdot p/Z^2$.

3.2.5. Carga puntual en el interior de un semiespacio elástico infinito

El caso de cargas verticales o inclinadas sobre la superficie del semiespacio es el que se presenta más frecuentemente, correspondiendo a la forma de actuar de las cimentaciones superficiales. Sin embargo, existen otras maneras de aplicar las cargas, entre las cuales están, por ejemplo, situar fuerzas en el interior del semiespacio, como puede ser el caso de las cimentaciones profundas y, especialmente, de los pilotes.

El problema de la carga concentrada en el interior del semiespacio, pero lo suficientemente próxima a la superficie para que se note la influencia de esta, no fue resuelto hasta el año 1936 por Mindlin. Las fórmulas resultantes pueden verse en la figura 3.20, donde queda indicada la notación empleada. En la figura 3.21 se incluye un gráfico que indica la variación de la tensión vertical σ_z para tres valores de z/c , suponiendo que el módulo de Poisson es igual a 0,3. Las tensiones de tracción se consideran positivas

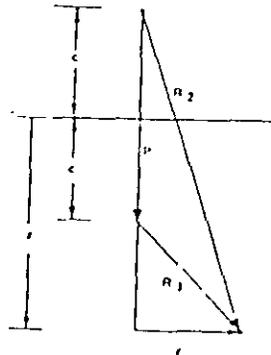


Fig 3.20.- Carga aislada vertical en el interior del semiespacio de Boussinesq. Distribución de tensiones

$$\sigma_z = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} - \frac{3x^2(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)[3(z-c) - 4\nu(z+c)]}{R_2^3} - \frac{3(3-4\nu)x^2(z-c) - 6c(z+c)[(1-2\nu)z - 2\nu c]}{R_2^3} - \frac{30cx^2z(z+c)}{R_2^3} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} \right] \cdot \left\{ 1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+c)} - \frac{x^2}{R_2^2} \right\} \quad (2.22-a)$$

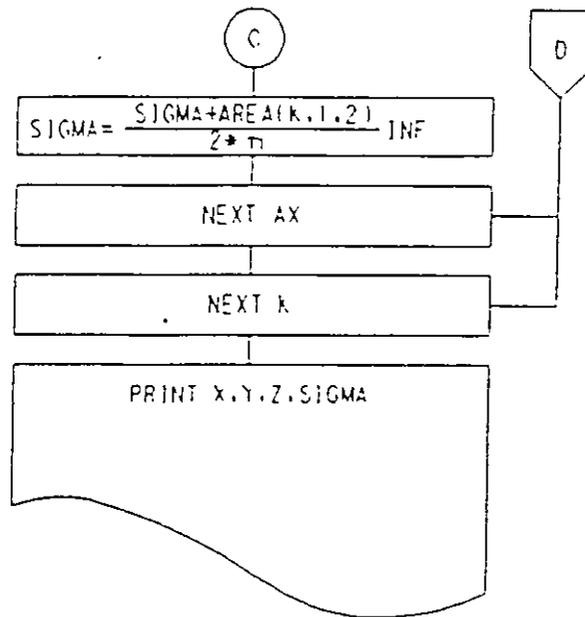
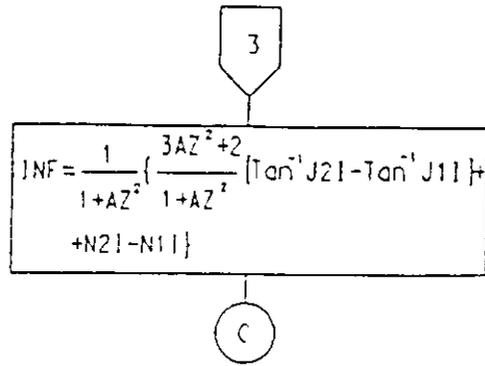
$$\sigma_y = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} - \frac{3y^2(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)[3(z-c) - 4\nu(z+c)]}{R_2^3} - \frac{3(3-4\nu)y^2(z-c) - 6c(z+c)[(1-2\nu)z - 2\nu c]}{R_2^3} - \frac{30cy^2z(z+c)}{R_2^3} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} \right] \cdot \left\{ 1 - \frac{y^2}{R_2(R_2+z+c)} - \frac{y^2}{R_2^2} \right\} \quad (3.22-b)$$

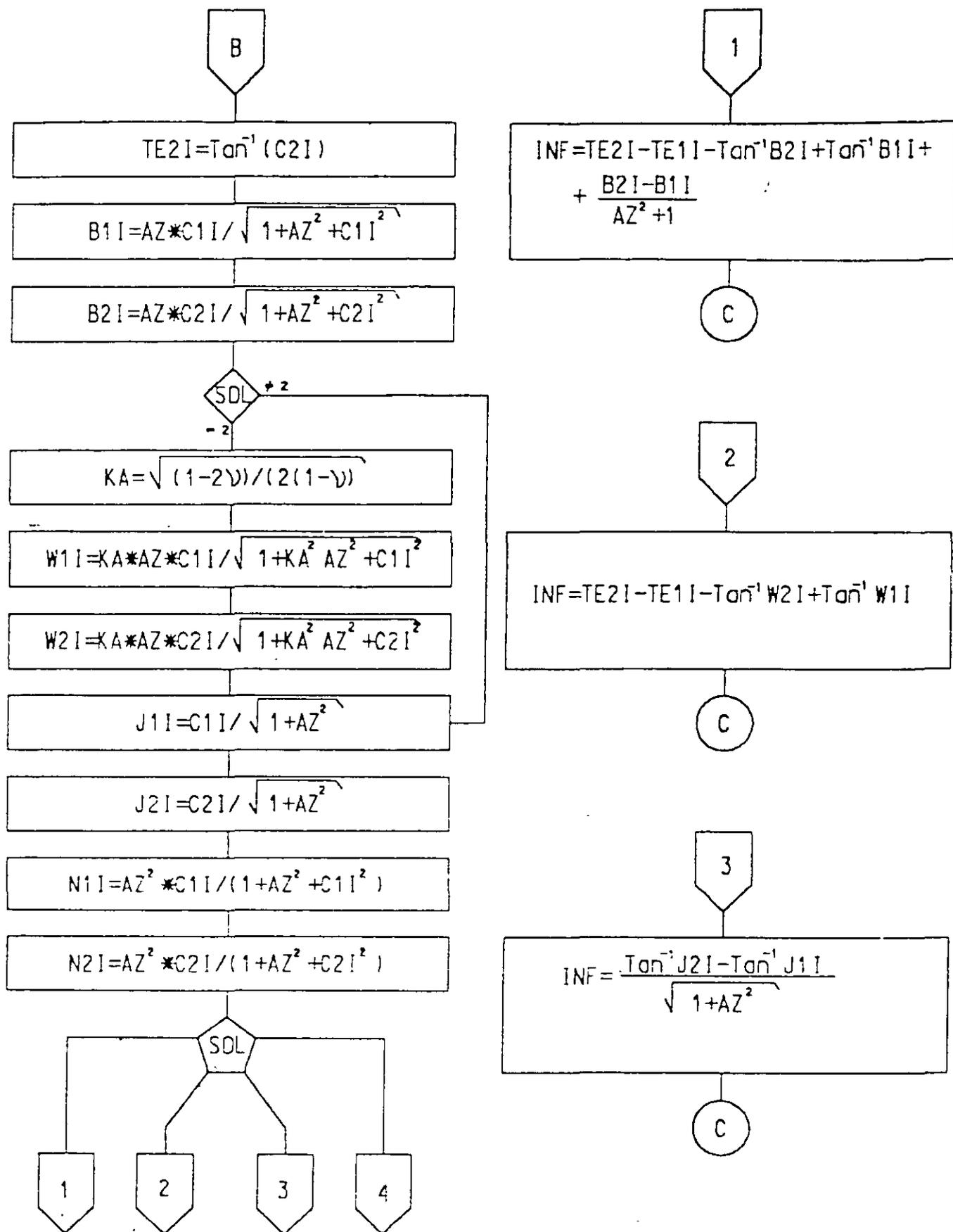
$$\sigma_x = \frac{-P}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^3} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z-c)}{R_2^3} - \frac{30cz(z+c)^2}{R_2^3} \right] \quad (3.22-c)$$

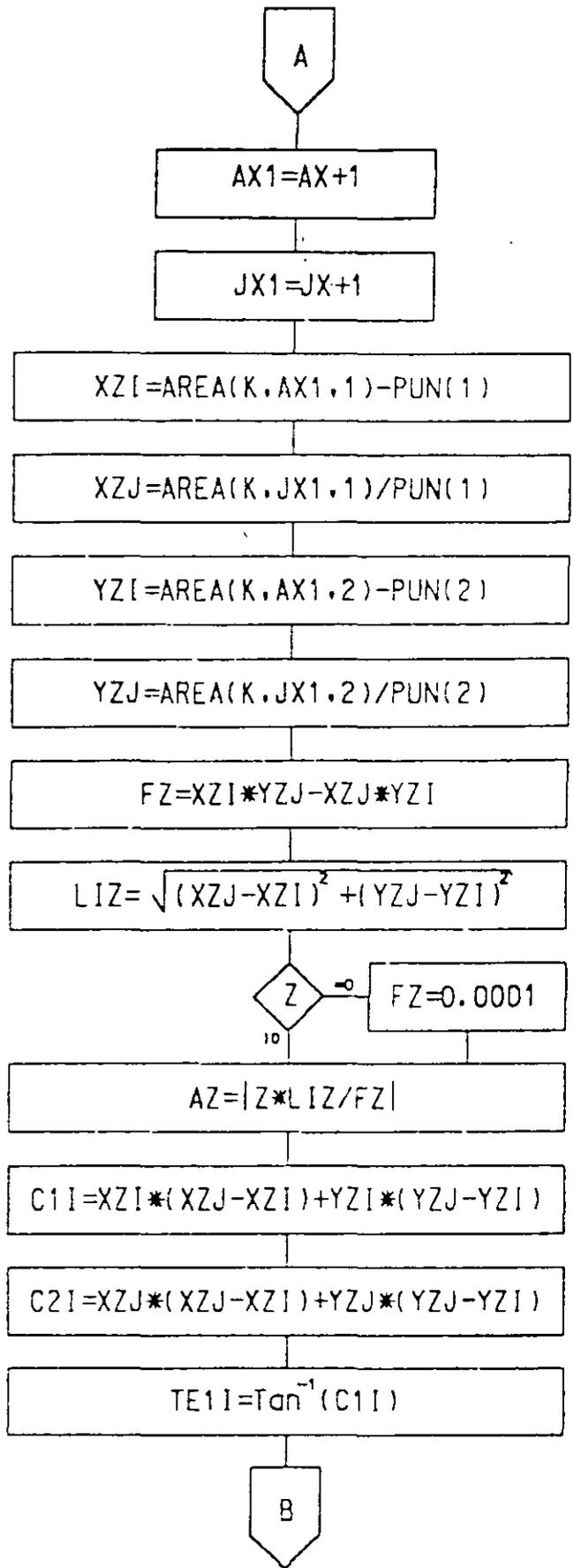
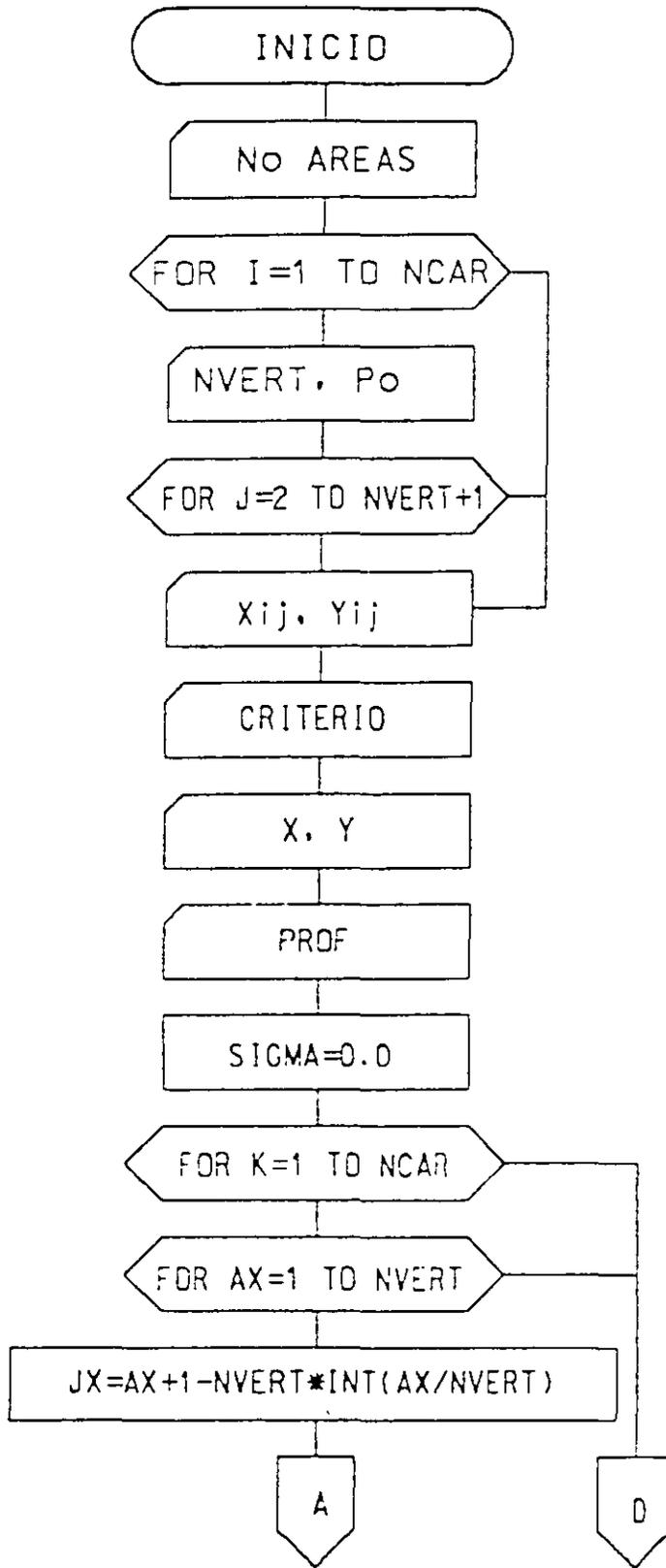
$$\tau_{yz} = \frac{-Py}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)}{R_1^3} + \frac{1-2\nu}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^3} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c) - 3c(3z+c) - 30cz(z+c)^2}{R_2^3} \right] \quad (3.22-d)$$

$$\tau_{zx} = \frac{-Py}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{1-2\nu}{R_1^3} + \frac{1-2\nu}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^3} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c) - 3c(3z+c) - 30cz(z+c)^2}{R_2^3} \right] \quad (3.22-e)$$

$$\tau_{xy} = \frac{-Pxy}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{3(z-c)}{R_1^3} - \frac{3(3-4\nu)(z-c)}{R_2^3} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2^2(R_2+z+c)} \left\{ \frac{1}{R_2+z+c} + \frac{1}{R_2} \right\} - \frac{30cz(z+c)}{R_2^3} \right] \quad (3.22-f)$$







PROFUNDIDAD DE INTERES: 8

EL INCREMENTO DE ESFUERZOS

A 8 m DE PROFUNDIDAD

BAJO EL PUNTO: X 5, Y 5 ES .4492417

HAY OTRA PROFUNDIDAD PARA EL
MISMO PUNTO ? (S/N) N

¿HAY OTRO PUNTO? N

TRABAJO CONCLUIDO

CASO	ESFUERZO
1	.4492417
2 (v=0.3)	.3919879
3	.3288763
4	.5475172

```

600 INPUT PRS: IF PRS = "S" OR PRS =
    "s" OR PRS = "n" OR PRS = "N"
    THEN 610 ELSE GOTO 590
610 IF PRS = "S" OR PRS = "s" THEN
    145
620 LOCATE 20, 5: PRINT "
        ": LOCATE 20, 5
630 PRINT "¿HAY OTRO PUNTO?
    (S/N)",
640 INPUT PUS: IF PUS = "S" OR PUS =
    "s" OR PUS = "N" OR PUS = "n"
    THEN 650 ELSE GOTO 630
650 IF PUS = "S" OR PUS = "s" THEN
    100
660 LOCATE 20, 5
670 PRINT "          TRABAJO CON-
    CLUIDO          "
680 END

```

PROCEDIMIENTO PARA CARGAR Y EJECUTAR:

1. Seleccionar a nivel sistema operativo un editor BASIC, usualmente GWBASIC.
2. Alimentar todo el listado del programa tal como se presenta.
3. Guardar en disco mediante la instrucción "SAVE nombre "
4. Ejecutar el programa con la instrucción RUN, es conveniente verificar la correcta transcripción del programa ejecutando el ejercicio que se presenta y comprobar los resultados; en caso de que se llegue a resultados diferentes,

deberá revisarse el listado completo, pues es seguro que hay algún error.

