



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

**MEDICION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO
CORTANTE DE LOS SUELOS Y RECOMENDACIONES
PARA SU APLICACION A PROBLEMAS DE INGENIERIA
CIVIL.**

T E S I S
Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a :
CRESENCIANO AQUINO MENDEZ

México, D. f.

1979



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AV. N° 711A

Al Pasante señor CRESCENCIANO AQUINO MENDEZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M. I. Abraham Díaz Rodríguez, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"MEDICION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE
LOS SUELOS Y RECOMENDACIONES PARA SU APLICACION A
PROBLEMAS DE INGENIERIA CIVIL"

1. Introducción
2. Descripción del equipo y tipo de ensaye utilizados en la medición de parámetros
3. Presentación e interpretación de los resultados
4. Conocimientos básicos para fundamentar el criterio
5. Conclusiones y recomendaciones
6. Nomenclatura
7. Bibliografía y referencias

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 12 de enero de 1979
EL DIRECTOR



ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/OBLH/ser

C O N T E N I D O

	PAG
PROLOGO	vii
CAPITULO 1. INTRODUCCION	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	2
CAPITULO 2. BREVE DESCRIPCION DEL EQUIPO Y TIPOS DE ENSAYE UTILIZADOS EN LA MEDICION DE PA- RAMETROS	4
2.1 Cámara de Compresión Triaxial	4
2.2 Procedimientos en los Distintos Tipos de Ensaye en Cámara de Compresión Triaxial	17
2.3 Aparato de Corte Directo	19
2.4 Aparato de Corte Simple	21
2.5 Veleta de Corte	22
CAPITULO 3. PRESENTACION E INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS EN DISTINTOS TIPOS DE ENSAYE	38
3.1 Suelos Cohesivos	38
3.1.1 Problemas de resistencia al cortante de arcillas saturadas bajo condiciones drenadas	40

	PAG
3.1.2 Características de resistencia de muestras alteradas e inalteradas de arcilla 100% saturada	41
3.1.3 Características de resistencia de arcillas parcialmente saturadas	48
3.1.4 Resistencia de muestras alteradas	51
3.1.5 Resistencia de muestras inalteradas	53
3.1.6 Diversos factores que afectan la <u>re</u> sistencia al esfuerzo cortante	55
3.1.7 Comportamiento esfuerzo-deformación	59
3.1.8 Estimaciones cualitativas de los <u>fac</u> tores que determinan la forma de las curvas esfuerzo-deformación	61
3.2 Suelos <i>no Cohesivos</i>	74
3.2.1 Características de resistencia y <u>es</u> fuerzo-deformación de suelos <u>no cohe</u> sivos	75
3.2.2 Ejemplos de círculos y envolventes de resistencia de Mohr en pruebas de <u>com</u> presión triaxial "CD"	80

	PAG
CAPITULO 4. CONOCIMIENTOS BASICOS PARA FUNDAMENTAR EL CRITERIO DE ENSAYE EN CUANTO AL USO DE LOS PARAMETROS DEL SUELO A OBRAS DE INGENIERIA CIVIL	109
4.1 <i>Requerimientos Básicos</i>	110
4.2 <i>Suelos Cohesivos 100% Saturados</i>	111
4.2.1 <i>Análisis de estabilidad utilizando resistencia consolidada-drenada "CD" o análisis en función de esfuerzos efectivos</i>	111
4.2.2 <i>Análisis de estabilidad utilizando resistencia no consolidada-no drena da "UU" o análisis en función de es fuerzos totales</i>	116
4.2.3 <i>Análisis de estabilidad utilizando resistencia consolidada-no drenada "CU"</i>	123
CAPITULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	128
5.1 <i>Conclusiones</i>	128
5.1.1 <i>Suelos cohesivos</i>	128
5.1.2 <i>Suelos no cohesivos</i>	132
5.2 <i>Recomendaciones</i>	132

	PAG
5.2.1 Suelos cohesivos	132
CAPITULO 6. NOMENCLATURA	135
CAPITULO 7. BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS	139

P R O L O G O

No obstante que los problemas en cuanto al comportamiento de los suelos se remontan a tiempos pasados muy lejanos, se debió esperar hasta el año 1773 en que por primera vez, Mohr Coulomb intentó el estudio de tales problemas. Aunque las investigaciones se continuaron, aún pasaron muchos años hasta que en el año 1925 el doctor Karl von Terzaghi en su libro de mecánica de suelos "*Erdbaumechanik of Bodenphysikalischer Grundlage*", por primera vez aplicó a los suelos, el principio de los esfuerzos efectivos, iniciando así el primer estudio realista para medir las propiedades del suelo de una manera racional.

CAPITULO 1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

El primer paso dado en el desarrollo de esta tesis, fue definir claramente el tema a tratar, el cual versará en torno a la forma de medir las características de esfuerzo-deformación-resistencia de los suelos cohesivos y granulares, y en donde a tales mediciones se les conoce con el nombre de parámetros.

A continuación, tomando en cuenta que existen innumerables tratados que abordan el estudio de estos parámetros, se decidió recopilar datos de algunos investigadores que estando a la vanguardia respecto a esos conocimientos, no se apartan de los postulados clásicos de la mecánica de suelos.

Lo aquí expuesto se expresa en forma sintetizada, tratando de hacerlo de manera clara y sencilla, sin recurrir a terminología de uso no común o a expresiones matemáticas complicadas, aunque sí tal vez, abusando un poco de figuras ilustrativas.

Deseando pues, lograr mayor claridad en la exposición del tema, la tesis se desarrolla bajo el siguiente orden: en este capítulo 1, se hace un brevísimo comentario acerca de las dificultades que se tuvieron que vencer, así como del contenido y objetivos de este trabajo; en el capítulo 2, se describen algunos aparatos de prueba de uso más común en la determinación de los parámetros en cuestión; así como los procedimientos usados para lograr sus mediciones; en el capítulo 3, se presenta la teoría respecto a las características de esfuerzo-deformación-resistencia, incluyendo definiciones de la terminología usada; así como los resultados obtenidos de diferentes suelos sometidos a esfuerzo cortante bajo diferentes tipos de ensaye; en el capítulo 4, se proponen criterios a seguir para hacer un uso racional de los factores de seguridad, obtenidos mediante análisis de estabilidad; en el capítulo 5, se hacen conclusiones y recomendaciones; en el capítulo 6, se lista la nomenclatura usada y finalmente en el capítulo 7, se relaciona la bibliografía que sirvió de consulta; así como las referencias cuyos autores se citan a través de la tesis.

1.2 *Objetivos*

Esta tesis además de ser parte de los requisitos para obtener el título de Ingeniero Civil, pretende principalmente servir de guía a estudiantes y profesionistas a nivel de licenciatura, para que sin menoscabo de tiempo y energías, dispongan de un trabajo que a manera de resumen contenga los conocimientos ac-

tualizados más sobresalientes, sobre esfuerzo-deformación-resistencia de los suelos.

También está dirigida a aquellos ingenieros civiles (no especializados), que se dedican a la solución de problemas prácticos de mecánica de suelos, para que sirviéndose de estos conocimientos, sus decisiones sean un poco más racionales.

En general está dirigida a todos aquéllos que quieran introducirse, ampliar o reforzar sus conocimientos en este campo.

Por último, se espera que el tema resulte de interés a quienes lo consulten.

**CAPITULO 2. BREVE DESCRIPCION DEL EQUIPO Y TIPOS DE ENSAYES
UTILIZADOS EN LA MEDICION DE PARAMETROS**

2.1 Cámara de Compresión Triaxial

La descripción de este aparato se hará de la manera siguiente:

1. Cámara triaxial para muestras de suelo de " ϕ "= 3.6 cm (1 1/2")
de diámetro
 - a) Base y tapa
 - b) Cilindro de confinamiento
 - c) Vástago de carga
 - d) Cabeza de carga

2. Características del aparato para control de la presión de
confinamiento de la cámara
 - a) Depósito de agua y aire comprimido
 - b) Vástago de carga

3. Características del aparato para medir presiones de poro
4. Características del aparato para medir cambios de volumen
 - a) En pruebas drenadas
 - b) Basadas en medición directa de la deformación
5. Características del sistema de carga
6. Uso de drenaje lateral

1. Cámara triaxial para muestras de suelo de diámetro

" ϕ " = 3.6 cm (1 1/2"), fig 2.1

Las dimensiones de las muestras aceptadas como estándar son: diámetro 3.6 cm (1 1/2") y altura 7.2 cm (3").

Características de la membrana. La muestra es encerrada en una membrana delgada de látex de 12.7 cm a 15.2 cm (5"-6") de longitud, con un espesor de aproximadamente 0.30 mm (0.01") o menor para pruebas especiales en arcillas blandas. La membrana deberá aplicar a la muestra un confinamiento mínimo y a la vez proporcionar una barrera segura a la filtración.

La membrana es sellada contra la pared lateral de la cabeza de carga y del pedestal mediante anillos de hule. Para una cabeza de 3.6 cm (1 1/2") de diámetro se usa un anillo de hule de 3.2 cm (1 1/4") de diámetro interior no distendido. En cada extremo es suficiente un anillo si las superficies están limpias y la membrana ajustada; pero es aconsejable utilizar dos anillos particularmente en pruebas de larga duración.

Para la conservación de las membranas deberán almacenarse espolv
oreadas con talco en lugares secos y oscuros. Las membranas
tienden a endurecerse con el paso del tiempo, por lo que cuando
esto suceda se deberán desechar.

En pruebas de larga duración la permeabilidad de la membrana es
de importancia, pues aunque su influencia es pequeña en la medi
ción correcta del estado de esfuerzo efectivo en la muestra;
sin embargo, los resultados acerca de las características cam-
bio de volumen-presión de poro son dudosos. La permeabilidad
de la membrana al aire es varias veces mayor que al agua. Por
esta razón deberá usarse en la cámara agua que no contenga aire
en pruebas cuya duración sea mayor de media hora.

La membrana absorberá agua y se ablandará durante inmersión pro
longada, por lo que serán necesarias precauciones especiales
cuando las pruebas duren más de dos semanas, así como el uso de
dos membranas si la presión de la cámara es alta.

Las dimensiones de la cámara de confinamiento están diseñadas
con el propósito de contar con espacio suficiente alrededor de
la muestra para hacer los ajustes de cabeza de carga, conexio-
nes de drenaje, etc.

a) Base y tapa

La base consta de tres conexiones que son:

1. La conexión para llenar la cámara con el fluido, que usual-
mente es agua y a través de la cual se aplica la presión

de confinamiento a la muestra. Así también esta conexión sirve para evacuar el agua de la cámara al final del ensaye.

2. La conexión con el pedestal de la muestra, que sirve como drenaje en pruebas drenadas y para medición de la presión de poro en pruebas no drenadas. También es común usar esta conexión para aplicar contrapresión o para saturar la muestra.

Para condiciones en que no se requiere medir la presión de poro se cerrará la válvula respectiva y se usará una superficie ciega en lugar de la piedra porosa.

3. Conexión para drenaje de la cabeza de la muestra. Esta conexión es usada para saturar la muestra, o en una prueba de disipación de presión de poro, cuando el coeficiente de consolidación está determinado, por la medición de la velocidad de decremento de la presión de poro en la base de la muestra, mientras se permite el drenaje de la parte superior.

La tapa cuenta con una válvula de purga y una gradera y en su centro se encuentra el buje a través del cual se desliza el vástago de carga.

b) Cilindro de confinamiento

Se usa un cilindro de material transparente (acrílico) el cual facilita el montaje de la muestra y permite observar el modo de falla; así como también las deformaciones. El cilindro de lucita es de aproximadamente 10.16 cm (4") de diámetro exterior,

espesor de su pared 6.4 mm (1/4"), 17.78 cm (7") de longitud y normalmente puede soportar presiones hasta de 5.0 kg/cm² (71 lb/pulg²).

c) Vástago de carga

Normalmente el vástago de carga es de acero inoxidable de 1.27 cm (1/2") de diámetro y entre éste y el buje ubicado en el centro de la tapa del cilindro de lucita existe una holgura de aproximadamente 0.00762 mm (0.0003").

Respecto a la filtración, ésta es controlada en pruebas de corta duración (aproximadamente media hora), mediante la aplicación al vástago inmediatamente antes del ensaye de una película de grasa delgada o aceite. Para pruebas de larga duración, la cámara es llenada con agua hasta 1.27 cm (1/2"), antes de la tapa y el espacio restante se llena con aceite que flota sobre el agua. La viscosidad del aceite reduce la filtración a cantidades despreciables una vez que ha pasado el vástago.

d) Cabeza de carga

La carga del vástago es transmitida a la muestra mediante varios tipos de cabezas de carga, fig 2.2 .

Para muestras no drenadas podría usarse un disco de lucita de 3.6 cm (1 1/2") de diámetro, figura 2.2a, cuyo centro (cara superior) tiene forma de cono en donde descansa un balín de acero inoxidable y en el que a su vez se apoya la base cónica del vástago. El dispositivo anterior garantiza que la carga está cen-

trada y permite alguna libertad de movimientos a la parte superior de la muestra durante la prueba. La carencia de alineamiento axial será corregida automáticamente en las primeras etapas de carga, por la acción de la forma cónica del vástago. Esto tal vez conducirá a un inicio incierto de la curva esfuerzo deformación bajo cargas pequeñas. Cuando las características de deformación son de importancia se usa la mitad de un balín de acero inoxidable y un vástago con extremo liso, figura 2.2b. Se deberán tener mayores cuidados en este caso ya que deben afinarse las terminales de la muestra, además de centrarla, ya que cualquier carencia de alineamiento inicial persistirá a través de la prueba.

En pruebas consolidadas-drenadas "CD" o consolidadas-no drenadas "CU", los cambios de volumen que se presentan en la primera etapa de la prueba podrían conducir a una carencia de alineamiento en muestras que no son de compresibilidad completamente uniforme. Esto podría evitarse mediante el uso de la cabeza de carga de la figura 2.2c. La proyección tubular arriba de la cabeza de carga, es un acceso deslizante holgado en el vástago y sirve como guía durante la consolidación. Antes la cámara es ensamblada tal que el extremo inferior del vástago (línea punteada), se proyectará hacia abajo dentro de esta guía sin hacer contacto con el balín. El alineamiento es entonces mantenido según la muestra aumente de longitud bajo la acción de la presión confinante. Para aplicar la carga axial el extremo del vástago es llevado a que haga contacto con el balín de la mane

ra usual. La fuerza de fricción sobre esta guía es generalmente pequeña.

Un método conveniente de medición de la deformación axial durante la etapa inicial de consolidación consiste en utilizar un vernier telescópico afocado sobre el extremo visible del balín (este método es limitado a pruebas de investigación).

2. Características del aparato para control de la presión de confinamiento

En los tres tipos más comunes de prueba de compresión triaxial (CD, CU, UU), la presión de la cámara es mantenida constante durante la prueba. La duración de una prueba de compresión no drenada es de aproximadamente 10 minutos y si se requiere medición de la presión de poro entonces la duración total de la prueba será de 1 a 8 horas, dependiendo del tipo de suelo y de la precisión deseada.

La etapa de consolidación de una prueba consolidada-drenada o consolidada no drenada puede durar hasta tres días en un suelo de baja permeabilidad.

La conservación con suficiente aproximación de la presión confinante constante por períodos largos de tiempo se puede lograr mediante:

a) Un depósito de agua y aire comprimido (fig 2.3)

Consiste de un compresor que abastece de aire comprimido a una tubería, quien a su vez en el extremo se conecta a un regulador

de presión donde se regula a la presión deseada, de este regulador salen 2 tuberías, una de ellas se conecta a una de las 2 ramas de una tubería en forma de U que contiene mercurio (el desplazamiento vertical del mercurio dentro de la tubería proporciona precisión en la lectura); mientras que la otra tubería que conduce el aire comprimido, termina en un vaso pequeño que contiene agua, quien a través de una válvula que se ubica en su parte inferior, pasa la presión a la conexión que da a la cámara de confinamiento, la cual ha sido previamente llenada con agua.

b) Vástago de carga

Consiste en un pequeño acumulador hidráulico en el que se aplica una carga muerta al vástago, usado como pistón para mantener la presión constante. La fricción, filtración y la capacidad volumétrica limitada, son las principales dificultades.

3. Características del aparato para medir presiones de poro

Los métodos económicos de medición de presión de poro en laboratorio son el uso de: manómetro de mercurio o medidor de presión del tipo Bourdon, los cuales no pueden utilizarse directamente en la medición de presión de poro de una muestra de suelo, debido a que el volumen de agua contenido en los poros del suelo tendrían que salir de la muestra para ocasionar que el equipo lo registre.

Este flujo de agua de poro tiene dos resultados indeseables:

a) Modifica la magnitud de la presión de poro existente en el espécimen de prueba (ocasionando que el aparato no cumpla con el propósito para el que fue diseñado). Esto es particularmente importante en suelos de baja compresibilidad.

b) En suelos de baja permeabilidad el flujo de agua de poro conduce a un retraso serio en el logro de la lectura establecida en el manómetro.

Dichas dificultades pueden evitarse totalmente mediante el uso del Método de Desplazamiento Nulo para medición de presión de poro, figura 2.4.

En el Método de Desplazamiento Nulo de medición de presión de poro, la conexión en la base de la cámara triaxial está comunicada mediante una válvula "a" a una rama "b" de un tubo U de vidrio de diámetro pequeño, con otro tubo lleno de agua. A la otra rama "c" está conectado un medidor de presión "d" y un pequeño cilindro "e" lleno de agua, del que puede desplazarse el agua por medio de un pequeño pistón controlado mediante un tornillo. La parte más baja del tubo U está llena de mercurio el cual puede nivelarse antes de una prueba abriendo la válvula "f", que permanece cerrada durante la medición de presión de poro.

Un incremento de la presión de poro en la muestra tenderá a abtir el mercurio en la rama "b" del tubo U ; pero puede ser inmediatamente balanceado ajustando el pistón del cilindro "e" para incrementar la presión de la rama "c" por una cantidad

igual, que es registrada en el medidor de presión "d". El único flujo de agua de poro que puede ocurrir resulta de la deformación elástica del tubo que conecta la cámara a la rama "b", que es despreciable para la mayoría de propósitos prácticos, o de la compresión de las burbujas de aire inadvertidamente atrapadas en el sistema entre la base de la muestra y la superficie del mercurio en la rama "b".

Las burbujas de aire son de hecho el principal riesgo en las mediciones exactas de presión de poro. Para facilitar su eliminación del sistema y evitar el problema de alineamiento en el tubo U, éste fue reemplazado por una sección simple recta de tubo capilar de cristal, yaciendo dentro de un pequeño depósito de mercurio el cual es llamado Indicador de Desplazamiento Nulo Modificado de medición de presión de poro, figura 2.5.

4. Características del aparato para medir cambios de volumen

Un cambio en la presión confinante de la cámara o en la carga axial generalmente da como resultado un cambio de volumen de la muestra.

En el caso particular de una prueba no drenada, en una muestra completamente saturada, el cambio de volumen es prácticamente despreciable, debido a la baja compresibilidad del agua $0.24 \times 10^{-6} \text{ kg/cm}^2$ ($3.40 \times 10^{-6} \text{ lb/pulg}^2$) y del material que forma las partículas del suelo 0.07×10^{-7} a $0.14 \times 10^{-7} \text{ kg/cm}^2$ (1×10^{-7} a $2 \times 10^{-7} \text{ lb/pulg}^2$).

En el caso de ensayos no drenados sobre muestras parcialmente saturadas y en el de ensayos drenados, sí ocurren cambios de volumen. En suelos parcialmente saturados un cambio de volumen ocurre debido a la compresibilidad y solubilidad en el agua del aire u otro gas que se encuentre ocupando los poros del suelo.

a) Cambios de volumen en pruebas drenadas de muestras completamente saturadas

Estos cambios volumétricos pueden medirse utilizando una bureta como la de la figura 2.6. Una bureta de 10 cc es adecuada para muestras de 3.6 cm (1 1/2") de diámetro.

b) Cambios de volumen basados en medición directa de la deformación

La medición directa de la deformación en las 3 direcciones principales presenta alguna dificultad en el caso de suelos. Podrían usarse indicadores de cambio de volumen, figura 2.7; sin embargo, son difíciles de fijar debido a la baja resistencia de las muestras y a las deformaciones no uniformes, resultantes de la restricción impuesta por la base y la cabeza de la muestra, la medición en un número de puntos podría ser requerida para estimar el cambio de volumen total.

5. Características del sistema de carga

Los métodos comunes para la aplicación de carga axial a la muestra son influenciados por los requerimientos de la prueba. Pue-

den utilizarse dos clases de procedimientos: a) velocidad de deformación controlada y b) esfuerzo controlado.

Para pruebas de rutina y de investigación más comunes, el uso de la velocidad de deformación controlada ofrece más ventajas y es generalmente aceptada. La velocidad de deformación en la falla es conocida aproximadamente y la influencia de los factores reológicos acerca de la resistencia observada puede ser tomada en cuenta. La forma de la curva esfuerzo-deformación más allá del pico puede observarse o predecirse con razonable aproximación.

El sistema de carga puede consistir de un tornillo sin fin accionado por un motor eléctrico y caja de transmisión o de un vástago hidráulico operado por una bomba de aceite, figura 2.8.

El sistema de tornillo sin fin ofrece un muy buen control de la velocidad de deformación particularmente cuando se requieren de bajas velocidades de deformación.

La carga se mide por un anillo de acero de alta resistencia, colocado entre el extremo del vástago de la cámara triaxial y la cabeza de la máquina de prueba.

La deformación axial es medida por medio de un micrómetro sujeto en el interior del anillo de acero.

El control exacto de la velocidad de deformación está limitado por la deformación del anillo de acero, aunque durante la falla plástica a esfuerzo constante este efecto es despreciable.

Las pruebas por esfuerzo controlado son ejecutadas generalmente por adición de una serie de incrementos de carga muerta (pesas) al vástago. Según se esté próximo a la falla, aumentarán las deformaciones de acuerdo al incremento de carga y el operador se enfrentará con la dificultad de determinar cuando comenzó a generarse la deformación inicial de falla.

6. Uso de drenaje lateral

Durante la etapa de consolidación de la prueba, si el drenaje es restringido a la base y cabeza de la muestra, el tiempo requerido para la disipación total de la presión de poro es grande, en suelos de baja permeabilidad; por tal motivo en el pasado se usó una envoltura porosa envolviendo a la muestra (Jurgenson 1934); pero el efecto de su resistencia sobre el esfuerzo desviador fue considerable y por esta razón es preferible usar una serie de franjas de drenaje (papel filtro cortado espaciadamente), aunque es menos eficiente desde el punto de vista de consolidación, figura 2.9.

El tiempo requerido para el 95% de consolidación se reduce a un décimo del tiempo utilizado para el drenaje de base y de cabeza.

2.2 Procedimientos en los Distintos Tipos de Ensaye en Cámara Triaxial

1. Prueba consolidada-drenada "CD" (conocida también como de larga duración, prueba lenta o prueba "S")

En estas pruebas, en primer lugar, se somete a la muestra a una presión de confinamiento hidrostático σ_c , se deja abierta la válvula de drenaje con la bureta y se espera el tiempo necesario para que se restablezca el equilibrio estático interno, a la vez que se alcanza el 100% de consolidación. Posteriormente la muestra es llevada a la falla mediante la aplicación de incrementos pequeños de carga axial, dando el tiempo suficiente después de cada incremento, para que se disipe el exceso de presión de poro.

En estos ensayos los esfuerzos actuantes sobre el espécimen son efectivos y son iguales a los esfuerzos totales.

Las fases antes mencionadas se pueden expresar esquemáticamente en la fig 2.10 .

2. Prueba consolidada-no drenada "CU" (conocida también como de duración intermedia, drenaje parcial o prueba "R_c")

En estas pruebas el espécimen también se consolida a una presión de confinamiento σ_c ; posteriormente la muestra es llevada a la falla por incremento de la carga axial, de manera que no se

permitan cambios volumétricos; lo que se logra fácilmente cerrando la válvula de salida que comunica el drenaje de base o cabeza con la bureta.

En la primera etapa de estas pruebas, el esfuerzo hidrostático de confinamiento llega a ser esfuerzo efectivo ya que se permite que el espécimen se consolide; y en la segunda etapa al impedirse el drenaje y al aplicar el esfuerzo desviador axial, se generan presiones en el agua intersticial (llamadas comúnmente presiones de poro), por lo que en esta etapa los esfuerzos totales ya no serán iguales a los efectivos.

Las fases antes mencionadas se pueden expresar esquemáticamente en la fig 2.11 .

3. Prueba no consolidada-no drenada "UU" (conocida también como de corta duración, rápida, final de construcción, no drenada o prueba "Q")

En estas pruebas no se permite consolidación de la muestra en ninguna etapa del ensaye. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje.

En la primera etapa del ensaye, se aplica al espécimen una presión de confinamiento hidrostática y de inmediato como segunda etapa se lleva al espécimen a la falla mediante la aplicación de carga axial. Los esfuerzos efectivos no varían durante el ensaye y por lo tanto la resistencia mostrada por el suelo es

constante cualquiera que sea la presión hidrostática del agua en la etapa inicial.

Las fases antes mencionadas se pueden expresar esquemáticamente en la fig 2.12 .

4. Prueba de compresión no confinada o de compresión simple

Este tipo de pruebas podría decirse que son un caso especial de la prueba no consolidada-no drenada, ya que no se aplica a la muestra ninguna presión de confinamiento hidrostática, sino que una vez colocada la muestra en el aparato triaxial se procede a aplicar la etapa de carga. Estos ensayos son limitados a suelos cohesivos, ya que en suelos sin cohesión no es posible mantener vertical a la muestra.

Las fases antes mencionadas pueden expresarse esquemáticamente en la fig 2.13 .

2.3 Aparato de Corte Directo

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo puede determinarse utilizando un aparato llamado de corte directo, el cual puede ser del tipo de "Esfuerzo Controlado" (figura 2.14); es decir, mediante aplicación de carga a incrementos iguales, utilizando carga muerta (pesas), hasta que ocurre la falla. El desplazamiento cortante es medido por un extensómetro.

También puede utilizarse un aparato de corte directo del tipo "deformación controlada" (figura 2.15), donde la armadura móvil se desplaza horizontalmente a una velocidad determinada y se van midiendo los esfuerzos horizontales mediante un anillo de ensaye calibrado. La velocidad del desplazamiento de corte es medido mediante un extensómetro.

