

143
Eg



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**COMPARACION DE PRUEBAS TRIAXIALES
DE DEFORMACION CON DIFERENTES
PROCEDIMIENTOS DE ENSAYE**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

MARIA ASUNCION SANTIAGO



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 está 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.

I N D I C E

1.	INTRODUCCION	1
2.	ANTECEDENTES TEORICOS	2
2.1	Relaciones esfuerzo-deformación	2
2.2	Módulo de deformación	5
2.3	Presión de confinamiento	12
2.4	Obtención del módulo de deformación	14
3.	PRUEBAS DE LABORATORIO	18
3.1	Técnicas de prueba	18
3.1.1	Prueba multitriaxial	18
3.1.2	Prueba triaxial de deformación con una probeta	21
3.1.3	Prueba triaxial de deformación con cuatro probetas	23
3.2	Trabajo práctico de laboratorio	24
3.2.1	Características del material de prueba	24
3.2.2	Parámetros de control	24
3.2.3	Preparación de probetas	29
3.2.4	Descripción del equipo utilizado	30
4.	INTERPRETACION DE RESULTADOS	33
5.	EJEMPLOS DE APLICACION	49
6.	CONCLUSIONES	59
	BIBLIOGRAFIA	62

1. INTRODUCCION

El objetivo de esta tesis, es presentar un procedimiento adecuado de laboratorio para la obtención de los parámetros que intervienen en el comportamiento de un suelo arenoso, mediante pruebas triaxiales de deformación. Dado que en la actualidad no ha sido posible tomar en cuenta la mayor parte de los factores que determinan dicho comportamiento para este tipo de suelos y los métodos más utilizados para el cálculo de asentamientos se basan principalmente en resultados de pruebas de campo, tales como, pruebas de penetración estándar y pruebas de placa, los cuales proporcionan resultados bastante conservadores.

En el capítulo 2, se exponen las ideas del Dr. Zeevaert para considerar de manera racional los factores que influyen en las deformaciones de un suelo arenoso, mediante la obtención del Módulo de Deformación Unitaria.

En el capítulo de pruebas de laboratorio se desarrolla la técnica a seguir para la determinación de los parámetros de resistencia y parámetros de deformación o Módulos de Deformación, estos últimos realizados con dos procedimientos de ensaye.

Así mismo se describe el trabajo práctico a realizar en el laboratorio con los materiales de prueba.

Al final se presentan algunos ejemplos de aplicación al cálculo de asentamientos para comparar resultados, las ventajas y desventajas para cada procedimiento.

2. ANTECEDENTES TEORICOS

2.1 Relaciones esfuerzo-deformación

Las propiedades de esfuerzo-deformación y el efecto del tiempo en sedimentos finos no consolidados, es uno de los problemas más difíciles y complejos para la determinación e interpretación de la mecánica de suelos. El estudio se puede hacer desde el punto de vista de los conceptos reológicos en relación con el comportamiento de los fenómenos observados.

Cabe mencionar que para calcular aproximadamente el comportamiento de las cimentaciones es necesario conocer el módulo de deformación-unitaria, el coeficiente de variación volumétrica y la rigidez del suelo bajo condiciones dinámicas de carga. Y para determinar dichos parámetros, se acepta que el suelo está formado por un esqueleto estructural de granos rígidos, los cuales pueden o no tener gran-cohesión, dependiendo del contenido de materiales cementantes. Los vacíos o cavidades dejados por la estructura del suelo se pueden encontrar saturados o parcialmente saturados con agua. De aquí que, las propiedades de esfuerzo deformación-tiempo del suelo sea una función de la interacción de sus componentes y de los siguientes factores.

- . Estado de esfuerzos al cual el material estuvo confinado en el pasado.
- . Tipo de esqueleto estructural.
- . Fuerzas intergranulares cohesivas o cementantes.
- . Forma, dimensiones y resistencia de los granos.
- . Estado de densidad en el que se puede encontrar el suelo.
- . Grado de saturación.
- . Permeabilidad.

La compresibilidad de un suelo se puede relacionar con el módulo de deformación unitaria o módulo de deformación; definido como el cociente de la deformación unitaria vertical $\Delta \epsilon$, entre el esfuerzo $\Delta \sigma$ que la produce, por lo que se puede escribir:

$$\lim_{\Delta \sigma \rightarrow \infty} \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \sigma} = M \quad 2-1$$

El módulo de deformación representa la tangente a la curva esfuerzo-deformación en un punto (fig. 1.2). Donde las características generales de la curva son típicas de cualquier tipo de suelo. Si se considera que M es constante, entonces se puede escribir:

$$e = M \cdot \sigma \quad 2-2$$

El valor de M en este caso representa una constante de proporcionalidad correspondiente a un sólido elástico ideal.

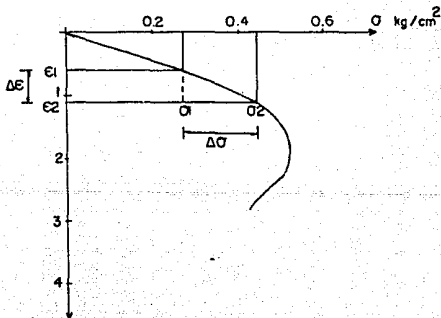


Fig. 1.2 Curva esfuerzo-deformación.

Sin embargo, después de un ciclo de carga y descarga se puede observar que la deformación que se recupera representa el fenómeno reversible o respuesta elástica del material. Por otro lado la deformación no recuperable representa el reacomodo estructural de las partículas.

Cuando el esqueleto estructural del suelo se sujeta a altos niveles de esfuerzo, los granos inestables sufren desplazamientos relativos que ya no se pueden recuperar al volver a cargar (fig. 2.2). La magnitud de dichas deformaciones depende del tipo de material y de la influencia que los factores antes mencionados pueden tener en el sistema estructural del suelo.