5. Una vez verificado el programa, podrá usarse para calcular distribuciones de esfuerzos con toda confianza llamando al programa desde el editor GWBASIC con la instrucción LOAD nombre.

EJEMPLO DE VERIFICACION:

Se pretende calcular el incremento de esfuerzo vertical bajo el centro de un área cargada de 10 por 10 m a 8.00 m de profundidad, usando los cuatro criterios que abarca el programa:

La secuencia de solución se muestra para el caso de Boussinesq.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN EL SUELO.

¿ CUANTOS POLIGONOS CARGADOS HAY ? 1

INFORMACION PARA EL POLIGONO 1

No DE VERTICES: 4

ESFUERZO EN LA SUPERFICIE. 1

VERTICES DEL POLIGONO: (X,Y)

? ? 0,0

? ? 10,0

? ? 10,10

? ? 0,10

TIPO DE SOLUCION:

(1: BOUSSINESQ; 2: WESTERGAARD; 3: FROHLICH 2; 4: FROHLICH 4) 1

COORDENADAS DEL PUNTO DE INTERES. (X,Y)

? ? 5,5

```

120 INPUT "?,"; PUN(1), PUN(2)
145 INPUT "PROFUNDIDAD DE INTERES: ", Z
160 SIGMA = 0!
170 FOR K = 1 TO NCAR
190 FOR AX = 1 TO AREA(K, 1, 1)
200 JX = AX + 1 - AREA(K, 1, 1) *
    INT(AX / AREA(K, 1, 1))
210 AX1 = AX + 1
220 JX1 = JX + 1
230 XZI = AREA(K, AX1, 1) - PUN(1)
240 XZJ = AREA(K, JX1, 1) - PUN(1)
250 YZI = AREA(K, AX1, 2) - PUN(2)
260 YZJ = AREA(K, JX1, 2) - PUN(2)
270 FZ = XZI * YZJ - XZJ * YZI
280 LIZ = SQR((XZJ - XZI) ^ 2 + (YZJ -
    YZI) ^ 2)
290 IF (FZ = 0) THEN FZ = .0001
300 AZ = ABS(Z * LIZ / FZ)
310 C1I = (XZI * (XZJ - XZI) + YZI *
    (YZJ - YZI)) / FZ
320 C2I = (XZJ * (XZJ - XZI) + YZJ *
    (YZJ - YZI)) / FZ
330 TE1I = ATN(C1I)
340 TE2I = ATN(C2I)
350 B1I = AZ * C1I / SQR(1 + AZ ^ 2 +
    C1I ^ 2)
360 B2I = AZ * C2I / SQR(1 + AZ ^ 2 +
    C2I ^ 2)
370 IF SOL <> 2 THEN 410
380 KA = SQR((1 - 2 * NU) / (2 * (1 -
    NU)))
390 W1I = KA * AZ * C1I / SQR(1 + KA
    ^ 2 * AZ ^ 2 + C1I ^ 2)
400 W2I = KA * AZ * C2I / SQR(1 + KA
    ^ 2 * AZ ^ 2 + C2I ^ 2)
410 J1I = C1I / SQR(1 + AZ ^ 2)
420 J2I = C2I / SQR(1 + AZ ^ 2)
430 N1I = AZ ^ 2 * C1I / (1 + AZ ^ 2 +
    C1I ^ 2)
440 N2I = AZ ^ 2 * C2I / (1 + AZ ^ 2 +
    C2I ^ 2)
450 ON SOL GOTO 460, 480, 500, 520
460 INF = TE2I - TE1I - ATN(B2I) +
    ATN(B1I) + (B2I - B1I) / (AZ ^ 2 + 1)
470 GOTO 530
480 INF = TE2I - TE1I - ATN(W2I) +
    ATN(W1I)
490 GOTO 530
500 INF = (ATN(J2I) - ATN(J1I)) / SQR(1
    + AZ ^ 2)
510 GOTO 530
520 INF = ((3 * AZ ^ 2 + 2) / SQR(1 + AZ
    ^ 2) * (ATN(J2I) - ATN(J1I)) + N2I -
    N1I) / (2 * (1 + AZ ^ 2))
530 SIGMA = SIGMA + AREA(K, 1, 2) /
    2 / 3.141596 * INF
535 NEXT AX
536 NEXT K
540 CLS
550 PRINT : PRINT "EL INCRE-
    MENTO DE ESFUERZOS VERTI-
    CALES"
560 PRINT : PRINT "A"; Z; " m DE
    PROFUNDIDAD"
570 PRINT : PRINT "BAJO EL PUNTO:
    X="; PUN(1); ",Y="; PUN(2); " ES:
    "; SIGMA
580 LOCATE 20, 5
590 PRINT "¿HAY OTRA PROFUNDI-
    DAD PARA EL MISMO PUNTO?
    (S/N)",

```

Comentarios

El diagrama de flujo que se incluye a continuación, marca la secuencia de cálculo, que para este problema; simplemente presenta la obtención de cada una de las variables involucradas, destacándose únicamente tres detalles:

1. En el recorrido por todos los vértices de cada polígono cargado, se fija un algoritmo que permite considerar como el vértice siguiente del último al primero, al verificar la siguiente secuencia al calcular:

$$JX=AX+1-N*INT(AX/N):$$

PARA N=4:

AX	JX
1	$1+1-4*INT(1/4)=1+1-4*0=2$
2	$2+1-4*INT(2/4)=2+1-4*0=3$
3	$3+1-4*INT(3/4)=3+1-4*0=4$
4	$4+1-4*INT(4/4)=4+1-4*1=1$

2. En el uso de la variable FZ se debe verificar con anticipación la posibilidad de que adquiera el valor cero, ya que provocaría una indeterminación en el cálculo de AZ al aparecer en el denominador, que se resuelve con una consulta condicional

3. En la selección de la expresión para calcular el incremento de esfuerzos en función del criterio seleccionado, es necesario establecer una selección múltiple, que en el caso del criterio de Westergaard involucra como una variable adicional a la relación de Poi-

sson del material, aclarando que esta variable no se valida dentro del programa y que, de usar un valor de 0.5 o mayor, se provocan resultados erróneos.

LISTADO DEL PROGRAMA.

```

005 CLS : LOCATE 2, 2: PRINT
    "DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
    EN EL SUELO": PRINT
010 DIM AREA(10, 10, 2), PUN(2)
020 INPUT "¿CUANTOS POLIGONOS
    CARGADOS HAY?"; NCAR:
    PRINT
030 FOR I = 1 TO NCAR
035 PRINT "INFORMACION PARA EL
    POLIGONO"; I: PRINT
040 INPUT "No DE VERTICES:",
    AREA(I, 1, 1): INPUT "ESFUERZO
    EN LA SUPERFICIE:", AREA(I, 1,
    2)
045 PRINT : PRINT "VERTICES DEL
    POLIGONO: (X,Y)": PRINT
050 FOR J = 2 TO AREA(I, 1, 1) + 1
060 INPUT "?,"; AREA(I, J, 1), AREA(I,
    J, 2)
070 NEXT J
080 NEXT I
085 PRINT
090 PRINT "TIPO DE SOLUCION:";
    PRINT " (1: BOUSSINESQ; 2:
    WESTERGAARD; 3: FRÖHLICH 2;
    4: FRÖHLICH 4)"; : INPUT SOL
095 PRINT : IF SOL = 2 THEN INPUT
    "RELACION DE POISSON(<0.5):",
    NU
100 CLS : PRINT : PRINT : PRINT
    "COORDENADAS DEL PUNTO DE
    INTERES: (X,Y)": PRINT

```

Programa en lenguaje BASIC para calcular la distribución de esfuerzos en el suelo con el método de Damy-Casales.

Héctor Moreno Alfaro

Introducción

Con el propósito de darle continuidad al artículo publicado en el número anterior, relativo al cálculo de la distribución de esfuerzos en la masa del suelo bajo un polígono cargado, e iniciar de esta manera la presentación de programas sencillos para propiciar el acercamiento de los socios a la informática aplicada a la geotecnia, ahora se presenta un programa en lenguaje BASIC que puede ser ejecutado fácilmente en computadora personal.

Alcance

Con el programa se pretende calcular el incremento de esfuerzo vertical en un punto en el interior de la masa de suelo, provocado por una serie de polígonos cargados en la frontera del medio, en atención a alguna de las distribuciones que se mencionan en el artículo de referencia. Toda la información se proporciona vía teclado y los resultados se presentan en la pantalla.

Evidentemente, el programa se puede mejorar al considerar el cálculo de la distribución de esfuerzos en varias verticales, proporcionar el incremento

de profundidad a que deberá calcularse en forma continua para obtener la distribución de esfuerzos, involucrar diferentes profundidades de desplante de los polígonos cargados, ofrecer diferentes periféricos para presentar los resultados y abrir la posibilidad de almacenar la información, tanto de entrada como de salida en archivos que puedan ser leídos por paquetes usuales en los despachos de cálculo, tales como hojas de cálculo, paquetes CADD, etc; que pudieran establecer conectividad entre diferentes programas de cálculo y de presentación en gráficas o dibujo.

Consideraciones

En un sistema de referencia X, Y, Z, se fija la geometría y la magnitud de la presión que transmiten los polígonos cargados que se supone tengan influencia en la vertical que se está analizando; en este mismo sistema de referencia se precisa el punto bajo cuya vertical se pretende calcular la distribución de esfuerzos y se eligen las diferentes profundidades a que se desea calcular el incremento de esfuerzos.

Por otro lado, el usuario elige el criterio de cálculo más conveniente para la secuencia estratigráfica de que se trate.

$$B_k = \frac{a_i C_k}{\sqrt{1 + a_i^2 + C_k^2}} \quad (k=1,2)$$

$$W_k = \frac{Ka_i C_k}{\sqrt{1 + K^2 a_i^2 + C_k^2}} \quad (k=1,2)$$

$$J_k = \frac{C_k}{\sqrt{1 + a_i^2}} \quad (k=1,2)$$

$$N_k = \frac{a_i^2 C_k}{1 + a_i^2 + C_k^2} \quad (k=1,2)$$

CONCLUSIONES.

Con las fórmulas propuestas (11), (12), (13) y (14) debe ser fácil calcular el esfuerzo normal T_z en cualquier punto P de un suelo que se encuentra sometido a una carga vertical uniformemente distribuida en una rea poligonal. Uno de los autores (C. Casares G.) desarrollo un programa para determinar el valor de z accesible a una maquina HP-41 CV.

COMENTARIOS FINALES Y RECONOCIMIENTO.

Ambos autores obtuvieron los mismos resultados presentados en este escrito, trabajando de manera independiente.

Los autores expresan su gratitud al profesor Arturo Arias y al Sr. David Borizon Ch. quienes trabajando independientemente, obtuvieron la solución de la integral indefinida de la ecuación de Boussinesq.

REFERENCIAS.

Boussinesq, J. (1885). Application des Potentiels a l'Etude de l'Equilibre et de Mouvement des Solides Elastiques. Gauthier-Villars, Paris.

Westergaard, J. M. (1939). A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics: Soft Material Reinforced by Numerous

Las fórmulas para un polígono de un vértice, se obtiene aplicando reiteradamente las ecuaciones (7), (8), (9) y (10) para los n triángulos formados por el punto P y 2 vértices consecutivos i e i+1.

(i) Ecuación de Boussinesq

$$\alpha = \frac{c}{2\pi} \sum_{i=1}^n \{ \theta_i - \theta_i - \tan^{-1}[B_{2i}] \cdot \tan^{-1}[B_{1i}] + [B_{2i} \cdot B_{1i}] / [a_i^2 + 1] \} \quad (11)$$

(ii) Ecuación de Westergaard

$$\alpha = \frac{c}{2\pi} \sum_{i=1}^n \{ \theta_i - \theta_i - \tan^{-1}[W_{2i}] \cdot \tan^{-1}[W_{1i}] \} \quad (12)$$

(iii) Ecuación de Fröhlich

Con $x=2$

$$\alpha = \frac{c}{2\pi} \sum_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{1+a_i^2}} \{ \tan^{-1}[J_{2i}] - \tan^{-1}[J_{1i}] \} \quad (13)$$

Con $x=4$

$$\alpha = \frac{c}{4\pi} \sum_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{1+a_i^2}} \left\{ \frac{3a_i^2+2}{\sqrt{1+a_i^2}} \tan^{-1}[J_{2i}] - \tan^{-1}[J_{1i}] + \lambda_{2i} - \lambda_{1i} \right\} \quad (14)$$

donde:

$$\theta_i = \tan^{-1}[C_{1i}]$$

$$\theta_i = \tan^{-1}[C_{2i}]$$

$$C_{1i} = [x_i(x'_{i+1} - x'_i) + y'_i(y'_{i+1} - y'_i)] / F_i$$

$$C_{2i} = [x'_{i+1}(x_{i+1} - x_i) + y'_{i+1}(y_{i+1} - y_i)] / F_i$$

$$x'_i = x_i - x_p$$

$$x'_{i+1} = x_{i+1} - x_p$$

$$y'_i = y_i - y_p$$

$$y'_{i+1} = y_{i+1} - y_p$$

x_p, y_p = coordenadas del punto p

x_i, y_i = coordenadas del vértice i

x_{i+1}, y_{i+1} = coordenadas del vértice i+1

$$F_i = x'_i y'_{i+1} - x'_{i+1} y'_i$$

$$a_i = |L_i / F_i|$$

$$L_i = \sqrt{(x'_{i+1} - x'_i)^2 + (y'_{i+1} - y'_i)^2}$$

Integrada obtenemos.

$$\alpha = \frac{q}{2\pi} \left\{ \theta - \theta - \tan^{-1} \left[\frac{b \tan \theta}{\sqrt{b^2 + \sec^2 \theta}} \right] + \tan^{-1} \left[\frac{b \tan \theta}{\sqrt{b^2 + \sec^2 \theta}} \right] \right\}$$

Donde b es la relación z/H multiplicada por la constante K.

iii) Ecuación de Fröhlich

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \left\{ 1 - a^2 [a^2 + \sec^2 \theta]^{-2} \right\} d\theta$$

Integrada con X = 2, se obtiene

$$\alpha = \frac{q}{2\pi\sqrt{1+a^2}} \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{\tan \theta_2}{\sqrt{1+a^2}} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{\tan \theta_1}{\sqrt{1+a^2}} \right] \right\} \quad (9)$$

Integrada con X = 4, se obtiene

$$\alpha = \frac{c}{4\pi(1+a^2)} \left\{ \frac{3a^2+2}{\sqrt{1+a^2}} \left[\tan^{-1} \left(\frac{\tan \theta}{\sqrt{1+a^2}} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{\tan \theta}{\sqrt{1+a^2}} \right) \right] + \left[\frac{\tan \theta}{a^2 + \sec^2 \theta} - \frac{\tan \theta}{a^2 + \sec^2 \theta} \right] \right\} \quad (10)$$

El proceso de integración en general es simple; sin embargo para el caso de la ecuación de Boussinesq la integración fue bastante complicada.

INTEGRACION PARA CUALQUIER AREA POLIGONAL.

Puesto que un polígono suele subdividirse en áreas triangulares, es posible aplicar las fórmulas obtenidas anteriormente en forma secuencial a todos los triángulos resultantes.

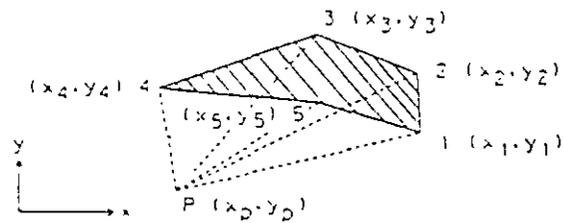


Fig. 3 Polígono Uniformemente Cargado

En la figura 3, los triángulos P12, P23 y P34, dan una contribución positiva al valor de Tz bajo P, mientras que los triángulos P45 y P51 contribuyen negativamente. Note que la numeración de los vértices es en el sentido contrario al de las manecillas del reloj.