Respecto a la geometría de la muestra, generalmente tiene la forma de prisma rectangular, cuyas dimensiones comúnmente son: 10 cm de lado por 3 cm de altura.

El aparato de corte directo consta de una armadura inferior que es fija y otra superior móvil, entre las que se coloca la muestra de suelo con piedras porosas en ambos extremos para poder drenar y evitar que en el interior del material aparezcan presiones intersticiales.

Se distinguen 3 tipos de ensaye, según las condiciones de drenaje de la muestra:

1. En el ensaye con drenaje "CD", se permite el drenaje de la muestra durante todo el ensaye de modo que las presiones intersticiales sean nulas durante la aplicación del esfuerzo cortante.
2. En el ensaye consolidado no drenado "CU", se permite que la muestra drene durante la aplicación del esfuerzo vertical, de modo que en el momento de aplicar el esfuerzo de corte, las presiones intersticiales sean nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante.

3. Por último en el ensaye no drenado "UU", no se permite el drenaje de la muestra, ni durante la aplicación de la carga vertical, ni durante la aplicación del esfuerzo cortante.

2.4 Aparato de Corte Simple

El aparato de corte simple se desarrolló con el objeto de conseguir una mayor aproximación a las condiciones de campo que la lograda con la cámara triaxial. Las condiciones que impone el aparato en el plano x-y quedan definidas por:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \qquad \frac{\partial u}{\partial y} \neq 0$$

(ver fig 2.16)

El aparato cuyo esquema de conjunto se muestra en la fig 2.17, es un aparato de corte simple del tipo usado en Suecia y Noruega (Bjerrum y Landva, 1966). La muestra de geometría cilíndrica se coloca dentro de una membrana de látex, reforzada por medio de una espiral de hilo de Constantán. Bajo estas condiciones es fácil comprender que la muestra esté sometida a una deformación de corte simple, ya que al ser los esfuerzos de tensión los mismos sobre cualquier plano horizontal es lógico que también lo sean las deformaciones. Además, este sistema es ventajoso ya que elimina el rozamiento con las paredes al aplicar el esfuerzo vertical.

En la fig 2.18, se muestra el aparato de corte simple ideado por Roscoe. En este caso la muestra es prismática. Las articulaciones mostradas en la figura permiten que la muestra se defor

me en corte simple. Sobre las caras laterales (paralelas al plano de la figura) de la armadura, se coloca una membrana de látex estirada, sobre la que se aplica silicona; de este modo se consigue eliminar los esfuerzos de tensión tangencial que de otro modo aplicarían dichas caras.

2.5 Veleta de Corte

La prueba de veleta es un método utilizado para medir la resistencia al esfuerzo cortante de arcillas blandas ya sea en campo o en el laboratorio.

Dicha medición está basada en la hipótesis de que el corte ocurre sobre una superficie cilíndrica sin cambio de volumen de la muestra ni de la estructura del suelo.

La veleta de campo, fig 2.19, que aquí se describe es la usada por el *Bureau of Reclamation* y fue desarrollada en el año 1954 (Gibbs 1956) y sus orígenes datan de Skempton 1948; Caddling y Odenstad 1950; Bennett y Mecham 1953.

La veleta fue ideada con el objeto de cumplir con los siguientes requerimientos:

- 1) Operar a velocidad de rotación controlada, permitiendo efectuar lecturas frecuentes para dibujar una curva completa de la prueba.
- 2) Suficientemente fuerte y de simple operación para una variedad de aplicaciones de campo.

- 3) Adaptable a equipo estándar de barrenación
- 4) Adaptable a una variedad de superficies de campo
- 5) El instrumento en conjunto debería ser un aparato preciso de medición que permita eliminar los efectos de fricción, lo cual pudiese registrarse como resistencia al cortante.

La veleta de campo es capaz de medir momentos de torsión, hasta de 27.7 kg-m (200 lb-pie). En cuanto al impulso de rotación éste se da mediante un anillo de 12.7 cm (5") de diámetro exterior, 2.54 cm (1") de altura y 1.40 cm (0.57") de espesor y es movido por otros mecanismos; además, este anillo permite que la muestra se deforme y las lecturas de deformación sean registradas en un medidor de carátula y que mediante un diagrama de calibración dichas lecturas sean convertidas a lb-pie de momento de torsión.

Un tramo de tubo estándar de 20.3 cm (8") de diámetro, 61 cm (2') de longitud, con salientes laterales para empotrar 30.5 cm (1') dentro del suelo, se usa para anclar el aplicador de momento de torsión. Extensiones de tubo pueden usarse para variar el nivel de profundidad del equipo ya sea a menor profundidad o abajo del nivel freático cuando sea necesario.

El vástago de la veleta consiste de:

- 1) Una sección cuadrada pasando a través del aplicador de momento de torsión.
- 2) Una sección barreno estándar "A" de 152.5 cm (5') de longitud

- 3) Más abajo se encuentra una sección de acero inoxidable, sobre la cual está unida la veleta.
- 4) Un tubo recubierto estándar "BX" de 152.5 cm (5') de longitud que encierra al vástago de la veleta y contiene además una chumacera hermética en la parte inferior y una cámara de grasa.

Las conexiones de acoplamiento en el vástago "A" podrían ser adecuadamente herméticas para impedir el deslizamiento durante la aplicación del momento de torsión.

El tubo "BX" y el vástago "A" permiten un muestreo conveniente a intervalos de 152.5 cm (5') de profundidad.

Las 4 aspas que forman la veleta están unidas al vástago según 2 planos perpendiculares entre sí. Respecto a las dimensiones de las veletas pueden ser de 3 tamaños: 5.10 cm (2") por 10.20 cm (4"), 7.60 cm (3") por 15.20 cm (6") y 10.20 cm (4") por 20.30 cm (8"), diámetros y alturas respectivamente (las dimensiones de las veletas de laboratorio generalmente son: 1.91 cm (3/4"), 1.27 cm (1/2") y 0.05 cm (0.018") diámetro, altura y grueso de las aspas respectivamente; para muestras con tamaños mínimos de 2.79 cm (1.10") de diámetro y 5.08 (2") de altura).

La fricción que se genera en el soporte y en el vástago podría ser tomada en cuenta, aunque es pequeña y relativamente constante para varias intensidades de fuerza.

La veleta unida rígidamente al vástago requiere calibración previa para medir la fricción en el vástago. Es de gran importancia hacer notar que para determinar el valor de la fricción se desarrolló una veleta modificada.

Llamando τ a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro como en su área lateral.

La fórmula que se obtiene es la siguiente:

$$M_{\text{máx}} = \tau \left(\sqrt{DH} \frac{D}{2} + 2 \frac{\sqrt{D^2}}{4} \frac{2}{3} \frac{D}{2} \right) = \sqrt{\tau} \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right)$$

donde

$M_{\text{máx}} = T =$ momento de torsión neto

$\tau = C = q_u/2 =$ resistencia cortante de la arcilla

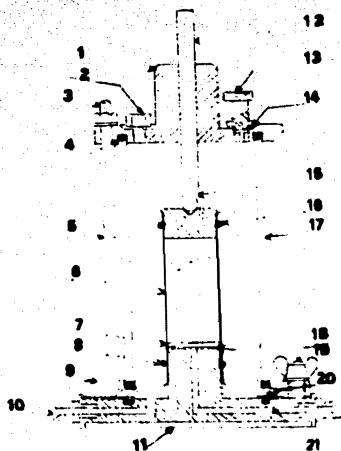
$q_u =$ resistencia última no confinada de la arcilla

$D =$ diámetro de la veleta

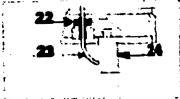
$H =$ altura de la veleta

Si únicamente participa en la prueba un sólo extremo de la veleta, entonces la fórmula a usar es la siguiente:

$$M_{\text{máx}} = \sqrt{C} \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{12} \right)$$



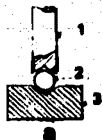
Detalle de la conexión
del drenaje de cabeza



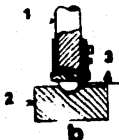
1. TAPA DE BRONCE
2. AGUJERO PARA LLENAR DE ACEITE LA CAMARA CON JUNTAS DE SELLADO
3. EXTENSION PARA SUJETAR EL SOPORTE DEL EXTENSOMETRO
4. JUNTA TORICA DE GOMA
5. TRES BARRAS DE ACERO INOXIDABLE DE 8 MM DE DIAMETRO ESPACIADAS A 120°
6. MUESTRAS DE SUELO DE 40 MM DE DIAMETRO ENVUELTA EN LA MEMBRANA DE GOMA
7. PIEDRA POROSA DE 3 MM (1/8") DE ESPESOR
8. JUNTA TORICA DE GOMA
9. ANILLO DE BRONCE
10. CONEXION CON EL SISTEMA DE PRESION, CON JUNTA DE PRESION O ATORNILLADA O SOLDADA
11. BASE DE BRONCE
12. VASTAGO DE CARGA DE ACERO INOXIDABLE DE 12 MM DE DIAMETRO
13. VALVULA DE ESCAPE DE AIRE
14. JUNTA DE SELLADO
15. ROTULA CONICA DE 120°
16. JUNTA TORICA DE GOMA
17. CILINDRO DE LUCITA DE 100 MM DE DIAMETRO EXTERIOR, 89 MM DE DIAMETRO INTERIOR Y 178 MM DE ALTURA
18. CUATRO RANURAS RADIALES DE 5 MM DE ANCHO POR 0.80 MM DE PROFUNDIDAD
19. TRES PERNOS DE 8 MM DE DIAMETRO REPARTIDOS A 120° CON TUERCAS DE PALOMILLA
20. JUNTAS TORICAS DE GOMA
21. DRENAJE O TUBO DE MEDIDA DE PRESION INTERSTICIAL
22. ANILLO DE HULE
23. TUBO DE POLIETILENO
24. TRES ESPACIADORES A 120°

FIG 2.1.- CAMARA TRIAXIAL PARA MUESTRAS DE 3.6 CM DE DIAMETRO

(BISHOP - HENCKEL, 1957)



1. VASTAGO DE CARGA DE 1.27 CM DE DIAMETRO
2. BALINES DE ACERO INOXIDABLE DE 1.27 CM DE DIAMETRO
3. DISCO DE LUCITA DE 3.6 CM DE DIAMETRO

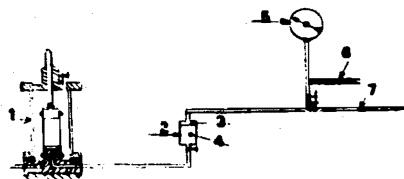


1. VASTAGO DE CARGA DE 1.27 CM DE DIAMETRO
2. DISCO DE LUCITA DE 3.6 CM DE DIAMETRO
3. APOYO DELGADO DE BRONCE
4. MEDIO BALIN DE ACERO INOXIDABLE DE 1.27 CM DE DIAMETRO



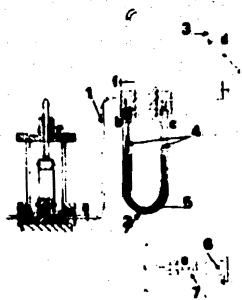
1. VASTAGO DE CARGA DE 1.27 CM DE DIAMETRO
2. GUIA DE ACERO INOXIDABLE
3. BALIN DE ACERO INOXIDABLE DE 1.27 CM DE DIAMETRO
4. DISCO DE LUCITA DE 3.6 CM DE DIAMETRO

FIG 2.2.- CABEZAS DE CARGA PARA MUESTRAS DE 3.6 CM DE DIAMETRO
(BISHOP - HENCKEL, 1957)



1. CAMARA TRIAXIAL
2. VASO
3. AIRE COMPRIMIDO
4. AGUA
5. INDICADOR DE LECTURAS
6. AL TUBO DE MERCURIO
7. CONEXION QUE VIENE DEL COMPRESOR

FIG 2.3.- DIAGRAMA DEL SISTEMA PARA APLICAR PRESION DE CONFINAMIENTO USADO ACTUALMENTE EN EL LABORATORIO DE LA DESFI



1. TUBO FLEXIBLE DE COBRE LLENO DE AGUA
2. TUBO CAPILAR DE VIDRIO
3. MANOMETRO DE PRESION
4. AGUA
5. MERCURIO
6. AGUA
7. TORNILLO DE CONTROL
8. BURETA

FIG 2.4.- METODO DE DESPLAZAMIENTO NULO DE MEDICION DE PRESION DE PORO

(BISHOP - HENCKEL, 1957)

1. VALVULA "a"
2. TUBO FLEXIBLE DE COBRE
3. VALVULA "f"
4. TUBO CAPILAR DE VIDRIO
5. AGUA
6. MERCURIO
7. AGUA
8. AL MANOMETRO DE PRESION Y TORNILLO DE CONTROL

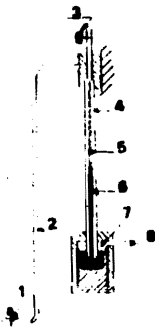


FIG 2.5.- INDICADOR DE DESPLAZAMIENTO NULO MODIFICADO DE MEDICION DE PRESION DE PORO

(BISHOP - HENCKEL, 1957)

- 1) Control de Presión de la cámara
- 2) Abrazadera
- 3) Bureta de 10 c.c.

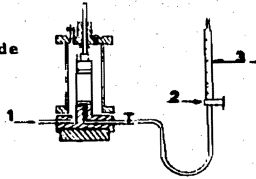
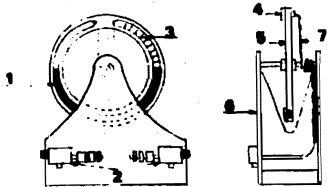


FIG. 2.6 METODO PARA MEDICION DE CAMBIO VOLUMETRICO DE MUESTRAS TOTALMENTE SATURADAS (BISHOP-HENCKEL, 1957)



- 1) Mercurio
- 2) Válvulas
- 3) Escala de Papel
- 4) Placa de Lucita
- 5) Cuerpo de Lucita
- 6) Estructura de Madera
- 7) Tubo de polietileno de 1 mm de diámetro

FIG. 2.7 INDICADOR DE CAMBIO DE VOLUMEN USADO EN MUESTRAS DE 3.6 CM DE DIAMETRO TRABAJANDO BAJO PRESION (BISHOP-HENCKEL, 1957)

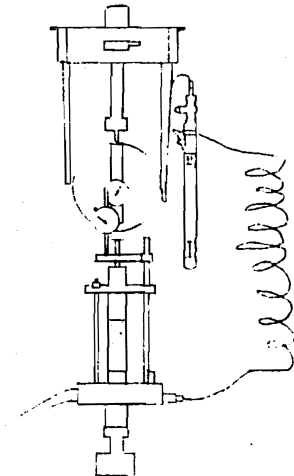


FIG. 2.8 DISPOSICION DE LA CAMARA TRIAXIAL Y ANILLO EN LA MAQUINA DE ENSAYE EN PRUEBAS NO DRENADAS EN MUESTRAS DE 3.6 CM (BISHOP-HENCKEL, 1957)

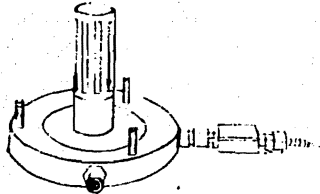


FIG 2.9.- DREN DE PAPEL FILTRO MONTADO EN MUESTRAS DE 3.6 CM
(BISHOP - HENCKEL, 1957)

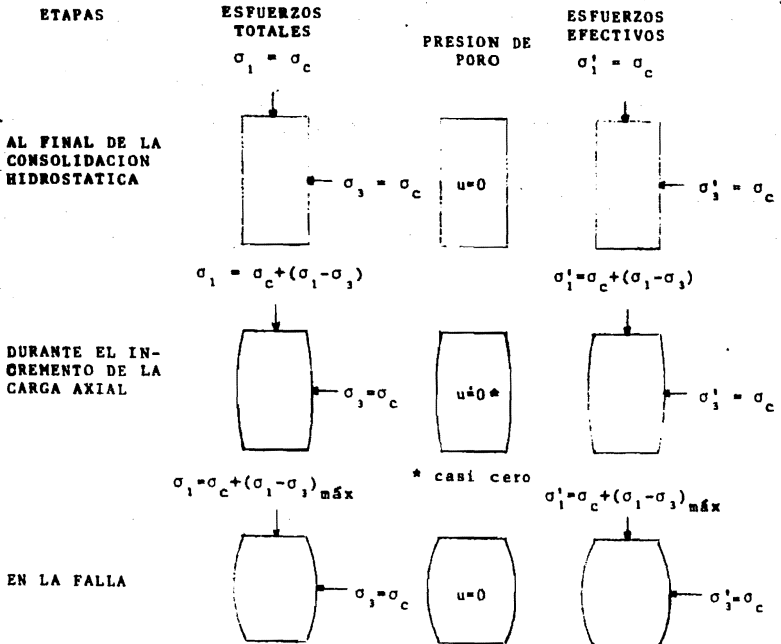


FIG 2.10.- CONDICIONES DE ESFUERZO EN EL ENSAYE TRIAXIAL "CD"

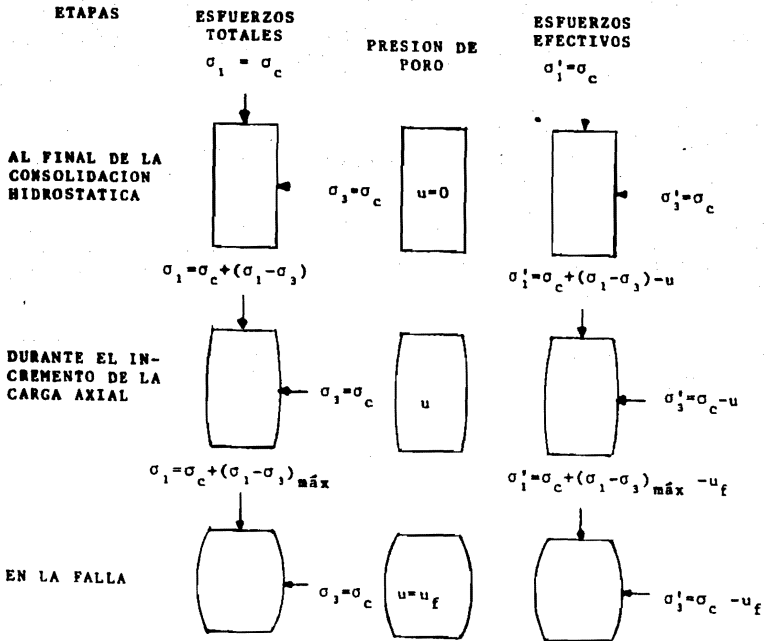


FIG 2.11.- CONDICIONES DE ESFUERZO EN EL ENSAYE TRIAXIAL "CU"

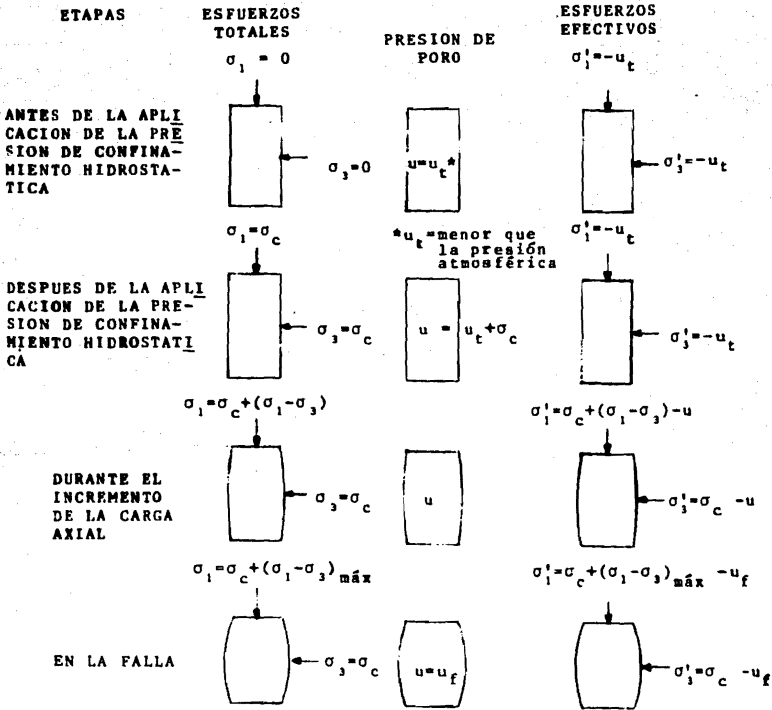


FIG 2.12.- CONDICIONES DE ESFUERZO EN EL ENSAYE TRIAXIAL "UU" ARCILLA 100% SATURADA

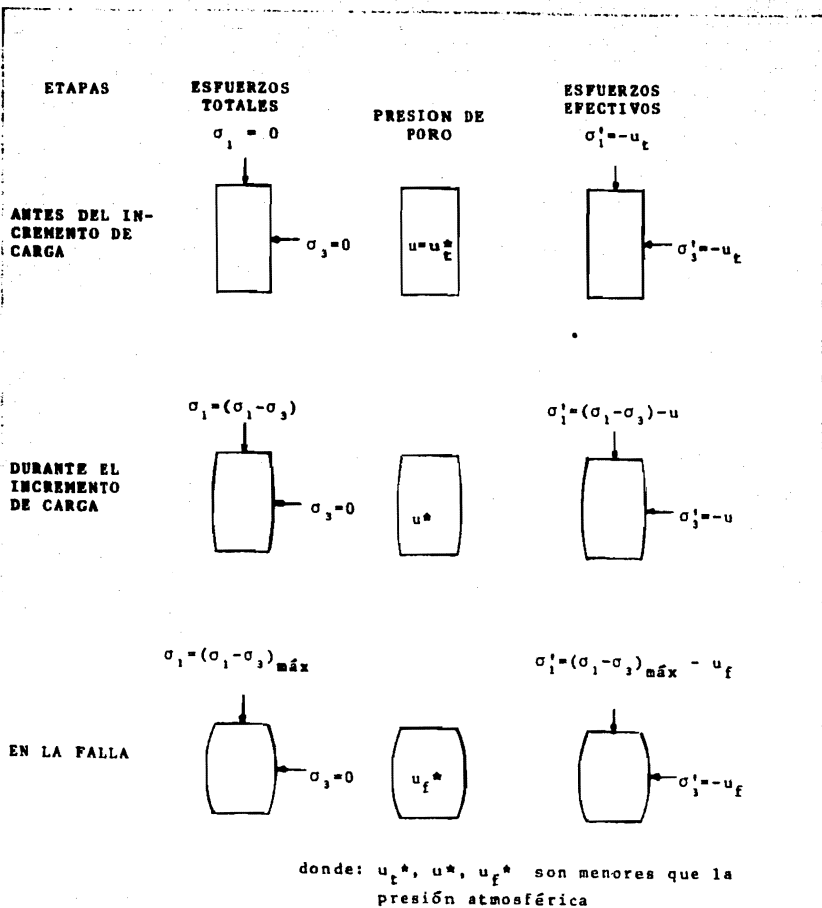


FIG 2.13.- CONDICIONES DE ESFUERZO EN EL ENSAYE TRIAXIAL DE COMPRESION NO CONFINADA

1. CUADRANTE DE DEFORMACIONES VERTICALES
2. TENSION VERTICAL
3. ESFUERZO CORTANTE
4. ARMADURA SUPERIOR MOVIL
5. ARMADURA INFERIOR FIJA
6. CUADRANTE PARA DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES
7. PIEDRA POROSA SUPERIOR
8. PIEDRA POROSA INFERIOR

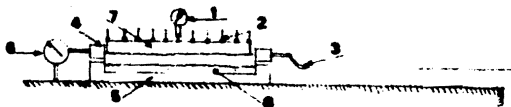
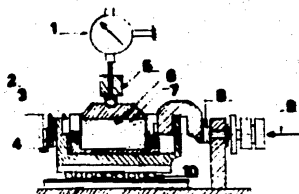
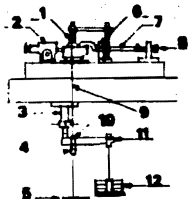


FIG 2.14.- ESQUEMA DE UN APARATO DE CORTE DIRECTO DEL TIPO ESFUERZO CONTROLADO



SECCION DE CAJA DE CORTE

1. MICROMETRO PARA DEFORMACION VERTICAL
2. AGUA QUE RODEA LA CAJA DE CORTE
3. DISPOSITIVO DE TRACCION
4. GATO DE CARGA
5. YUGO DE CARGA
6. PIEDRA PÓBOSA
7. REJILLA DE LATON PERFORADA
8. DISPOSITIVO DE TRACCION
9. ESFUERZO CORTANTE MEDIDO CON UN ANILLO
10. COJINETES



DISPOSICION DEL SISTEMA

1. YUGO
2. GATO DE CARGA MOVIDO POR MOTOR ELECTRICO Y CAJA DE VELOCIDADES
3. GATO DE USILLO
4. YUGO
5. PESAS PARA PRESIONES NORMALES PEQUEÑAS
6. GUIA DE COJINETES
7. ANILLO
8. TORNILLO DE AJUSTE
9. BARRAS DE UNION
10. CUCHILLOS
11. PALANCA 5 A 1
12. PESAS PARA PRESIONES NORMALES

FIG 2.15.- APARATO DE CAJA DE CORTE DIRECTO DE DEFORMACION CONTROLADA, TIPO BISHOP, CON DISPOSITIVO DE TRACCION PARA INVERTIR EL SENTIDO DEL RECORRIDO

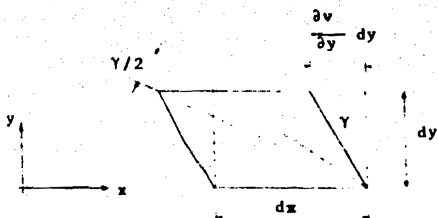


FIG 2.16.- CORTE SIMPLE

1. ESFUERZO CORTANTE
2. MUESTRA DE SUELO
3. MEMBRANA DE LATEX
4. ESFUERZO NORMAL
5. DRENAJE
6. ESPIRAL DE HILO DE CONSTANTAN
7. PIEDRAS POROSAS
8. DRENAJE
9. BASE

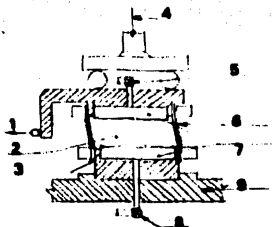
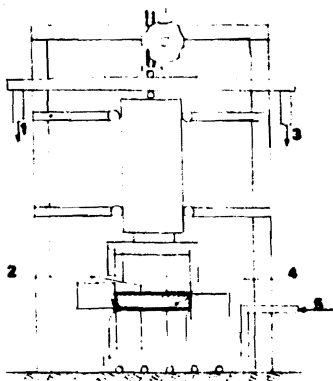


FIG 2.17.- ESQUEMA DEL APARATO DE CORTE SIMPLE ESCANDINAVO



1. CARGA VERTICAL
2. ARTICULACIONES
3. CARGA VERTICAL
4. MUESTRA DE SUELO
5. FUERZA HORIZONTAL

FIG 2.18.- APARATO DE CORTE SIMPLE DE ROSCOE

- 1) ANILLO DE TORSION
- 2) EXTENSOMETRO PARA REGISTRAR MOMENTOS DE TORSION
- 3) DISCO GRADUADO DE 5 EN 5 GRADOS
- 4) INDICADOR DE TORSION
- 5) TUBERIA DE 20.3 CM (8") CON SALIENTES LATERALES PARA ANCLAR EL SISTEMA DE TORSION
- 6) VASTAGO DE TORSION
- 7) VASTAGO "A" PARA APLICAR MOMENTO DE TORSION CON LONGITUD MAYOR DE 152.5 CM (5')
- 8) TUBERIA "BX" PARA ALOJAR EL VASTAGO DE TORSION Y EL VASTAGO "A"
- 9) VASTAGO DE LA VELETA
- 10) TUBERIA "BX" CONTIENIENDO BUSHING Y SELLADOR PARA EVITAR EL PASO DEL AGUA HACIA LA VELETA
- 11) DIMENSIONES DE VELETAS: $\phi=5.1\text{CM}$, $L=10.2\text{CM}$; $\phi=7.6\text{CM}$; $L=15.2\text{CM}$; $\phi=10.2\text{CM}$; $L=20.3\text{CM}$
- 12) ORIFICIO ABIERTO DURANTE EL ENGRASADO
- 13) ANILLO-SELLO DE HULE
- 14) CAMARA DE GRASA
- 15) DISPOSITIVO PARA GRASA
- 16) ANILLO-SELLO DE HULE

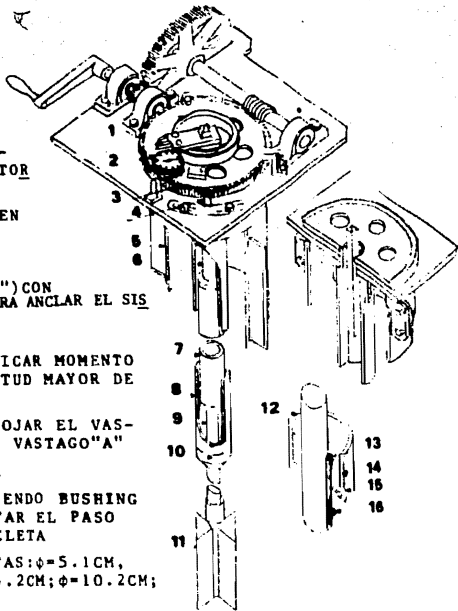


FIG. 2.19 VELETA DE CORTE DEL BUREAU OF RECLAMATION
(GIBBS 1956)

CAPITULO 3. PRESENTACION E INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS EN DISTINTOS TIPOS DE ENSAYE

El ingeniero civil frecuentemente se encuentra frente a un gran número de interrogantes al tratar de definir los parámetros que deberá utilizar en el diseño de obras de ingeniería civil en los diferentes tipos de suelo; por este motivo en este capítulo se pretende resumir en forma clara, breve y sencilla las características cualitativas y cuantitativas más sobresalientes de los suelos vistos a través de parámetros y sus relaciones con problemas de resistencia y deformación.