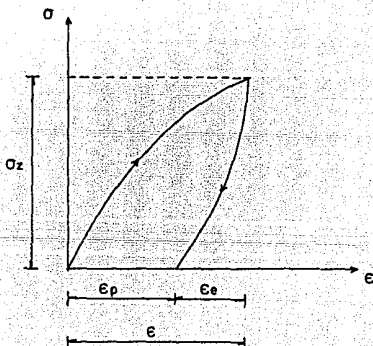


Fig. 2.2 Curva esfuerzo-deformación para un ciclo de carga y descarga.

2.2 Módulo de deformación

La determinación de esta propiedad mecánica, se lleva a cabo en el laboratorio, sobre especímenes de prueba representativos del material del subsuelo. Los especímenes de prueba deben ser de muestras inalteradas cuando el suelo es cohesivo, pero cuando el material no tiene cohesión como sucede con las arenas, la determinación de esta propiedad mecánica es más complicada, puesto que será necesario estudiar varios estados de compactación y estado de esfuerzos que el suelo tenga en el campo.

La investigación de las propiedades esfuerzo-deformación de los materiales del suelo, se puede generalizar aceptando que el material tiene diferentes propiedades mecánicas sólo en dos direcciones, esto es, en la dirección normal a los planos de estratificación y paralela a ellos, bajo estas condiciones se puede llamar:

M_z = Módulo de deformación unitaria en la dirección vertical.

M_h = Módulo de deformación unitaria en la dirección horizontal.

ν = Relación de Poisson.

La figura 3.2 representa un elemento de suelo al cual se le aplica un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_z$ obteniéndose una deformación $\Delta\sigma_z M_z$, y en los planos perpendiculares XY y YZ, la deformación inducida será:

$$-\nu \Delta\sigma_z M_z$$

En donde, la relación de Poisson se considera como un valor válido para las direcciones horizontal y vertical respectivamente. Los esfuerzos $\Delta\sigma_x$ producirán un incremento de deformación $M_h \Delta\sigma_x$ en la dirección X y $-\nu M_h \Delta\sigma_x$ en las direcciones perpendiculares. De la misma manera se pueden encontrar las expresiones cuando se aplica un incremento de esfuerzo en la dirección Y.

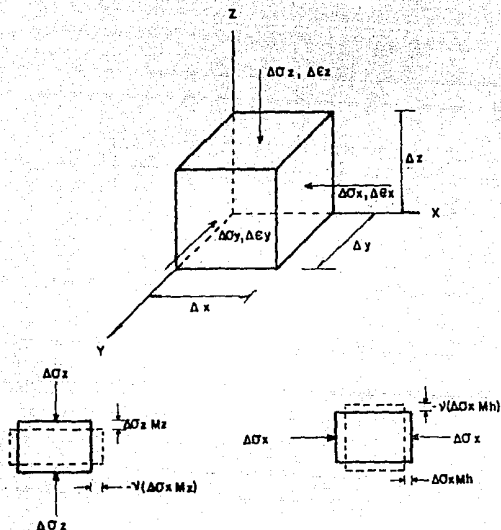


Fig. 3.2 Estado de esfuerzos y deformaciones en un punto.

Del razonamiento anterior se puede concluir que cuando se aplican incrementos de esfuerzo en las tres direcciones, las deformaciones correspondientes a cada dirección puede expresarse como sigue:

$$\epsilon_z = M_h \Delta \sigma_z - \nu M_h \Delta \sigma_x - \nu M_h \Delta \sigma_y \quad 2-3$$

Y en las direcciones X y Y:

$$\epsilon_x = M_h \Delta \sigma_x - \nu M_z \Delta \sigma_z - \nu M_h \Delta \sigma_y \quad 2-4$$

$$\epsilon_y = M_h \Delta \sigma_y - \nu M_z \Delta \sigma_z - \nu M_h \Delta \sigma_x \quad 2-5$$

Después de simplificar y agrupar los términos convenientemente, se puede escribir para las tres direcciones perpendiculares lo siguiente:

$$\epsilon_z = \left[1 - \nu \frac{M_h}{M_z} \cdot \frac{\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y}{\sigma_z} \right] M_z \cdot \Delta \sigma_z \quad 2-6$$

$$\epsilon_x = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_y}{\sigma_x} + \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\sigma_y} \right) \right] M_h \cdot \Delta \sigma_x \quad 2-7$$

$$\epsilon_y = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_x}{\sigma_y} + \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\sigma_y} \right) \right] M_h \cdot \Delta \sigma_y \quad 2-8$$

De las expresiones anteriores se puede analizar algunos casos de deformación en un punto.

Caso 1. Cuando el material está sujeto a incrementos de esfuerzo - $\Delta \sigma_z$, $\Delta \sigma_y$, $\Delta \sigma_x$ y las condiciones de deformación no están restringidas, es decir, las deformaciones tienen lugar libremente. Entonces las ecuaciones (2-6), (2-7) y (2-8) representan los incrementos de deformación que son exclusivamente una función de las propiedades mecánicas del material.