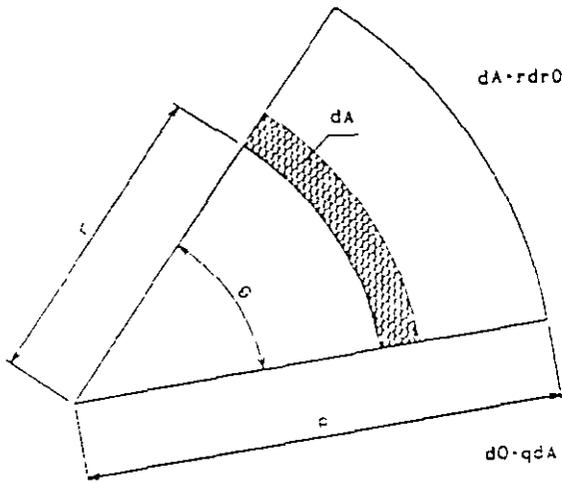


Fig 1 Sector Circular

Usando los resultados dados en (4), (5) ó (6), es posible obtener σ_z bajo el vértice P de cualquier triángulo. En la figura 2 se muestra un sector circular diferencial, cuyo ángulo central es $d\theta$. La distancia R es una función de θ como muestra la figura

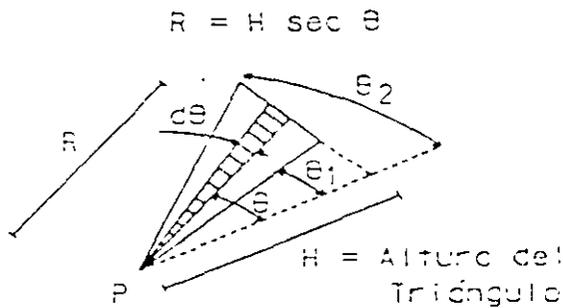


Fig. 2 Area Triangular.

Se obtienen las siguientes soluciones:

(i) Ecuación de Boussinesq.

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \left\{ 1 - z^3 \left[a^2 + \sec^2 \theta \right]^{-3/2} \right\} d\theta$$

integrando, obtenemos:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \theta_2 - \theta_1 - \tan^{-1} \left[\frac{a \tan \theta_2}{\sqrt{a^2 + \sec^2 \theta_2}} \right] + \tan^{-1} \left[\frac{a \tan \theta_1}{\sqrt{a^2 + \sec^2 \theta_1}} \right] + \frac{a}{1+a^2} \left[\frac{\tan \theta_2}{\sqrt{a^2 + \sec^2 \theta_2}} - \frac{\tan \theta_1}{\sqrt{a^2 + \sec^2 \theta_1}} \right] \right\} \quad (7)$$

Donde a es la relación z/H y H es la altura del triángulo.

ii) Ecuación de Westergaard.

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \left\{ 1 - b \left[b^2 + \sec^2 \theta \right]^{-1/2} \right\} d\theta \quad (8)$$

z: Profundidad del punto P.

$$K = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}$$

ν : Relación de Poisson del suelo.

χ : Parámetro que toma los valores 2, 3 ó 4.

Obsérvese que cuando $\chi=3$, en la ecuación de Fröhlich, se obtiene la ecuación de Boussinesq.

Para determinar el esfuerzo normal σ_z provocado por una carga vertical uniforme, es necesario integrar las expresiones dadas por las fórmulas (1), (2) ó (3) sobre el área en que esta carga se distribuye.

Hay una solución exacta para los esfuerzos debajo de la esquina de un área rectangular uniformemente cargada (Fadum) y se conocen algunas soluciones aproximadas para el caso de un área de cualquier forma, tal como la propuesta por H. G. Poulos en 1974, quien, usó el método de los sectores o la popular carta de N. M. Newmark (1942).

No se conoce solución para un área de forma poligonal cualquiera.

Este trabajo presenta un método para llegar a esta solución exacta.

INTEGRACION DE ESFUERZOS BAJO UN VERTICE DE UN AREA TRIANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

El esfuerzo σ_z se obtiene por integración bajo el centro P de un sector circular (Fig. 1) con radio R y ángulo central θ , cargado con una carga vertical uniformemente distribuida q. Las soluciones son:

(i) Ecuación de Boussinesq.

$$\sigma_z = \frac{q\theta}{2\pi} \left\{ 1 - \left[1 + (R/z)^2 \right]^{-3/2} \right\} \quad (4)$$

(ii) Ecuación de Westergaard.

$$\sigma_z = \frac{q\theta}{2\pi} \left\{ 1 - K \left[K^2 + (R/z)^2 \right]^{-1/2} \right\} \quad (5)$$

(iii) Ecuación de Fröhlich.

$$\sigma_z = \frac{q\theta}{2\pi} \left\{ 1 - \left[1 + (R/z)^2 \right]^{-\chi/2} \right\} \quad (6)$$

Integración de las superficies de Boussinesq, Westergaard y Fröhlich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas, Revista de la SMMS, No. 001, Marzo de 1993, traducción del original.

DE NUESTRA BIBLIOTECA...

En esta sección pretendemos ofrecer un foro de expresión para los socios que tengan alguna inquietud técnica que juzguen conveniente divulgar; así como también recordar trabajos de especial interés que se hayan publicado en otras ocasiones.

Para un caso esperamos sus colaboraciones y para el otro serán bienvenidas las sugerencias.

Distribución de esfuerzos en el suelo bajo un área poligonal cargada.

J. DAMY R. Profesor de Ingeniería Civil, UNAM.

C. CASALES G. Ingeniero Consultor, Bufete Industrial, Profesor asistente, UNAM.

SINOPSIS. Las ecuaciones de Boussinesq, Westergaard y Fröhlich para calcular esfuerzos verticales σ_z en la masa del suelo se integran en un triángulo. La integración se generaliza para cualquier área poligonal.

Introducción.

En Mecánica de Suelos es muy útil obtener la distribución de esfuerzos en el suelo, producidos por una carga superficial. Esto se lleva a cabo usando las fórmulas para obtener los esfuerzos verticales σ_z en un punto, causados por una carga concentrada aplicada en la superficie. Las fórmulas más ampliamente usadas se mencionan a continuación:

(i) Ecuación de Boussinesq.

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2pz^2} [1 + (r/z)]^{-3/2} \quad (1)$$

(ii) Ecuación de Westergaard.

$$\sigma_z = \frac{KQ}{2\pi z^2} [K^2 + (r/z)^2]^{-3/2} \quad (2)$$

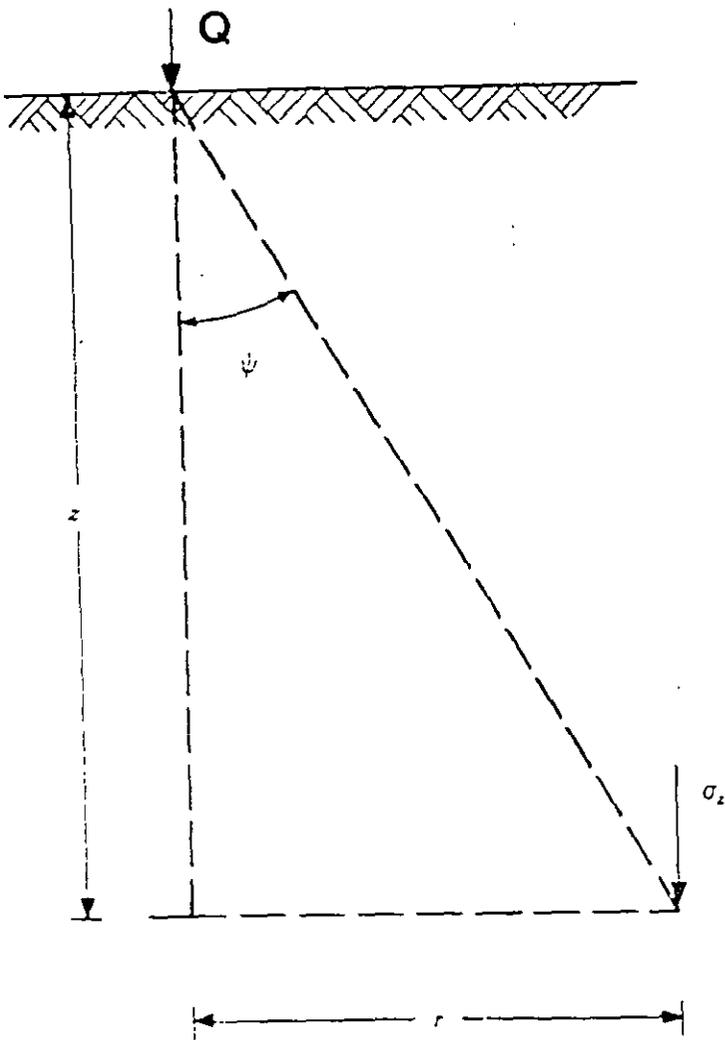
(iii) Ecuación de Fröhlich.

$$\sigma_z = \frac{\chi Q}{2\pi z^2} [1 + (r/z)^2]^{-(z+2)/2} \quad (3)$$

donde:

Q: Carga vertical concentrada.

r: Proyección horizontal de la distancia entre la carga Q y el punto P, donde se calculan los esfuerzos.



$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} I_{Fh}$$

$$I_{Fh} = \frac{\chi}{2\pi} \cos^{\chi+2} \psi$$

$$I_{Fh} = \frac{\chi}{2\pi} \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{(\chi+2)/2}$$

$\chi = 1.5$ SOLUCION DE WESTERGAARD PARA UN SUELO FUERTEMENTE ESTRATIFICADO REFORZADO POR ESTRATOS HORIZONTALES MULTIPLES E INDEFORMABLES.

$\chi = 2.0$ SUELO ESTRATIFICADO, CON ESTRATOS DE DIFERENTES DEFORMABILIDADES.

$\chi = 3.0$ SOLUCION DE BOUSSINESQ, SUELO HOMOGENEO E ISOTROPO.

$\chi = 4.0$ SUELO HOMOGENEO EN QUE LA COMPRESIBILIDAD SE REDUCE CON LA PROFUNDIDAD, COMO EN EL CASO DE LAS ARENAS.

FIG. SOLUCION DE FROHLICH PARA UNA CARGA PUNTUAL.

r/z	P_a	r/z	P_a	r/z	P_a	r/z	P_a
3.91		4.13		4.44		4.91	
$\frac{a}{a}$ — 0.0004		$\frac{a}{a}$ — 0.0003		$\frac{a}{a}$ — 0.0002		$\frac{a}{a}$ — 0.0001	
4.12		4.43		4.90		6.15	

Valores de influencia para área circular uniformemente cargada

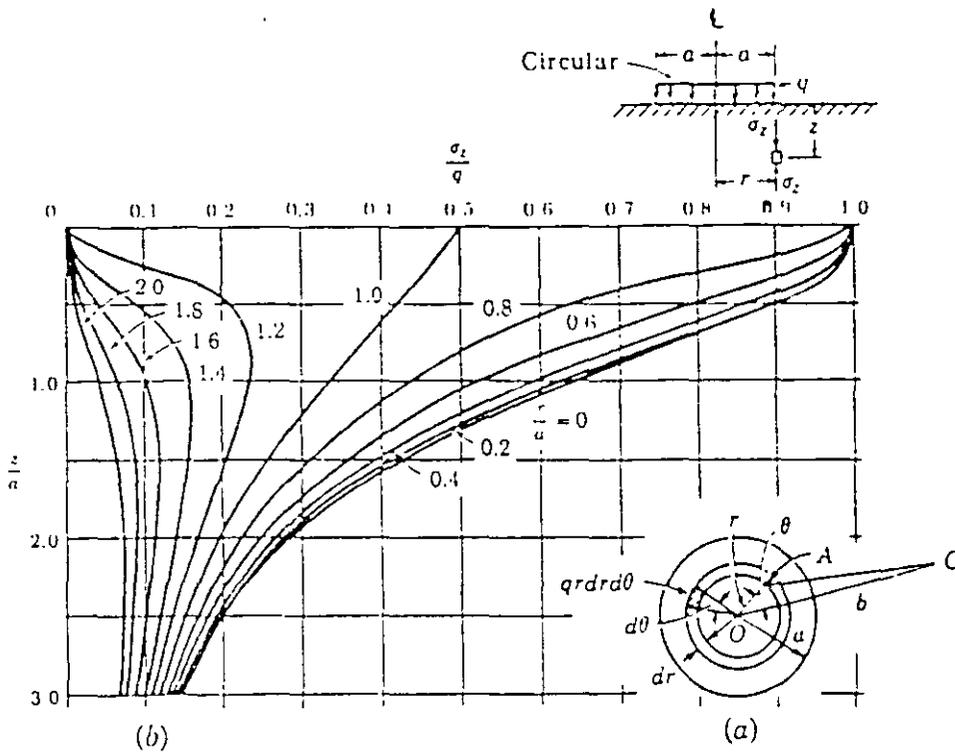
Solución de Boussinesq

$$\sigma_r = w \omega_r$$

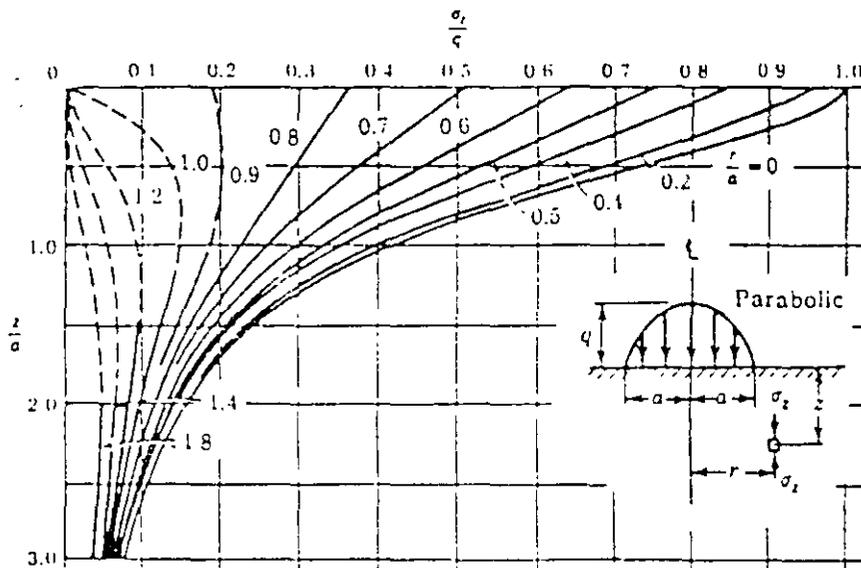
r/z	ω_r	r/z	ω_r	r/z	ω_r	r/z	ω_r
.00	— 0.00000	.30	— 0.12126	.60	— 0.36949	.90	— 0.58934
1	— 0.00015	1	— 0.12859	1	— 0.37781	1	— 0.59542
2	— 0.00060	2	— 0.13605	2	— 0.38609	2	— 0.60142
3	— 0.00135	3	— 0.14363	3	— 0.39431	3	— 0.60734
4	— 0.00240	4	— 0.15133	4	— 0.40247	4	— 0.61317
5	— 0.00374	5	— 0.15915	5	— 0.41058	5	— 0.61892
6	— 0.00538	6	— 0.16706	6	— 0.41863	6	— 0.62459
7	— 0.00731	7	— 0.17507	7	— 0.42662	7	— 0.63018
8	— 0.00952	8	— 0.18317	8	— 0.43454	8	— 0.63568
9	— 0.01203	9	— 0.19134	9	— 0.44240	9	— 0.64110
.10	— 0.01481	.40	— 0.19959	.70	— 0.45018	1.00	— 0.64645
1	— 0.01788	1	— 0.20790	1	— 0.45789	1	— 0.65171
2	— 0.02122	2	— 0.21627	2	— 0.46553	2	— 0.65690
3	— 0.02483	3	— 0.22469	3	— 0.47310	3	— 0.66200
4	— 0.02870	4	— 0.23315	4	— 0.48059	4	— 0.66703
5	— 0.03283	5	— 0.24165	5	— 0.48800	5	— 0.67198
6	— 0.03721	6	— 0.25017	6	— 0.49533	6	— 0.67686
7	— 0.04184	7	— 0.25872	7	— 0.50259	7	— 0.68168
8	— 0.04670	8	— 0.26729	8	— 0.50976	8	— 0.68639
9	— 0.05181	9	— 0.27587	9	— 0.51685	9	— 0.69104
.20	— 0.05713	.50	— 0.28446	.80	— 0.52386	1.10	— 0.69562
1	— 0.06268	1	— 0.29304	1	— 0.53079	1	— 0.70013
2	— 0.06844	2	— 0.30162	2	— 0.53763	2	— 0.70457
3	— 0.07441	3	— 0.31019	3	— 0.54439	3	— 0.70894
4	— 0.08057	4	— 0.31875	4	— 0.55106	4	— 0.71324
5	— 0.08692	5	— 0.32728	5	— 0.55766	5	— 0.71747
6	— 0.09346	6	— 0.33579	6	— 0.56416	6	— 0.72163
7	— 0.10017	7	— 0.34427	7	— 0.57058	7	— 0.72573
8	— 0.10704	8	— 0.35272	8	— 0.57692	8	— 0.72976
9	— 0.11408	9	— 0.36112	9	— 0.58317	9	— 0.73373