3.1 Suelos Cohesivos

Los suelos cohesivos lo forman todos aquéllos cuyas propiedades físicas y mecánicas dependen en forma determinante de las características mineralógicas de sus granos, en especial de las fuerzas de atracción molecular y de las de tensión superficial del agua. Si encuadramos estos suelos dentro del Sistema Unificado

de Clasificación de Suelos (SUCS), en general serán aquéllos que pasan la malla No. 200 (0.074 mm), como los limos inorgánicos, arcillas inorgánicas y limos y arcillas orgánicos.

Las características de resistencia al cortante de las arcillas pueden expresarse por la ecuación propuesta por Mohr Coulomb, en el año de 1773:

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

en donde

S = resistencia al cortante

C = cohesión aparente

σ = esfuerzo total normal al plano de falla

ϕ = ángulo de fricción interna

Las características de resistencia al cortante de las arcillas también pueden expresarse por la ecuación de Coulomb, modificada en 1937 por Hvorslev, la cual está expresada en términos de esfuerzos efectivos, quedando como sigue:

$$S = C' + \sigma' \tan \phi$$

en donde

C' = cohesión verdadera

$\sigma' = (\sigma - U)$ = esfuerzo efectivo normal al plano de falla

Las ecuaciones anteriores establecen que la resistencia al cortante, sobre cualquier plano que pasa a través de un punto, en una masa de suelo sujeta a esfuerzos, estarán actuando en general un esfuerzo normal al plano (σ) y un esfuerzo cortante (τ);

y que la falla ocurrirá en el plano en donde el esfuerzo cortante (τ), exceda la resistencia cortante S . Además, dichas ecuaciones establecen que la resistencia al cortante está compuesta de dos partes conocidas como parámetros que son:

1. La cohesión, cuya magnitud en suelos saturados depende del contenido de agua en el punto considerado (de lo anterior se concluye que en una masa de suelo la cohesión varía de punto a punto)
2. Resistencia friccionante, cuya magnitud es proporcional al esfuerzo efectivo normal sobre los planos a través del punto en consideración

3.1.1 Problemas de resistencia al cortante de arcillas saturadas bajo condiciones drenadas

Existen dos posibles enfoques para el análisis de problemas de resistencia relacionados con la generación de presión de poro:

El primero consiste en medir la presión de poro, con lo cual se calculan los esfuerzos efectivos, para luego expresar la resistencia al cortante como una función de dichos esfuerzos efectivos. Este procedimiento es ventajoso ya que es directo y fácil de entender; sin embargo, presenta el inconveniente de que no es tarea fácil obtener mediciones correctas de presión de poro, ni se cuenta con procedimientos confiables para predecirla.

El segundo método consiste en controlar las condiciones de drenaje durante la prueba, donde la presión de poro generada durante

te el corte es una función de las condiciones de drenaje ya que controlando estas condiciones, se controlan indirectamente las presiones de poro, y aunque no se conoce la magnitud de estas presiones de poro, se obtiene una relación útil entre resistencia cortante y esfuerzo normal total para las condiciones de drenaje dado.

3.1.2 Características de resistencia de muestras alteradas e inalteradas de arcilla 100% saturadas

a) Pruebas consolidadas-drenadas "CD" en compresión triaxial

El círculo de resistencias o de falla de Mohr, en una prueba con solidada drenada es llamado círculo "CD" o "S" (el círculo de resistencias de Mohr es la representación gráfica del estado de esfuerzos en un punto del suelo, así los esfuerzos en un punto "A" se ilustran en la fig 3.1). La envolvente a una serie de círculos "CD" o "S" es llamada envolvente de resistencias "CD" o "S" y es prácticamente la misma si se obtiene en términos de esfuerzos totales o de esfuerzos efectivos ya que las presiones de poro son despreciables durante el incremento del esfuerzo del viador.

En arcillas remoldeadas en el límite líquido la envolvente "CD" es generalmente una línea recta que pasa a través del origen y el ángulo de inclinación de esta recta es el llamado ángulo de fricción interna ϕ , fig 3.2 (el límite líquido se dice que indica el contenido de agua para el cual el suelo tiene una cierta consistencia con una resistencia al cortante de 25 g/cm²).

En arcillas inalteradas la envolvente "CD" para esfuerzos normales mayores que la presión de preconsolidación " σ'_a " (en una curva de compresibilidad dibujada en escala semilogarítmica la carga de preconsolidación se encuentra en una zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen), es una línea recta que pasa a través del origen. La inclinación de la línea recta cuya extensión punteada pasa por el origen define el ángulo de fricción interna ϕ . Para esfuerzos normales menores que la presión de preconsolidación la envolvente "CD" tiene un tramo curvo ubicado ligeramente encima de la prolongación punteada de la línea recta, fig 3.3.

Los valores promedio del ángulo de fricción interna en arcillas se encuentra dentro del rango de 20 grados para arcillas altamente plásticas a 30 grados para arcillas limosas.

Para ampliar un poco más el conocimiento sobre pruebas "CD" se presenta en seguida un diagrama de resistencia al cortante en el que se correlacionan la curva de consolidación para un contenido de agua cualquiera con las curvas de cohesión y envolvente de resistencias, fig 3.4.

En esta figura se muestran los resultados de tres estados de una prueba consolidada-drenada, efectuada en muestras cohesivas normalmente consolidadas bajo una presión de confinamiento σ_c . Para cada estado, los esfuerzos cortantes y los esfuerzos normales en planos diferentes a través de la muestra se indican por los círculos de Mohr y las resistencias al esfuerzo cortan-

te en los planos son dados por las líneas de falla. Aquí se muestra que el contenido de agua (W), decrece según se incrementa el esfuerzo principal mayor y por consiguiente la cohesión se incrementa y la envolvente de resistencias sube. Durante la prueba la resistencia se incrementará de acuerdo al incremento de la carga axial. Por su parte los esfuerzos cortantes observan un incremento más rápido y cuando la carga axial ha alcanzado un cierto valor ocurrirá la falla.

b) Pruebas consolidadas-no drenadas "CU" en compresión triaxial

El círculo de resistencia en términos de esfuerzos totales resultante de una prueba consolidada no drenada es llamado círculo "CU" o " R_c ". La envolvente de resistencias a una serie de círculos "CU" o " R_c " es llamada envolvente "CU" o " R_c ".

En arcillas remoldeadas en el límite líquido las envolventes "CU" son líneas rectas que pasan a través del origen, y el ángulo de inclinación de esta recta es el ángulo de fricción interna ϕ .

En arcillas inalteradas la envolvente "CU" para esfuerzos normales mayores que aproximadamente dos veces la presión de preconsolidación " $2\sigma'_a$ ", es una línea recta cuya extensión punteada pasa a través del origen. El ángulo de inclinación de la extensión de la línea recta envolvente es el ángulo de fricción ϕ . Para esfuerzos normales menores que dos veces la presión de preconsolidación la envolvente "CU" tiene un segmento curvo ubicada

do ligeramente por encima de la extensión punteada de la línea recta, figura 3.5.

Así también muestras inalteradas de arcilla saturada, pero ahora consolidadas a presiones efectivas de preconsolidación " σ'_a " y " σ'_b ", dieron envolventes de resistencia "CU" horizontales con $\phi=0$, según se muestra en las figuras 3.6a y 3.6b. Además en la figura 3.6c, se observa que los valores de la cohesión se incrementaron de acuerdo al aumento de los valores de la presión efectiva de consolidación (este comportamiento es típico de arcillas compresibles saturadas).

Sin embargo, gravas arcillosas consolidadas a las mismas presiones efectivas de preconsolidación " σ'_a " y " σ'_b ", mostraron envolventes de resistencia "CU" con ángulos de inclinación diferentes de cero, figuras 3.6d y 3.6e. También se observa que en la figura 3.6f, el valor de la cohesión se incrementa mientras que el ángulo de fricción interna decrece con el incremento de la presión efectiva de consolidación (comportamiento típico de suelos parcialmente saturados).

Resumiendo respecto al ángulo de fricción interna de arcillas, éste generalmente es más pequeño para muestras inalteradas, ligeramente mayor en muestras parcialmente alteradas y mayor aún en muestras completamente alteradas.

El círculo de resistencias en términos de esfuerzos efectivos resultante de pruebas consolidadas no drenadas es llamado círculo \overline{CU} o R'_c . La envolvente de resistencias a una serie de círculos \overline{CU} o R'_c es llamada envolvente \overline{CU} o R'_c .

En arcillas remoldeadas en el límite líquido las envolventes de resistencia \overline{CU} , son líneas rectas que generalmente pasan por el origen. El ángulo de inclinación o de fricción interna se designa con la letra ϕ' .

En arcillas inalteradas la envolvente \overline{CU} para esfuerzos efectivos normales mayores que el de preconsolidación es una línea recta cuya extensión punteada pasa por el origen. El ángulo de fricción interna se designa con la letra ϕ' . Para esfuerzos efectivos normales menores que el de preconsolidación, la envolvente de resistencias \overline{CU} tiene un segmento curvo, ubicado ligeramente por encima de la extensión punteada de la línea recta, figura 3.7.

Las posiciones relativas de los círculos para envolventes de resistencia CU y \overline{CU} expresados en términos de esfuerzos totales y efectivos respectivamente se presentan en la figura 3.8, con las siguientes observaciones:

1. Las magnitudes de los diámetros de los círculos de Mohr para las envolventes en términos de esfuerzos efectivos y totales son las mismas ya que $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ es igual a $(\sigma_1 - \sigma_3)$.
2. La presión de poro que actúa, reduce los esfuerzos normales sobre todos los planos por la misma cantidad. El círculo de esfuerzos efectivos \overline{CU} es desplazado horizontalmente a la izquierda del círculo de esfuerzos totales CU por una cantidad igual a la presión de poro de falla (U_f).

3. El ángulo de inclinación del plano de falla (α_f) se determina por el punto de tangencia de las envolventes con sus respectivos círculos \overline{CU} y CU y analíticamente está dado por la ecuación

$$\alpha_f = 45^\circ + \beta/2$$

donde

α_f = ángulo entre el plano de falla y el plano principal mayor

β = ángulo de inclinación de una tangente a la envolvente de resistencias y su punto de tangencia con el correspondiente círculo de resistencias

c) Prueba no consolidada-no drenada "UU" en compresión triaxial

El círculo de resistencias en término de esfuerzos totales para una prueba no consolidada-no drenada es llamado círculo "UU" o "Q". La envolvente a una serie de círculos "UU" o "Q" es llamada envolvente "UU" o "Q".

La resistencia de suelos 100% saturados es independiente de la presión de confinamiento, por lo tanto la envolvente es una línea horizontal recta.

El círculo de resistencias en término de esfuerzos efectivos para una prueba no consolidada-no drenada es llamado círculo \overline{UU} o Q'. La envolvente a una serie de círculos \overline{UU} o Q' es llamada envolvente \overline{UU} o Q'.

Los esfuerzos efectivos son independientes de la presión de confinamiento en estas pruebas saturadas al 100%; por lo tanto en cada una de las pruebas a diferentes presiones de confinamiento se definirá el mismo círculo de Mohr, consecuentemente este círculo es único.

En base al párrafo anterior se concluye que en estas pruebas no es posible determinar la envolvente \overline{UU} . Sólo es posible determinar la envolvente \overline{UU} por sobre un rango limitado de esfuerzos de arcillas parcialmente saturadas.

En la figura 3.9, se muestran los resultados de pruebas no consolidadas no drenadas clasificándoseles en dos tipos:

1. Pruebas en que ϕ es diferente de cero ($\phi \neq 0$)

En este grupo quedan incluidas las arcillas parcialmente saturadas, cantos rodados y areniscas finas. En la mayoría de estos suelos la envolvente es ligeramente curva, figura 3.9a. Existen informes de Golder y Skempton de nueve arcillas parcialmente saturadas, cinco limos saturados (con límite líquido menor que 35) y siete areniscas finas en que los valores de ϕ se encuentran entre 15 a 30 grados.

2. Pruebas en que ϕ es igual a cero ($\phi=0$)

A este grupo pertenecen todas las arcillas saturadas y algunos limos saturados, figura 3.9b. Golder y Skempton (1948), publicaron resultados de 20 arcillas en que ϕ fue cero o no mayor que un grado y donde la cohesión varió desde 0.11 kg/cm^2

(1 1/2 lb/pulg²) hasta 3.12 kg/cm² (45 lb/pulg²) bajo presiones de confinamiento desde cero (prueba de compresión no confinada), hasta 4.22 kg/cm² (60 lb/pulg²). Respecto a la cohesión se observa que en arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas varía con la profundidad, fig 3.10.

d) Prueba de compresión no confinada

Una prueba de compresión no confinada es un caso particular de la prueba no consolidada-no drenada, con la diferencia que no se aplica presión de confinamiento.

Teóricamente la resistencia a la compresión no confinada de especímenes saturados inalterados, debería ser igual a la de pruebas no consolidadas-no drenadas y por lo tanto las envolventes de falla serían también las mismas. Sin embargo, los resultados indican que la resistencia no confinada generalmente es ligeramente menor, especialmente tratándose de suelos fisurados o que fallan a lo largo de planos bien definidos, figs 3.9a y 3.9b. La baja resistencia de especímenes no confinados es probablemente debido a las fracturas a través de las cuales no pueden transmitirse los esfuerzos efectivos y los esfuerzos de tensión del agua de poro.

3.1.3 Características de resistencia de arcillas parcialmente saturadas

En suelos parcialmente saturados un cambio hidrostático en el esfuerzo total produce un cambio en la presión de poro y el esfuerzo efectivo.

a) Prueba consolidada-drenada "CD" en compresión triaxial

En una prueba consolidada drenada si no se aplica contrapresión al agua de poro durante la fase de consolidación habrá aire disuelto en el espécimen al inicio del incremento del esfuerzo desviador. Sin embargo, como el esfuerzo desviador se incrementa tan lentamente no se genera exceso de presión de poro y, por lo tanto, la presencia de aire no disuelto casi no tiene efecto sobre la resistencia.

Desafortunadamente casi no existen datos comparativos de resistencia "CD" de especímenes saturados con parcialmente saturados.

El término *Contrapresión* citado anteriormente, consiste en inyectar agua a presión a la muestra aumentando en igual magnitud el esfuerzo de confinamiento σ_c , con el objeto de llenar los espacios de aire por agua. También puede usarse para contrarrestar la presión negativa que se genera en el caso de muestras sometidas a pruebas de compresión no confinada.

b) Prueba consolidada-no drenada "CU" en compresión triaxial

En una prueba consolidada no drenada si no se aplica contrapresión al agua de poro durante la fase de consolidación habrá aire no disuelto en el espécimen al inicio del incremento del esfuerzo desviador. Si durante el cortante el espécimen tiende a aumentar de volumen, se inducirán presiones negativas en el agua de poro, el efecto del aire será permitir que ocurra incremento en la relación de vacíos y tanto los esfuerzos efectivos como la resistencia serán más pequeños que para un espécimen

saturado. Si durante el cortante el espécimen tiende a reducir de volumen, se inducirán presiones positivas en el agua de poro, el efecto del aire será permitir que ocurra decremento de la relación de vacíos y tanto los esfuerzos efectivos como la resistencia serán mayores que para un espécimen saturado.

c) Prueba no consolidada-no drenada "UU" en compresión triaxial

Los esfuerzos efectivos en una prueba no consolidada no drenada dependen de la presión hidrostática de confinamiento; por lo tanto, las características de resistencia así como esfuerzo-deformación dependen de dicha presión de confinamiento. Es por esta razón que las envolventes "UU" para suelos parcialmente saturados no son líneas horizontales rectas, como lo es para suelos saturados. Sin embargo, si la presión de confinamiento es lo suficientemente grande el aire no disuelto en el suelo será empujado dentro de la solución y aumentará la presión de confinamiento, pero no tendrá efecto sobre las características de resistencia y esfuerzo-deformación. Envolventes típicas "UU" para arcillas parcialmente saturadas se muestran en la figura 3.9a.

d) Prueba de compresión no confinada

La prueba de compresión no confinada no es útil para determinar la resistencia de arcillas parcialmente saturadas (tampoco para arcillas con superficies de falla o fisuradas).

3.1.4 Resistencia de muestras alteradas

Se dice que una muestra ha sido alterada cuando cambian sus propiedades físicas debido a cualquier perturbación mecánica de su estructura. Esta perturbación puede causarse por cambio en los esfuerzos *in situ*, avance de la perforación, desplazamiento del suelo por el tubo muestreador, deformaciones durante la transportación, manejo y almacenamiento de la muestra, deformaciones durante el labrado del espécimen y por cambios en el contenido de agua.

a) Pruebas consolidadas no drenadas "CU"

En arcillas cuya sensibilidad (S), es mayor que 1, la resistencia "CU" de un espécimen parcialmente alterado es mayor que la resistencia "CU" de un espécimen inalterado ($(S) = q_u/q_r$, donde q_u es la resistencia a la compresión no confinada en estado inalterado y q_r es la resistencia a la compresión no confinada en estado remoldeado). Además, se debe tener presente que la resistencia "CU" *in situ* es menor que la resistencia "CU" de un espécimen inalterado ensayado en laboratorio.

En este caso la resistencia de especímenes parcialmente alterados es mayor porque:

1. la arcilla se hace más compresible por la alteración
2. el espécimen parcialmente alterado se consolida a una menor relación de vacíos durante la fase de consolidación de una prueba "CU"
3. las presiones de poro son más pequeñas ya que los esfuerzos efectivos son lo bastante grandes para mantener

las relaciones de vacíos más pequeñas durante el cor-
tante

4. los esfuerzos efectivos son más grandes durante el cor-
tante y, por tanto, la resistencia del espécimen par-
cialmente alterado es mayor

b) Pruebas no consolidadas-no drenadas y de compresión no con-
finada

En arcillas cuya sensibilidad es mayor que 1, las resistencias "UU" y la no confinada de especímenes parcialmente alterados son generalmente menores que la resistencia de un espécimen inalterado. Por otro lado, se espera que la resistencia de un espécimen *in situ* sea mayor que la resistencia de un espécimen perfectamente inalterado tomado para muestreo en laboratorio. Si el suelo es insensitivo la perturbación de la muestra podría no tener ningún efecto sobre la resistencia no consolidada no drenada y la no confinada.

c) Análisis comparativo de resistencias "CD", "CU" y "UU" de
muestras parcialmente alteradas (fig 3.11)

La envolvente "CD" es probablemente afectada en una cantidad despreciable por la alteración de la muestra (no existen datos experimentales acerca de esta afirmación).

La resistencia consolidada no drenada es incrementada en todas las presiones de confinamiento como resultado de la perturbación de la muestra. Por tanto, la envolvente de resistencia "CU"

de muestras parcialmente perturbadas, caerá por encima del de una muestra inalterada. Especímenes ensayados en pruebas "CU" y "UU" tendrán la misma resistencia a una presión de consolidación (o confinamiento) σ'_a que sea mucho más pequeña que la presión de preconsolidación σ'_a .

La resistencia "UU" se reduce a una cantidad constante para todas las presiones de confinamiento en muestras perturbadas.

3.1.5 Resistencia de muestras inalteradas (figura 3.12)

En este análisis se acepta que el suelo está normalmente consolidado *in situ* bajo esfuerzo hidrostático y que la muestra no sufre alteración al extraerla del terreno.

En una muestra inalterada el esfuerzo efectivo hidrostático *in situ* podría ser σ'_a , por lo tanto:

a) Un espécimen ensayado bajo condiciones "CD" a la presión efectiva de consolidación σ'_a , tendrá una mayor resistencia debido al decremento de volumen durante el incremento del esfuerzo desviador; mientras que en las correspondientes pruebas "CU" y "UU" el decremento de volumen es impedido y se generan presiones de poro, reduciendo como consecuencia los esfuerzos efectivos y también la resistencia.

b) Un espécimen ensayado bajo condiciones "CU" a una presión efectiva hidrostática de consolidación igual a σ'_a , tendrá la misma resistencia que un espécimen no consolidado no drenado

"UU" ensayado a la misma presión de confinamiento, pues no habrá cambio en el contenido de agua durante la fase de consolidación en la prueba "CU".

c) A presiones de consolidación mayores que σ'_a , la resistencia "CD" es mayor que la resistencia "CU", debido al decremento de volumen que se produce durante el incremento del esfuerzo desviador en la prueba "CD"; mientras que en la prueba "CU" al impedir el decremento de volumen se generan presiones de poro positivas y como consecuencia se reducen los esfuerzos efectivos y la resistencia.

d) La resistencia "CU" también a una presión efectiva de consolidación mayor que σ'_a , será mayor que la resistencia "UU" a la misma presión de confinamiento, debido al decremento en la relación de vacíos efectuada durante la fase de consolidación de la prueba "CU".

e) A una presión hidrostática efectiva de consolidación menor que σ'_b , la resistencia "CU" es menor que la resistencia "UU" a la misma presión de confinamiento, debido al incremento en la relación de vacíos que se produce en la prueba "CU" durante la fase de consolidación.

f) Para presiones efectivas de consolidación menores que σ'_b , la resistencia "CD" es menor que la resistencia "CU", debido a que en esta prueba "CU" durante el incremento del esfuerzo desviador la tendencia es de incremento de volumen, lo cual induce

presiones de poro negativas en el espécimen y por lo tanto se incrementan los esfuerzos efectivos ocasionando que la resistencia "CU" sea mayor que la resistencia "CD".

3.1.6 Diversos factores que afectan la resistencia al esfuerzo cortante

a) Velocidad de deformación

Investigaciones de A. Casagrande han mostrado que la resistencia de arcillas depende en forma apreciable de la velocidad de deformación.

La velocidad de deformación afecta la relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y esfuerzos efectivos (caso de envolventes de resistencia "CD" o " \overline{CU} "), así como la generación de presión de poro durante el incremento del esfuerzo desviador en pruebas "CU" y "UU".

Datos experimentales limitados, indican que el efecto sobre la relación resistencia al cortante y esfuerzo efectivo normal es muy pequeña. Gibson y Henckel (1954) encontraron un ligero decremento de la resistencia "CD" con decremento de la velocidad de deformación (para velocidades de deformación menores que las requeridas para una completa disipación de presión de poro). La razón de este decremento se desconoce pero se le puede atribuir a la viscosidad de las capas de agua absorbidas que rodean a las partículas de arcilla. A. Casagrande y Rivard (1959) encontraron un ligero incremento de la resistencia "CD" en una

arcilla altamente plástica con decremento de la velocidad de de formación. Este incremento de resistencia se le atribuye a un decremento de la relación de vacíos, resultado de una consolidación secundaria bajo carga muy lenta. Bjerrum, Simons y Torblaa (1958), Crawford (1959) y Parcher encontraron una ligera caída de resistencia en la envolvente " \overline{CU} " con decremento de la velocidad de deformación. Tal caída puede atribuirse a la viscosidad de las capas de agua absorbida.

Taylor (1943), Casagrande y Wilson (1949) han investigado la influencia de muy bajas velocidades de deformación en arcillas y concluyen que la resistencia al esfuerzo cortante cae entre un 15% a un 30% más abajo que los valores medidos normalmente.