Caso 2. Cuando la deformación unitaria es cero en una dirección, - éste es, $\epsilon_y = 0$ y $\epsilon_x = 0$, entonces se puede obtener la siguiente condición:

$$1 = \nu \left(\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} + \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y} \right) \quad 2-9$$

En donde la relación de incrementos de esfuerzo será:

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_z} = \nu \left(\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} + \frac{M_z}{M_h} \right) \quad 2-10$$

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_x} = \nu \left(1 + \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right) \quad 2-11$$

Por la sustitución de las expresiones (2-10) y (2-11) en las ecuaciones (2-6) y (2-7) y arreglando términos se obtienen las expresiones para el caso de deformación en un plano:

$$\epsilon_z = (1-\nu) \left(1 + \frac{M_h}{M_z} \cdot \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} \right) M_z \Delta \sigma_z \quad 2-12$$

$$\epsilon_x = (1-\nu^2) \left(\frac{\nu}{1+\nu} + \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\sigma_z}{\sigma_x} \right) M_h \Delta \sigma_x \quad 2-13$$

Caso 3. El material está confinado a deformación nula en ambas direcciones horizontales, es decir, $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$. Usando las fórmulas (2-7) y (2-8) la relación de incrementos de esfuerzo será:

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} = \frac{\nu}{1+\nu} \cdot \frac{M_z}{M_h} \quad , \quad \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} = \frac{\nu}{1+\nu} \cdot \frac{M_z}{M_h} \quad 2-14$$

Sustituyendo estos valores en la expresión (2-6) se obtiene la siguiente fórmula:

$$\epsilon_z = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} M_z \Delta \sigma_z \quad 2-15$$

De la expresión 2.15 se puede ver que la deformación vertical unitaria, no depende de la relación M_h/M_z ; sin embargo es una función de la relación de Poisson. Estas condiciones pueden representar en la naturaleza un depósito o sedimento extensamente cargado en su superficie, es decir, cuando el espesor del estrato es pequeño en magnitud si se compara con el área cargada. Esta condición también re--

presenta el caso natural de un depósito de suelo, muy compresible - en la dirección vertical pero altamente estratificado en la dirección horizontal. Y cuando el estrato horizontal constituye materiales muy rígidos que no permiten los desplazamientos horizontales, - en este caso $M_h/M_z = 0$ y se puede aplicar la fórmula 2-15.

Es importante aclarar que dependiendo del tipo de confinamiento, la deformación puede ser diferente para un mismo valor de M_z . La figura 4-2 muestra el valor de:

$$\frac{(1+\nu)(1+2\nu)}{(1+\nu)} = \nu_c \quad 2-16$$

De donde se puede notar que en caso de confinamiento total y $\nu = 0.50$ la deformación es cero, es decir, el material no puede deformarse - en la dirección vertical cuando los desplazamientos laterales están totalmente restringidos.

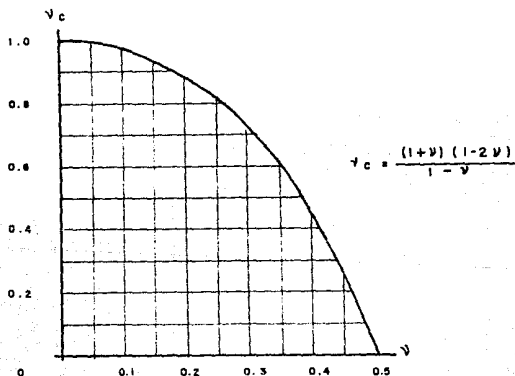


Fig. 4-2 Relación teórica del coeficiente de variación volumétrica y el módulo de deformación.

Para aclarar esta situación, se puede definir la compresión volumétrica de un sedimento como:

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta v}{V} \quad 2-17$$

Aquí Δv es el cambio de volumen en los vacíos del material sujeto a un cierto incremento de esfuerzos y V es el volumen total. Cuando el cambio en los esfuerzos σ_z , σ_y y σ_x toman lugar, el material sufre una deformación volumétrica.

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_z + \Delta \epsilon_y + \Delta \epsilon_x \quad 2-18$$

Por lo tanto, la deformación volumétrica es igual a la suma de las deformaciones unitarias en las tres direcciones perpendiculares. -- Si las ecuaciones 2-6, 7 y 8 expresan el incremento de deformación en las tres direcciones y se sustituyen en la ecuación 2-19, se encuentra la siguiente expresión para la deformación volumétrica:

$$\epsilon_v = (1-2\nu) \left[1 + \frac{M_h}{M_z} \left(\frac{\Delta \sigma_y + \Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} \right) \right] M_z \Delta \sigma_z \quad 2-19$$

De la cual se puede ver que para un material incompresible, cuando $\epsilon_v = 0$, la relación de Poisson tomará el valor de $\nu = 0.5$.

La deformación volumétrica puede compararse para el caso de un material totalmente confinado. Los esfuerzos necesarios para confinamiento están dados en las fórmulas 2-14, por lo tanto sustituyendolos valores en la deformación volumétrica.

$$\epsilon_v = \frac{(1+\nu)(1+2\nu)}{(1-\nu)} M_z \Delta \sigma_z \quad 2-20$$

Esta expresión es idéntica a la fórmula 2-15, de la cual se puede concluir que, para condiciones de confinamiento lateral cero, la de

formación volumétrica es igual a la deformación vertical, es decir, $\epsilon_v = \epsilon_z$. Además el coeficiente de variación volumétrica definido por Terzaghi en la teoría de la consolidación, correspondiente a una prueba de compresión con deformaciones laterales nulas, se define como:

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \sigma_z} \quad 2-21$$

De donde $\Delta \epsilon_v = m_v \Delta \sigma_z \quad 2-22$

Igualando las expresiones 2-15 y 2-22, se encuentra una relación entre el coeficiente de variación volumétrica y el módulo de deformación.

$$v M_z \Delta \sigma_z = m_v \Delta \sigma_z \quad 2-23$$

Por lo que $v = \frac{m_v}{M_z} \quad 2-24$

Por medio de la expresión anterior se puede obtener una fórmula para calcular los desplazamientos verticales de un estrato de espesor H_i , sujeto a un incremento de esfuerzos $\Delta \sigma_z$, en términos del módulo de deformación.

$$S_i = M_z \cdot \Delta \sigma_z \cdot H_i \quad 2-25$$

donde:

S_i = asentamiento del estrato i

M_z = módulo de deformación unitaria

σ_z = incremento de esfuerzo debido a la sobrecarga

H_i = espesor del estrato i

2.3 Presión de confinamiento

El suelo en el campo está sometido a un determinado esfuerzo de confinamiento de acuerdo con la profundidad a la cual se encuentra el estrato. Por lo tanto es necesario investigar las propiedades de resistencia para el rango de confinamiento que pueda presentarse y relacionar los resultados de las pruebas de laboratorio con las condiciones de campo, ya que el módulo de deformación es una importante función del nivel de esfuerzos de confinamiento.