r/z	ω_r	r/z	ω_r	r/z	ω_r	r/z	ω_r
1.20	— 0.73763	1.56	— 0.84283	1.91	— 0.90021	3.40	— 0.97753
1	— 0.74147	7	— 0.84495	2	— 0.90143	.50	— 0.97927
2	— 0.74525	8	— 0.84704	3	— 0.90263	.60	— 0.98083
3	— 0.74896	9	— 0.84910	4	— 0.90382	.70	— 0.98224
4	— 0.75262			5	— 0.90498	.80	— 0.98352
5	— 0.75622	1.60	— 0.85112	6	— 0.90613	.90	— 0.98468
6	— 0.75976	1	— 0.85312	7	— 0.90726		
7	— 0.76324	2	— 0.85607	8	— 0.90838	4.00	— 0.98573
8	— 0.76666	3	— 0.85700	9	— 0.90948	.20	— 0.98757
9	— 0.77003	4	— 0.85890			.40	— 0.98911
		5	— 0.86077	2.00	— 0.91056	.60	— 0.99041
1.30	— 0.77334	6	— 0.86260	2	— 0.91267	.80	— 0.99152
1	— 0.77660	7	— 0.86441	4	— 0.91472		
2	— 0.77981	8	— 0.86619	6	— 0.91672	5.00	— 0.99246
3	— 0.78296	9	— 0.86794	8	— 0.91865	.20	— 0.99327
4	— 0.78606					.40	— 0.99396
5	— 0.78911	1.70	— 0.86966	2.10	— 0.92053	.60	— 0.99457
6	— 0.79211	1	— 0.87136	.15	— 0.92499	.80	— 0.99510
7	— 0.79507	2	— 0.87302	.20	— 0.92914		
8	— 0.79797	3	— 0.87467	.25	— 0.93301	6.00	— 0.99556
9	— 0.80083	4	— 0.87628	.30	— 0.93661	.50	— 0.99648
		5	— 0.87787	.35	— 0.93997		
1.40	— 0.80364	6	— 0.87944	.40	— 0.94310	7.00	— 0.99717
1	— 0.80640	7	— 0.88098	.45	— 0.94603	.50	— 0.99769
2	— 0.80912	8	— 0.88250	.50	— 0.94877		
3	— 0.81179	9	— 0.88399	.55	— 0.95134	8.00	— 0.99809
4	— 0.81442			.60	— 0.95374	9.00	— 0.99865
5	— 0.81701	1.80	— 0.88546	.65	— 0.95599	10.00	— 0.99901
6	— 0.81955	1	— 0.88691	.70	— 0.95810	12.00	— 0.99943
7	— 0.82206	2	— 0.88833	.75	— 0.96009	14.00	— 0.99964
8	— 0.82452	3	— 0.88974	.80	— 0.96195	16.00	— 0.99976
9	— 0.82694	4	— 0.89112	.85	— 0.96371	18.00	— 0.99983
		5	— 0.89248	.90	— 0.96536	20.00	— 0.99988
1.50	— 0.82932	6	— 0.89382	.95	— 0.96691	25.00	— 0.99994
1	— 0.83167	7	— 0.89514			30.00	— 0.99996
2	— 0.83397	8	— 0.89643	3.00	— 0.96838	40.00	— 0.99998
3	— 0.83624	9	— 0.89771	.10	— 0.97106	50.00	— 0.99999
4	— 0.83847			.20	— 0.97346	100.00	— 1.00000
5	— 0.84067	1.90	— 0.89897	.30	— 0.97561	∞	— 1.00000

Tabla. a.1

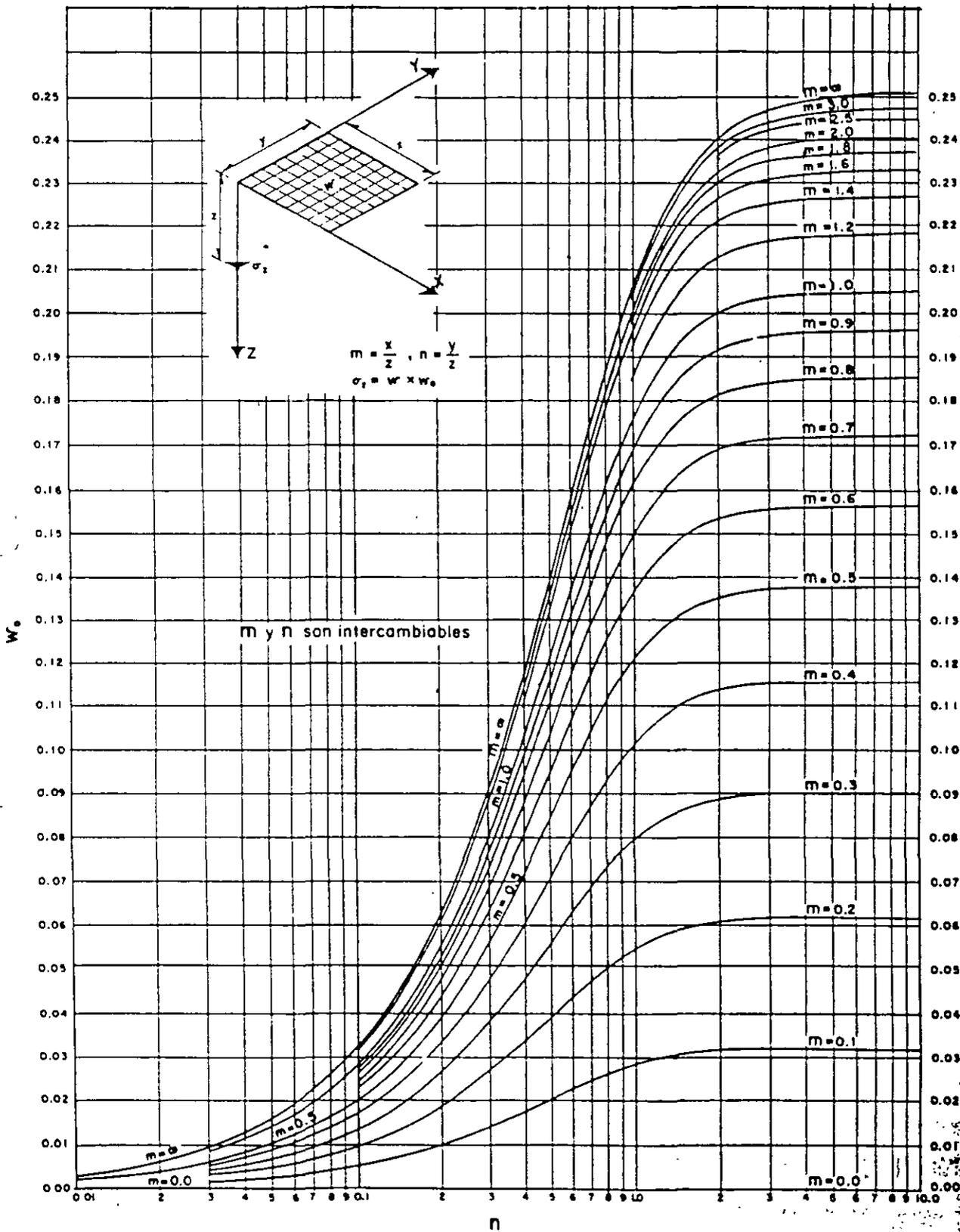


(After Egorov [77]) Normal load over circular area, uniform distribution.



(After Harr and Lovell [127]) Normal load over circular area, parabolic distribution.

Fig. a.3

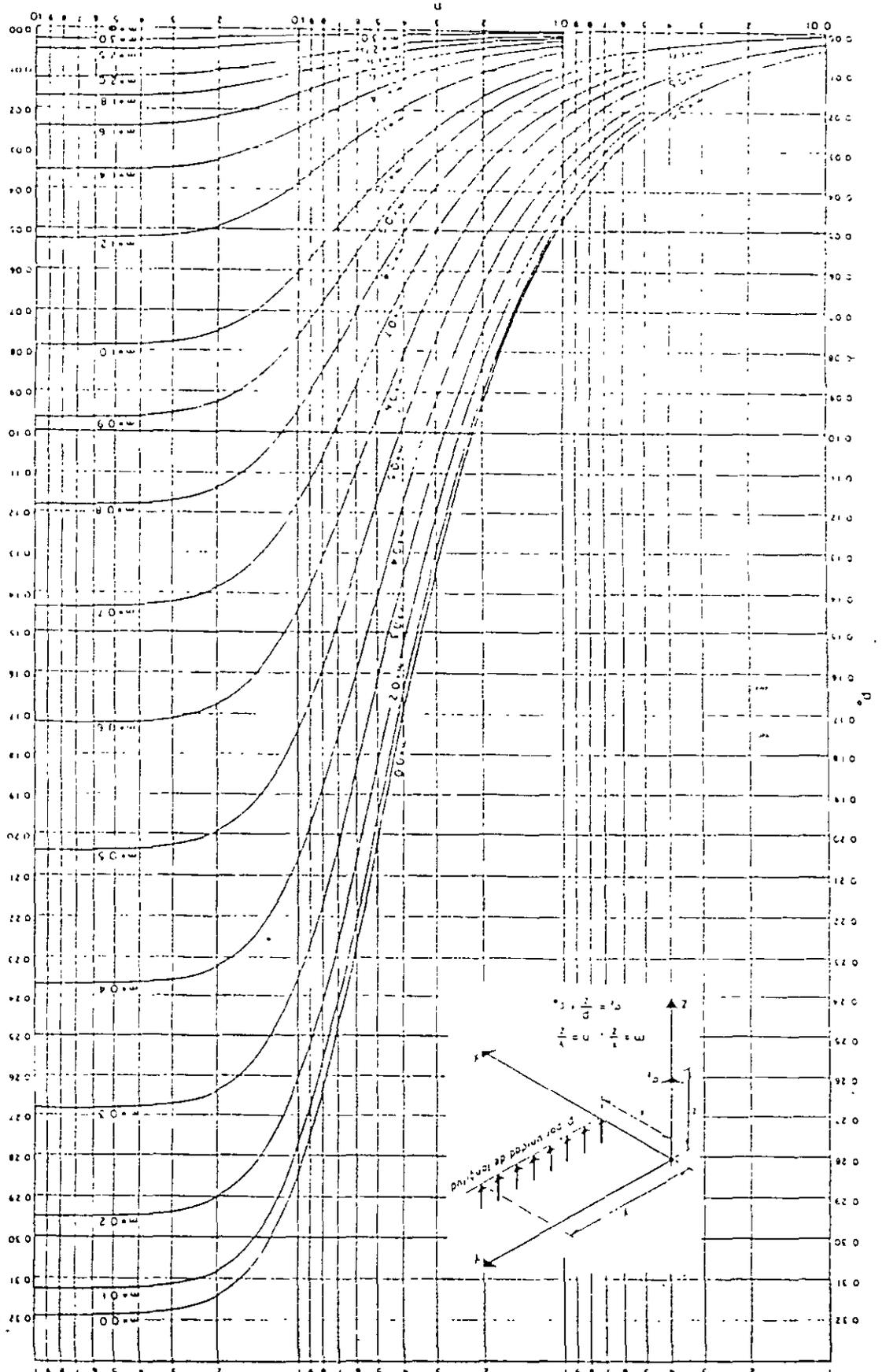


AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA. (CASO DE BOUSSINESQ).

Fig. 0. 2

Fig. 0.1

GRÁFICO DE FAJOM PARA INFLUENCIA DE CARGA LINEAL



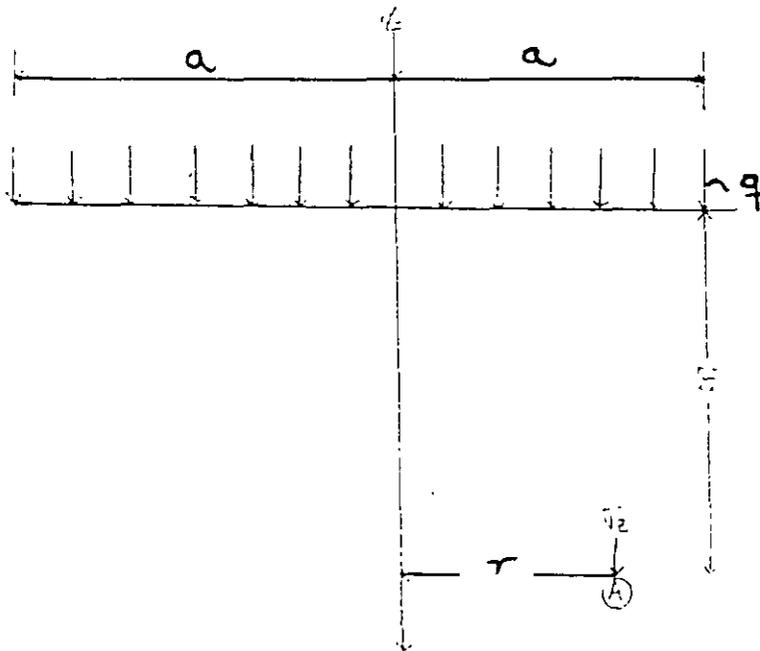
Integrando la ecuación (9) se obtiene:

$$\sigma_z = w \left\{ 1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{3/2}} \right\} = w w_0$$

Los valores de w_0 se encuentran tabulados, en función de la relación $\left(\frac{r}{z} \right)$ en la tabla a.1; Fig a.3

Superficie circular uniformemente cargada.

Caso II.



q: carga uniformemente distribuida.

a: radio del área cargada.

La solución a este problema fue encontrada por Egorov, y se presenta en forma gráfica en la fig. a.3.

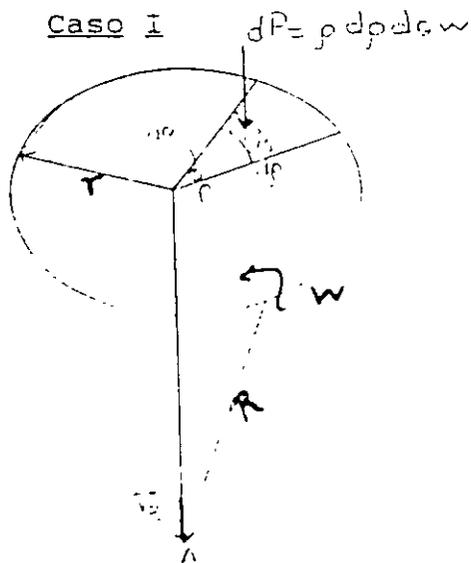
$$\sigma_z = \frac{3wz^3}{2\pi} \int_{x=0}^x \int_{y=0}^y \frac{dx dy}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \quad (8)$$

Integrando la ecuación (8) se obtiene:

$$\sigma_z = w w_0 ; \text{ donde } w_0 = f (m, n); \text{ siendo } m = \frac{x}{z} \text{ y } n = \frac{y}{z} .$$

Los valores de w_0 se obtienen de la fig. a.2.