En pruebas "UU" la variación de la velocidad de deformación tiene poca consecuencia; así, pruebas efectuadas por Skempton y Bishop indican que las diferencias en resistencia obtenidas de pruebas cinco veces más rápidas y cinco veces más lentas que las velocidades estándar (aproximadamente 10 minutos a la falla) no ascienden más que aproximadamente un 5% y hasta un 10% en casos extremos, aun para contenidos de agua de la muestra iguales al límite líquido.

b) Influencia del tiempo

La resistencia de un estrato de suelo depende del tiempo de diferentes maneras.

La resistencia de un estrato de suelo que está soportando carga cambia al pasar de resistencia no drenada a resistencia drenada

a una velocidad que depende del coeficiente de consolidación o de dilatación y de la longitud de las trayectorias de drenaje. En los problemas de cimentación la carga se incrementa y en los problemas de excavación o corte, la carga decrece dando como resultado cambios en la presión de poro.

Skempton en la Cuarta Conferencia de Rankine (1964) mostró que los parámetros de resistencia al cortante de arcillas preconso-lidadas de baja plasticidad, calculados de deslizamientos y apo-yados en conocimientos de presión de poro de campo, difieren ra-dicalmente de los valores de máxima resistencia medidos en labo-ratorio y entre los factores que contribuyen a esta discrepancia se encuentra el tiempo que afecta substancialmente los valores pico de los parámetros de resistencia.

c) Tiempo de consolidación en pruebas "CU"

Taylor y Stevens (1953) ejecutaron pruebas "CU" en el aparato de corte directo usando una técnica especial y encontraron que la resistencia "CU" se incrementó con incremento del tiempo de consolidación del espécimen. Este incremento en resistencia es debido probablemente al hecho que los especímenes consolidados a tiempos mayores alcanzan una relación de vacíos más pequeña como resultado de una consolidación secundaria. Así pues, las más pequeñas relaciones de vacíos al inicio del incremento del esfuerzo desviador, los esfuerzos efectivos más grandes requeri-dos para mantener al espécimen en equilibrio a esa relación de vacíos y la generación de presiones de poro más pequeñas dan origen a una resistencia mayor.

d) Contenido de agua inicial

Si muestras de arcilla son consolidadas al mismo contenido de agua inicial darán como resultado una sola curva resistencia-contenido de agua; de la misma manera que de diferentes contenidos de agua inicial resultarán curvas de consolidación diferentes y, por lo tanto, habrá una curva de resistencia-contenido de agua para cada contenido de agua inicial.

La figura 3.13, muestra las curvas de resistencia-contenido de agua resultante de series de pruebas de corte directo con dos diferentes contenidos de agua inicial; para cada serie de resistencias se encuentra que estas caen sobre una curva que es independiente del método de prueba y se observa también que las curvas resistencia-contenido de agua son aproximadamente paralelas a sus respectivas curvas de consolidación, además, el suelo más cohesivo tiene su pendiente menos pronunciada y es dependiente del contenido de agua inicial.

e) Consolidación no hidrostática en pruebas "CU"

Los especímenes consolidados no drenados "CU" en pruebas de rutina de laboratorio son consolidados bajo presión de confinamiento hidrostática; sin embargo, la consolidación en campo es no hidrostática y bajo un estrato cualquiera de suelo, los esfuerzos efectivos sobre una partícula de suelo serán diferentes tanto en la dirección vertical como horizontal. Así, en la vecindad de puntos de taludes pueden haber muy grandes diferencias entre los esfuerzos principales efectivos mayor y menor. No se

pueden adelantar conclusiones acerca de la influencia de la consolidación no hidrostática sobre la resistencia "CU", ya que es muy poca la investigación que se ha hecho acerca de este efecto. Lowe y Karafiath (1960) han llevado a cabo alguna investigación sobre este tema en relación al diseño de presas.

f) Esfuerzo principal intermedio

La variación del esfuerzo principal intermedio (σ_2) entre sus valores límites, esfuerzo principal mayor (σ_1) y esfuerzo principal menor (σ_3), puede afectar la relación entre la resistencia al cortante y esfuerzo efectivo normal (envolventes de resistencia "CD" o " \overline{CU} ") y puede afectar a la generación de presión de poro durante el incremento del esfuerzo desviador en pruebas "CU" y "UU".

Como es prácticamente imposible determinar el valor de σ_2 en la mayoría de problemas de estabilidad en mecánica de suelos aplicada, es usual despreciar su efecto y para medir la resistencía al cortante en la prueba triaxial se acostumbra tomar el valor de σ_2 igual a σ_3 .

3.1.7 Comportamiento esfuerzo-deformación

Definiciones. El propósito de definir los siguientes conceptos es con el objeto de proporcionar un mejor entendimiento acerca de las principales variables que afectan la forma de las curvas esfuerzo-deformación de los suelos.

1. Suelo.- Es toda masa de partículas que son el producto de la descomposición y desintegración de las rocas y material orgánico mediante un proceso natural.
2. Estructura del suelo.- Se refiere a la distribución y orientación de las partículas en una masa de suelo (Lambe, 1953) y a las fuerzas de interacción de unas respecto a otras (Marsal, 1967).
3. Estado del suelo.- Quedará definido por la relación de vacíos (e) y el esfuerzo efectivo principal menor (σ'_3) para un momento cualquiera durante una prueba, figura 3.14.
4. Comportamiento contractivo y dilatante de los especímenes.- Un espécimen se dice que es contractivo si tiende a reducir su volumen cuando se incrementa el esfuerzo cortante durante una prueba; y es dilatante si tiende a incrementar su volumen cuando el esfuerzo cortante se incrementa (Casagrande y Poulos, 1964).
5. Estado establecido de deformación.- Es el estado en que una muestra de suelo de cualquier forma o composición se deforma continuamente bajo un estado de esfuerzo efectivo constante a velocidad constante y relación de vacíos constante o relación de vacíos de estado establecido de deformación.
6. Método de carga.- Es la manera como un espécimen es llevado a la falla. Los cambios en el esfuerzo efectivo normal y el esfuerzo cortante causados por cualquier método de carga son convenientemente seguidos dibujándolos en un diagrama de Mohr en forma de trayectoria de esfuerzos, figura 3.15 (una trayectoria de

esfuerzos muestra como cambia la posición del punto superior del círculo de Mohr durante la prueba).

3.1.8 Estimaciones cualitativas de los factores que determinan la forma de las curvas esfuerzo-deformación

Los factores de más importancia que determinan la forma de las curvas esfuerzo deformación de los suelos son:

- 1) El tipo de suelo (en particular mineralogía y forma de los granos)
- 2) Estructura inicial
- 3) Estado inicial, y
- 4) Método de carga

Cada parte de una curva esfuerzo-deformación es afectada en diferente grado por cada uno de estos factores; así, de acuerdo con Poulos (1971), podría imaginariamente dividirse una de estas curvas en tres zonas, donde la zona I, quedara limitada entre el origen y el punto pico, la zona II, entre el punto pico y el punto en que se alcanza el estado establecido de deformación y la zona III, a partir de este último punto en adelante. La zona I es influenciada por los cuatro factores, pero es predominante la influencia de la estructura inicial y el estado inicial. En la zona II las grandes deformaciones actúan crecientemente sobre la estructura y estado iniciales y la caída en magnitud del esfuerzo cortante es determinada principalmente, por el estado inicial y por la forma de los granos. En la zona III el rompimiento de

los granos que se ha generado en torno al punto máximo se detiene alcanzándose una "estructura" de estado establecido de deformación y donde tanto la estructura inicial como el estado inicial están tan alterados por el proceso de carga que ya no influyen más sobre el esfuerzo cortante, pero sí continúan influyendo sobre la deformación.

A) Ejemplos de curvas esfuerzo deformación obtenidas de pruebas "CD"

1. Arcilla altamente contractiva (normalmente consolidada)

- Aparato de prueba.- Disco anular
- Sistema de esfuerzos.- Cortante por rotación
- Suelo ensayado.- Lutita, secada al aire y remoldeada a contenido de agua inicial $W_i = 61\%$, índice de liquidez 0.80 ; límite líquido L.L. = 71; índice de plasticidad $I_p = 49$; 73% del suelo menor que 2 micras; densidad de sólidos $S_g = 2.76$.
- Condiciones de prueba.- Esfuerzo efectivo normal sobre el plano de falla después de la consolidación anisotrópica $\sigma'_{h_a} = 4 \text{ kg/cm}^2$; contenido de agua anisotrópico $W_a = 30.5\%$; relación de vacíos anisotrópico $e_a = 0.84$; velocidad de desplazamiento angular 0.0056 cm/min en la periferia (una rotación en 2.8 días); dimensiones del disco anular; diámetro interior $d_{int} = 5.11 \text{ cm}$, diámetro exterior $d_{ext} = 7.11 \text{ cm}$; espesor del espécimen $H_a = 0.135 \text{ cm}$; grado de saturación $G_w = 100\%$ muestra normalmente consolidada.
- Fuente.- LaGatta (1970)

La curva esfuerzo deformación, figura 3.16a, muestra un pico a extremadamente gran deformación del orden de 63% y luego decrece muy gradualmente de acuerdo a una mayor orientación de los granos hasta alcanzar una deformación angular de 5,260%.

Las deformaciones reales después del punto pico son mucho más pequeñas que las deformaciones en la zona de falla, ya que podría empezar a formarse una zona cortante muy delgada aproximadamente cuando el pico es alcanzado. Por lo tanto, las grandes deformaciones mostradas en la figura corresponden más bien a desplazamiento periférico del aparato; por lo que en estas pruebas, es más propio hablar de desplazamientos que se requieren para alcanzar un punto dado después del pico. Así se tienen desplazamientos de 0.084 cm en el punto "m", de 7.00 cm en el punto "o" y de 23.5 cm en el punto "u". El punto pico como ya se había anotado antes no es el resultado de la dilatación sino de la orientación de los granos. El valor observado de la sensibilidad drenada $(S)_d = \tau_m / \tau_s$, fue de 1.70 (entendiéndose que la sensibilidad es un indicador de la magnitud de los efectos progresivos de falla).

Es de importancia hacer notar que ninguna prueba triaxial ni de corte directo puede ser llevada a suficiente deformación para definir completamente la curva esfuerzo deformación a semejanza de esta prueba.

En el diagrama de cambio de volumen, figura 3.16b se muestra que el volumen decreció a través de toda la prueba, aun después

de haber alcanzado el estado establecido de deformación el volumen continuó decreciendo a muy baja velocidad. Parece probable que el decremento de volumen fue debido a pérdida de suelo a pesar del extremo cuidado que se tuvo durante la prueba.

El máximo valor del esfuerzo cortante es de únicamente $0.22 \sigma'_{h_a}$ (0.88 kg/cm^2) en el punto "m" y de $0.13 \sigma'_{h_a}$ (0.52 kg/cm^2) en el punto "o" con ángulos de fricción interna de 12.5 grados y 7.5 grados respectivamente. Los valores anteriores corresponden en la trayectoria de esfuerzos a valores de τ_h/σ'_{h_a} de 0.22 y 0.13 que se localizan sobre una recta vertical paralela al eje de las ordenadas y estos valores a su vez corresponden a un valor constante de $\sigma'_h/\sigma'_{h_a} = 1$ en el eje de las abscisas.

Finalmente en el diagrama de estado la curva fue también una línea recta vertical para un valor constante de $\sigma'_h/\sigma'_{h_a} = 1$ en el eje de las abscisas y valores variables de $\Delta H/H_a$ en el eje de las ordenadas desde cero en el inicio de la prueba, 2.5% en el punto "m", 7.5% en el punto "o" y aproximadamente 12% en el punto "u". A los valores anteriores corresponden relaciones de vacíos de 0.84 al inicio de la prueba, 0.70 en el punto "o" y 0.62 en el punto "u".

2. Arcilla extra sensitiva (Quick clay)

- Aparato de prueba.- Corte directo
- Sistema de esfuerzos.- Por corte directo
- Suelo ensayado.- Arcilla limosa rápida de Noruega; contenido de agua natural $w_n \approx 46\%$; L.L. ≈ 25 ; $I_p \approx 5$; sensibilidad no

drenada (S)_u = [40 - 150] profundidad Z = 6.30 m (esfuerzo vertical *in situ* $\sigma'_v = 0.60 \text{ kg/cm}^2$); 48% del suelo menor que 2 micras; S_a \pm 2.78 .

- Condiciones de prueba.- $\sigma'_{h_a} = 0.58 \text{ kg/cm}^2$ (igual a la presión efectiva de sobrecarga *in situ*); W_a \pm 43%; e_a \pm 1.19; espesor de la muestra H_a = 1.01 cm; diámetro "φ" = 8.00 cm; velocidad promedio de deformación en el punto "m" 0.024%/min; muestra inalterada.

- Fuente.- Bjerrum y Landva (1966), detalles adicionales de Landva (1962).

La figura 3.17, muestra que la curva esfuerzo-deformación observa un quiebre (Bjerrum y Landva (1966) lo atribuyen a rompimiento de granos ya que observaron caída de la sensibilidad), para un esfuerzo cortante $\tau = 0.22 \sigma'_{h_a}$ (0.13 kg/cm²), aumentando luego a un esfuerzo cortante máximo $\tau_m = 0.4 \sigma'_{h_a}$ (0.23 kg/cm²) para una deformación angular de 42% donde la prueba ya no pudo ser continuada debido a limitaciones del aparato.

Respecto al cambio de volumen este decreció continuamente a través de toda la prueba desde cero hasta un 10% según podría apreciarse en un diagrama de cambio de volumen donde en el eje de las ordenadas se tuviesen valores de decremento de volumen en por ciento y en el eje de las abscisas deformaciones angulares también en por ciento.

En la trayectoria de esfuerzos sobre planos horizontales, los esfuerzos se comportan según una recta vertical para un valor

constante de 1 en la relación de esfuerzos principales efectivos (σ_h^i / σ_h^a) sobre el eje de las abscisas y valores variables en la relación de esfuerzos cortantes a esfuerzo principal efectivo menor (τ_h / σ_h^a), en el eje de las ordenadas donde a valores de cero y 0.40 (puntos inicial y "m"), le corresponden ángulos de fricción interna de cero y 21.9 grados respectivamente.

En el diagrama de estado la curva es una recta vertical para un valor constante de "1" en la relación de esfuerzos principales efectivos (σ_h^o / σ_h^a) sobre el eje de las abscisas y valores variables de decremento de volumen ($\Delta H / H_a$) en por ciento en el eje de las ordenadas donde a valores de cero en el inicio y aproximadamente 10% en el punto "m", le corresponden relaciones de va ci os de 1.19 y 0.98 respectivamente.

Finalmente, no se puede predecir que hubiese ocurrido si la prueba hubiera sido posible continuarla a grandes deformaciones, pero es claro que el esfuerzo cortante se hubiese continuado in cre men tan do, y de acuerdo a Skempton (1964) en suelos con proporción de granos finos iguales a este, el estado establecido de deformación se hubiera alcanzado para ángulos de fricción interna entre 10 y 21 grados, con la posibilidad de que en la curva esfuerzo deformación se manifestara un pico con una sensibilidad drenada posible de 1.10 a 2.00 .

3. Arcilla altamente dilatante (Heavily Overconsolidated)

- Aparato de corte.- Disco anular

- Sistema de esfuerzos.- Cortante por rotación

- Suelo ensayado.- Lutita secada al aire y remoldeada; $W_L = 62\%$; L.L. = 71; $I_p = 49\%$; 73% del suelo menor que 2 micras; $S_u = 2.76$.
- Condiciones de prueba.- $\sigma'_{ha} = 1.00 \text{ kg/cm}^2$; $e_a \pm 0.68$; velocidad de desplazamiento periférico 0.0056 cm/min (una rotación en 2.8 días); dimensiones del disco anular: $d_{int} = 5.11 \text{ cm}$, $d_{ext} = 7.11 \text{ cm}$; $H_a = 0.109 \text{ cm}$.
- Fuente.- LaGatta (1970)

La curva esfuerzo deformación figura 3.18, muestra un pico agudo, punto "m" para una deformación angular del 20% (equivalente al 12% en cámara triaxial). El valor de la sensibilidad drenada fue de 3.40.

El diagrama de cambio de volumen mostró inicialmente un ligero decremento para luego incrementarse continuamente hasta un 8%, cuando se alcanzó la deformación de estado establecido, observándose además que en la vecindad del punto pico se presentó la máxima velocidad del incremento de volumen.

El máximo valor del esfuerzo cortante fue de $0.50 \sigma'_{ha}$ (0.50 kg/cm^2) en el punto "m" y de aproximadamente $0.14 \sigma'_{ha}$ (0.14 kg/cm^2) en el punto "o", con ángulos de fricción interna de 26.6 y 8.2 grados respectivamente. Los valores anteriores en la trayectoria de esfuerzos, corresponden a valores de 0.5 y 0.14 en la relación de esfuerzo cortante a esfuerzo principal efectivo menor (τ_h/σ'_{ha}), localizados sobre una vertical paralela al eje de las ordenadas; y un valor constante de "1" en la relación esfuerzos principales efectivos (σ'_h/σ'_{ha}) en el eje de las abscisas.

En el diagrama de estado, la curva es también una recta vertical para un valor constante de $(\sigma'_h/\sigma'_{h_a}) = 1$ sobre el eje de las abscisas y valores variables de incremento de volumen $(\Delta H/H_a)$ en por ciento en el eje de las ordenadas donde a valores de cero en el inicio y aproximadamente 8% en el punto "o", le corresponden relaciones de vacíos de aproximadamente 0.68 y 0.81 respectivamente.

B) Ejemplos de curvas esfuerzo deformación resultantes de pruebas "CU"

1. Arcilla altamente sensitiva (Quick Clay)

- Aparato de prueba.- Corte simple
- Sistema de esfuerzos.- Por corte simple
- Suelo ensayado.- Arcilla limosa muy sensitiva normalmente con solidada; $W_n = 36.4\%$; L.L. $\hat{=} 24$; $I_p \hat{=} 5$; $(S)_u = [40 - 150]$ (obtenido por mediciones de veleta); $Z = 8.33$ m (sobrecarga 0.77 kg/cm²); aproximadamente el 48% del suelo tiene tamaños menores de 2 micras; $S_g = 2.78$; muestra inalterada.
- Condiciones de prueba.- $\sigma'_{h_a} = 2.00$ kg/cm²; $W_a = 28.3\%$; $e_a \hat{=} 0.76$; espesor 0.89 cm (después de la consolidación); diámetro 8.0 cm; velocidad promedio de deformación cortante 0.084%/min en el punto "o"; el espesor se mantuvo constante durante la prueba.
- Fuente.- Bjerrum y Landva (1966), detalles adicionales Landva (1962)

El espécimen se consolidó a un esfuerzo efectivo de 2.00 kg/cm^2 con una relación de vacíos de 0.76, además, las relaciones de vacíos en los límites líquido y plástico fueron de 0.67 y 0.53 respectivamente.

La curva esfuerzo-deformación figura 3.19a, muestra una ligera reducción después de la deformación del punto pico "m", con una deformación en el pico de 15% (equivalente a 10% en deformación axial). También se observó que al final de la prueba los esfuerzos tanto cortantes como efectivos estaban decreciendo aún, pero no se pudieron definir sus valores ya que el espécimen no pudo ser llevado a suficiente deformación. Los valores de los coeficientes "A" de presión de poro de Skempton (el coeficiente "A" de presión de poro de Skempton se define por la ecuación $A = (\Delta U - \Delta \sigma_v) / (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$ que es la relación entre la diferencia de la presión de poro del agua intersticial y la presión de confinamiento originada por el esfuerzo desviador), fueron de aproximadamente 1.20 en el punto "m" y de 1.8 en el "o" .

La trayectoria de esfuerzos, figura 3.19b presenta una trayectoria curva en la que al final se observó que todavía se seguía incrementando la relación de esfuerzos principales. Si se hubiese podido continuar las deformaciones y apoyándose en los valores de la sensibilidad no drenada, se podía esperar que la curva se continuara moviendo hacia abajo y a la izquierda. Los valores del ángulo de fricción interna en los puntos "m" y "o" fueron de 21.6 y 25.2 grados respectivamente.

En el diagrama de estado la curva es una línea recta horizontal para un valor constante en la relación de vacíos de 0.76. en el eje de las ordenadas y valores variables en la relación de esfuerzos principales (σ'_h/σ'_a) en el eje de las abscisas con valores de cero, 0.50 y 0.35 en el inicio, punto "m" y punto "o" respectivamente.

En el diagrama presión de poro equivalente-esfuerzo principal efectivo menor se observa que el esfuerzo sufre un decremento continuo desde 2.00 kg/cm² hasta un valor de 1.00 kg/cm² para una deformación angular de 15% y en este mismo punto se observa un ligero quiebre para terminar en el punto "o" con valores de 0.70 kg/cm² y 28%, para el esfuerzo efectivo y la deformación angular respectivamente.

2. Arcilla altamente contractiva (normalmente consolidada)

- Aparato de prueba.- Cámara triaxial
- Sistema de esfuerzos.- Compresión triaxial
- Suelo ensayado.- Arcilla de Kowasaki; L.L. $\hat{=}$ 71; $I_p = 33\%$; $W_n = 72.6\%$; aproximadamente el 38% del suelo tiene tamaños menores que 2 micras; $S_g = 2.68$; $(S)_u \hat{=}$ 10; esfuerzo vertical efectivo de sobrecarga 1.85 kg/cm².
- Condiciones de prueba.- Espécimen inalterado; esfuerzo efectivo de consolidación $\sigma'_{3c} = 3.00$ kg/cm²; contrapresión $U_b = 2.00$ kg/cm²; coeficiente de presión de poro de Skempton. $B = 1.00$ (definido por la relación $B = \Delta U_v/\Delta \sigma_3$, que es la relación entre presión de poro del agua intersticial originada por la presión de confinamiento); $W_f = 57.9\%$; relación de va-

cios de consolidación $e_c \approx 1.55$; velocidad deformación $0.0160/\text{min}$; dimensiones de la muestra: diámetro " ϕ " = 3.56 cm (1.40") altura $h_1 = 8.00$ cm (3.15").

- Fuente.- Ladd (1965), datos adicionales de Ladd (1970)

El espécimen fue completamente saturado y consolidado a un esfuerzo efectivo de consolidación σ'_{vc} de 3.00 kg/cm^2 con relación de vacíos de consolidación (e_c) de 1.55, además las relaciones de vacíos en los límites líquido y plástico fueron de 2.20 y 1.10 respectivamente.

La curva esfuerzo-deformación figura 3.20a, muestra un aumento gradual hasta alcanzar el punto pico "m" con una deformación típica del 5%. El estado establecido tampoco pudo alcanzarse en esta prueba y en cuanto a la sensibilidad no drenada se esperaba fuera de 10. En el pico el valor del coeficiente "A" de presión de poro fue de 0.90 con un valor probable de 20 para el estado establecido.

La trayectoria de esfuerzos figura 3.20b, muestra una trayectoria curva y a semejanza del ejemplo anterior si se hubiesen podido continuar las deformaciones y apoyándose en los valores de la sensibilidad no drenada se podía esperar que la curva tomase la forma en línea discontinua. El valor del ángulo de fricción interna en el punto "m" fue de 37 grados.

En el diagrama de estado la curva es una línea recta horizontal para un valor constante de 1.55 en la relación de vacíos

en el eje de las ordenadas y valores variables en la relación de esfuerzos principales (σ'_3/σ'_{3C}) en el eje de las abscisas, con valores de 1.0 y 0.27 en el inicio y punto "m" respectivamente.

En el diagrama de presión de poro-esfuerzo efectivo principal menor, se observa que el esfuerzo efectivo sufre un decremento continuo desde 3.00 kg/cm² en el inicio hasta aproximadamente 1.00 kg/cm² en el punto "m" para deformaciones axiales desde cero hasta 5% y se describe una curva con concavidad hacia arriba.

3. Arcilla altamente dilatante (preconsolidada)

- Aparato de prueba.- Cámara triaxial
- Sistema de esfuerzos.- Compresión triaxial
- Suelo ensayado.- Arcilla limosa de la Presa Canyon; L.L.=34; $I_p=19$; aproximadamente el 20% del suelo tiene tamaños menores que 2 micras; $S_g = 2.71$; muestra calcárea de suelo inorgánico, secada al aire y remoldeada; aproximadamente 75% del suelo menor que 0.074 mm.
- Condiciones de prueba.- $\sigma'_{3C} = 2.10$ kg/cm²; $e_c = 0.49$; compactación por el método de Harvard miniatura en 10 capas con contenido de agua inicial $W_i = 15.8\%$, relación de vacíos inicial $e_i=0.49$; $W_{\text{óptimo}}=16.2\%$; carga controlada; duración de la prueba 440 minutos; velocidad de deformación promedio 0.048%/min; dimensiones de la muestra $h_i=7.14$ cm, $\phi=3.35$ cm; $U_b = 5.89$ kg/cm².
- Fuente.- A. Casagrande y Hirschfeld (1962)

El espécimen fue completamente saturado, compactado y ensayado a esfuerzo efectivo de consolidación (σ'_{1c}) de 2.10 kg/cm² con relación de vacíos de consolidación de 0.49; además, las relaciones de vacíos en los límites líquido y plástico fueron de 0.94 y 0.41 respectivamente.

La curva esfuerzo-deformación figura 3.21a, muestra curvatura doble y un aumento gradual hasta alcanzar el punto "m". El primer punto de inflexión "q" corresponde cercanamente al máximo valor del esfuerzo principal efectivo menor y el segundo, punto "r" corresponde a la máxima relación de esfuerzos principales. El estado establecido no se alcanzó debido a que la prueba no pudo llevarse a grandes deformaciones. El coeficiente "A" de presión de poro de Skempton en el punto "m" alcanzó el valor de -0.020. Al final de la prueba los esfuerzos cortante y efectivo seguían todavía aumentando de valor y fueron tomados como valores máximos.

La trayectoria de esfuerzos toma la forma mostrada en la figura 3.21b, y en el punto "m", el ángulo de fricción interna alcanza el valor de 36 grados.

En el diagrama de estado la curva es una línea recta horizontal para un valor constante de 0.49 en la relación de vacíos en el eje de las ordenadas y valores variables en la relación de esfuerzos principales (σ'_1/σ'_{1c}) en el eje de las abscisas, con valores de 1.00, 0.25 y 1.20 en el inicio, punto "q" y "m" respectivamente.