Considerando un punto dentro de la masa de suelo que tiene un esfuerzo vertical σ_v y un correspondiente esfuerzo horizontal σ_h , entonces:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = K_o \quad 2-26$$

Donde K_o representa la relación de esfuerzos efectivos en reposo y depende del tipo de suelo, condiciones estratigráficas y los esfuerzos a los que ha estado sujeto el suelo a través del tiempo. En la tabla 1.2 se presentan los valores de K_o y del coeficiente de Poisson para diferentes sedimentos.

Bajo condiciones de campo, el esfuerzo de confinamiento equivalente para un punto en consideración se puede expresar como:

$$\sigma_c = \frac{1}{3} (1 + 2K_o) \sigma_v \quad 2-27$$

Tabla 1.2 Valores de K_0 y el coeficiente de Poisson para diferentes sedimentos.

Compresibilidad	ν	K_0	Sedimentos
Muy alto	0.43-0.35	0.75-0.60	Arcillas lacustres y limos.
Alta	0.35-0.30	0.60-0.45	Arcillas y limos. Arenas limosas lacustres. Suelos residuales. Polvo volcánico suelto.
Media	0.30-0.25	0.45-0.33	Arcillas y limos compactos, sedimentos eólicos finos. Suelos residuales y sedimentos volcánicos semicompactos. Aluvión fino.
Baja	0.25	0.33	Arenas, limos compactos - suelos aluviales. Sedimentos compactos y bien graduados.
Muy baja	0.25	0.33	Arenas, suelos gravosos. Sedimentos aluviales compactos.

2.4 Obtención del Módulo de Deformación

La determinación del módulo de deformación unitaria en materiales de media a alta permeabilidad, y en general de materiales poco cohesivos, puede desarrollarse en el laboratorio con un instrumento que sujete al suelo a un estado de esfuerzos sin restringir las deformaciones laterales. Para este propósito se usa un espécimen de prueba cilíndrico, con una altura de 2 a 2.5 veces su diámetro. El espécimen de prueba se coloca dentro de una cámara sellada, conocida como Cámara de Compresión Triaxial, cubriéndolo con una membrana -- firmemente adherida a la cabeza del instrumento donde se apoya la muestra del suelo.

La determinación del módulo de deformación unitaria tiene que ser desarrollada bajo presión cero en exceso de la hidrostática, en todo momento.

El Dr. Zeevaert utiliza el concepto de módulo de deformación M_z definido como el cociente de la deformación unitaria vertical ϵ_z entre el esfuerzo que la produce $\Delta\sigma_z$, como ya se mencionó al principio y propone el siguiente procedimiento de laboratorio para determinar los valores de M_z en función del esfuerzo de confinamiento. En la figura 5.2 se muestra la forma en que se realiza la prueba.

El espécimen de prueba se coloca en la cámara triaxial con una relación de vacíos inicial e_0 ; se aplica un esfuerzo de confinamiento inicial $\Delta\sigma_{c1}$, permitiendo que el espécimen se establezca bajo este esfuerzo volumétrico y con una nueva relación de vacíos e_1 ; después, se aplica un pequeño incremento de esfuerzo vertical efectivo $\Delta\sigma_{z1}$, de donde se obtiene la relación entre e_1 y $\Delta\sigma_{z1}$, dando el módulo secante de deformación M_{z1} , que corresponderá al esfuerzo de confinamiento σ_{c1} y a la relación de vacíos inicial e_1 .

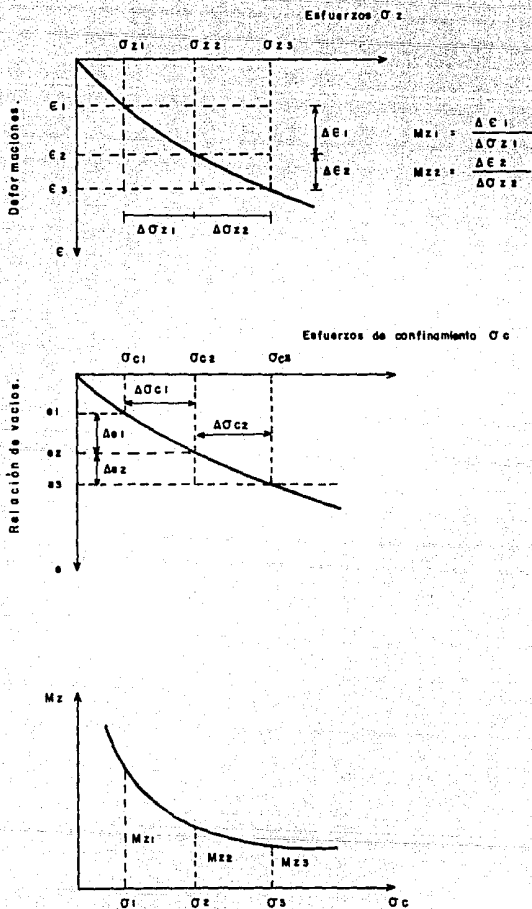


Fig. 5.2 Determinación del módulo de deformación en el laboratorio.