Superficie circular uniformemente cargada.



$$d\sigma_z = \frac{3w\rho dp dr}{2\pi} \frac{z^3}{(z^2 + \rho^2)^{5/2}}$$

$$\sigma_z = \frac{3wz^3}{2\pi} \int_0^{2\pi} d\theta \int_0^r \frac{\rho dp}{(z^2 + \rho^2)^{5/2}} \quad (9)$$

De la solución de Boussinesq:

$$dP = p dy'$$

$$dz = \frac{3p dy'}{2\Pi} \frac{z^3}{(x^2 + y'^2 + z^2)^{5/2}}$$

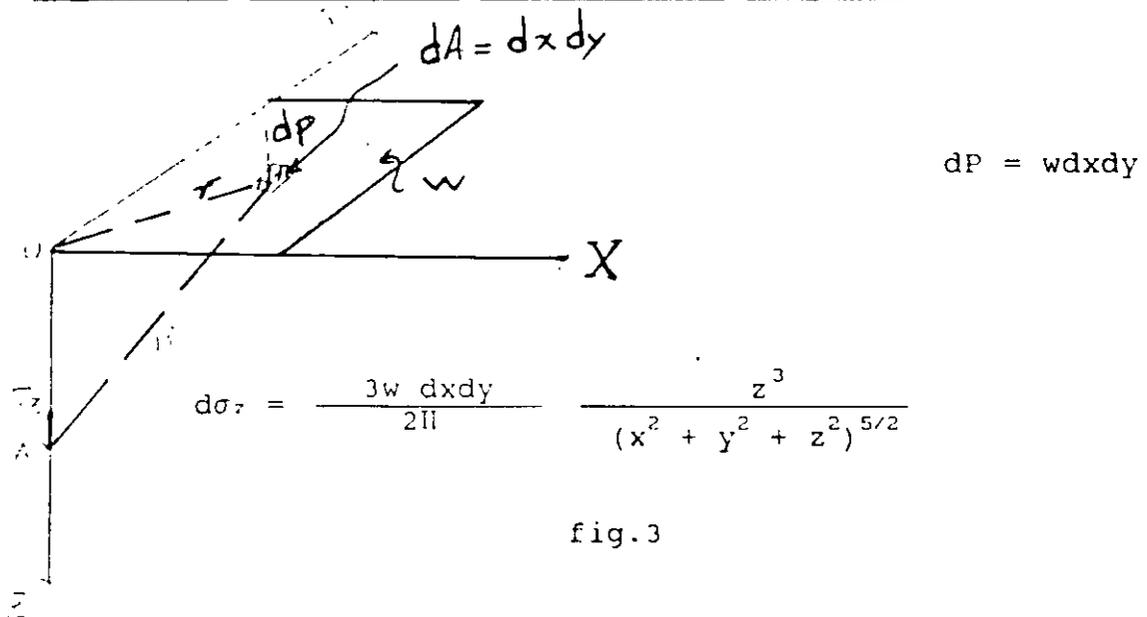
$$\sigma_z = \frac{3pz^3}{2\Pi} \int_{y'=0}^{y'=y} \frac{dy'}{(x^2 + y'^2 + z^2)^{5/2}} \quad (7)$$

La integración de la ecuación (7) conduce a:

$$\sigma_z = \frac{p}{z} f(m, n); \text{ donde } \begin{aligned} m &= \frac{x}{z} \\ n &= \frac{y}{z} \end{aligned}$$

Los valores de σ_z para diferentes relaciones de m y n , se pueden obtener de la fig. a.1

Superficie rectangular uniformemente cargada.



Los elementos del tensor esfuerzo están dados por:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\Pi} \frac{Z^3}{R^5} \quad (2)$$

$$\sigma_z = \frac{P}{Z^2} P_0 ; \text{ siendo } P_0 = \frac{3}{2\Pi} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{Z} \right)^2 \right]^{5/2}} \quad (3)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\Pi Z^2} \left\{ 3 \cos^3 \Psi \sin^2 \Psi - (1 - 2\nu) \frac{\cos^2 \Psi}{1 + \cos \Psi} \right\} \quad (4)$$

$$\sigma_\theta = - (1 - 2\nu) \frac{P}{2\Pi Z^2} \left\{ \cos^3 \Psi - \frac{\cos^2 \Psi}{1 + \cos \Psi} \right\} \quad (5)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\Pi Z^2} \cos^4 \Psi \sin \Psi \quad (6)$$

ecuaciones en las cuales ν es la relación de Poisson.

A partir de la solución básica de Boussinesq es posible estudiar otras condiciones de carga que pueden tener aplicación práctica en la Ingeniería de Cimentaciones.

Carga lineal de longitud finita.

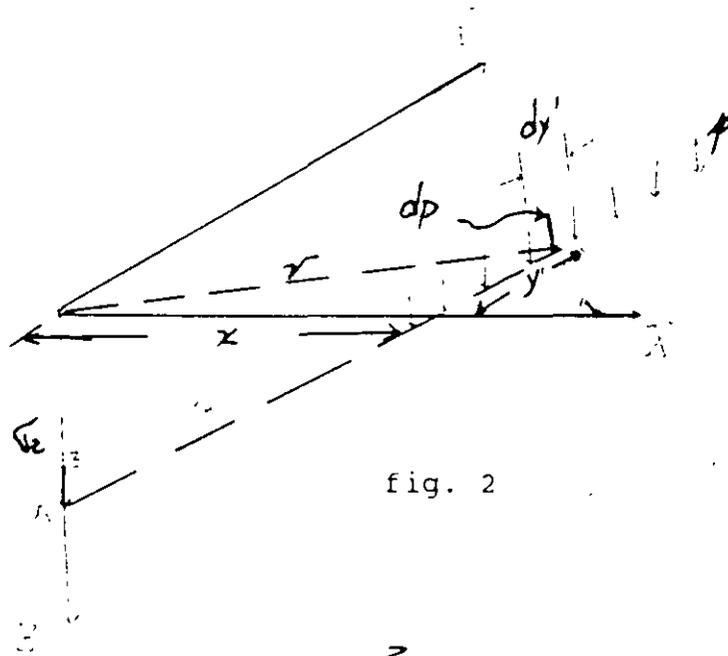


fig. 2

CAPITULO III

III.1 ANALISIS DE ESFUERZOS EN LOS SUELOS.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO.

PROBLEMA DE BOUSSINESQ.

El estado de esfuerzos que provoca una carga puntual " P " en un punto " A " de un medio semi- infinito, linealmente elástico, homogéneo e isótropo, está dado por el tensor (fig 1).

$$[T_{ij}]_A = \begin{bmatrix} \sigma_r & 0 & \tau_{rz} \\ 0 & \sigma_\theta & 0 \\ \tau_{rz} & 0 & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (1)$$

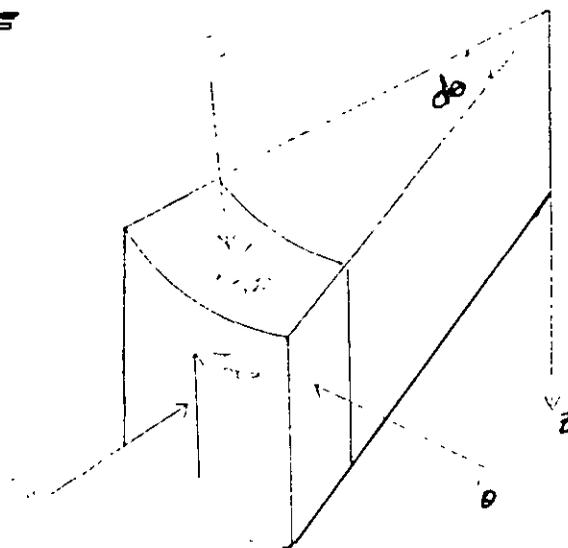
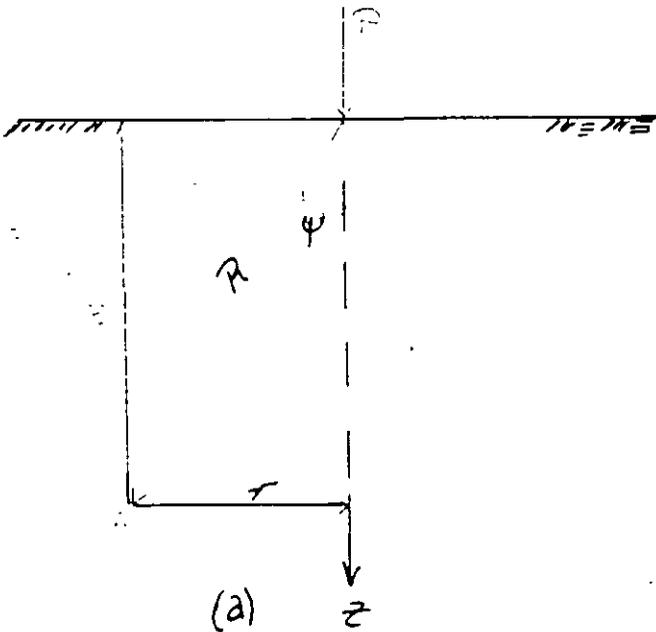


fig 1

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**“DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
CONSERVACION DE CARRETERAS”**

MÓDULO 1: GEOTECNIA BÁSICA EN CARRETERAS

TEMA: ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO¹

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Villahermosa, Tabasco
Agosto y septiembre del 2001

¹ Notas preparadas por el Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Profesor Titular, Facultad de Ingeniería, UNAM

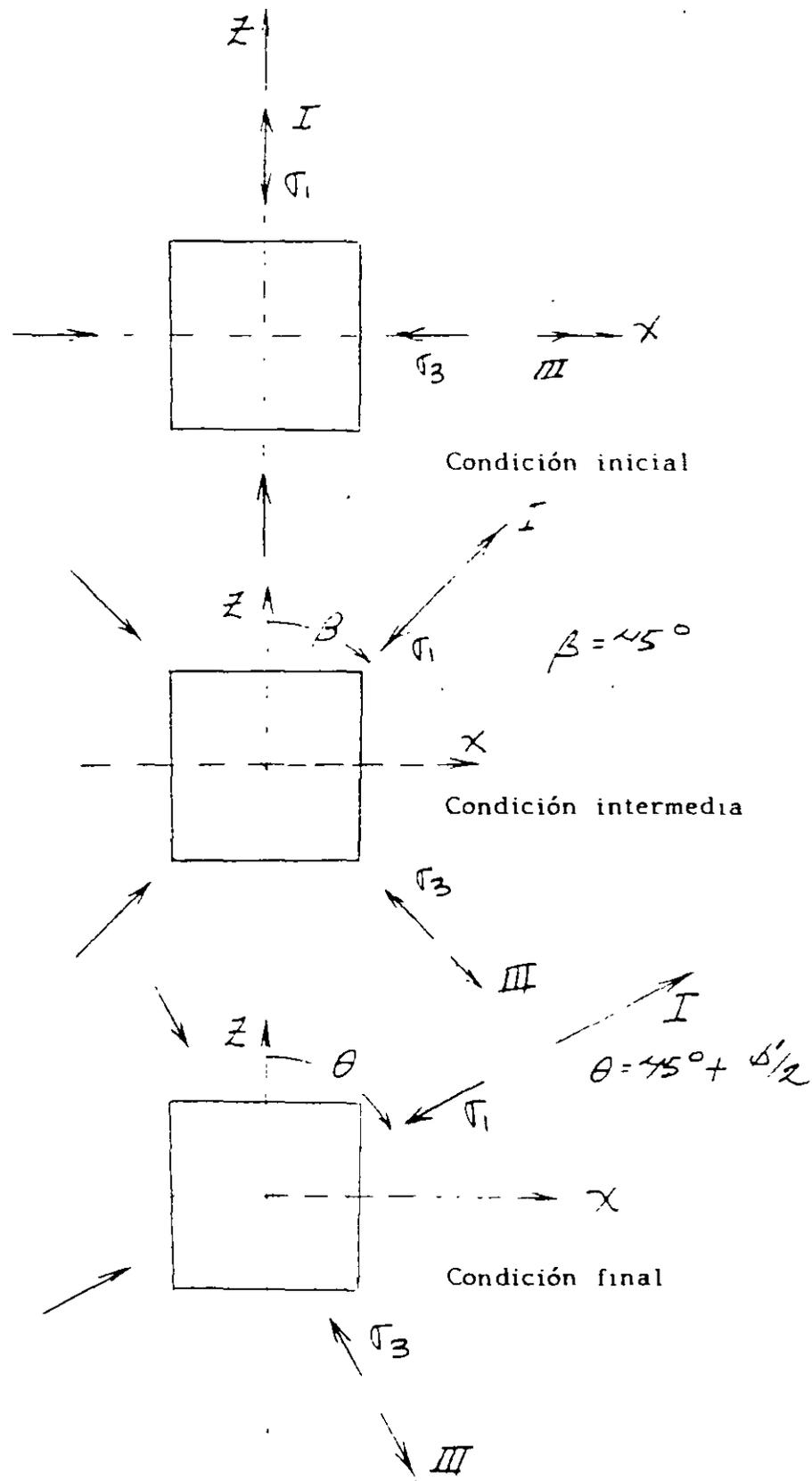


Fig. 7.3.14 Rotación de esfuerzos principales en corte directo

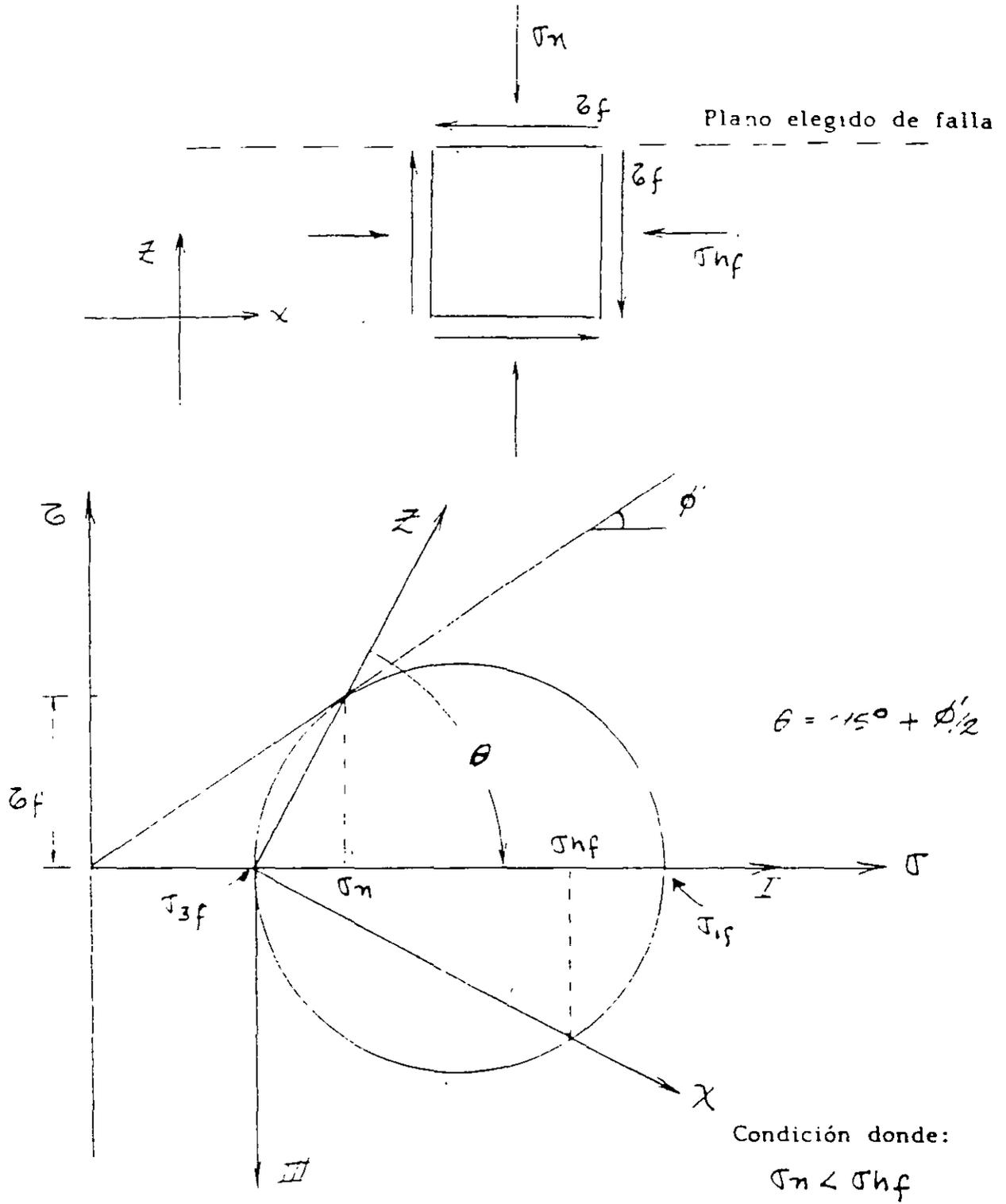


Fig. 7.3.13 Condiciones finales en corte directo (segunda etapa)