3.2 Suelos No Cohesivos

Los suelos no cohesivos lo forman todos aquéllos cuyas propiedades físicas y mecánicas no dependen en forma determinante de las características físico-químicas y mineralógicas de sus granos, sino de la forma y tamaño de éstos; es decir, de las fuerzas exteriores y de peso propio. Estos suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, se dividen en arenas, gravas y boleos. Se trata de arenas cuando más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla No. 200) pasa la malla No. 4 (4.76 cm), gravas si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla No. 200) no pasa la malla No. 4, y boleos si más del 50% no pasa la malla No. 3 .

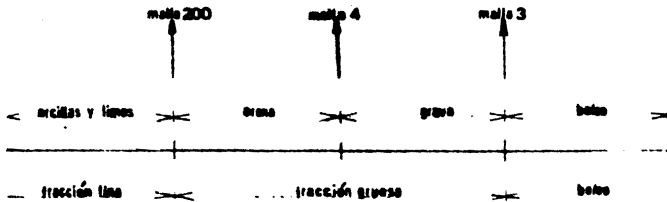


DIAGRAMA DEL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

En arenas y gravas la cohesión es despreciable pero a cambio presentan una permeabilidad relativamente grande.

Los suelos no cohesivos son conocidos también como suelos friccionantes.

3.2.1. Características de resistencia y esfuerzo-deformación de suelos no cohesivos

Las características de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no cohesivos pueden expresarse mediante la ecuación de Coulomb:

$$S = \sigma \tan \phi$$

en donde

S = resistencia al esfuerzo cortante

σ = esfuerzo total normal al plano de falla

ϕ = ángulo de fricción interna

a) Pruebas consolidadas drenadas "CD" en compresión triaxial

1. Envoltentes de resistencia de Mohr:

Envoltentes de resistencia para arenas sueltas y compactas. - La envolvente de resistencias de arenas sueltas es una recta y la de arenas compactas es una curva (que conservadoramente se reemplaza por una recta), ambas envoltentes pasan a través del origen. Si la envolvente de resistencias de un suelo sin cohesión intercepta al eje vertical por arriba del origen se cree que es el resultado de error en el ensaye.

Ángulo de fricción interna. - La resistencia de suelos no cohesivos se expresa en términos del ángulo de fricción interna ϕ , que es la inclinación de la envolvente de resistencia que pasa a través del origen. El valor del ángulo de fricción interna,

dependerá del grado de compacidad relativa ($C_r = (e_{m\acute{a}x} - e_{nat}) / (e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n})$ en %), forma de los granos y granulometría.

Tomando en cuenta lo anterior se puede decir que el ángulo de fricción interna: 1) crece con incremento del grado de compacidad relativa; 2) generalmente es mayor para suelos con granos angulosos que para suelos con granos redondeados y 3) es mayor para suelos bien graduados que para suelos uniformes.

2. Curvas esfuerzo-deformación

Arena suelta.- Una curva típica esfuerzo-deformación para un suelo inicialmente suelto se muestra en la mitad superior de la figura 3.22, en donde el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$), se incrementa continuamente con la deformación hasta alcanzar la resistencia máxima para $(\sigma_1 - \sigma_3)_{m\acute{a}x}$.

Arena compacta.- Una curva típica esfuerzo-deformación para una arena inicialmente compacta ensayada a la misma presión de confinamiento que para la arena suelta, se muestra también en la mitad superior de la figura 3.22. El esfuerzo desviador es aplicado en forma semejante al caso anterior; sin embargo, a mayor deformación (que en el caso anterior) el esfuerzo desviador decrece hasta alcanzar finalmente la resistencia última con el esfuerzo desviador último $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

La máxima resistencia al cortante es la utilizada para dibujar el círculo de resistencias de Mohr; la resistencia última es importante en problemas relacionados con falla progresiva.

Resistencia última de especímenes sueltos y compactos.- Se podría pensar que la resistencia última depende únicamente de la presión hidrostática de confinamiento y que es independiente de si el espécimen es inicialmente suelto o compacto; sin embargo, la resistencia medida en la cámara de compresión triaxial resulta mayor para especímenes inicialmente compactos que para sueltos (ambos ensayados a la misma presión de confinamiento). Posiblemente esta discrepancia se relacione con la no uniformidad de los esfuerzos y las deformaciones en el espécimen.

Una arena cualquiera a una relación de vacíos inicial cualquiera puede comportarse como compacta, si es sometida al corte a bajas presiones de confinamiento y como suelta si es sometida al corte bajo grandes presiones de confinamiento.

3. Cambio de volumen

Los suelos no cohesivos generalmente cambian de volumen durante la aplicación del esfuerzo cortante; así, la magnitud del cambio de volumen en una prueba triaxial depende de la relación de vacíos antes del inicio del incremento del esfuerzo desviador y de la magnitud de la presión de confinamiento.

En la mitad inferior de la figura 3.22, el espécimen suelto tiene una relación de vacíos inicial e_i y al aplicar el esfuerzo desviador el volumen decrece continuamente, como resultado del incremento del esfuerzo desviador y del efecto de las deformaciones cortantes que ocasionan un rearreglo estructural. Cuando

se ha alcanzado la resistencia última para el esfuerzo desviador último la relación de vacíos última es e_l .

En la mitad inferior de la figura 3.22, también se muestra el comportamiento de un espécimen compacto el cual tiene una relación de vacíos inicial e_i , y decrece significativamente en volumen bajo incrementos iniciales del esfuerzo desviador. A esfuerzos desviadores mayores las deformaciones cortantes inducidas en el espécimen comienzan a tener un efecto significativo sobre la estructura del suelo: los granos del suelo fuertemente compactados son forzados a deslizar uno sobre otro con un subsecuente incremento en la relación de vacíos. Este incremento de volumen es el responsable de que las arenas inicialmente compactas tengan una mayor resistencia que las arenas inicialmente sueltas. Finalmente cuando el esfuerzo desviador alcanza su valor último $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, la relación de vacíos también alcanza un valor último e_d .

Relación de vacíos crítica (e_{crit}) es la relación de vacíos (e_c) (después de la consolidación) de una muestra para la que el cambio de volumen neto en la falla es cero, bajo la presión de confinamiento aplicada.

Presión de confinamiento crítica ($\sigma_{3,crit}$) es la presión de confinamiento aplicada para un valor particular de la relación de vacíos (e_c) (después de la consolidación) donde el cambio de volumen neto en la falla es cero.

Deslizamiento por flujo.- En la naturaleza se encuentran masas de arena fina de granos redondeados, uniforme y en estado suelto. Una repentina deformación o sacudida puede causar el colapso de la estructura del suelo por la aplicación del cortante. Por tal motivo podrán generarse presiones de poro, lo cual reduce considerablemente la resistencia al cortante de la masa de suelo y la arena puede fluir como un líquido. Estas fallas son conocidas como licuación o deslizamiento por flujo.

Falla progresiva.- Este tipo de falla se inicia en uno o varios puntos, sujetos a grandes esfuerzos propagándose progresivamente por toda la masa de suelo cargada.

b) Pruebas consolidadas no drenadas "CU" y no consolidada no drenadas "UU"

Las arenas saturadas sin drenaje, bajo la aplicación de esfuerzos cortantes se comportarán básicamente en forma semejante a lo señalado anteriormente para suelos cohesivos, salvo algunas notas adicionales que ayudarán a tener una idea más clara de sus características de resistencia.

Bajo cargas estáticas la importancia del estudio de la resistencia de arenas saturadas sin drenaje es secundario ya que las presiones del agua intersticial tienen suficiente tiempo para disiparse debido a que la aplicación de carga es relativamente lenta; sin embargo, sucede lo contrario para carga dinámica donde la aplicación de las cargas externas es muy rápida.

Cavitación del agua intersticial.- Si el agua intersticial o de poro tomara valores inferiores a *menos* una atmósfera (-1.033 kg/cm^2), se presentaría el fenómeno de cavitación y como consecuencia la muestra no podrá conservar su volumen constante y se comportará como si fuese drenada. Al producirse la cavitación la máxima resistencia dependerá del esfuerzo efectivo inicial y del esfuerzo de confinamiento.

3.2.2. Ejemplos de círculos y envolventes de resistencia de Mohr en pruebas de compresión triaxial "CD"

- Aparato de prueba.- Cámara triaxial
- Sistema de esfuerzos.- Compresión triaxial
- Suelo ensayado.- Arena fina, uniforme, dragada del Rfo Sacramento; arena totalmente lavada con tamaño de los granos entre 0.149 mm y 0.297 mm; composición de los granos: feldespatos y minerales de cuarzo; forma subangulosa a redondeada;
 $S_g = 2.68$; $e_{\text{mín}} = 0.61$; $e_{\text{máx}} = 1.03$.

- Condiciones de prueba.-

1. Arena suelta: $e_i = 0.87$, $c_r \doteq 38\%$
2. Arena medianamente suelta: $e_i = 0.78$, $c_r \doteq 60\%$
3. Arena medianamente compacta: $e_i = 0.71$, $c_r \doteq 78\%$
4. Arena compacta: $e_i = 0.61$, $c_r \doteq 100\%$

Dimensiones de la muestra " ϕ " = 3.56 cm (1.40"), $h_i = 8.64$ cm;
grado de saturación $G_w = 100\%$.

- Fuente.- Lee y Seed (noviembre de 1967)

Los círculos de resistencia de Mohr y las envolventes de falla para presiones de confinamiento hasta 40 kg/cm^2 , para arenas compactas, se muestran en la figura 3.23 y para arenas sueltas en la figura 3.24. En la figura 3.25, se comparan las envolventes de falla resultantes de las cuatro compacidades relativas iniciales. Se observó que la pendiente de la envolvente para arenas compactas a bajas presiones de confinamiento fue de aproximadamente 41 grados y se redujo a 24 grados para altas presiones de confinamiento. Una reducción similar de 34 a 24 grados ocurrió para arenas sueltas.

Otros ensayos en las mismas arenas pero a presiones de confinamiento hasta 140 kg/cm , dieron envolventes de falla que tienden a ser más bien lineales a diferencia de las envolventes obtenidas a bajas presiones que fueron curvas.

De un análisis comparativo entre envolventes de falla de arenas compactas y sueltas se concluyó que: en el rango de bajas presiones hay una considerable diferencia en los ángulos de fricción interna; sin embargo, a altas presiones esta diferencia disminuye gradualmente hasta alcanzar presiones más altas donde las resistencias de las arenas inicialmente compactas y sueltas son prácticamente las mismas.

De otros ensayos más, efectuados a dos compacidades relativas intermedias y a todas las presiones de confinamiento se obtuvieron también valores intermedios los cuales aunados a los ya antes expuestos permitieron obtener la pendiente media de las envolventes a altas presiones de confinamiento, la cual fue li

geramente menor que la máxima pendiente de la arena suelta ensayada a bajas presiones. De lo anterior, se desprende que la ventaja en resistencia obtenida de compactar una muestra es casi completamente nulificada si la muestra es ensayada a muy altas presiones de confinamiento.

A) Ejemplos de curvas esfuerzo-deformación resultantes de pruebas "CD"

1. Arena altamente contractiva (muy suelta)

- Aparato de prueba.- Cámara triaxial
- Sistema de esfuerzos.- Compresión triaxial
- Suelo ensayado.- Arena fina de cuarzo, granos equidimensionales de subredondeados a subangulosos; $D_{10} = 0.097$ (el 10 por ciento en peso de los granos son más finos que D_{10}); coeficiente de uniformidad $C_u = 1.80$ ($C_u = D_{60}/D_{10}$); $S_g = 2.65$; $e_{máx} = 0.84$; $e_{mín} = 0.50$.
- Condiciones de prueba.- $\sigma'_{1c} = 1.00$ kg/cm²; $e_c = 0.783$, $C_r = 17\%$, contrapresión $U_b = 4.00$ kg/cm²; velocidad de deformación 1%/min; cabezas lubricadas; dimensiones de la muestra: " ϕ " = 3.56 cm (1.40"), $h_1 = 8.90$ cm (3.50"); muestra compactada a $W \pm 5\%$, totalmente saturada.
- Fuente.- Castro (1969)

La curva esfuerzo-deformación fig 3.26, muestra un aumento gradual hasta alcanzar el máximo esfuerzo cortante para un valor de $1.10 \sigma'_{1c}$ (1.10 kg/cm²) en el punto "m" con una deformación axial de 24% en que el ensaye no pudo ser continuado.

El volumen decreció a través de toda la prueba, alcanzando en el punto "m" un decremento del 3%.

La trayectoria de esfuerzos en un diagrama p' - q normalizado, describe una recta inclinada con valores de $p'/\sigma'_{1c} = 1$, $q/\sigma'_{1c} = 0.0$ en el inicio, hasta llegar al punto "m" con valores de $p'/\sigma'_{1c} \pm 2.10$ y $q/\sigma'_{1c} \pm 1.10$. Además, el ángulo de fricción interna en el punto "m" alcanzó el valor de 31.6 grados.

En el diagrama de estado se describe una recta para un valor constante del esfuerzo principal efectivo menor normalizado $\sigma'_1/\sigma'_{1c} = 1$ y valores variables en la relación de vacíos de 0.783 y 0.730 así como compacidades relativas de 17% y 32.5% en el inicio y punto "m" respectivamente.

2. Arena ligeramente dilatante (compacta media)

- Aparato de prueba.- Cámara triaxial
- Sistema de esfuerzos.- Compresión triaxial
- Suelo ensayado.- Arena fina uniforme del Río Sacramento, granos de cuarzo y feldespato de forma angular a subredondeada; $D_{10} = 0.17$ mm; $C_u = 1.30$; $e_{m\acute{a}x} = 1.03$; $e_{m\acute{i}n} = 0.61$; $S_g = 2.68$.
- Condiciones de prueba.- $\sigma'_{1c} = 4.5$ kg/cm²; $e_c = 0.867$; $C_r = 39\%$; dimensiones de la muestra: $\phi = 3.56$ cm (1.40"), $h_1 = 8.64$ cm (3.40"); velocidad de deformación 0.18%/min; no se usó contra presión ni lubricación de las cabezas.
- Fuente.- Lee y Seed (1967)

La curva esfuerzo-deformación fig 3.27, muestra un aumento gradual del esfuerzo cortante hasta alcanzar su valor máximo $1.30 \sigma'_{1c}$ (5.85 kg/cm²) en el punto "m" para una deformación axial de 15%; después de este punto se observó reducción del esfuerzo cortante y aunque la muestra no se pudo llevar a mayor deformación para definir el estado establecido algunos datos se obtienen por extrapolación.

La curva cambio de volumen, mostró un decremento gradual de volumen hasta una deformación axial del 10% y a partir de esta deformación el volumen principió a incrementarse lentamente.

La trayectoria de esfuerzos en un diagrama p - q normalizado, describe una recta inclinada con valores de $p/\sigma'_{1c} = 1$, $q/\sigma'_{1c} = 0.0$ en el inicio hasta alcanzar el punto "m" con valores de $p/\sigma'_{1c} \pm 2.37$, $q/\sigma'_{1c} \pm 1.37$. Además, el ángulo de fricción interna en el punto "m" alcanzó un valor de 34.6 grados.

En el diagrama de estado se describe una recta para un valor constante del esfuerzo efectivo principal menor normalizado $\sigma'_3/\sigma'_{1c} = 1$ y valores variables en la relación de vacíos de 0.867 y 0.842 al inicio y punto "m" respectivamente. En el punto "o" se alcanzó una compacidad relativa de 44%.

3. Arena altamente dilatante (compacta)

- Aparato de prueba. Cámara triaxial
- Sistema de esfuerzos.- Compresión triaxial
- Suelo ensayado.- Arena fina de cuarzo; forma de los granos: subredondeados a subangulosos; $D_{10} = 0.097$ mm; $C_u = 1.80$;

$S_s = 2.65$; $e_{mfn} = 0.50$; $e_{mfx} = 0.84$.

- Condiciones de prueba.- $\sigma'_{3C} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$; $e_c = 0.518$; $C_r = 95\%$; $U_b = 4.0 \text{ kg/cm}^2$; velocidad de deformación $1\%/min$; dimensiones de la muestra: " ϕ " = 3.56 cm ($1.40"$), $h_1 = 8.89 \text{ cm}$ ($3.50"$); se usaron cabezas lubricadas; el espécimen se compactó a $W^{25}\%$.

- Fuente.- Castro (1969)

La curva esfuerzo deformación fig 3.28, muestra un pico definido en el punto "m" para un valor del esfuerzo cortante de $1.80 \sigma'_{3C}$ (1.80 kg/cm^2) y una deformación axial del 7% . Si se hubiera podido continuar la deformación hasta alcanzar el estado establecido en el punto "o" el esfuerzo cortante se hubiera reducido a $1.25 \sigma'_{3C}$ (1.25 kg/cm^2) (valor obtenido por extrapolación). La sensibilidad drenada alcanzó un valor de 1.40 .

La curva cambio de volumen muestra un muy ligero decremento de volumen al inicio para luego incrementarse gradualmente pasando por el punto "m" y terminando en el punto "o" con un incremento de volumen de 11.10% .

La trayectoria de esfuerzos en un diagrama p^1-q normalizado describe una recta inclinada con valores de $p^1/\sigma'_{3C} = 1$, $q/\sigma'_{3C} = 0.0$ al inicio, hasta alcanzar el punto "m" con valores de $p^1/\sigma'_{3C} = 2.75$, $q/\sigma'_{3C} = 1.80$, y finalmente regresa sobre sí misma deteniéndose en el punto "o" para valores de $p^1/\sigma'_{3C} = 2.25$, $q/\sigma'_{3C} = 1.25$. Los valores del ángulo de fricción interna en los puntos "m" y "o" son de 39.6 y 33.8 grados respectivamente.

En el diagrama de estado se describe una recta para un valor constante del esfuerzo principal efectivo normalizado $\sigma'_3/\sigma'_{1c} = 1$ y valores variables en la relación de vacíos de 0.518, 0.580 y 0.680 al inicio, puntos "m" y "o" respectivamente. La compacidad relativa en el punto "o" podría alcanzar el valor de 46%.

A) Ejemplos de curvas esfuerzo deformación resultantes de pruebas "CU"

1. Arena altamente contractiva (muy suelta)

- Aparato de prueba.- Cámara triaxial
- Sistema de esfuerzos.- Compresión triaxial
- Suelo ensayado.- Arena fina de cuarzo; granos equidimensionales, subredondeados a subangulosos; $D_{10} = 0.097$ mm, $C_u = 1.80$; $S_u = 2.65$; $e_{máx} = 0.84$; $e_{mín} = 0.50$.
- Condiciones de prueba.- $\sigma'_{1c} = 4.00$ kg/cm²; $e_c = 0.75$; $C_r = 27\%$ $U_b = 4.00$ kg/cm²; carga controlada (se presenta aceleración después del pico) muestra compactada con $W \hat{=} 5\%$; dimensiones: $\phi = 3.56$ cm (1.40"), $h_1 = 8.89$ cm (3.50") .
- Fuente.- Castro (1969)

En esta prueba la curva esfuerzo deformación figura 3.29a, muestra un pico agudo, punto "m" para una deformación axial pequeña del 1%, seguida de una fuerte caída originada por el colapso de la estructura lo cual ocasiona una fuerte reducción del esfuerzo cortante hasta aproximadamente un 3% del esfuerzo efectivo de consolidación y donde este valor prácticamente permanece

ce constante hasta alcanzar el estado establecido. En los puntos "m" y "o" el coeficiente "A" de presión de poro de Skempton toma los valores de 1.28 y 16.0 respectivamente y la sensibilidad no drenada el valor de 8.0 .

La trayectoria de esfuerzos describe una curva con valores p-q normalizados con σ'_{1c} de (1.0, 0.0), (0.95, 0.19), (0.64, 0.24) y (0.06, 0.04), al inicio, puntos "a", "m" y "o" respectivamente. El valor del ángulo de fricción interna en el punto "m" es de 22.4 y de 30.5 grados en el punto "o" .

En el diagrama de estado se describe una línea recta para un valor constante en la relación de vacíos de 0.75 y valores variables del esfuerzo principal efectivo menor normalizado (σ'_3/σ'_{1c}) de 1.0, 0.77, 0.40 y 0.030 para los puntos inicial, "a", "m" y "o" respectivamente.

En el diagrama de presión de poro y esfuerzo principal efectivo menor, este último normalizado (σ'_3/σ'_{1c}), reduce su valor bruscamente desde 1.00 para una deformación axial cero hasta 0.10 para una deformación de 2% y posteriormente el esfuerzo principal efectivo menor continúa decreciendo pero ya muy lentamente para grandes deformaciones axiales, según se muestra en la figura 3.29b.

2. Arena preparada con relación de vacíos de estado establecido

- Aparato de prueba.- Cámara de compresión triaxial

- Sistema de esfuerzos.- Compresión triaxial
- Suelo ensayado.- Arena del Río Ham; granulometría media a fina; granos con 96% de cuarzo, equidimensionales y subredondeados a subangulosos; $D_{10} = 0.15$ mm; $C_u = 2.00$; $e_{m\acute{a}x} = 0.877$; $e_{m\acute{i}n} = 0.594$; comportamiento contractivo.
- Condiciones de prueba.- $\sigma'_{1c} = 35.10$ kg/cm²; $n = 42.7\%$, $e_c = 0.74$; $C_r = 48.5\%$; $U_b = 0.70$ kg/cm²; velocidad de deformación 0.25%/min; dimensiones del espécimen: " ϕ " = 3.78 cm (1.49"), $h_1 = 7.72$ cm (3.04"); cabezas no lubricadas; grado de saturación: no fue dado.
- Fuente.- Bishop, Webb y Skinner (1965) y Skinner (1970)

Esta arena reviste especial interés ya que fue preparada en un estado inicial de estado establecido.

La curva esfuerzo deformación, figura 3.30a, inicialmente es similar a la curva del caso anterior, y el esfuerzo cortante alcanza su máximo valor en el punto "b" para una deformación axial de aproximadamente 1.5%, luego se presenta una caída ligera del esfuerzo cortante entre el punto "b" y el punto "q" debido al colapso de la estructura y la forma posterior de la curva esfuerzo deformación, si se acepta que hubo error en el ensaye puede deberse a la no uniformidad en la relación de vacíos del espécimen o a que la deformación entre el punto "b" y "q" se haya concentrado en una pequeña zona que se aproximó a la deformación de estado establecido. De aquí que el esfuerzo cortante se incrementó nuevamente hasta que una zona bastante gran

de del espécimen alcanzó la deformación de estado establecido en el punto "o". Pero si la interpretación fue correcta y la relación de vacíos fue uniforme, la curva esfuerzo deformación será la mostrada en línea discontinua. El valor del coeficiente "A" de presión de poro de Skempton tomó el valor de 1.12.

En la curva presión de poro-esfuerzo principal efectivo menor, figura 3.30b, se observa que el valor del esfuerzo efectivo en el punto "b" es de $0.39 \sigma'_{1c}$ (13.70 kg/cm²) y de $0.28 \sigma'_{1c}$ (9.83 kg/cm²) en el punto "q" que es el mínimo valor para un máximo de la presión de poro "U"; la curva después de este punto si se está de acuerdo con los postulados de A. Casagrande será el resultado de reorientación de las partículas por sí mismas después del colapso de la estructura.

La trayectoria de esfuerzos presenta una curva con valores de p-q normalizados con σ'_{1c} de (1.0, 0.0), (0.69, 0.32), (0.60, 0.32) y (0.70, 0.38) al inicio, puntos "b", "q" y "o" respectivamente. El ángulo de fricción interna en el punto "o" fue de 32.9 grados.

El diagrama de estado describe una línea recta para un valor constante de la relación de vacíos de 0.74 y valores variables del esfuerzo principal efectivo menor normalizado $\sigma'_{45}/\sigma'_{1c}$ de 1.00, 0.38, 0.28 y 0.33 para los puntos inicial, "b", "q" y "o" respectivamente.

3. Arena altamente dilatante (compacta)

- Aparato de prueba.- Cámara triaxial
- Sistema de esfuerzos.- Compresión triaxial
- Suelo ensayado.- Arena media, uniforme de Ottawa; granos equidimensionales redondeados de cuarzo; $D_{10} = 0.65$ mm; $C_u = 1.20$; $S_g = 2.67$; $e_{max} = 0.84$; $e_{min} = 0.54$.
- Condiciones de prueba.- $\sigma'_{vc} = 6.69$ kg/cm²; $e_c = 0.518$; $C_r = 840$; $U_b = 63.5$ kg/cm²; velocidad de deformación aproximada 0.033%/min; cabezas no lubricadas; $G_w = 100\%$.

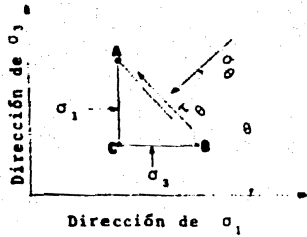
- Fuente.- Wissa y Ladd (1965)

La curva esfuerzo-deformación, fig 3.31a, muestra doble curvatura, lo cual es indicativo de que el espécimen pasa de un comportamiento contractivo a un comportamiento dilatante. El máximo esfuerzo cortante se alcanza para un valor de 0.90 veces el esfuerzo de consolidación. El valor del coeficiente "A" de presión de poro de Skempton al principio de la prueba fue de + 0.13 y en el punto pico "m" fue - 0.42 ocasionado éste último por la fuerte presión de poro negativa.

La curva presión de poro-esfuerzo efectivo muestra inicialmente un ligero decremento del esfuerzo efectivo para luego incrementarse gradualmente según se muestra en la figura 3.31b.

La trayectoria de esfuerzos presenta una curva con valores de p - q normalizados con σ'_{1c} de (1.0, 0.0), (5.5, 3.0), (18.0, 9.0) al inicio, puntos "p" y "m" respectivamente. El valor del ángulo de fricción interna en el punto "m" fue de 31 grados.

El diagrama de estado describe una línea recta para un valor constante de la relación de vacíos de 0.518 y valores variables del esfuerzo principal efectivo menor normalizado σ'_3/σ'_{1c} de 1.0, 2.5, 9.0 para los puntos inicial "p" y "m" respectivamente.