Se descarga el espécimen del incremento σ_{z1} , y el esfuerzo de confinamiento volumétrico se incrementa a $\sigma_{c1} + \sigma_{c1} = \sigma_{c2}$. Después de que el espécimen se estabiliza bajo este nuevo esfuerzo de confinamiento, se aplica un nuevo incremento de esfuerzo vertical σ_{z2} , obteniéndose la relación entre e_2 y σ_{z2} . Se determina de esta manera el módulo de deformación M_{z2} , correspondiente a la presión de confinamiento σ_{c2} y relación de vacíos e_2 . De la misma forma se continúa la prueba obteniéndose para cada paso el valor de M_z para el rango de esfuerzos deseado.

Se recomienda que el esfuerzo vertical efectivo, en cada paso sea calculado de tal forma que el esfuerzo cortante inducido en la probeta del suelo, nunca alcance más de la mitad de la resistencia al corte del material con el propósito de minimizar la influencia de las deformaciones plásticas en el espécimen.

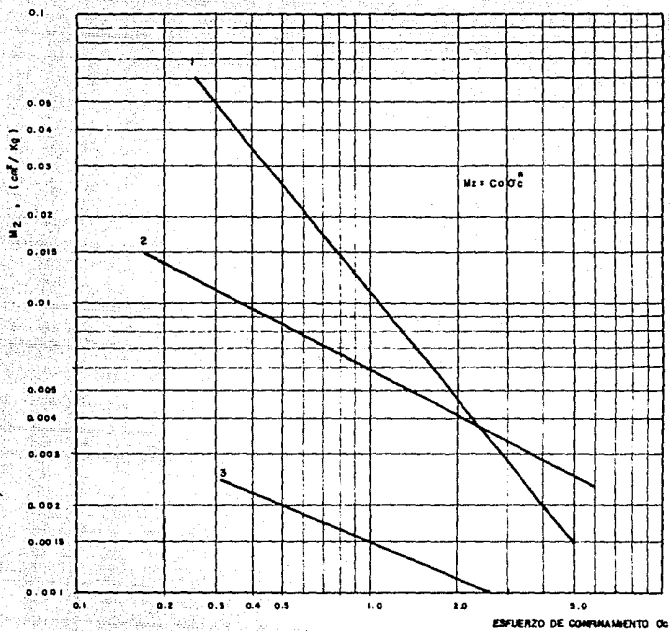
Una vez obtenidos los valores de M_z , éstos se grafican contra los esfuerzos de confinamiento σ_c en escala doble logarítmica, dichos valores usualmente se ajustan a una línea recta, de la cual se determina la ley del fenómeno M_z (fig. 6.2).

$$M_z = C_o \cdot \sigma_c^n$$

De donde

C_o = ordenada al origen
 n = pendiente de la recta M_z

Según estos resultados, se puede encontrar que el módulo de deformación es una importante función del esfuerzo de confinamiento y de la relación de vacíos inicial del espécimen de prueba, es decir, -- del estado de compactación.



- 1.- Vidrio volcánica semicompacto $Co = 0.0111$ $n = 1.24$
 2.- Arena de duna semi-compacta $Co = 0.00606$ $n = 0.52$
 3.- Arena de duna muy compacta $Co = 0.00145$ $n = 0.52$

Fig. 6.2 Módulos de deformación unitaria para materiales poco cohesivos.

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

3.1 Técnicas de prueba

Como ya se mencionó al principio, el objetivo de este trabajo es -- presentar un procedimiento adecuado para la elaboración de las pruebas triaxiales de deformación o pruebas P.T.D., para suelos arenosos.

La investigación consistió en realizar dichas pruebas con dos procedimientos diferentes de ensaye, por lo cual se empleó la técnica de dividir el trabajo de laboratorio en tres etapas principales:

En la primera etapa se llevó a cabo una prueba multitriaxial para -- determinar los parámetros de resistencia, con los confinamientos de 0.4, 0.8, 1.2 y 1.6 kg/cm². El procedimiento a seguir se detalla -- más adelante.

La segunda etapa consistió en realizar cuatro pruebas P.T.D. (una -- para cada esfuerzo de confinamiento), en una sola probeta.

En la última etapa, se ensayaron las mismas pruebas P.T.D. pero --- usando probetas individuales (una probeta para cada esfuerzo de con -- finamiento).

A continuación se explica de manera detallada, en que consiste cada una de estas pruebas.

3.1.1 Prueba Multitriaxial

Una vez labrada la probeta, se determina su altura y su diáme -- tro, se monta en el aparato triaxial y se inicia el ensaye -- de la siguiente manera:

Se aplica la presión de confinamiento inicial esperando unos minutos para que la probeta se estabilice bajo el esfuerzo - confinante; el siguiente paso a seguir, es la aplicación de los incrementos de carga, anotando al mismo tiempo en una gráfica la trayectoria de la curva esfuerzo-deformación, hasta llevar a la probeta cerca de la falla o bien, cuando se observa que la curva se inclina a 45° punto "a" como se muestra en la figura 1.3, inmediatamente después se aplica el siguiente esfuerzo de confinamiento, con lo cual, la probeta se estabiliza a un estado de esfuerzos punto "a'". Se continúa con la aplicación de los incrementos de carga, otra vez hasta llegar cerca de la falla punto "b"; aplicando inmediatamente el siguiente confinamiento y esperando a que la probeta se estabilice punto "b'".

De acuerdo con la programación, se continúa con la secuencia anterior hasta llegar a la última presión de confinamiento - donde la probeta se lleva a la falla.

Con los resultados de la curva esfuerzo-deformación se obtienen los esfuerzos principales σ_1 que ocasionan la falla para cada esfuerzo de confinamiento aplicado $\sigma_c = \sigma_3$.