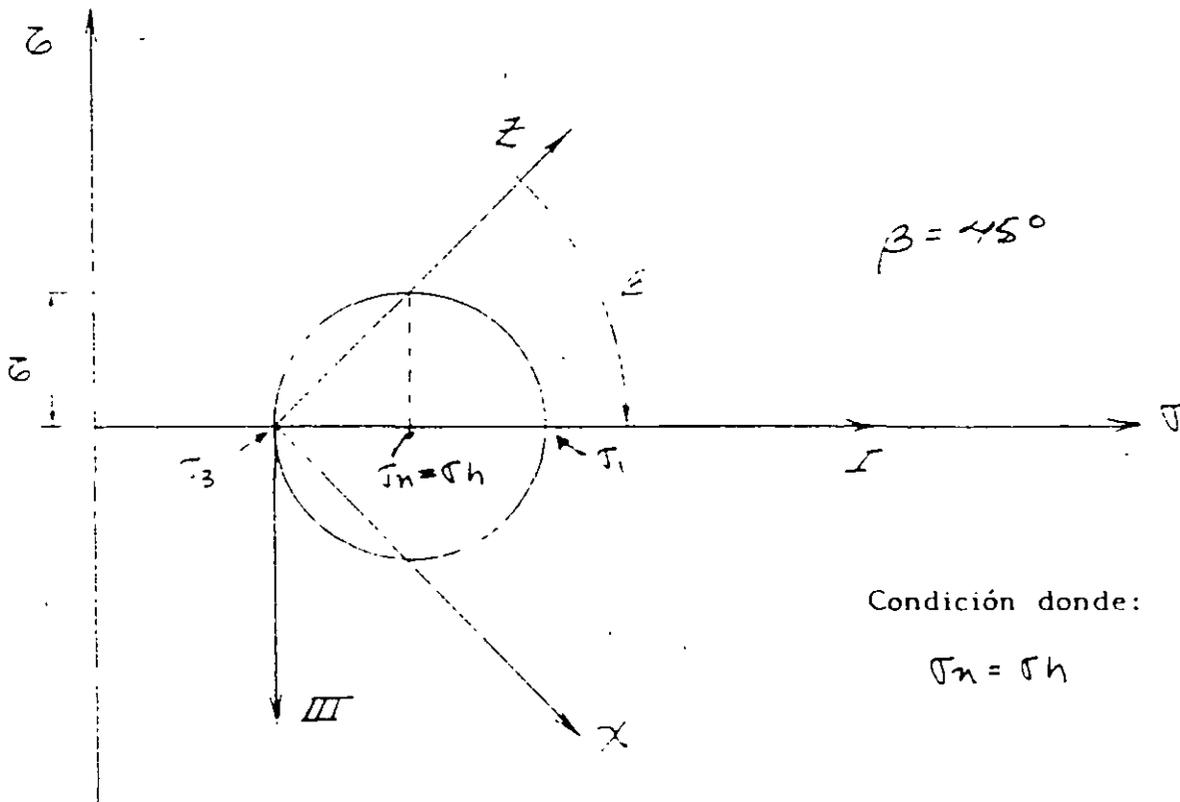
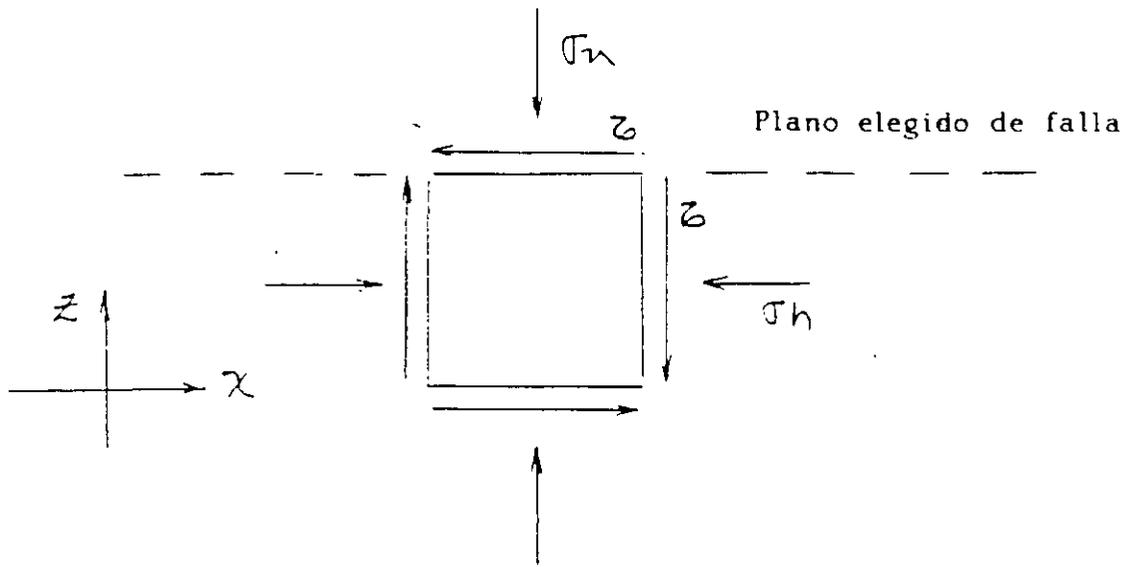


Fig. 7.3.12 Condiciones intermedias en corte directo (segunda etapa)

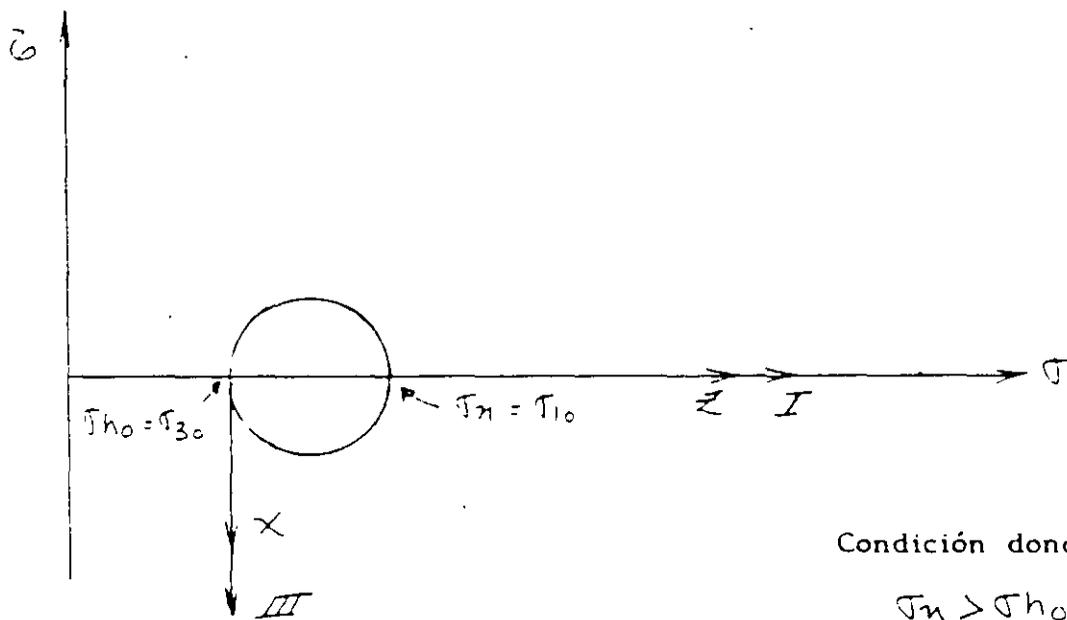
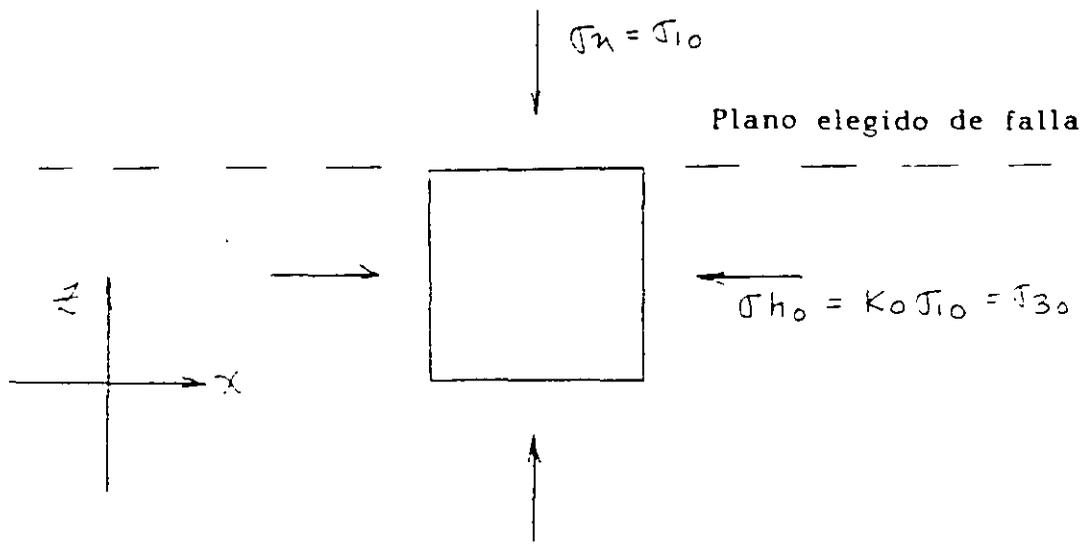
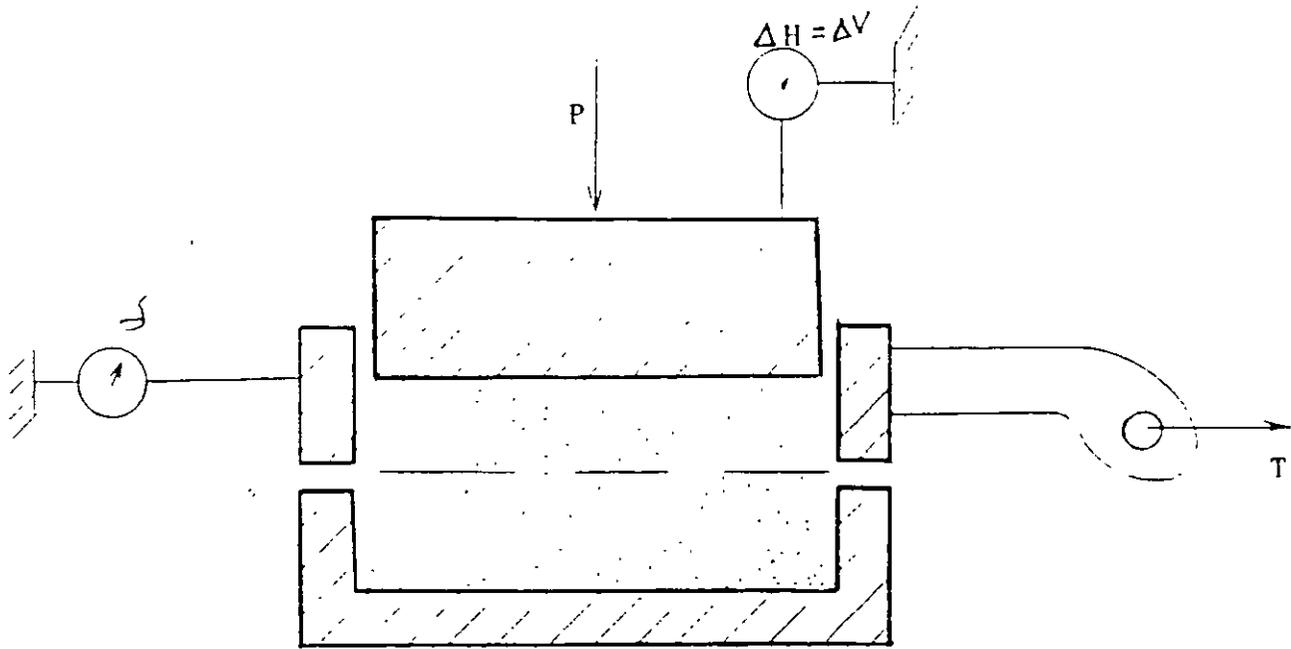


Fig. Condiciones iniciales en corte directo (primera etapa)
7.3.11



Aparato de corte directo

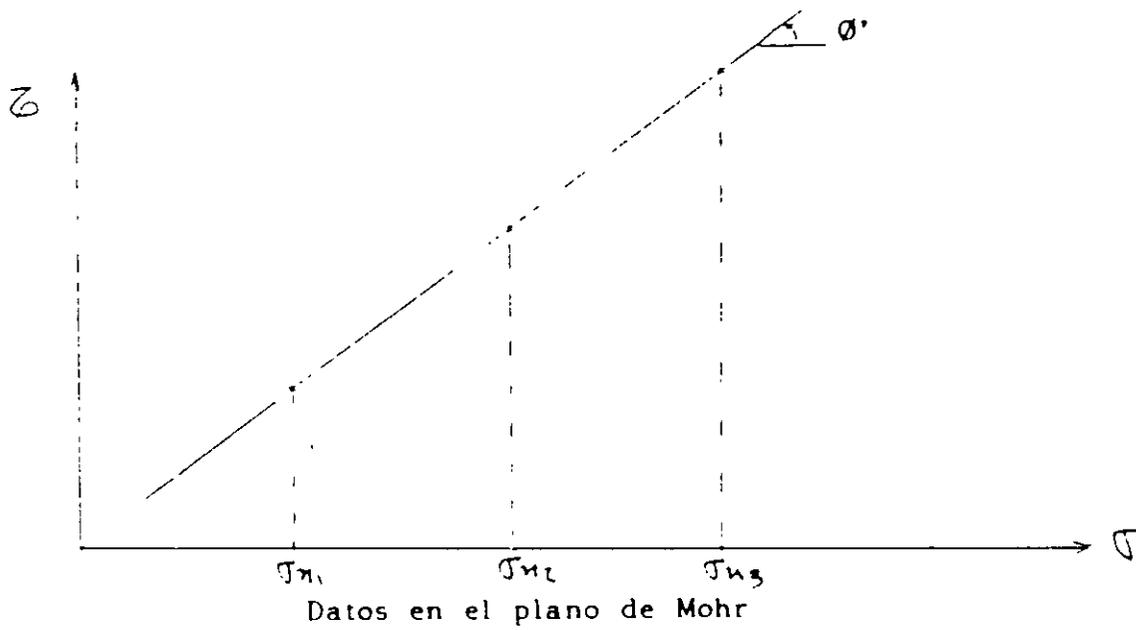


Fig. 7.3.10 Aparato de corte directo

análizar un fenómeno interesante que se verifica en la prueba de corte directo y que se le llama rotación de esfuerzos principales. En la figura 7.3.11, se presentan las condiciones iniciales de la probeta en este tipo de prueba, y en la parte baja se muestra la representación de Mohr, aplicando el método del polo fijo. Observe la relación de los sistemas de referencia X Z y III I. En la figura 7.3.12, se muestran las condiciones intermedias, en el momento en que $\sigma_n = \sigma_h$. Observe para esta condición la relación de los sistemas X Z y III I. En la figura 7.3.13, se muestran las condiciones de la probeta en el momento de la falla. Observe que para esta condición σ_n se tiene que $\sigma_n < \sigma_h$. Observe además la relación que guardan los sistemas X Z y III I. Finalmente observe la figura 7.3.14. En esta figura se muestran juntas las condiciones inicial, intermedia y final, mostrando como se va sucediendo la rotación de los esfuerzos principales.

7.3.3 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO

Esta es una prueba muy vieja para obtener la resistencia, ya que era usada por Coulomb hace más de 200 años. El principio que usa la prueba es en verdad muy simple. Consiste básicamente en una probeta de suelo contenida por una "Caja de corte", la cual está separada horizontalmente en dos partes. Una mitad se mantiene fija, respecto a la otra mitad que se desliza horizontalmente. La carga normal P , se aplica a la probeta, a través de una placa rígida. Se miden durante la prueba: la carga horizontal, la deformación horizontal y la deformación vertical. Dividiendo la carga vertical y la carga horizontal, entre el área inicial de la probeta, se obtienen el esfuerzo normal y el cortante en el plano de falla. Es importante observar que el plano de falla se encuentra forzado; cuando se usa este aparato.

En la figura 7.3.10, se muestra un croquis de este equipo. Se muestran también el tipo de resultado que arroja esta prueba, obtenidos en probetas de arena con la misma compacidad relativa. Cuando se grafican estos datos en el plano de Mohr, se puede obtener el ángulo de fricción interna.

En la prueba de corte directo, se pueden realizar en arcillas, las mismas pruebas definidas por las condiciones de drenaje que en la prueba triaxial (CD, CU y UU).