ESTADO DE ESFUERZOS EN UN PUNTO "A"

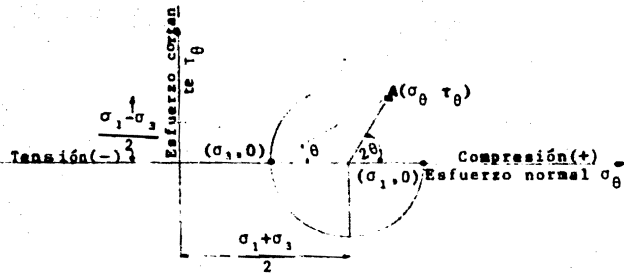


FIG. 3.1 DIAGRAMA DEL CIRCULO DE MOHR PARA EL ESTADO DE ESFUERZOS EN UN PUNTO "A"

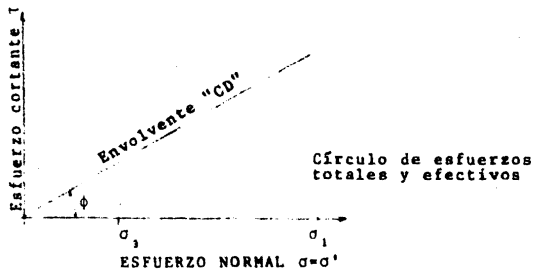


FIG. 3.2 ENVOLVENTE "CD" PARA UNA ARCILLA REMOLDEADA EN EL LIMITE LIQUIDO

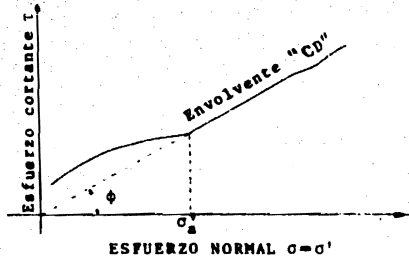


FIG. 3.3 ENVOLVENTE "CD" PARA ARCILLAS "INALTERADAS"

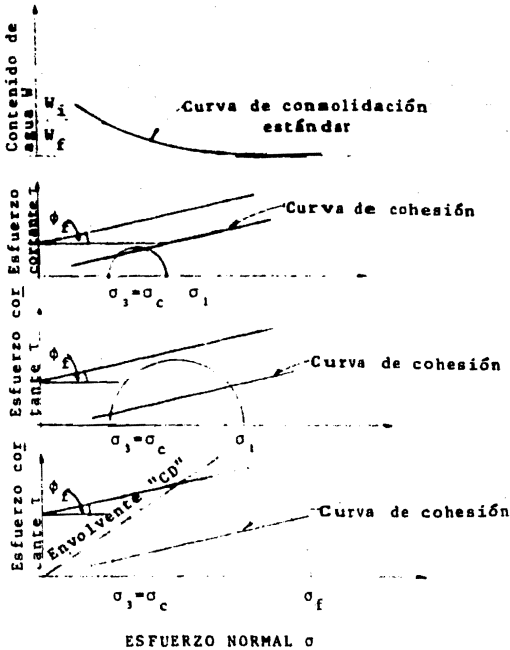


FIG. 3.4 DIAGRAMA DE RESISTENCIA CORTANTE (BJERRUM 1950-1951)

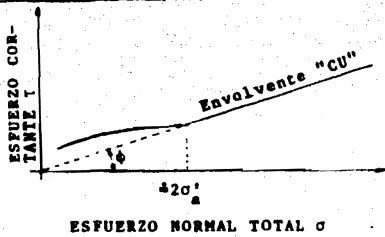


FIG. 3.5 ENVOLVENTE "CU" PARA ARCILLAS INALTERADAS

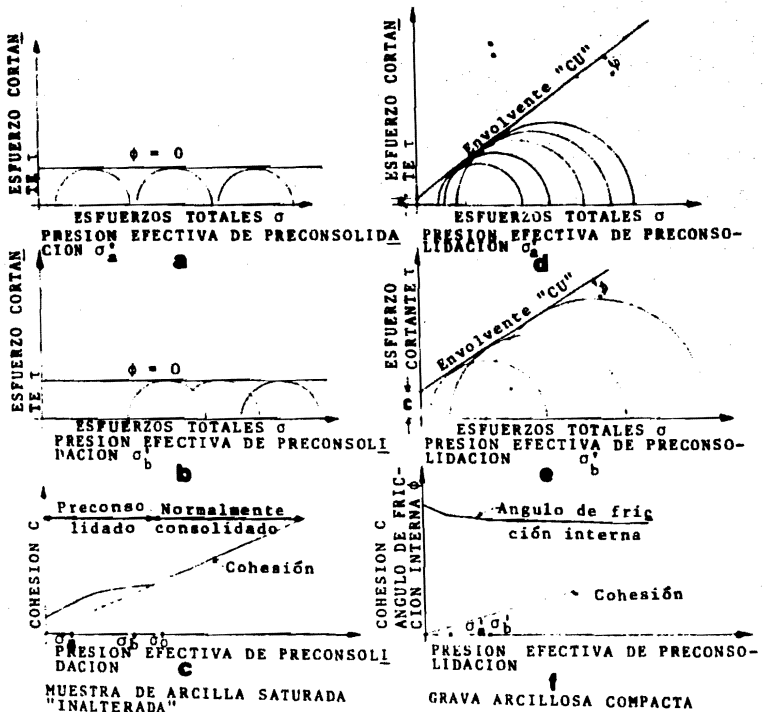


FIG. 3.6 PRUEBA CONSOLIDADA-NO DRENADA "CU" (SKEMPTON-BISHOP 1950)

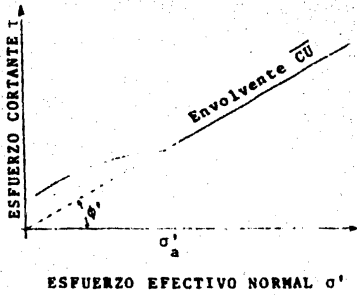


FIG 3.7 ENVOLVENTE \overline{CU} PARA ARCILLAS "INALTERADAS"

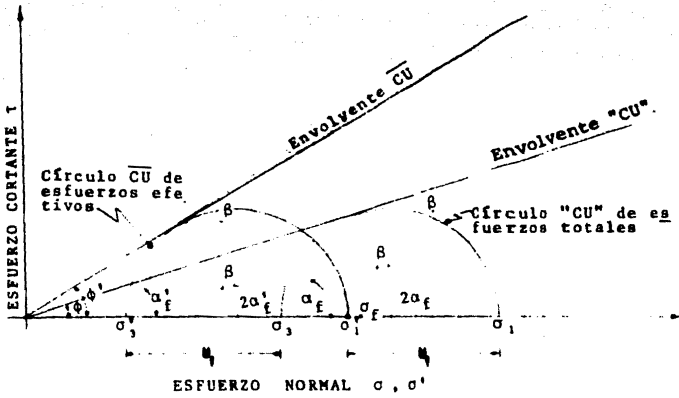


FIG. 3.8 POSICIONES RELATIVAS DE CIRCULOS DE RESISTENCIA "CU" Y \overline{CU} EN EL DIAGRAMA DE MOHR

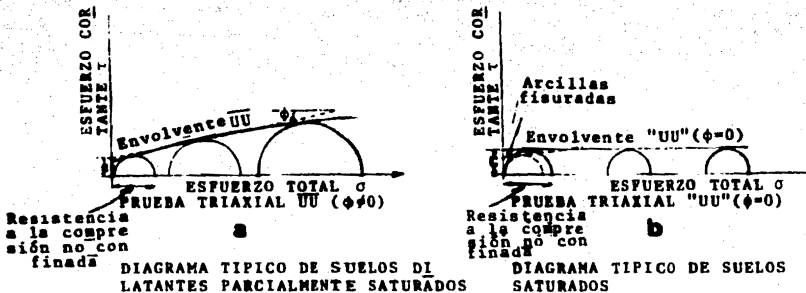
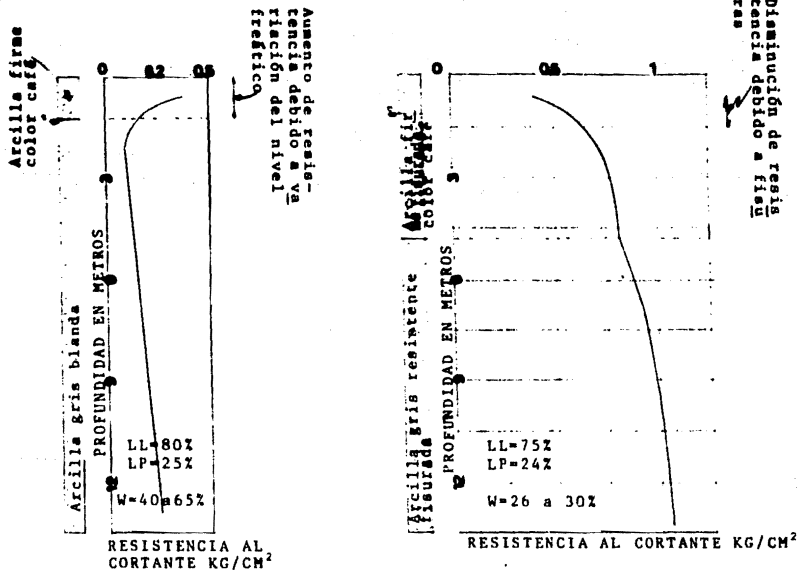


FIG. 3.9 RESULTADOS TÍPICOS DE PRUEBAS TRIAXIALES NO CONSOLIDADAS-NO DRENADAS UU Y "UU" (SKEMPTON-BISHOP 1950)



ALUVION (NORMALMENTE CONSOLIDADO ABAJO DE 4.6 M)

ALUVION (ALTAMENTE PRECONSOLIDADO)

FIG. 3.10 VARIACION DE LA RESISTENCIA CON LA PROFUNDIDAD (SKEMPTON-BISHOP 1950)

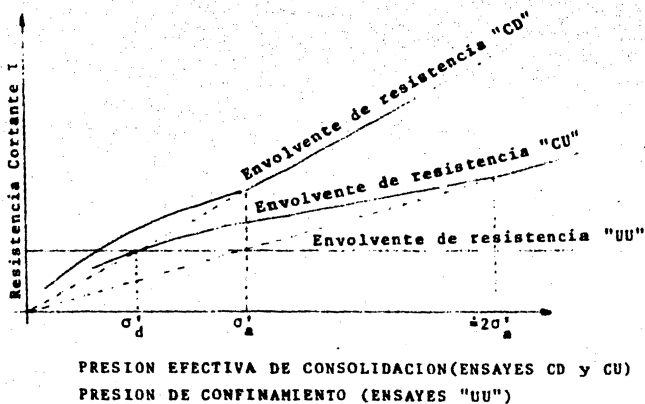


FIG 3.11 CARACTERISTICAS DE RESISTENCIA DE MUESTRAS PARCIALMENTE ALTERADAS

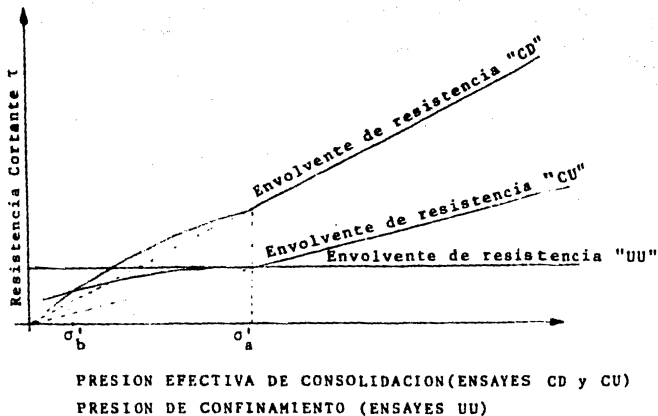


FIG 3.12 CARACTERISTICAS DE RESISTENCIA DE MUESTRAS "INALTERADAS"

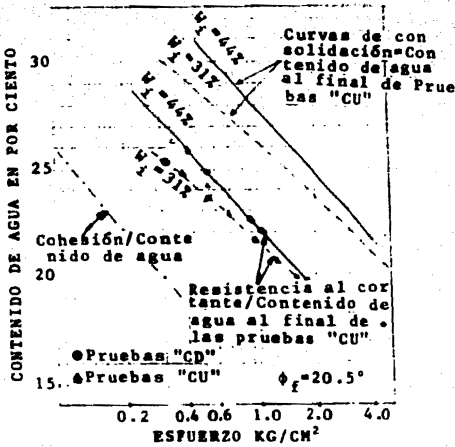


FIG. 3.13 RELACIONES RESISTENCIA AL CORTANTE/CONTENIDO DE AGUA. RESUMEN DE RESULTADOS DE DOS SERIES DE PRUEBAS DE CORTE DIRECTO EN ARCILLAS REMOLDEADAS DE ZURICH, CONSOLIDADAS A CONTENIDO DE AGUA INICIAL DE 44% (LL) Y 31% RESPECTIVAMENTE (BJERRUM 1950-1951)

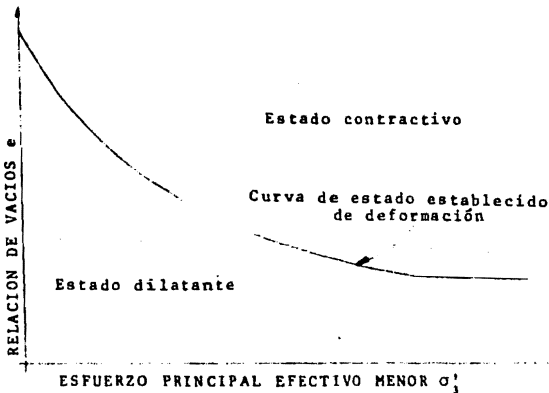


FIG. 3.14 DIAGRAMA DE ESTADO DE LOS SUELOS (POULOS 1971)

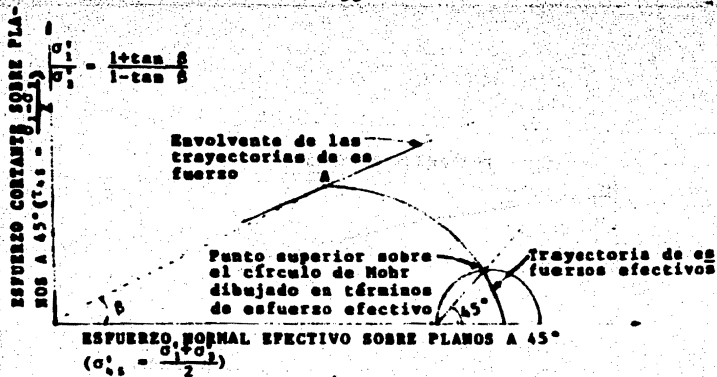


FIG. 3.15 TRAYECTORIA DE ESFUERZOS (LAMBE 1964)

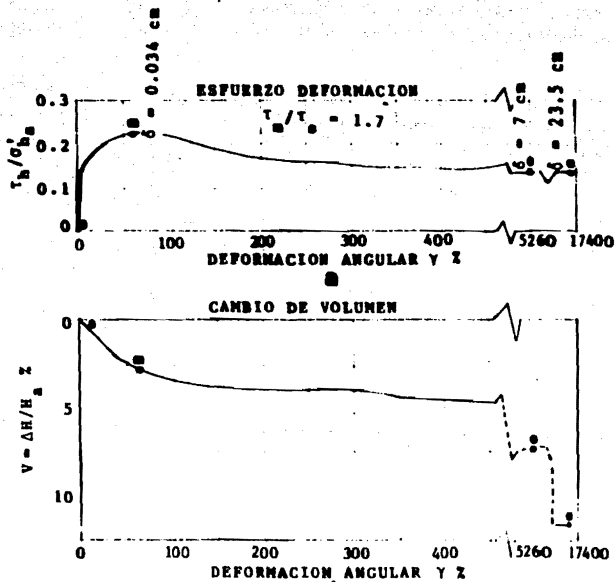


FIG. 3.16 ARCILLA ALTAMENTE CONTRACTIVA. CORTANTE POR ROTACION (LAGATTA 1970)

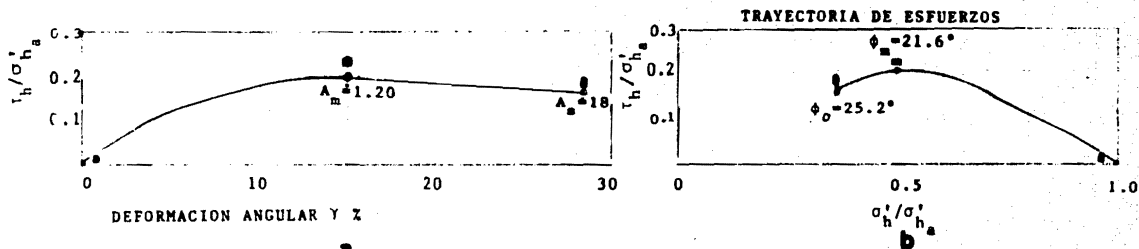


FIG. 3.19 ARCILLA ALTAMENTE CONTRACTIVA (MUY SENSITIVA)
 ENSAYE DE CORTE DIRECTO "CU" (BJERRUM y LANDVA 1966)

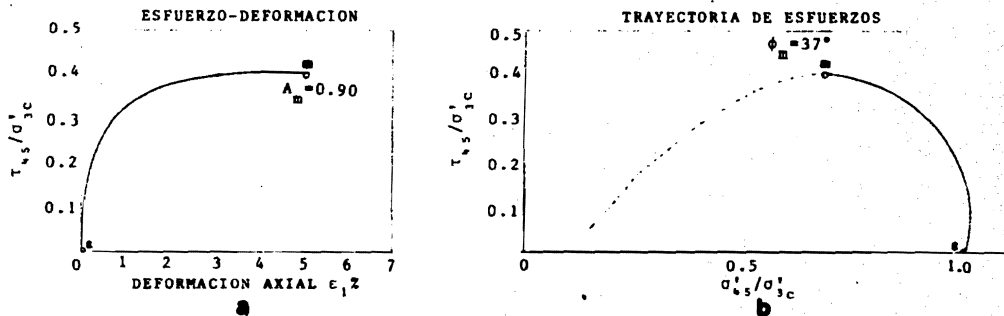


FIG. 3.20 ARCILLA ALTAMENTE CONTRACTIVA (N.C.). ENSAYE EN COMPRESION
 TRIAXIAL "CU" (LADD 1965)

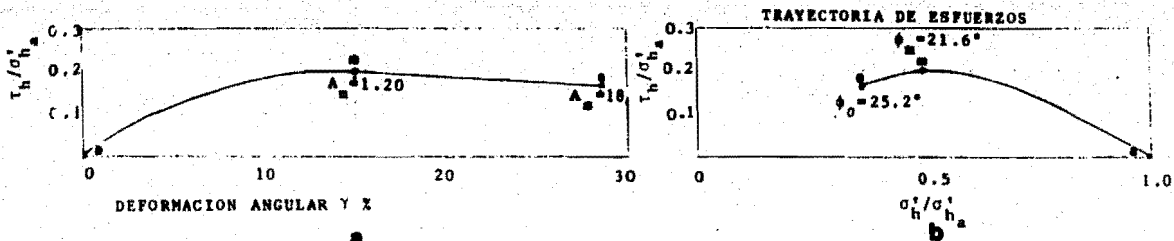


FIG. 3.19 ARCILLA ALTAMENTE CONTRACTIVA (MUY SENSITIVA)
ENSAYE DE CORTE DIRECTO "CU" (BJERRUM y LANDVA 1966)

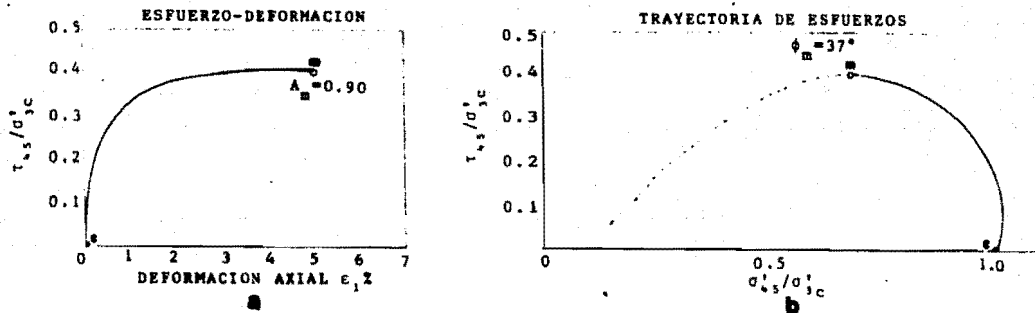


FIG. 3.20 ARCILLA ALTAMENTE CONTRACTIVA (N.C.). ENSAYE EN COMPRESION
TRIAxIAL "CU" (LADD 1965)

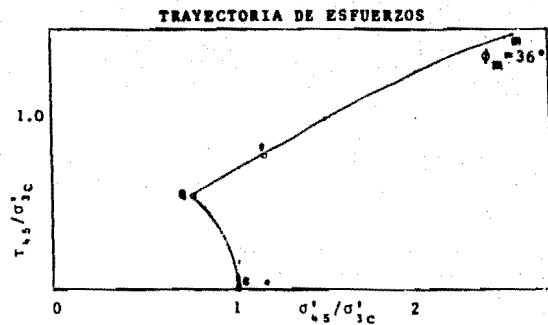
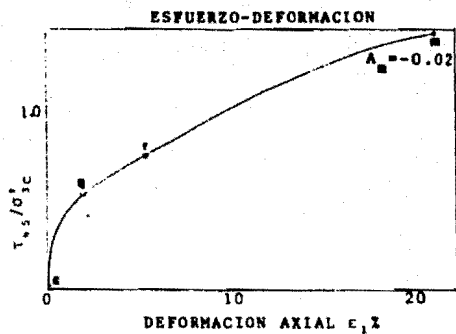


FIG. 3.21 ARCILLA DILATANTE. ENSAYE EN COMPRESION TRIAXIAL "CU"
(CASAGRANDE y HIRSCHFELD 1962)

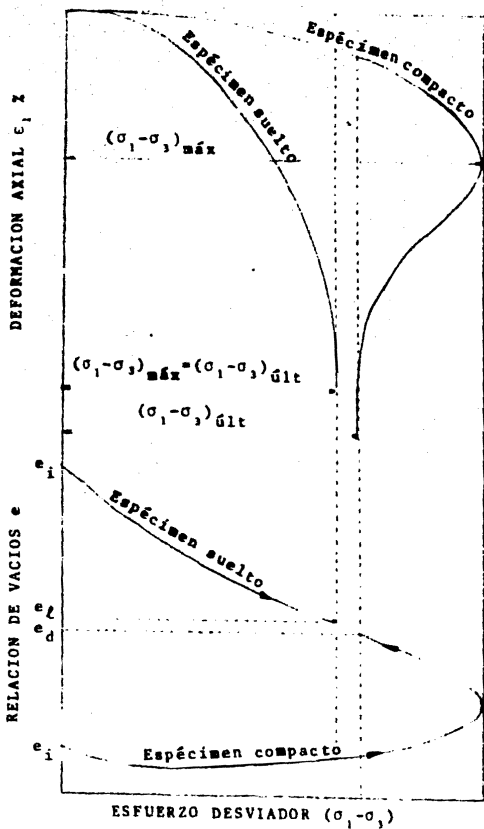


FIG. 3.22 CURVAS TÍPICAS ESFUERZO-DEFORMACION Y CAMBIOS DE LA RELACION DE VACIOS DURANTE EL CONTANTE. ENSAYES TRIAXIALES EN ESPECIMENES SUELTOS Y COMPACTOS DE ARENA

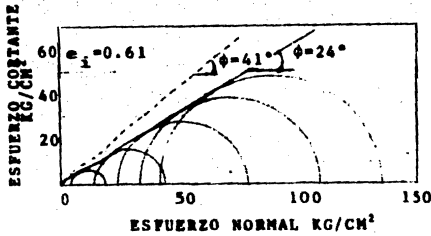


FIG. 3.23 CIRCULOS Y ENVOLVENTE DE FALLA DE MOHR DE ARENA COMPACTA DEL RIO SACRAMENTO, A PRESIONES DE CONFINAMIENTO HASTA 40 KG/CM² (LEE-SEED 1967)

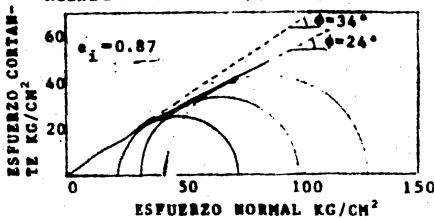


FIG. 3.24 CIRCULOS Y ENVOLVENTE DE FALLA DE MOHR DE ARENA SUELTA DEL RIO SACRAMENTO, A PRESIONES DE CONFINAMIENTO HASTA 40KG/CM² (LEE-SEED 1967)

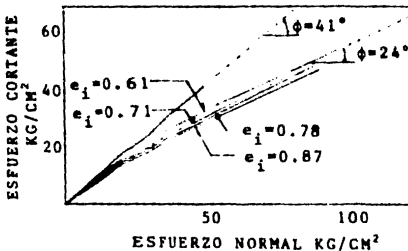


FIG. 3.25 COMPARACION DE ENVOLVENTES DE FALLA DE MOHR DE ARENAS A LAS CUATRO COMPACIDADES RELATIVAS INICIALES (LEE-SEED 1967)

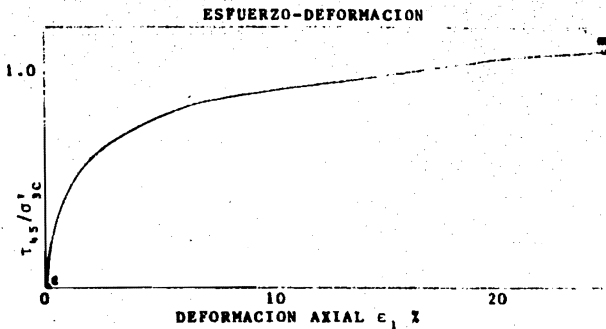


FIG. 3.26 ARENA ALTAMENTE CONTRACTIVA (MUY SUELTA)
(CASTRO 1969)

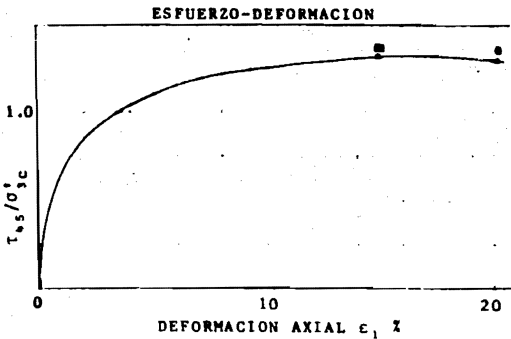


FIG. 3.27 ARENA LIGERAMENTE DILATANTE (COMPACTA MEDIA)
(LEE-SEED 1967)