Los esfuerzos principales mayores σ_1 y menores σ_3 se representan en una gráfica (fig. 2.3) donde se coloca en el eje - de las abcisas el valor de P y en el eje de las ordenadas el valor de Q, que se expresan como sigue:

$$P = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$Q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

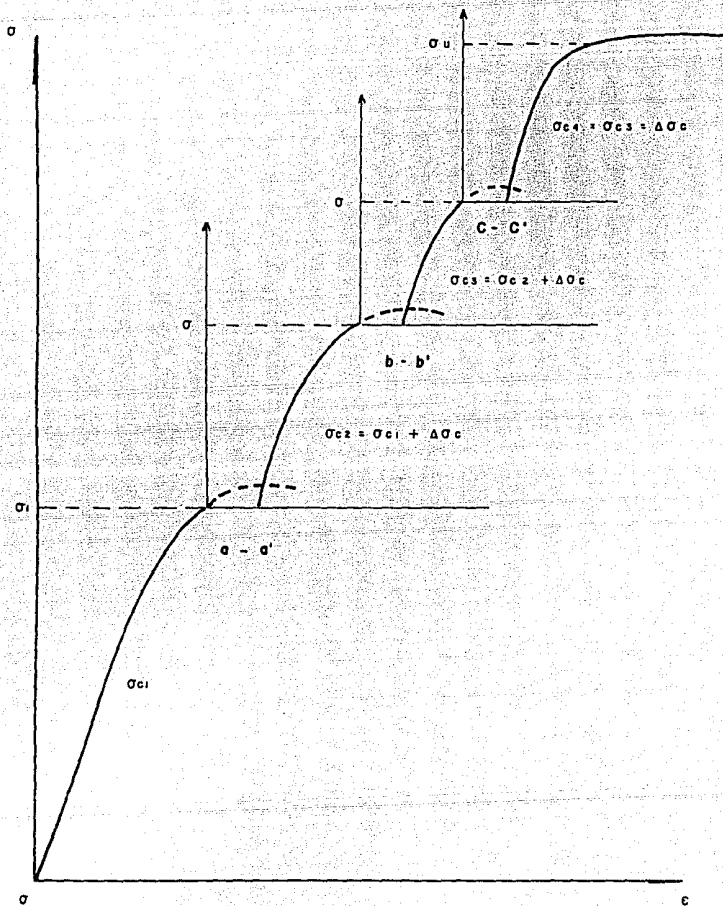


Fig. 1.3 Gráfica de esfuerzo deformación de la prueba multiaxial.

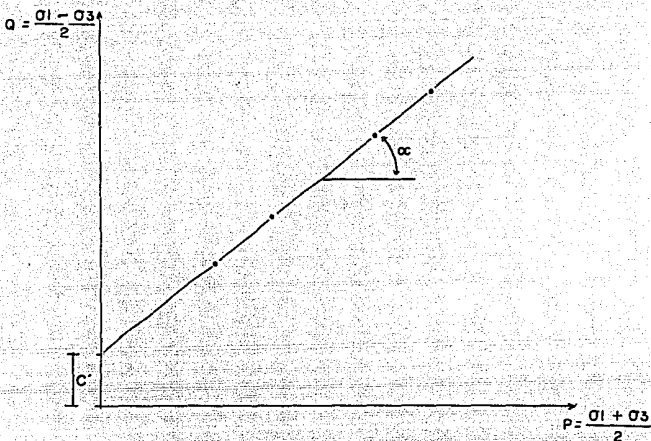


Fig. 2.3 Gráfica P-Q.

A partir de la gráfica P-Q se determinan los parámetros de resistencia con las siguientes expresiones:

$$\beta = \text{sen}^{-1} (\tan \alpha)$$

$$c = \frac{c'}{\cos \beta}$$

3.1.2 Prueba triaxial de deformación con una probeta

La programación de esta prueba, se hizo utilizando el ángulo de fricción interna que se obtuvo de la prueba multiaxial, con este ángulo se trazaron los diagramas de Mohr para los esfuerzos deseados, obteniéndose así los esfuerzos normales-

y con estos el esfuerzo desviador, con el cual se calcula la carga necesaria para alcanzar la mitad de este esfuerzo desviador, dicha carga es la que se aplicará en 10 incrementos de la siguiente manera:

Después de que la probeta se ha montado en el aparato triaxial, se aplica la presión de confinamiento y se toma la lectura inicial del micrómetro, en seguida se procede a aplicar el primer incremento de carga poniendo en marcha el cronómetro.

Pasado un minuto después de la aplicación de la carga, se toma la siguiente lectura y se aplica el segundo incremento.

Se repite el paso anterior a cada minuto hasta alcanzar el décimo incremento, en donde se toma la lectura después de transcurrido tres minutos con la misma carga.

En seguida se inicia el proceso de descarga con los mismos incrementos con que se llevó a la carga y con el mismo intervalo de tiempo, hasta alcanzar la descarga total.

Se aplica el siguiente confinamiento y se repite el procedimiento anterior, continuando de la misma forma para los confinamientos programados.

En este trabajo, las pruebas se realizaron con cuatro presiones de confinamiento (0.4, 0.8, 1.2 y 1.6 kg/cm²) para los dos procedimientos, realizando cada ciclo de carga y descarga sobre una misma probeta.

3.1.3 Prueba triaxial de deformación con cuatro probetas

Para efectuar las pruebas de la tercera etapa, que como ya se dijo, consiste en realizar las pruebas P.T.D. con probetas individuales, se siguió con el procedimiento antes mencionado durante el proceso de carga y descarga, sólo que en este caso, una vez que se llegó a la descarga total, la probeta se desechó y se volvió a montar una nueva probeta para el siguiente confinamiento.