En un análisis a esfuerzos efectivos (arena seca), se puede

1ª Etapa

2ª Etapa

Esfuerzos totales Esfuerzos efectivos

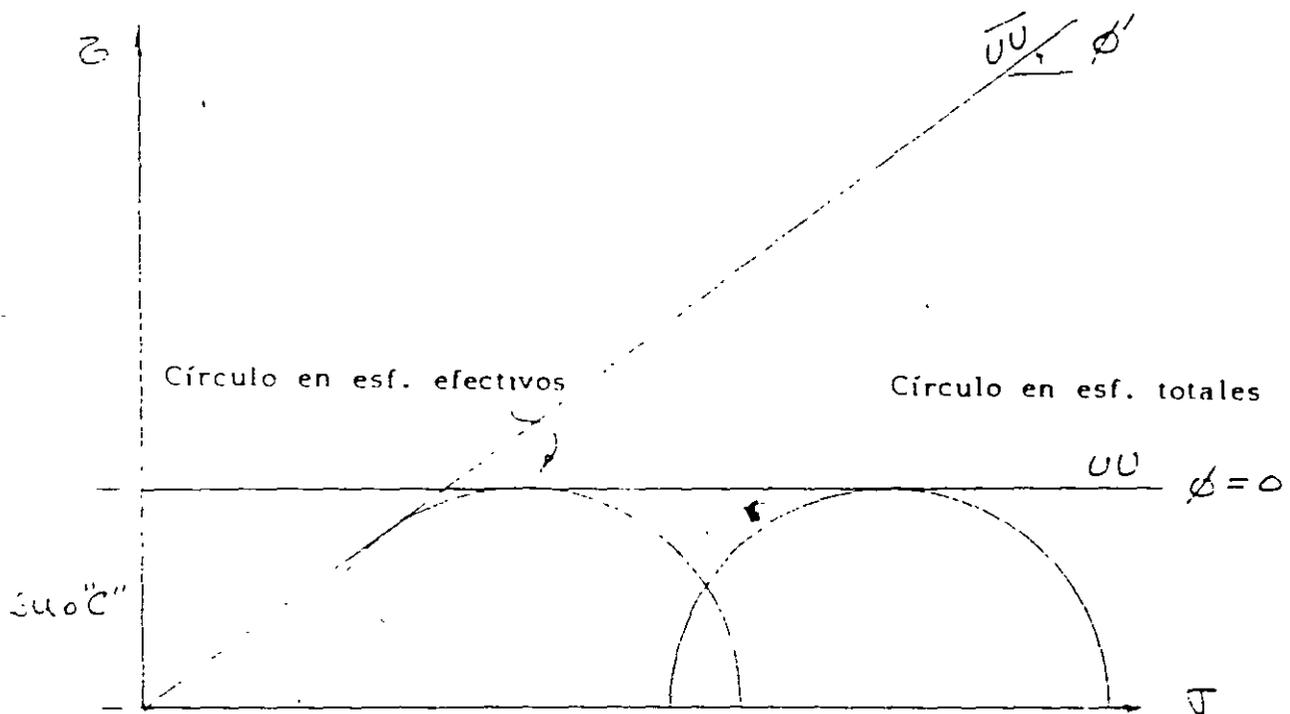
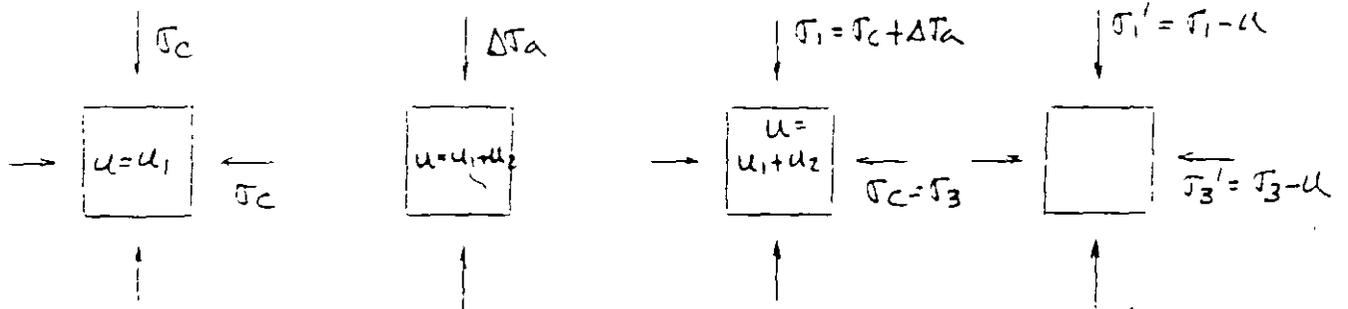


Fig. 7.3.9 Prueba triaxial de compresión UU

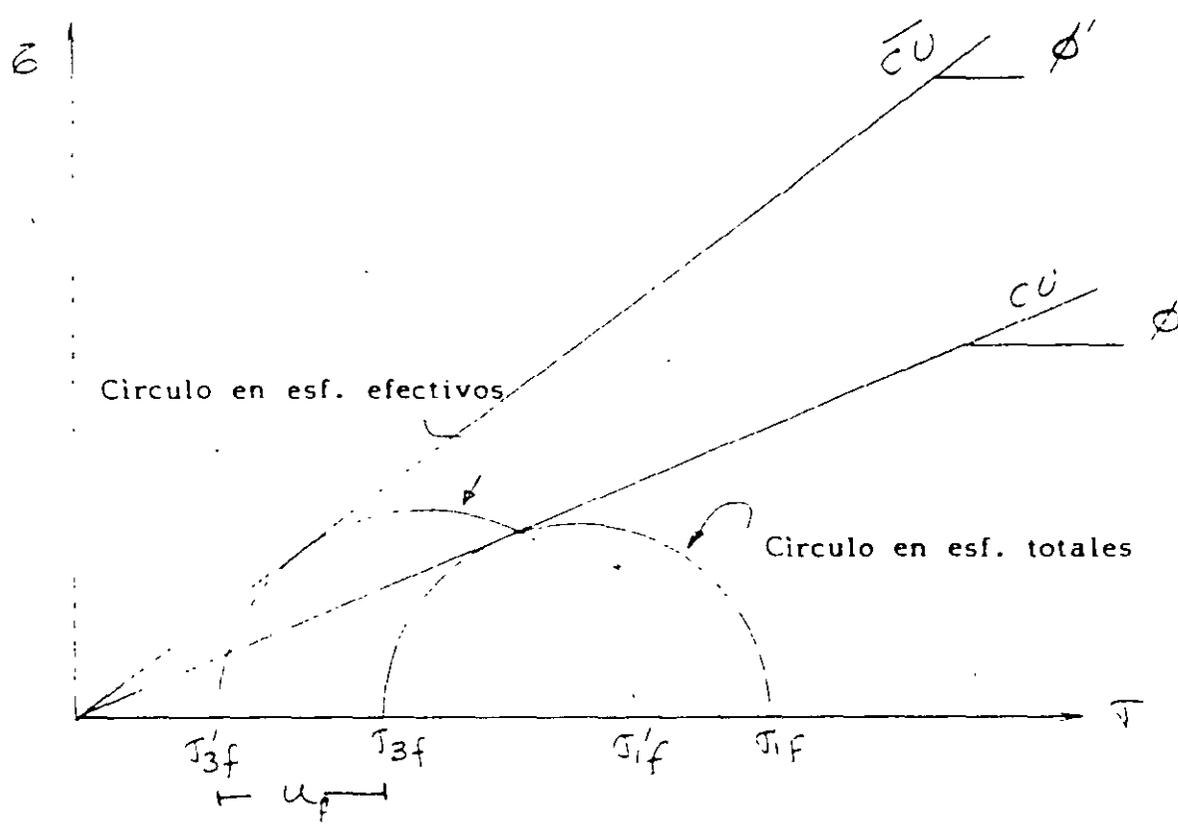
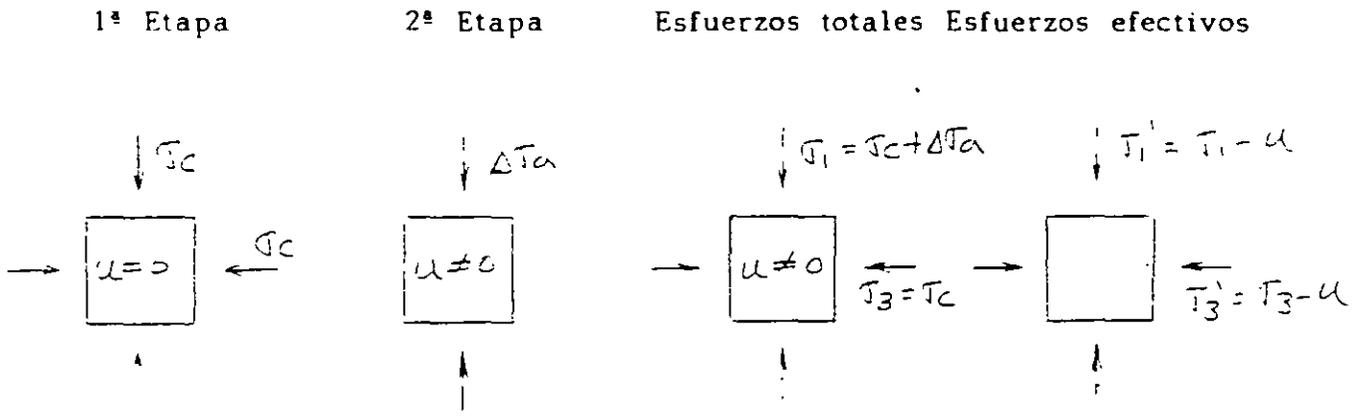


Fig. 7.3.8 Prueba triaxial de compresión CU

1ª Etapa

2ª Etapa

Esfuerzos totales

Esfuerzos efectivos

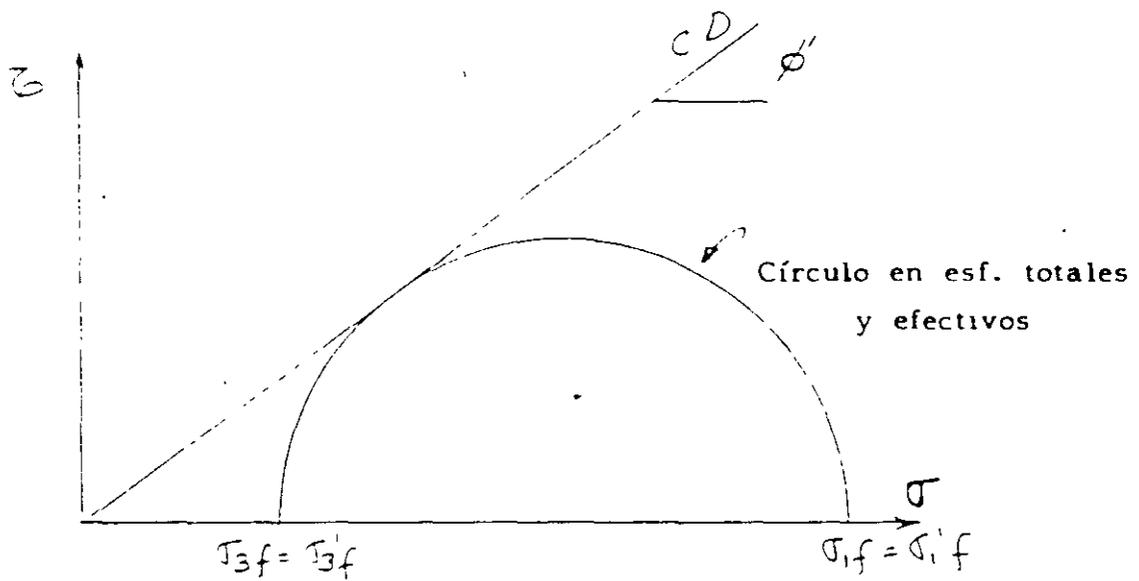
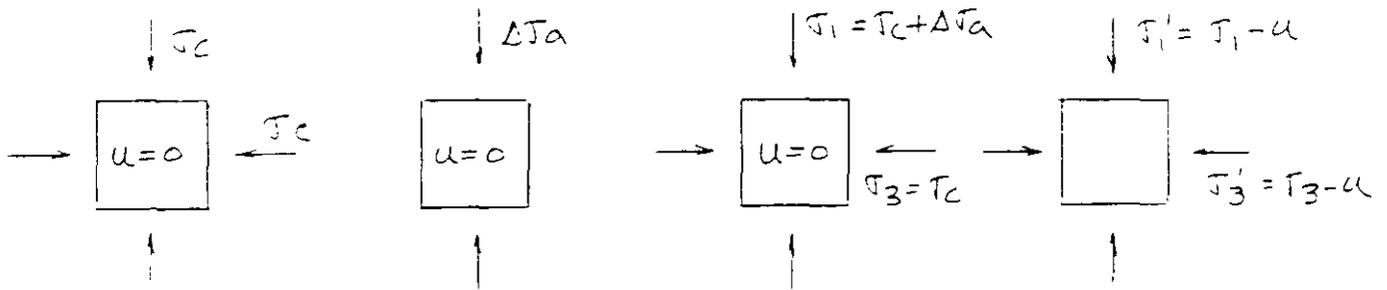


Fig. 7.3.7 Prueba triaxial de compresión CD

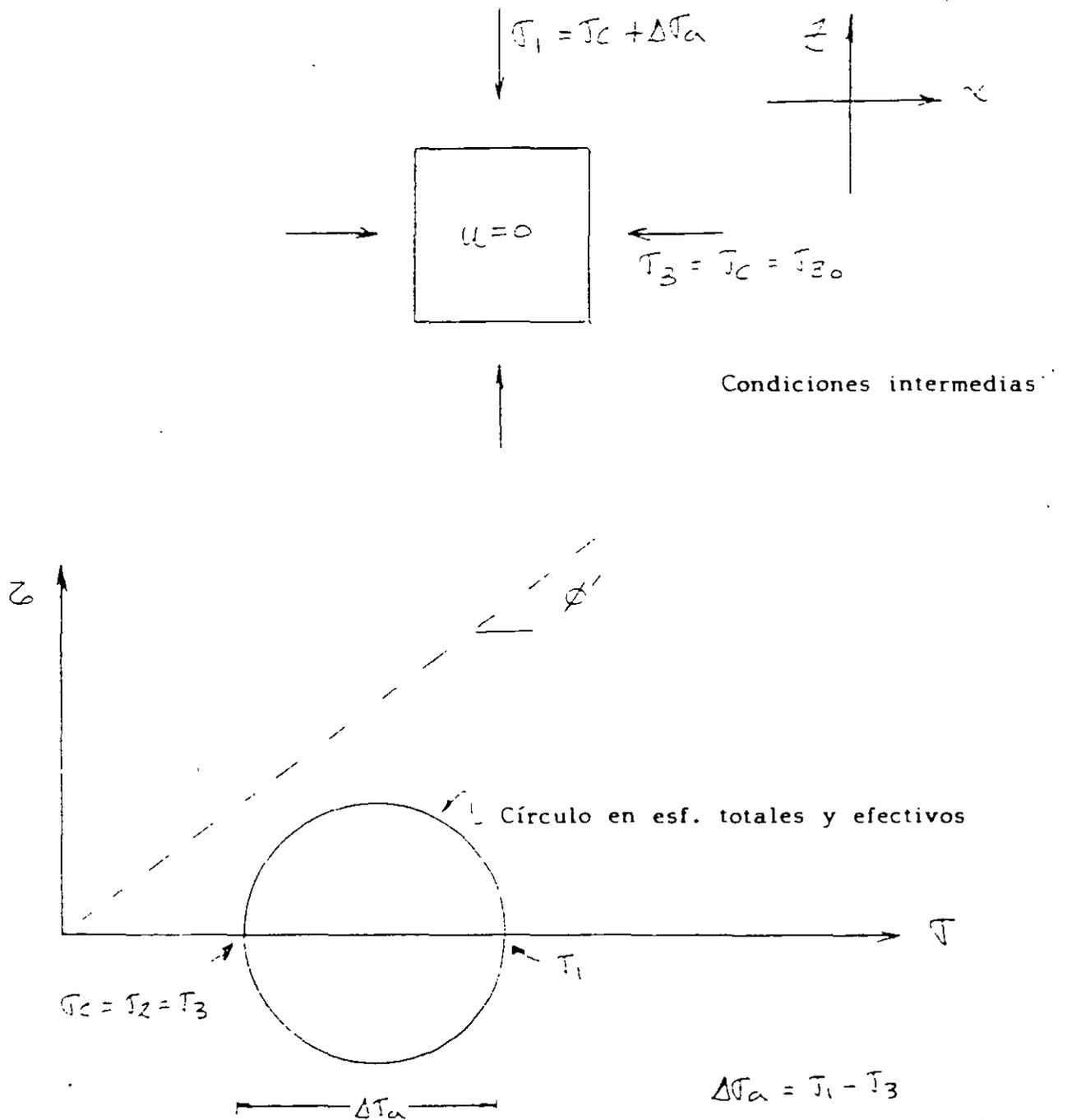


Fig. 7.3.5 Condiciones intermedias en prueba triaxial CD (2ª etapa)

obtendría en una prueba CD, definido por ϕ' .