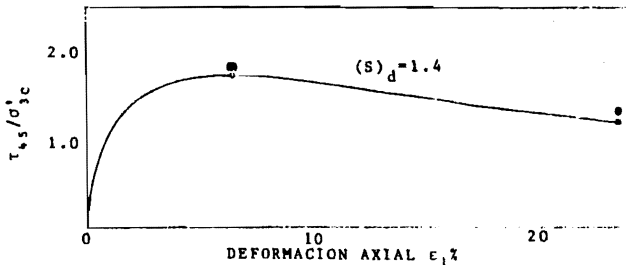


FIG. 3.28 ARENA ALTAMENTE DILATANTE (COMPACTA)
(CASTRO 1969)

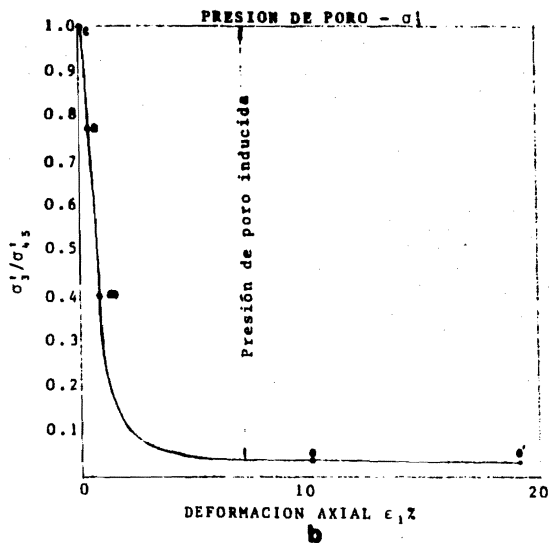
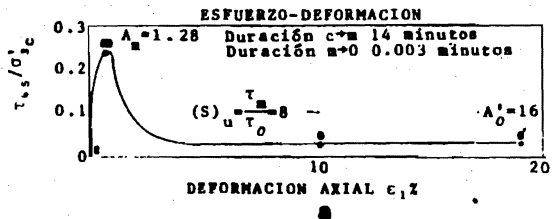


FIG. 3.29 ARENA ALTAMENTE CONTRACTIVA. ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL "CU" (CASTRO, 1969)

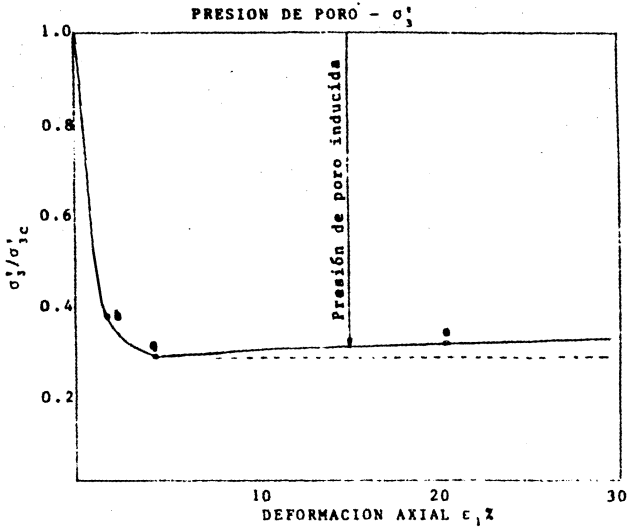
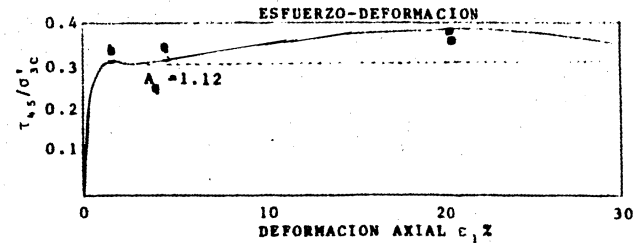


FIG. 3.30 ARENA PREPARADA CON RELACION DE VACIOS DE ESTADO ESTABLECIDO DE DEFORMACION. ENSAYE EN COMPRESION TRIAXIAL "CU" (BISHOP, WEBB y SKINNER, 1965)

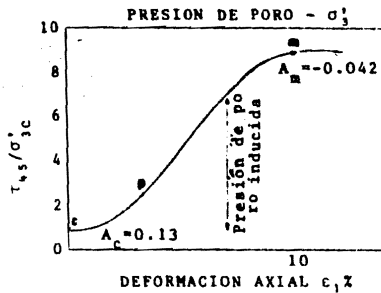
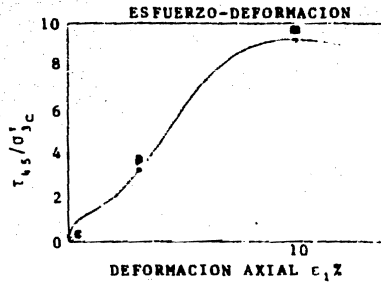


FIG. 3.31 ARENA ALTAMENTE DILATANTE. ENSAYE EN COMPRESION TRIAXIAL "CU" (WISA y LADD, 1965)

**CAPITULO 4. CONOCIMIENTOS BASICOS PARA FUNDAMENTAR EL CRITERIO
DE ENSAYE EN CUANTO AL USO DE LOS PARAMETROS DEL
SUELO A OBRAS DE INGENIERIA CIVIL**

Las investigaciones para cuantificar los parámetros del suelo se continúan y se están logrando importantes avances en la mecánica de suelos teórica, métodos de construcción y observaciones de campo; sin embargo, es imperativo aclarar que los métodos convencionales que se han utilizado para predecir las propiedades esfuerzo-deformación-resistencia son procedimientos e interpretaciones de varios años atrás y tienen serias limitaciones, particularmente en el área experimental, así por ejemplo:

1. El uso de la veleta de campo y pruebas de compresión triaxial "UU" para análisis $\phi = 0$ dependen de la compensación de errores.

2. Los procedimientos convencionales de prueba como el caso de las triaxiales "CU" generalmente no proporcionan estimaciones confiables de incrementos de resistencia con la consolidación y
3. La aplicación de técnicas modernas tales como la del elemento finito, requieren parámetros esfuerzo-deformación-resistencia que no se pueden obtener mediante procedimientos convencionales.

4.1 Requerimientos Básicos

Se bosquejan aquí a manera de guía algunos métodos racionales para predecir las propiedades *in situ*, de esfuerzo-deformación-resistencia de suelos cohesivos; debiéndose cumplir con dos requerimientos básicos:

- 1) Obtener muestras que tengan las mismas propiedades del suelo *in situ*, lo que significa que el contenido de agua, los esfuerzos efectivos y el medio ambiente deberían ser los mismos.

Las principales variables que se deben considerar en este punto son: a) los efectos de la alteración de la muestra; b) los esfuerzos de consolidación como son magnitud y dirección; c) tiempo de consolidación; d) medio ambiente que rodea a la muestra, como temperatura, concentración de sales, etc; e) orientación de la muestra, especialmente si las propiedades del suelo son anisotrópicas.

2) Ejecutar el ensaye duplicando las condiciones que ocurrieron *in situ*.

Las principales variables que se deben considerar son: a) velocidad de deformación o de aplicación de esfuerzos; b) medio ambiente; c) sistema de esfuerzos como son dirección de $\Delta\sigma_1$, y magnitudes de $\Delta\sigma_2$ y $\Delta\sigma_3$; d) drenaje y cargas repetidas, cargas dinámicas, etc.

4.2 Suelos Cohesivos 100% Saturados

4.2.1 Análisis de estabilidad utilizando resistencia consolidada drenada "CD" o análisis en función de esfuerzos efectivos

Según se definió en el capítulo 3, los parámetros que definen la envolvente de resistencias "CD" en función de esfuerzos efectivos son la cohesión C' y el ángulo de fricción interna ϕ' .

La determinación de estos parámetros en arcillas relativamente homogéneas saturadas e inalteradas puede hacerse mediante dos métodos:

1. Mediante el empleo de pruebas "CD" con cuyos resultados se obtienen las envolventes de resistencias "CD" y
2. Mediante el uso de pruebas "CU" con mediciones de la presión de poro, con lo que se obtienen las envolventes de resistencia \overline{CU} .

En este análisis se acepta que: 1) C' y ϕ' son independientes de la trayectoria de carga y 2) C' y ϕ' determinados de pruebas "CU" son iguales a los determinados de pruebas "CD".

I. PRUEBAS CONSOLIDADAS DRENADAS "CD"

Los aparatos de prueba utilizados en pruebas "CD" son los de corte directo y de compresión triaxial, debiéndose asegurar que las muestras estén totalmente saturadas y que en la falla ocurra al menos un 95% de disipación de presión de poro.

Aparato de corte directo

Ventajas de su uso con respecto a la cámara triaxial: 1) Es más económico y fácil de operar; 2) Los tiempos de ensaye son más cortos del orden de 5 a 10 veces; 3) La precisión aumenta a esfuerzos normales bajos; 4) El ensaye utiliza el coeficiente de presión de tierras en reposo (k_0) y simula deformación plana que son estados de esfuerzo común en campo.

Desventajas: 1) Las deformaciones son poco uniformes y la falla progresiva impide un entendimiento completo de las curvas esfuerzo-deformación; 2) Tendencia de la caja a voltearse bajo la aplicación de pequeñas cargas normales si partes de la muestra se sujetan a esfuerzos de tensión vertical; 3) Estado indeterminado de esfuerzos ya que los esfuerzos son conocidos únicamente sobre el plano horizontal, (en particular existe duda en cuanto a si el máximo valor medido del esfuerzo cortante horizontal " τ_h " representa el máximo esfuerzo cortante en la muestra o el esfuerzo cortante en el plano de falla).

Sin embargo, el mayor problema se presenta cuando los ensayos se efectúan rápidamente como sucede normalmente cuando las unidades se operan manualmente y no se da el tiempo suficiente para que ocurra un drenaje completo; así por ejemplo en la fig 4.1, C' alcanza un valor más alto mientras ϕ' un valor más bajo, lo que conduce a usar factores de seguridad mucho más grandes de los reales.

Pruebas de compresión triaxial

Las pruebas triaxiales "CD" casi siempre se limitan a pruebas de compresión donde se controla ya sea el esfuerzo o la deformación.

Ventajas: 1) Conocimiento de los tres esfuerzos principales tal que pueden dibujarse los círculos de Mohr; 2) Una mayor versatilidad en los comportamientos de carga y la posibilidad de investigar tanto compresión como extensión; 3) Esfuerzos y deformaciones más uniformes excepto cuando las deformaciones son muy grandes.

Desventajas: 1) Los efectos de frontera (base y cabeza) ya que pueden incrementar la resistencia (Rowe y Barden 1964, Duncan y Dunlop 1968) a menos que se evite la fricción lo cual es bastante complicado; 2) Efectos de las franjas de papel filtro y membrana, pudiendo ser particularmente importante cuando se trata de definir la cohesión (la corrección podría variar entre 3.5 a 7 kg/cm² (50 a 100 lb/pulg²) en muestras de 3.6 cm de diámetro ($\phi=1.5''$); 3) La fricción del vástago (Duncan y Seed 1967;

Olson y Campbell 1967), puede ser particularmente importante cuando el equipo está mal alineado o si la muestra se inclina; 4) Corrección por área que puede ser $A = A_0 / (1 - \epsilon)$ (Roscoe y otros 1959), a menos que la deformación axial sea muy grande 10 a 15%, u ocurra "estrechamiento en una prueba de extensión".

II. PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL "CU" CON MEDICIONES DE PRESION DE PORO

En las pruebas "CU" existen dos problemas asociados que son:

1) Errores en las mediciones de presión de poro y 2) Selección de la envolvente apropiada.

Respecto a las mediciones de presión de poro en pruebas triaxiales los principales problemas son:

a) Filtración de agua a través de las líneas de drenaje, así como también hacia el interior de la muestra pudiéndose evitar esto último mediante el uso de dos membranas con grasa de silicón y varios anillos de hule que sirven de sujeción en las partes superior e inferior de la muestra.

b) Una baja respuesta de la presión de poro debido a la cadencia del sistema de medición (Whitman y otros 1961) y/o debido a saturación incompleta del sistema aparato-suelo (es aconsejable usar contrapresión para saturar al 100% y checar con el parámetro "B" de Skempton).

c) No uniformidad de las presiones de poro a través de la muestra. La uniformidad de presiones de poro es más crítica en sue

los preconsolidados y compactos; así, si una prueba "CU" se ejecuta muy rápidamente (a gran velocidad de deformación) en una arcilla preconsolidada, se observa que se sobreestima el valor de C' y se subestima el de ϕ' , fig 4.2 (en arcillas normalmente consolidadas es aconsejable usar velocidades de deformación de $1 \pm 0.5\%$ por hora).

En cuanto a la selección de la envolvente de falla apropiada, dada en términos de los parámetros p-q. Es frecuente el uso de dos y en algunos casos tres tipos de posibles envolventes "CU", tales como:

- a) La máxima diferencia de esfuerzos principales $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$
- b) La máxima oblicuidad $(\sigma_1' / \sigma_3')_{\text{máx}}$
- c) La tangente a la trayectoria de esfuerzos (Olson 1963) la que puede presentarse en arcillas preconsolidadas o compactas.

En arcillas normalmente consolidadas, la diferencia del ángulo ϕ obtenido entre la diferencia máxima y la relación máxima de esfuerzos principales, se incrementa de un 5 a un 10% con incremento de la sensibilidad; así también la experiencia muestra que ϕ , obtenido de la relación máxima de esfuerzos principales en ensayos "CU" es igual o ligeramente mayor que de ensayos "CD".

En arcillas consolidadas y compactas (aunque la información con que se cuenta es limitada) se sugiere que los parámetros C' y ϕ'

obtenidos tanto de envolventes tangentes a las trayectorias de esfuerzo de ensayos "CU" como de envolventes de ensayos "CD" concuerdan entre sí (sólo aplicable a pruebas de compresión triaxial).

4.2.2 Análisis de estabilidad utilizando resistencia no consolidada-no drenada "UU" o análisis en función de esfuerzos totales

En este análisis queda incluida aquella construcción que avanza tan rápidamente que no se permite drenaje y por lo tanto no se permite la disipación del exceso de presión de poro.

En el caso de suelos cohesivos saturados la resistencia apropiada a ser usada en un análisis de esfuerzos totales $\phi=0$, es la resistencia al cortante no drenada S_u .

Para determinar la resistencia anterior existen dos caminos:

El primero que está de acuerdo con el postulado que dice que:

Existe una relación única entre la resistencia y el contenido de agua de falla que es igual al contenido de agua natural y para lo cual utiliza los ensayos del tipo "UU".

El segundo que acepta que:

Existe una relación única entre resistencia no drenada y los esfuerzos de consolidación anteriores a la aplicación de los esfuerzos

cortantes, para lo cual este método utiliza los ensayos del tipo "CU" en muestras inalteradas que se consolidan en laboratorio.

1. Ensayos del tipo "UU" (para obtener la resistencia S_u)

Pruebas de campo

a) Prueba de veleta de campo.- Probablemente es la más ampliamente usada en mediciones de campo.

Ventajas: Es relativamente económica y fácil de usar, pudiéndose obtener datos de resistencia S_u , tanto de suelos inalterados como remoldeados en forma casi continua.

Limitaciones: 1) No se puede observar el suelo que se está ensayando; 2) Se debería limitar a resistencias S_u (entre 1.00 a 5.00 kg/cm²), de arcillas homogéneas que no contengan conchas, piedras, vetas, lentes de arena, etc., de lo contrario se corre el riesgo de sobreestimar la resistencia; 4) No proporciona datos útiles para formar las curvas esfuerzo deformación

Problemas que se presentan en los ensayos: 1) Dimensiones de la veleta cuya elección dependerá de la experiencia; 2) Fricción en el vástago; 3) Velocidad de rotación (deberá ser uniforme con giro de 6 grados por minuto); 4) Alteración del suelo al introducir la veleta; 5) Da lugar a drenaje parcial.

Interpretación teórica de los resultados: La resistencia al corte sobre la superficie vertical cilíndrica implica severa ro

tación de los planos principales debido al sistema de esfuerzos impuesto por la veleta, lo que origina una forma de falla distinta de la real.

Conclusiones: De acuerdo a Ladd la prueba de veleta de campo debería ser tratada como una "prueba de resistencia índice" que correlacionada con los resultados de fallas observadas en campo permitieran establecer un factor de seguridad de conciliación entre ambas resistencias.

b) Cono de penetración estática (como el penetrómetro holandés).

Es también otro de los métodos ampliamente usado y donde la fuerza de penetración es dividida entre el área del cono, lo que dará la resistencia a la penetración del cono " R_p " quien se relaciona a la resistencia S_u mediante la fórmula

$R_p = N_{cp} \times S_u$. El valor del factor de capacidad de carga del cono de penetración " N_{cp} " obtenido de pruebas de compresión simple y de veleta para una amplia variedad de arcillas (de Mello 1969) varía entre 8 a 30; Pérez Guerra (1969) estima que " N_{cp} " generalmente decrece con incremento de la resistencia de las arcillas y Ladd recomienda usar un valor de 20 para " N_{cp} ".

c) Pruebas con Presiómetros. El medidor de presión de Menard (1963) ha sido propuesto como otro de los métodos más versátiles para determinar la resistencia y propiedades esfuerzo-deformación de suelos y rocas en campo.

- d) Prueba de penetración estándar. Resulta un método inexacto en arcillas blandas con número de golpes menor que 4.

Pruebas de laboratorio

En estas mediciones se debe tener presente que todas las pruebas son influenciadas por la alteración de la muestra.

- a) Prueba de compresión simple. Es la más típica de las pruebas de laboratorio. Las muestras son cilíndricas con una relación de altura a diámetro de 2 a 2.5 y se someten a cortante a una deformación axial de 1% por minuto.

En este caso la resistencia no drenada se considera que es igual a la carga máxima entre dos veces el área corregida ($S_u = P_{\text{máx}} / 2 A_c$). A veces se usan también especímenes de forma rectangular como en el caso de arcillas muy sensitivas con objeto de reducir la alteración debida al labrado de las muestras.

Ventajas: 1) El equipo y procedimientos son simples; 2) Puede observarse el comportamiento del espécimen bajo carga; 3) Se obtienen curvas esfuerzo-deformación confiables (en arcillas sensitivas normalmente consolidadas la deformación de falla " ϵ_f " con frecuencia se incrementa con la alteración de la muestra; 4) El espécimen puede remodelarse para obtener una S_u remodelada.

Desventajas: La principal es debida al efecto de la alteración del espécimen que afecta los valores de S_u y de las propiedades esfuerzo-deformación.

Recomendaciones: Cuando las arcillas contengan fisuras, rocas, conchas, arena o lentes de limo o cuando la muestra está parcialmente saturada se deberá confinar recurriendo por ejemplo a un ensaye de compresión triaxial "UU", recomendándose usar velocidades de deformación de 1 $\dot{\epsilon}$ por minuto. En arcillas extraídas debajo del nivel freático es adecuado usar presiones de confinamiento σ_c de 1 ± 0.5 kg/cm² para producir saturación completa (se debe evitar todo tipo de filtración y no se debe olvidar aplicar contrapeso para contrarrestar el efecto del confinamiento hidrostático que ocasiona que el vástago se levante).

b) Prueba de veleta de laboratorio. Esta prueba puede ejecutarse aún antes de extraer la muestra del tubo muestreador y resulta muy económica. Este tipo de pruebas son particularmente útiles para ensaye de arcillas blandas homogéneas y para medir resistencias remoldeadas.

c) Prueba con aparato de corte directo (o caja de corte directo). Algunos laboratorios usan varios tipos de caja de corte directo para pruebas del tipo "UU". Salvo algunos cuidados que permitan garantizar que la muestra no cambia de volumen (tales como, ejecutando el ensaye muy rápidamente para prevenir el drenaje) a través del ensaye tales aparatos están expuestos a proporcionar resultados muy erráticos.

2. Ensayes del tipo "CU" (para obtener la resistencia S_u)

Pruebas de laboratorio

a) Las pruebas de compresión triaxial con mediciones de la presión de poro "U" en muestras isotrópicamente consolidadas

son ampliamente usadas en la práctica especialmente cuando el ingeniero desea conocer las curvas esfuerzo-deformación, esfuerzo efectivo-resistencia y parámetros de presión de poro. Las muestras frecuentemente se consolidan a varios niveles de esfuerzos, iniciando con un esfuerzo efectivo de confinamiento σ_c aproximadamente igual al esfuerzo neto de sobrecarga σ'_{v_0} .

Puntos de importancia en estas pruebas: 1) Una prueba "CU", consolidada a un esfuerzo neto de sobrecarga casi siempre proporciona un valor grande de resistencia no drenada, debido al fuerte decremento del contenido de agua que ocurre durante la fase de consolidación de laboratorio; 2) La presentación de resultados S_u obtenido de series de ensaye "CU" podría hacerse dibujando $S_u - \sigma'_c$. Las envolventes "CU" en términos de esfuerzos totales son de poco uso práctico y hasta pueden resultar erróneas; 3) Los resultados esfuerzo-deformación-presión de poro, obtenido de ensayes "CU" en general no representan el comportamiento de campo ya que el ensaye no se inicia con condiciones del coeficiente de presión de tierras en reposo (k_0).

b) Aparato de corte directo. Es también común efectuar pruebas "CU" en laboratorio con este aparato. Las muestras se consolidan a varios valores de esfuerzo vertical en torno a σ'_{v_0} y luego son sometidas al cortante bajo condiciones no drenadas. En este caso el principal problema consiste en controlar apropiadamente el drenaje, el cual no desaparece aún cuan

do la prueba se efectúe muy rápidamente; y sin embargo, muchos laboratorios persisten en utilizar este procedimiento. Un ejemplo de lo anterior lo constituyen los especímenes pre consolidados los cuales absorben agua y por tanto su resistencia disminuye, mientras que especímenes normalmente consolidados expulsan agua y consecuentemente su resistencia aumenta.

La forma más común y simple de prevenir el drenaje durante el cortante en un ensaye "CU", es variando la carga normal para así mantener la altura constante y consecuentemente el volumen de la muestra. Sin embargo, existe todavía un problema en la interpretación exacta de cual es el esfuerzo cortante de falla en el aparato de corte directo, ya que no se puede determinar el estado de esfuerzo del conocimiento de esfuerzos sobre únicamente un plano.

3. Comparación de datos de resistencia no consolidada-no drenada "UU"

En la tabla 4.1 se comparan valores de resistencia S_u de ocho arcillas de varias partes del mundo determinados de pruebas de veleta de campo, pruebas de compresión triaxial "UU" y "CU", consolidadas a esfuerzo neto de sobrecarga σ'_{v_0} .

Estudios de estos y otros datos revelan que: 1) No hay una relación consistente entre resistencias de veleta de campo ($S_u(FV)$), y pruebas de compresión triaxial ($S_u(UU)$), ya que dicha relación fácilmente puede variar de 0.5 a 2.0 aunque casi

siempre es menor que la unidad y se ha encontrado que la relación ($S_u(UU)/S_u(FV)$), es típicamente igual a $65 \pm 15\%$; 2) Las pruebas de compresión triaxial "CU" siempre proporcionarán resistencias mayores que las pruebas triaxiales "UU" como debería esperarse a causa de la consolidación.

4.2.3 Análisis de estabilidad utilizando resistencia consolidada-no drenada "CU"

Con este análisis se pretende predecir el F.S. de construcciones que implican la resistencia no drenada de suelos que han sido consolidados bajo esfuerzos cortantes apreciables como es el caso de construcciones sobre pendientes naturales, terraplenes de tierra, etc. El análisis puede hacerse utilizando dos métodos: el primero es un análisis en función de esfuerzos totales en el que se relaciona la resistencia S_u con los esfuerzos de consolidación, como en el caso de estimaciones de estabilidad previas a una construcción. El segundo método utiliza un análisis en función de esfuerzos efectivos para determinar C' , ϕ' y los esfuerzos efectivos normales que comúnmente existen o existirán. El empleo de este método de análisis es propio durante la construcción y para lo cual se utilizan los valores de presión de poro medidos en los piezómetros.

1. Análisis de estabilidad en función de esfuerzos totales

Aunque este tipo de análisis es usado por algunas organizaciones de acuerdo con Ladd (1971), esos resultados deberían usarse con

reservas ya que están sujetos a serios errores; por lo que debería preferirse un análisis $\phi=0$.

La secuencia en este tipo de análisis para el caso de un terraplen sobre una arcilla blanda saturada es la siguiente:

- a) Determinar el grado de consolidación a lo largo de la cimentación (basada en mediciones de asentamientos o de presión de poro).
- b) Cálculo de los correspondientes esfuerzos efectivos ya que resulta de gran interés conocer el estado completo de esfuerzos.
- c) Desarrollo de una relación entre S_u y los esfuerzos efectivos, que dependerán de la relación de preconsolidación del suelo. O si se conocen los valores iniciales de S_u , relacionar los incrementos de S_u con los cambios en los esfuerzos de consolidación.
- d) Dividir la cimentación en zonas y determinar el valor de S_u propio de cada zona.
- e) Ejecutar un análisis $\phi=0$ en función de esfuerzos totales.

Los principales problemas en los pasos anteriores son: 1) La dificultad para averiguar los esfuerzos de consolidación in situ y como consecuencia relacionar esos valores a la resistencia S_u , debido a que se desconoce la historia de esfuerzos del suelo y además la imprecisión al cuantificar los efectos del siste

ma de esfuerzos en la consolidación no unidimensional ($N_o - K_o$) sobre el valor de S_u .

2. Análisis de estabilidad en función de esfuerzos efectivos

Un análisis en función de esfuerzos efectivos es más valioso si existen suficientes datos de piezómetros de campo que proporcionen valores confiables de U ; por tanto un análisis de estabilidad proporcionará factores de seguridad (F.S.), basados en resistencia calculada de esfuerzos efectivos que se están generando. En resumen un análisis de esfuerzos efectivos proporciona un factor de seguridad instantáneo que no toma en cuenta cambios futuros en los esfuerzos efectivos y por tanto ese factor de seguridad no coincide con los de análisis de esfuerzos totales, a menos que se haya alcanzado la falla. Un análisis de esfuerzos efectivos de acuerdo con Ladd (1971) es difícil de usar, prueba de ello es que existen pocos casos confiables en que C' , ϕ' y U medidos han sido satisfactorios en terraplenes en suelos blandos.