3.2 Trabajo práctico de laboratorio

En este subcapítulo se explica con detalle; las características del material de prueba, los parámetros que se tomaron en cuenta para el labrado de las probetas y el ensaye de éstas, así mismo se describe el equipo y los accesorios empleados en el laboratorio.

3.2.1 Características del material de prueba

Los materiales que se eligieron para las pruebas fueron los siguientes:

Una arena fina de color blanco (arena sílica) cuyos granos - presentan formas irregulares y donde predomina un solo tamaño. Para corroborar los resultados obtenidos en las pruebas anteriores, se ensayaron probetas con arena de Ottawa.

En las figuras 3.3 y 4.3 se presentan las curvas de las pruebas granulométricas realizadas en dichos materiales y de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se clasificaron como SP (arenas mal graduadas).

3.2.2 Parámetros de control

Debido a que no se contaba con los datos del peso específico del material de prueba, se optó por tomar como parámetro de control para la elaboración de las probetas a la compacidad-relativa, entendiéndose por compacidad, la relación que mide el grado de acomodo de las partículas constitutivas de los suelos y se puede expresar en función del peso volumétrico seco en estado natural, máximo y mínimo con la siguiente fórmula:



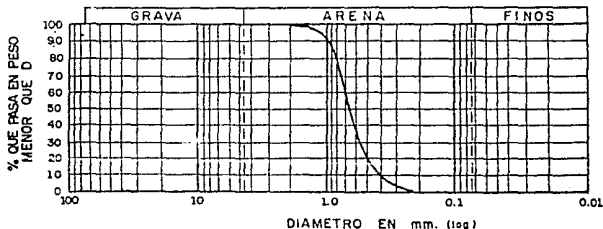
U. N. A. M.
Facultad de Ingeniería
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
GRANULOMETRIA POR MALLAS

25

OBRA _____	PESO DE LA MUESTRA (gr) _____
LOCALIZACION _____	RECIPIENTE No. PARA OBTENER ω % _____
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____	PESO RECIP + SUELO HUMEDO (gr) _____
MUESTRA No. _____ PROF. _____	PESO RECIP + SUELO SECO (gr) _____
DESCRIPCION ARENA SILICA	PESO AGUA (gr) _____
FECHA _____	PESO RECIPIENTE (gr) _____
OPERADOR _____	PESO DE SUELO SECO (gr) _____
CALCULO _____	ω % = _____

MALLA	ABERTURA	PESO MALLA	PESO MALLA + SUELO RET.	PESO SUELO RET.	RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA MENOR ϕ D
No	mm.	gr.	gr.	gr.	%	%
3"	76.20					
2"	50.80					
1 1/2"	36.10					
1"	25.40					
3/4"	19.05					
1/2"	12.70					
3/8"	9.52					
4	4.76			0.0	0.0	100.0
8	2.38	387	388.10	1.10	0.22	99.78
18	1.00	375	381.35	6.35	1.27	98.51
30	0.59	357	686.37	329.37	65.87	32.64
50	0.297	348	506.16	158.16	31.63	1.01
100	0.149	333	339.81	6.81	1.36	0.00
200						
SUMA						

$>3"$ = _____ %
 G = _____ %
 S = _____ %
 F = _____ %
 D_{10} = 0.40 mm
 D_{30} = 0.59 mm
 D_{60} = 0.70 mm
 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.70}{0.40} = 1.75$
 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = \frac{0.348^2}{0.149 \cdot 0.70} = 1.24$



CLASIFICACION DE LA PORCION GRUESA: SP

OBSERVACIONES: _____

FIGURA 3.3



U. N. A. M.
Facultad de Ingeniería
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

26

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA _____ LOCALIZACION _____ ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____ MUESTRA No. _____ PROF. _____ DESCRIPCION <u>ARENA DE OTAWA</u> FECHA _____ OPERADOR _____ CALCULO _____	PESO DE LA MUESTRA (gr) _____ RECIPIENTE No. PARA OBTENER ω % _____ PESO RECIB + SUELO HUMEDO (gr) _____ PESO RECIB + SUELO SECO (gr) _____ PESO AGUA (gr) _____ PESO RECIPIENTE (gr) _____ PESO DE SUELO SECO (gr) _____ ω % = _____
---	--

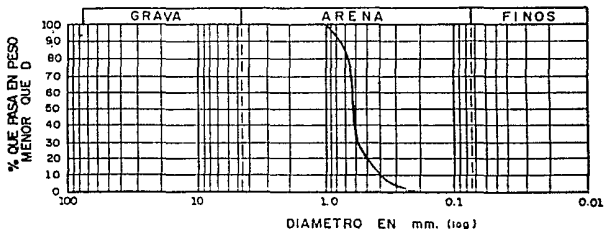
MALLA	ABERTURA	PESO MALLA	PESO MALLA + SUELO RE.	PESO SUELO RET.	RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA MENOR Q' D
Nº	mm.	gr.	gr.	gr.	%	%
3"	76.20					
2"	50.80					
1 1/2"	36.10					
1"	25.40					
3/4"	19.05					
1/2"	12.70					
3/8"	9.52					
4	4.75					
8	2.38					
18	1.00			0.0	0.0	100.00
30	0.59	387	759.84	732.84	74.56	25.44
50	0.297	375	492.80	117.80	23.56	1.88
100	0.149	357	366.92	9.42	1.88	0.00
200	0.074					
SUMA						

$>3"$ = _____ %
 G = _____ %
 S = _____ %
 F = _____ %

D_{50} = 0.42 mm
 D_{30} = 0.60 mm
 D_{10} = 0.62 mm

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.62}{0.42} = 1.47$

$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} = \frac{0.36}{0.26} = 1.38$