En la figura 7.3.9, se muestran las condiciones de la primera y segunda etapas de una prueba UU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos. En el plano de Mohr de abajo, se indican las envolventes típicas y la resistencia en esfuerzos totales, definida por "C" y el ángulo de fricción interna real, definido por ϕ' .

Consolidada	Drenada	CD
Consolidada	No drenada	CU
No consolidada	No drenada	UU

Las letras que componen los simbolos proceden de la primera palabra en inglés de Consolidated o Unconsolidated, para la primera etapa, y de Drained o Undrained, para la segunda etapa.

En la figura 7.3.4, se muestran las condiciones iniciales promedio de una probeta en la cámara triaxial, en una prueba CD, estudiada con análisis plano de esfuerzos y la representación de Mohr que le corresponde. En la figura 7.3.5, se muestran las condiciones intermedias promedio de una probeta esforzada en la segunda etapa, pero sin llegar todavía a la falla. En la figura 7.3.6, se muestran las condiciones finales promedio de la probeta en el momento de la falla.

En la figura 7.3.7, se muestran las etapas de la prueba CD, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a estas un solo circulo, como se muestra en la parte baja. Aquí se define un ángulo de fricción interna en esfuerzos efectivos ϕ' .

En la figura 7.3.8, se muestran las etapas de una prueba CU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a estas dos circulos desplazados una distancia con valor u_r . Aquí se definen dos ángulos de fricción interna: uno aparente, definido por ϕ y otro en esfuerzos efectivos, practicamente igual al que se

movimiento del vástago, sin incrementar la presión confinante que se aplica a la probeta. La probeta se puede colocar entre piedras porosas, si se quiere permitir drenaje o medir presión de poro, o colocar una sola piedra porosa en la base de la probeta, como se muestra en la figura. En algún caso especial (prueba UU sin medición de presión de poro), se puede prescindir de colocar piedras porosas.

En la prueba triaxial, como se comentó antes, se puede suponer que se aplican esfuerzos principales en todo el cuerpo de la probeta. Esto no es del todo cierto, ya que pequeños esfuerzos cortantes pueden actuar en los extremos de la probeta. Este problema se ha tratado de resolver, colocando en el contacto con la probeta cabezas de teflón o engrasándolas.

En la notación que usaremos, se tomará como esfuerzo desviador a la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el principal menor, y lo denominaremos por $\Delta\sigma$. De modo que $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$. Para pruebas de compresión en la cámara triaxial se aceptará que $\sigma_c = \sigma_2 = \sigma_3$.

La prueba triaxial es una prueba más elaborada que la de corte directo, y por lo mismo más compleja. En este tipo de prueba, al igual que en la de corte directo, se especifica con dos letras al tipo de prueba que se desea realizar, en función de las condiciones de drenaje, como sigue:

CONDICIONES DE DRENAJE

Primera etapa	Segunda etapa	Símbolo
---------------	---------------	---------

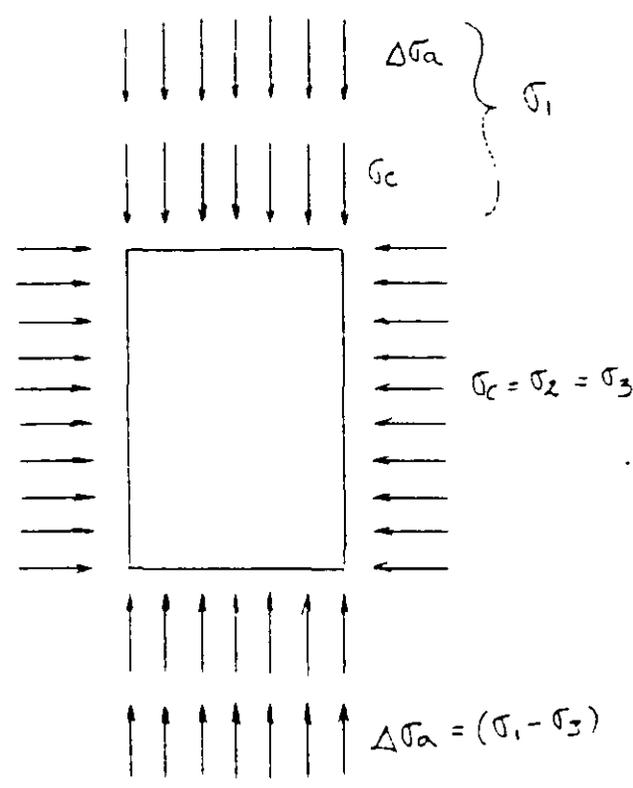
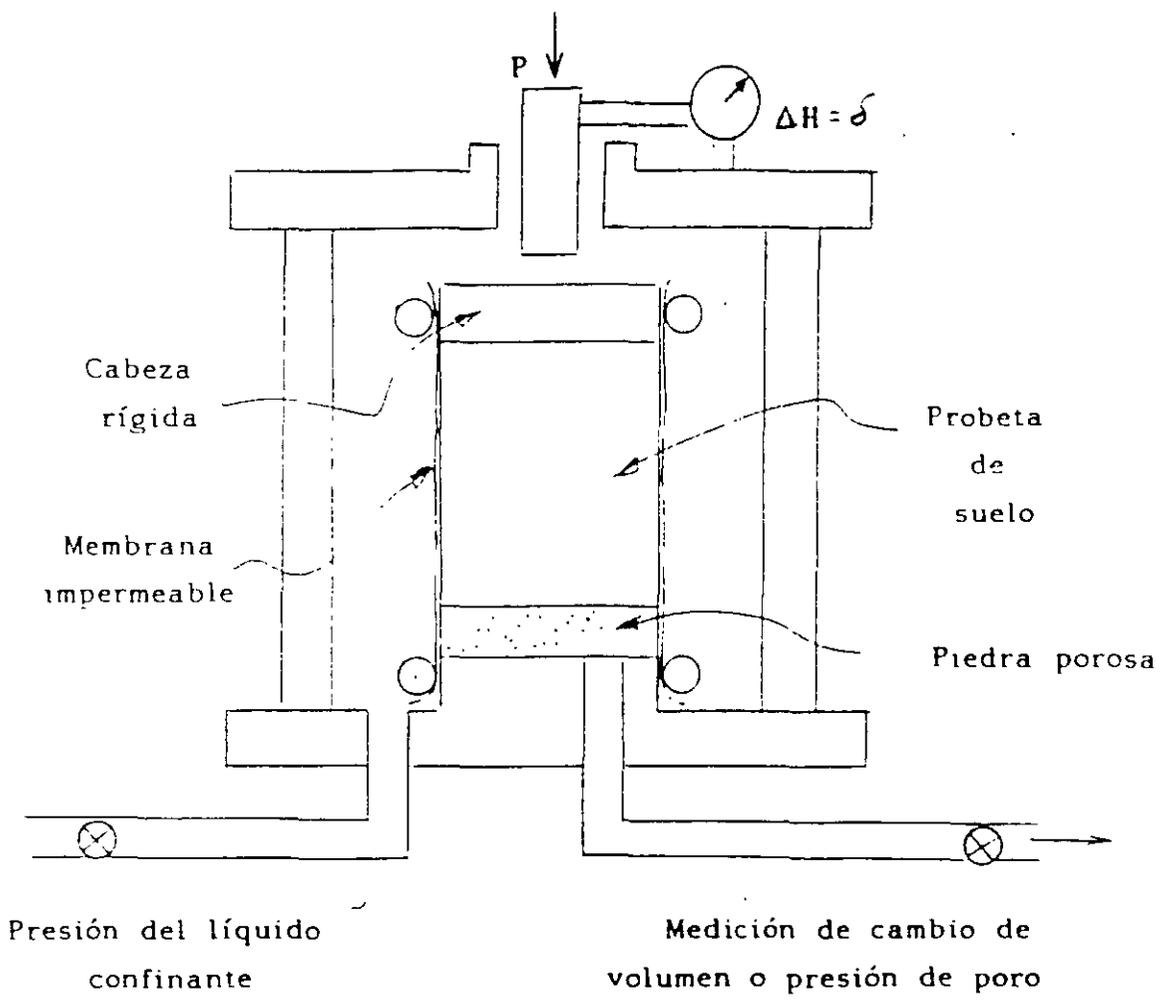


Fig. 7.3.3 Cámara triaxial y esfuerzos que aplica

7.3.2 PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL

En orden cronológico, se puede decir que la prueba más popular anteriormente, era la prueba de corte directo (que se comentara mas adelante). Sin embargo a partir de las investigaciones desarrolladas por Arturo Casagrande en el M. I. T., para desarrollar pruebas de compresion en probetas cilindricas, se lograron superar algunas serias desventajas que presentaba la prueba de corte directo.

Actualmente la prueba triaxial es más popular que la de corte directo. No obstante ser una prueba más complicada, permite una gran variedad de condiciones de drenaje. También se puede suponer que permite aplicar todo el tiempo esfuerzos principales, de modo que no existe rotación de esfuerzos principales, como sucede con la de corte directo. Existen también concentraciones de esfuerzos, pero son mucho más bajos que en corte directo. Otra ventaja es que no tiene un plano predeterminado de falla, además de que se puede representar en el plano de Mohr como un solo circulo, sin dejar de representar a un estado de esfuerzo tridimensional perfecto.

En la figura 7.3.3, se presenta esquemáticamente una cámara triaxial y algunos de sus principios. A la probeta de suelo se le aísla, por medio de una membrana impermeable, la cual impide que el fluido confinante (comunmente agua), penetre en los poros del suelo. La carga axial se aplica por medio de un vástago de acero, el cual debe tener muy poca fricción con la abertura de la cámara por la cual pasa. Existe un mecanismo fuera de la cámara que permite el

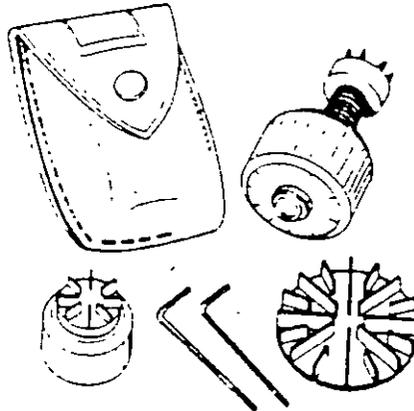
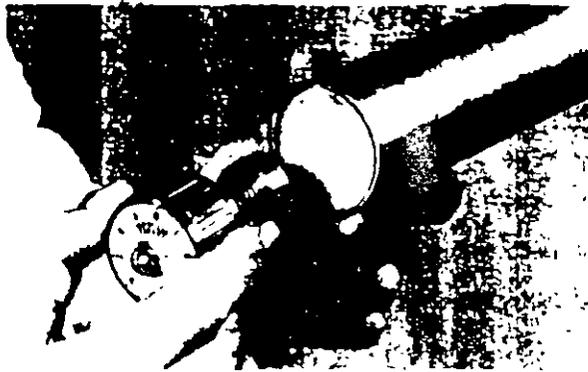


Fig. 7.3.1 Torcómetro de bolsillo

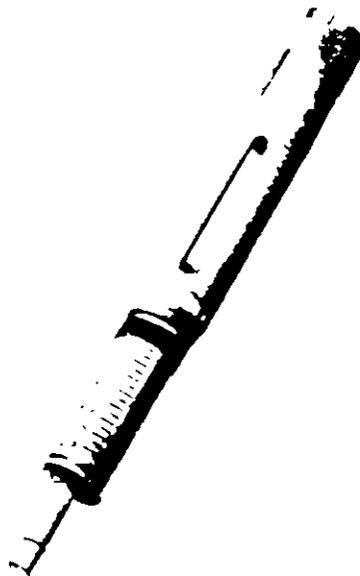


Fig. 7.3.2 Penetrómetro de bolsillo

El penetrometro estándar, que se muestra en la figura 7.3.2, consiste en un mango cilíndrico, que tiene una punta móvil, dividida en la punta de penetración y la zona indicadora. Al igual que con el torcómetro, se recomienda que se aplique a suelos contenidos en un tubo Shelby. La forma de proceder es la siguiente: El indicador del penetrometro se coloca en cero; posteriormente se hinca en el suelo la punta de penetración hasta la marca; finalmente se lee el valor obtenido en la zona indicadora de la punta. En este instrumento se lee el resultado como resistencia a la compresión no drenada, dada como el esfuerzo desviador de falla, de modo que para conocer el valor de "cohesión" o de resistencia no drenada, se debe dividir lo obtenido entre dos.

El valor en laboratorio de estos instrumentos, consiste en que permiten calibrar la resistencia de los suelos, lo cual es muy útil, cuando se quiere programar una prueba triaxial o una de corte directo. Teniendo una idea del valor de la resistencia, se pueden elegir los instrumentos adecuados para una prueba formal (anillo de carga, marco de carga, etc.).

7.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

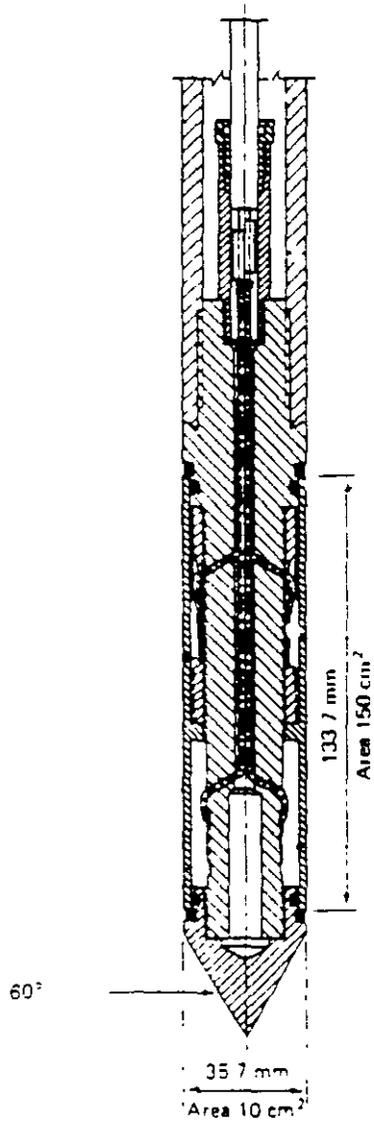
21

7.3.1 TORCOMETRO Y PENETROMETRO DE BOLSILLO

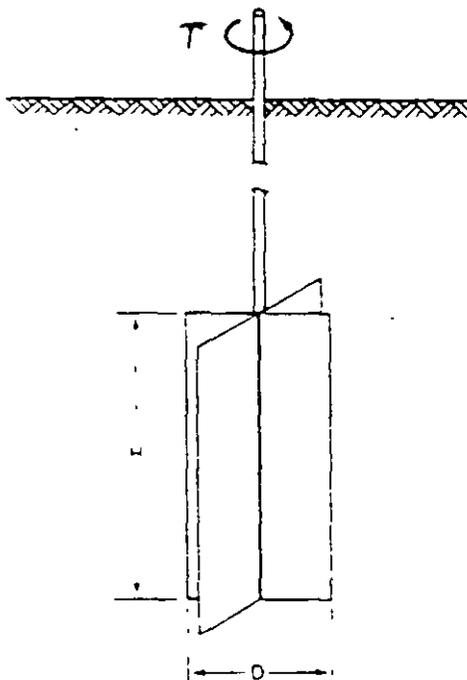
Este tipo de instrumentos, permiten evaluar con cierta aproximación, la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de suelos finos saturados. Este tipo de resistencia se obtiene formalmente, mediante una prueba triaxial UU. Las pruebas que se comentarán a continuación, se deben aplicar a muestras inalteradas confinadas (preferentemente a suelos muestreados en tubo Shelby). De tal forma que se pueda garantizar que la falla se sucede tan rápido, que no se permite el drenaje del suelo.

A esta resistencia se le denomina "cohesión" (C) o más modernamente resistencia no drenada (Su).

El torcómetro de bolsillo, como el mostrado en la figura 7.3.1, se compone de una miniveleta en la punta, un resorte de torsión y una perilla con caratula indicadora, todos ellos unidos por un eje metálico. Algunos como el mostrado en la figura, vienen equipados con varias veletas. La forma de efectuar la prueba, consiste en aplicarla al suelo, sin sacarlo del tubo Shelby, ya que así conserva su confinamiento. Se toma el torcómetro y se hunde en el suelo, lo más alejado de las paredes del tubo. Ya que se hundió hasta el tope, se aplica una torsión rápida pero con sumo cuidado. En el momento de la falla, el resorte se descarga y en la caratula se puede leer el valor de la resistencia no drenada (C o Su). En este curso se mostrará el torcómetro y se hará una experiencia práctica.



Cono holandés



Veleta de campo

Fig. 7.2.3 Cono holandés y veleta de campo