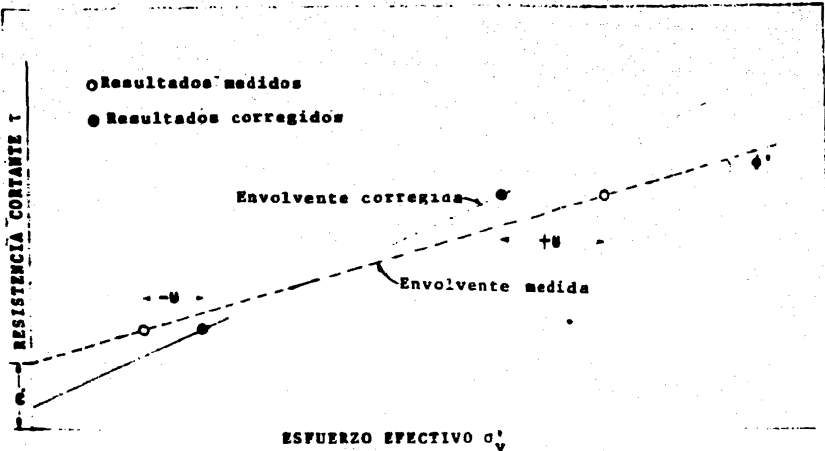


FIG. 4.1 EFECTO DEL DRENAJE INCOMPLETO SOBRE LA ENVOLVENTE DE FALLA DE PRUEBAS DE CORTE DIRECTO EN ARCILLAS PRECONSOLIDADAS

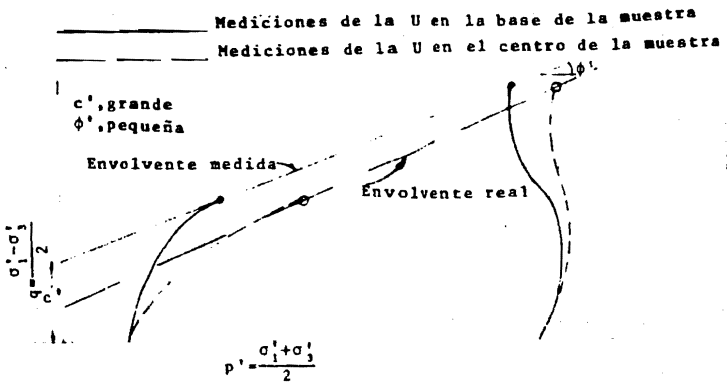


FIG. 4.2 TRAYECTORIAS DE ESFUERZO

RELACION DE RESISTENCIAS NO DRENADAS

LOCALIZACION	SUELO	PROFUNDIDAD (m)	$S_u(UU)/S_u(FV)$	$S_u(UU)/S_u(CU)$	TIPO DE MUESTRA
GOLFO DE MEXICO	ARCILLA BLANDA "CH"	0 - 6	0.54	0.85	SHELBY
PATIOS DEL MASSACHUSETTS INST. OF TECH.	ARCILLA AZUL DE BOSTON N.C.	29	0.55	0.34	PISTON 7.62 cm (3")
CD. DE MEXICO	ARCILLA DE LA CD DE MEXICO	—	0.64	0.74	SHELBY 12.7 cm (5")
KAWASAKI JAPON	ARCILLAS N.C. (CL y CH)	20-45	0.67	0.58	SHELBY 7.62 cm (3")
LAGUNILLAS VENEZUELA	ARCILLA N.C. (CH)	6	0.81	0.82	SHELBY 7.1 cm (2.8")
SKABO, NORUEGA	ARCILLA N.C. ((S) _u = 5)	10-16	1.04	0.88	PISTON MUESTREA DOR N.G.I (N.G.I. Inst. Geotéc nico Noruego)
MANGLERUD NORUEGA	ARCILLA SENSITIVA ((S) _u > 100)	6.5-10	1.4	0.82	PISTON MUESTREA DOR N.G.I
OTTAWA CANADA	ARCILLA LEDA	17	1.0	0.95	PISTON
			1.91	0.98	BLOQUE

TABLA 4.1 COMPARACION DE DATOS DE RESISTENCIA NO DRENADA OBTENIDOS DE VARIOS METODOS

LOCALIZACION	SUELO	PROFUNDIDAD (m)	RELACION DE RESISTENCIAS NO DRENADAS		TIPO DE MUESTRA
			$s_u(uu)/s_u(FV)$	$s_u(uu)/s_u(CU)$	
GOLFO DE MEXICO	ARCILLA BLANDA "CH"	0 - 6	0.54	0.85	SHELBY
PATIOS DEL MASSACHUSETTS INST. OF TECH.	ARCILLA AZUL DE BOSTON N.C.	29	0.55	0.34	PISTON 7.62 cm (3")
CD. DE MEXICO	ARCILLA DE LA CD DE MEXICO	—	0.64	0.74	SHELBY 12.7 cm (5")
KAWASAKI JAPON	ARCILLAS N.C. (CL y CH)	20-45	0.67	0.58	SHELBY 7.62 cm (3")
LAGUNILLAS VENEZUELA	ARCILLA N.C. (CH)	6	0.81	0.82	SHELBY 7.1 cm (2.8")
SKABO, NORUEGA	ARCILLA N.C. ($S_u = 5$)	10-16	1.04	0.88	PISTON MUESTREA DOR N.C.I (N.G.I. Inst. Geotéc nico Noruego)
MANGLERUD NORUEGA	ARCILLA SENSI- TIVA ($S_u > 100$)	6.5-10	1.4	0.82	PISTON MUESTREA DOR N.C.I
OTTAWA CANADA	ARCILLA LEDA	17	1.0	0.95	PISTON
			1.91	0.98	BLOQUE

TABLA 4.1 COMPARACION DE DATOS DE RESISTENCIA NO DRENADA OBTENIDOS DE VARIOS METODOS

RELACION DE RESISTENCIAS NO DRENADAS

LOCALIZACION	SUELO	PROFUNDIDAD (m)	$s_u(UU)/s_u(FV)$	$s_u(UU)/s_u(CU)$	TIPO DE MUESTRA
GOLFO DE MEXICO	ARCILLA BLANDA "CH"	0 - 6	0.54	0.85	SHELBY
PATIOS DEL MASSACHUSETTS INST. OF TECH.	ARCILLA AZUL DE BOSTON N.C.	29	0.55	0.34	PISTON 7.62 cm (3")
CD. DE MEXICO	ARCILLA DE LA CD DE MEXICO	—	0.64	0.74	SHELBY 12.7 cm (5")
KAWASAKI JAPON	ARCILLAS N.C. (CL y CH)	20-45	0.67	0.58	SHELBY 7.62 cm (3")
LAGUNILLAS VENEZUELA	ARCILLA N.C. (CH)	6	0.81	0.82	SHELBY 7.1 cm (2.8")
SKABO, NORUEGA	ARCILLA N.C. ((S) _u = 5)	10-16	1.04	0.88	PISTON MUESTREA DOR N.G.I (N.C.A. Inst. Geotéc nico Noruego)
HANGLERUD NORUEGA	ARCILLA SENSITIVA ((S) _u > 100)	6.5-10	1.4	0.82	PISTON MUESTREA DOR N.G.I
OTTAWA CANADA	ARCILLA LEDA	17	1.0	0.95	PISTON
			1.91	0.98	BLOQUE

TABLA 4.1 COMPARACION DE DATOS DE RESISTENCIA NO DRENADA OBTENIDOS DE VARIOS METODOS

CAPITULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

5.1.1 Suelos cohesivos

1. Resistencia al esfuerzo cortante. La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos está dada básicamente por la cohesión.

En los diferentes tipos de ensaye "CD", "CU" y "UU", la resistencia que presentan estos suelos se ve principalmente influenciada por las características del aparato de prueba; así como por los siguientes factores:

a) Grado de saturación

De un análisis comparativo entre resistencias de especímenes de arcilla 100% saturados con parcialmente saturados en compresión triaxial, ambos ensayados a la misma presión de confinamiento se concluye lo siguiente:

- 1) En ensayos "CD" los valores de ambas resistencias son prácticamente iguales.
- 2) En ensayos "CU" de especímenes parcialmente saturados si el suelo tiende a aumentar de volumen, la resistencia decrece; si de lo contrario la tendencia es de decremento de volumen, la resistencia aumenta.
- 3) En ensayos "UU", la resistencia de suelos parcialmente saturados es menor que la de suelos cien por ciento saturados, pero únicamente para valores de la presión de confinamiento que no sean lo suficientemente capaz de disolver en el agua, la totalidad de las burbujas de aire contenidas en el espécimen.

b) Grado de alteración de la muestra

Si la alteración es teóricamente nula, la relación que guardan entre sí las resistencias "CD", "CU" y "UU" de suelos ensayados en compresión triaxial es la siguiente:

- 1) Ensayos efectuados a presiones de confinamiento iguales a la presión de preconsolidación, muestran que la resistencia "CD" es mayor que las resistencias "CU" y "UU" y que a su vez estas dos últimas, son prácticamente iguales entre sí.
- 2) Ensayos a presiones de confinamiento mayores que la presión de preconsolidación, muestran que la resistencia "CD" es mayor que la "CU" y ésta mayor que la "UU".

- 3) Ensayes a presiones de confinamiento mucho menores que la presión de preconsolidación, muestran que la resistencia "UU" es mayor que la "CU" y ésta mayor que la "CD".

En suelos alterados, se considera que el efecto de la alteración en ensayos de compresión triaxial "CD" es prácticamente despreciable; sin embargo, en ensayos "CU" en arcillas sensitivas la resistencia del suelo aumenta y, por tanto, esta resistencia será mayor que la de muestras inalteradas; finalmente en ensayos "UU" la resistencia disminuye en una cantidad constante para todas las presiones de confinamiento, con respecto a la resistencia de muestras inalteradas.

c) Velocidad de deformación

La variación de la velocidad de deformación, para tiempos grandes de falla puede afectar la resistencia de los suelos ensayados en compresión triaxial; así como a la resistencia de arcillas y pizarras saturadas ensayadas en compresión simple.

d) Tiempo de duración de un ensaye

El tiempo de duración de un ensaye puede ocasionar cambios en la resistencia pues podría pasarse de una condición de drenaje a otra. La duración dependerá del coeficiente de consolidación o de dilatación del suelo, así como también de la longitud de las trayectorias de drenaje.

e) Tiempo de consolidación

La duración del tiempo de consolidación puede afectar la resistencia en ensayos "CU" ya que para tiempos grandes podría alcanzarse la consolidación secundaria, lo cual podría originar aumento en la resistencia.

f) Contenido de agua inicial

El incremento o disminución del contenido de agua inicial afectará inversamente la resistencia de los suelos; es decir, si el contenido de agua inicial aumenta, la resistencia decrece y si el contenido de agua inicial decrece, la resistencia aumenta.

g) Consolidación no hidrostática

En ensayos "CU" de laboratorio la resistencia puede variar ya que la consolidación en campo es no hidrostática y en un estrato cualquiera de suelo los esfuerzos efectivos sobre una partícula pueden ser diferentes, tanto en dirección vertical como horizontal.

h) Variación del esfuerzo principal intermedio (σ_2)

La variación de (σ_2) entre sus valores límites (σ_1) y (σ_3) puede afectar la resistencia al alterar la relación existente entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal efectivo en ensayos CD o \overline{CU} ; así como también en ensayos "CU" y "UU" puede afectar la generación de presión de poro durante la aplicación del esfuerzo desviador.

2. Comportamiento esfuerzo-deformación

En cuanto al comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos cohesivos, los elementos que más influyen son: la mineralogía, la forma de los granos, la orientación y distribución de las partículas dentro de la masa de suelo, así como el estado inicial y el método de carga.

5.1.2 Suelos no cohesivos

En los suelos no cohesivos la resistencia es debida básicamente a la oposición que ofrecen los granos a rodar o deslizar uno sobre otro.

La resistencia aumenta con incremento de la compacidad relativa, con la angulosidad de los granos y con la no uniformidad de los suelos.

El comportamiento esfuerzo-deformación de estos suelos es determinado básicamente por el tamaño y forma de los granos, orientación y distribución de las partículas dentro de la masa del suelo, estado inicial y método de carga.

5.2 Recomendaciones

5.2.1 Suelos cohesivos

En el campo experimental para obtener mediciones confiables acerca de las características de resistencia-esfuerzo-deformación se deben cumplir dos requisitos básicos: 1) Que las muestras con-

serven las propiedades que tenían *in situ* y 2) Que los ensayos dupliquen las condiciones que ocurrieron *in situ*.

Las mediciones anteriores se pueden obtener mediante tres tipos de análisis de estabilidad.

Suelos 100% saturados

1) Análisis de estabilidad para el caso de resistencia "CD"

Este análisis emplea el uso de ensayos "CD" y "CU" con mediciones de presión de poro.

Para ensayos "CD" es apropiado el uso de la cámara triaxial. Respecto al uso de ensayos "CU" se han detectado dos problemas asociados que son: a) errores en las mediciones de presión de poro y b) no existe un criterio definido para elegir la envolvente de falla apropiada.

2) Análisis de estabilidad para el caso de resistencia "UU"

Para este análisis se cuenta también con dos métodos, el primero utiliza los ensayos del tipo "UU" y el segundo los ensayos del tipo "CU".

Los ensayos del tipo "UU" pueden dividirse en pruebas de campo y de laboratorio.

En las pruebas de campo se recomienda el uso de la veleta de campo, el cono de penetración y presiómetros; pero se preferirá la veleta de campo aunque los valores obtenidos se sugiere sean utilizados únicamente como valores índice.

Para las mediciones de laboratorio se puede contar con pruebas de compresión simple, veleta de laboratorio y aparato de corte directo, prefiriéndose el uso de las dos primeras por proporcionar resultados más confiables.

En cuanto a los ensayos del tipo "CU", estos se deberían limitar a pruebas de laboratorio con los aparatos de compresión triaxial y de corte directo.

Los resultados obtenidos son poco confiables ya que pueden subestimar o sobreestimar los valores de la resistencia.

3) Análisis de estabilidad para determinar la resistencia "CU"

Este análisis puede hacerse en función de esfuerzos totales o de esfuerzos efectivos. Los resultados obtenidos en función de esfuerzos totales deben usarse con reservas ya que están sujetos a serios errores; sin embargo, los análisis en función de esfuerzos efectivos pueden resultar confiables siempre y cuando los valores de la presión de poro se conozcan con bastante aproximación.

Para finalizar se hace énfasis, en que los parámetros de resistencia-esfuerzo-deformación aquí presentados, deben usarse con reservas en la aplicación de problemas prácticos; ya que pretender hacer uso indiscriminado de ellos podría resultar peligroso.

CAPITULO 6. NOMENCLATURA

A_0	área inicial
A_c	área corregida
A, B	parámetros de Skempton
C	cohesión aparente
C'	cohesión real
C_r	compacidad relativa
$C_u = D_{60}/D_{10}$	coeficiente de uniformidad
d_{ext}	diámetro exterior
d_{int}	diámetro interior
D_{10}	el 10% en peso de los granos son más finos que D_{10}
D_{60}	el 60% en peso de los granos son más finos que D_{60}
e_a	relación de vacíos de especímenes anisotrópicamente consolidados
e_c	relación de vacíos de consolidación

e_{crit}	relación de vacíos crítica
e_d	relación de vacíos última para el espécimen inicialmente compacto
e_i	relación de vacíos inicial
e_l	relación de vacíos última para el espécimen inicialmente suelto
$e_{máx}$	relación de vacíos máxima
$e_{mín}$	relación de vacíos mínima
e_{nat}	relación de vacíos natural
FV	prueba de veleta de campo
G_w	grado de saturación
h_i	altura inicial
H_A	espesor de especímenes anisotrópicamente consolidados
I_p	índice de plasticidad
K_0	coeficiente de presión de tierras en reposo
LL	límite líquido
LP	límite plástico
p-q	diagrama para representar trayectorias de esfuerzo donde $p=(\sigma_1+\sigma_3)/2$, $q=(\sigma_1-\sigma_3)/2$
q_r	resistencia a la compresión no confinada en estado remoldeado
q_u	resistencia a la compresión no confinada en estado inalterado
S	resistencia al cortante
S_d	resistencia al cortante drenada
S_u	resistencia al cortante no drenada

(S)	sensitividad
(S) _d	sensitividad drenada
(S) _u	sensitividad no drenada
S _s	densidad de sólidos
U	presión de poro
U _b	contrapresión
U _f	presión de poro final
W _a	contenido de agua de especímenes anisotrópicamente consolidados
W _f	contenido de agua final
W _i	contenido de agua inicial
W _n	contenido de agua natural
Z	profundidad
α_f	ángulo entre el plano de falla y el plano principal mayor
β	ángulo de inclinación de una tangente a la envolvente de resistencias y su punto de tangencia con el correspondiente círculo de resistencias
c	deformación axial
γ	deformación angular
ϕ	ángulo de fricción interna dado en términos de esfuerzos totales
ϕ'	ángulo de fricción interna dado en términos de esfuerzos efectivos
" ϕ "	diámetro de muestras de 3.6 cm (1.5")
σ, σ'	esfuerzos normales al plano de falla, total y efectivo respectivamente
σ_1	esfuerzo principal mayor

σ_2	esfuerzo principal intermedio
σ_3	esfuerzo principal menor
σ_c	presión o esfuerzo de confinamiento hidrostático
σ_{crit}	presión de confinamiento crítica
σ'_1	esfuerzo efectivo principal mayor
σ'_3	esfuerzo efectivo principal menor
σ'_{ic}	presión efectiva de consolidación o isotrópica
σ'_a	presión efectiva de preconsolidación o carga de <u>pre</u> consolidación en el punto, de acuerdo a la letra usada como subíndice, para este caso "a"
σ'_h	esfuerzo efectivo normal sobre el plano horizontal
σ'_{ha}	esfuerzo efectivo normal sobre el plano horizontal de especímenes anisotrópicamente consolidados
σ'_{vo}	esfuerzo neto de sobrecarga
τ	esfuerzo cortante
τ_h	esfuerzo cortante sobre el plano horizontal
τ_m	esfuerzo cortante en el punto pico
τ_o	esfuerzo cortante en el punto en que se alcanza el estado establecido de deformación

CAPITULO 7. BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

1. Bishop, A.W. (1966)
The Strength of Soils as Engineering Materials
Geotechnique, Vol XVI, febrero
2. Bishop, A.W. y Henckel, D.J. (1957)
The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test
3. Bjerrum Laurits (1950-1951)
Fundamental Considerations on the Shear Strength of Soils
Geotechnique, Vol II
4. Hirschfeld, Ronald C (1963)
Stress Deformation and Strength Characteristics of Soils
Harvard University, abril
5. Jiménez, J.A. y Justo Alpañes J.L. (1972)
Geotecnia y Cimientos I
Propiedades de los Cimientos y de las Rocas, Ed Rueda, Madrid
6. Juárez, B.E. y Rico, R.A. (1963)
Mecánica de Suelos Tomo I
Ed Limusa, México
7. Ladd, Charles C (1971)
Strength Parameters and Stress-Strain Behavior of Saturated
Clays
M.I.T., agosto-septiembre
8. Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1972)
Mecánica de Suelos
Ed Limusa, México

9. Lee, Kenneth y Seed, H. Bolton (1967)
Drained Strength Characteristics of Sands
ASCE, SM6, noviembre
10. Poulos, Steve J. (1971)
The Stress-Strain Curves of Soils
Junio
11. Seed, H. Bolton y Lee, Kenneth L. (1967)
Undrained Strength Characteristics of Cohesionless Soils
ASCE, SM6, noviembre
12. Skempton, A.W. y Bishop, A.W. (1950)
The Measurement of the Shear Strength of Soils
Geotechnique, Vol II, junio

REFERENCIAS

1. Bjerrum, L. y Landva, A. (1966)
Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay
Geotechnique, Vol 16, No. 1, pp 1-20
2. Bjerrum, L., Simons, N. y Torblaa, I. (1958)
The Effect of Time on the Shear Strength of a Soft Marine Clay
Proc. Brussels Conference on Earth Pressure, Vol 1, pp 148-158. (Measurement of Pore-Pressure Build-Up with Time During Undrained Loading)
3. Bishop, A.W., Webb, D.L. y Skinner, A.E. (1965)
Triaxial Tests on Soil at Elevated Cell Pressures
Proc. 6th Interntl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, pp 170-174
4. Bennett, C.B. y Mechan, J.G. (1953)
The Use of the Vane Borer on the Foundation Investigation of the Sand-Point Fill
Proc. Highway Research Board, Vol 32, pp 486
5. Cadling, L. y Odenstad, S. (1950)
The Vane Borer: An Apparatus for Determining the Shear Strength of Clay Soils Directly in the Ground
Proc. Royal Swedish Geotechnical Institute, No.2, Stockholm
6. Casagrande, A. y Hirschfeld, R.C. (1962)
Second Progress Report on Investigation of Stress-Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays
Harvard Soil Mechanics Series No. 65, Cambridge, pp 1-39
7. Casagrande, A. y Poulos, S.J. (1964)
Four Report on Investigation of Stress-Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays
Harvard Soil Mechanics Series No. 74, Cambridge, pp 1-82
8. Casagrande, A. y Rivard, P.J. (1959)
Strength of Highly Plastic Clays
Publication No. 31, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo
(Effect of Time of Loadings on Drained Strength.)
9. Casagrande, A. y Wilson, S.D. (1949)
Final Report to U.S. Waterways Experiment Station on Investigation of Effect of Long-Time Loading on the Strength of Clays and Shales at Constant Water Content
Harvard University, p 77

10. Crawford, C.B. (1959)
The Influence of Rate of Strain on Effective Stresses in Sensitive Clays
Paper on Soils: 1959 Meetings, Spec. Tech. Publ. No. 254, Am. Soc. for Testing and Materials, Philadelphia, pp 36-48 (Measurement of Pore-Pressure Build-Up with Time During Undrained Loading)
11. Castro, G. (1969)
Liquefaction of Sands
Harvard Soil Mechanics Series No. 81, Harvard University, Cambridge, pp 1-112 (Ph.D. Tesis)
12. Duncan, J.M. y Dunlop, P. (1968)
The Significancia of Cap and Base Restraint
ASCE, JSMFD, Vol 94, SM1, pp 221-290
13. Duncan, J.M. y Seed, H.B. (1967)
Corrections for Strength Test Data
ASCE, JSMFD, Vol 93, SM5, pp 121-138
14. Gibbs, H.J. (1956)
An Apparatus and Method of Vane Shear Testing of Soils
Symposium on Vane Shear Testing of Soils, ASTM, Special Technical Publication 193
15. Gibson, R.E. y Henckel, D.J. (1954)
Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on Measured Drained Strength
Geotechnique Vol 4, pp 6-15 (Effect of Time of Loading on Drained Strength)
16. Golder, H.O. y Skempton, A.W. (1948)
The Angle of Shearing Resistance in Cohesive Soils for Test at Constant Water Content
Proc. Second ICSMFE, Rotterdam, Vol 1, pp 185-192 (Independence of Shear Strength and Confining Pressure for Saturated Intact Soils)
17. Jurgenson, L. (1934)
The Shearing Resistance of Soils
Journal, Boston Soc. Civ. Engrs., 21: 242-275
18. Ladd, C.C. (1965)
Stress-Strain Behavior of Anisotropically Consolidated Clays During Undrained Shear
Proc. 6th Interntl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol I, pp 282-286
19. Lagatta, D.P. (1970)
Residual Strength of Clays and Clay-Shales by Rotation Shear Tests
Ph.D. Thesis, Harvard University, Cambridge

20. Lambe, T.W. (1953)
The Structure of Inorganic Soil
Proc. ASCE, Vol 79, Separate No. 315, pp 1-49
21. Landva, A. (1962)
An Experimental Investigation of the Shear Strength of Normally Consolidated Clays
Norwegian Geotechnical Institute, Internal Reports F.175 Series
22. Lowe, J. y Karafiath, L. (1960)
Effect of Anisotropic Consolidation on the Undrained Shear Strength of Compacted Clays
Shear Conf., ASCE, Boulder, Colorado, pp 837-858 (Special Attention to Applications in Design of Slopes of Dams)
23. Marsal, R.J. (1967)
Behavior of Granular Soils
Pan-American Soils Course, Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, pp 1-229
24. Mello de, V.F.B. (1969)
Foundations of Buildings in Clay
State of the Art Report
Proc. 7th ICSMFE, México, State of the Art Volume, pp 49-136
25. Menard, L. (1963)
Calcul de la Force Portance Des Fondations Sur la Base des Resultats des Essais Pressiometriques
Sols-Soils, Vol 2, No. 4, p 9
26. Olson, R.E. (1963)
Shear Strength Properties of Sodium Illite
ASCE, JSMFD, Vol 89, No. SM1, pp 183-208
27. Olson, R.E. y Campbell, L.M. (1967)
Bushing Friction in Triaxial Shear Testing
ASTM Materials Research and Standards, Vol 7, No. 2, pp 45-52
28. Pérez Guerra, G. (1969)
Panel Discussion, Main Session 2
Proc. 7th ICSMFE, México, Vol 3, pp 219-224
29. Roscoe, K.H., Schofield, A.N. y Wroth, C.P. (1959)
Correspondence, Geotechnique, Vol 9, June, pp 72-83
30. Rowe, P.W. y Barden, L. (1964)
Importance of Free Ends in Triaxial Testing
ASCE, JSMFD, Vol 90, No. SM1, January, pp 167-179
31. Skempton, A.W. (1948)
Vane Tests in the Alluvial Plane of the River Forth near Grangemouth
Geotechnique, Vol 1, No. 2, pp 111-124

32. Skempton, A.W. (1964)
Long-Term Stability of Clays Slopes
4th Rankine Lecture, Geotechnique 14, No. 2, pp 77-102
33. Skinner, A.E. (1970)
Letter Dated June 9, 1970, Containing Original Data Used to
Prepare fig 3.30
34. Taylor, D.W. (1943)
MIT Triaxial Report No. 9
35. Taylor, D.W. y Stevens, S.F. (1953)
Research on Shearing Characteristics of Clays: Effect of
Preshear Consolidation and Rebound Pressures
MIT, (Effect of Time of Consolidation on the Consolidated-
Undrained Strength.)
36. Whitman, R.V., Richardson, A.M. y Healy, K.A. (1961)
Time-Lags in Pore Pressure Measurements
Proc. 5th Internatl. Conf. Soil Mech. and Foundation Engr.,
Paris, Vol 1, pp 407-411
37. Wissa, A.E.Z. y Ladd, C.C. (1965)
Shear Strength Generation in Stabilized Soils
MIT Research Report R65-17 (Soils Publication No. 173) to
U.S. Waterways Experiment Station, Cambridge, Mass, June,
pp 1-290