CLASIFICACION DE LA PORCION GRUESA: SP

OBSERVACIONES: _____

FIGURA 4.3

$$Cr = \frac{\gamma_{dm\acute{a}x} (\gamma_{dnat} - \gamma_{dm\acute{i}n})}{\gamma_{dnat} (\gamma_{dm\acute{a}x} - \gamma_{dm\acute{i}n})} \quad 3-1$$

De donde:

- Cr = compacidad relativa
 γ_{dnat} = peso volumétrico en estado natural
 $\gamma_{dm\acute{i}n}$ = peso volumétrico seco mínimo
 $\gamma_{dm\acute{a}x}$ = peso volumétrico seco máximo

En la determinación del peso volumétrico mínimo, se tomó una muestra de suelo, se seco y se depositó en un recipiente de volumen y peso conocido, dejándolo caer a través de un embudo desde una altura de 30cm; cuando el recipiente estuvo listo no se enrazó teniendo cuidado de no compactar el suelo; se obtuvo el peso total (W_t), a este peso se le restó el peso del recipiente (W_r) para conocer el peso de los sólidos (W_s), que al dividirlo entre el volumen de la muestra (V_m) se obtiene $\gamma_{dm\acute{i}n}$.

$$\gamma_{dm\acute{i}n} = \frac{W_s}{V_m}$$

El peso volumétrico seco máximo se obtuvo haciendo vibrar -- el mismo recipiente con la muestra de suelo para compactar-- la, después se midió el volumen (V_m) y se determinó el peso total (V_t) menos el peso del recipiente (W_r), quedando el peso de los sólidos (W_s) que al dividirlo entre el volumen --- (V_m) da el peso volumétrico seco máximo $\gamma_{dm\acute{a}x}$.

$$\gamma_{dm\acute{a}x} = \frac{W_s}{V_m}$$

Para la elaboración de las probetas se tomó como dato principal el peso volumétrico seco en estado natural, que se despegó de la fórmula 3.1 proponiendo una compacidad relativa del 50%.

A continuación se presenta la forma en que se calculó el peso de sólidos necesarios para formar las probetas de 1 1/2" de diámetro, en base a los datos conocidos de Cr, $\gamma_{dm\acute{a}x}$ y $\gamma_{dm\acute{i}n}$. para las dos muestras de arena.

Para la arena sílica:

$$V_m = 89.68 \text{ cm}^3$$

$$\gamma_{dm\acute{i}n} = 1.36 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_{dm\acute{a}x} = 1.48 \text{ g/cm}^3$$

$$.50 = \frac{1.48 (\gamma_{dnat} - 1.36)}{\gamma_{dnat} (1.48 - 1.36)}$$

$$.50 = \frac{1.48 \gamma_{dnat} - 1.94}{0.12 \gamma_{dnat}}$$

$$\gamma_{dnat} = 1.42 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{como } \gamma_{dnat} = \frac{W_s}{V_m}$$

$$\text{entonces } W_s = 127 \text{ g}$$

Para la arena de Ottawa

$$V_m = 89.68 \text{ cm}^3$$

$$\gamma_{dm\acute{i}n} = 1.67 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_{dm\acute{a}x} = 1.78 \text{ g/cm}^3$$

$$.50 = \frac{1.78 (\gamma_{dnat} - 1.67)}{\gamma_{dnat} (1.78 - 1.67)}$$

$$\gamma_{dnat} = 1.72 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{como } \gamma_{dnat} = \frac{W_s}{V_m}$$

$$\text{entonces } W_s = 154 \text{ g}$$

3.2.3 Preparación de probetas

Primeramente se coloca una membrana impermeable en la base de la cámara triaxial fijándola a ésta con una liga. En seguida se coloca el molde metálico, doblando el borde de la membrana sobre el molde.

Se conecta la bureta auxiliar a la válvula que comunica con la piedra porosa, saturándola con agua destilada y teniendo cuidado de no dejar aire atrapado en la línea, hasta tener un pequeño tirante en el interior del molde.

Se introduce la arena previamente saturada, dentro del molde, haciéndolo suavemente hasta llegar al tirante de agua de manera que no quede aire atrapado.

Una vez llenado el molde, se coloca la cabeza de la probeta y se baja el nivel del agua en la bureta auxiliar con objeto de hacer trabajar el agua a tensión para que la probeta pueda sostenerse por sí sola. Se espera a que el nivel del agua en la bureta, se estabilice y cuando ésto sucede se retira el molde metálico.

En seguida se toman las medidas, del diámetro y la altura de la probeta, después de ésto, se coloca la cámara triaxial cuidando de no golpear la probeta con el vástago de la misma.

Se lleva la cámara junto con la bureta auxiliar hasta el marco de carga. Una vez ajustado el vástago de la cámara con el anillo de carga, se inicia la prueba.

3.2.4 Descripción del equipo utilizado

Para determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia del material, se usó el equipo y los accesorios que a continuación se describen:

Marco de Carga

El marco de carga es una estructura que consta de un gabinete, donde se encuentran empotradas dos columnas de acero, estas columnas permiten ajustar una cruceta en la cuerda de las mismas. En la cruceta se coloca el anillo de carga como se muestra en la figura 5.3.

El esfuerzo es aplicado por medio de un gato mecánico, operado ya sea manualmente o con motor, esto hace que el plato del marco suba o baje haciendo contacto; el vástago de la cámara triaxial con el micrómetro colocado en el anillo de carga, de esta manera se registra la carga que se está aplicando.

Cámara Triaxial

La cámara de compresión triaxial está constituida por un cilindro de lucita, sellado en su extremo superior por una placa metálica. El cilindro se fija a la base por medio de cuatro tornillos. En el centro de la base se localiza un cilindro pequeño con una piedra porosa dentro del mismo que sirve de base a la probeta (figura 6.3) y en el contorno de la base se localizan tres válvulas que tienen las siguientes funciones:

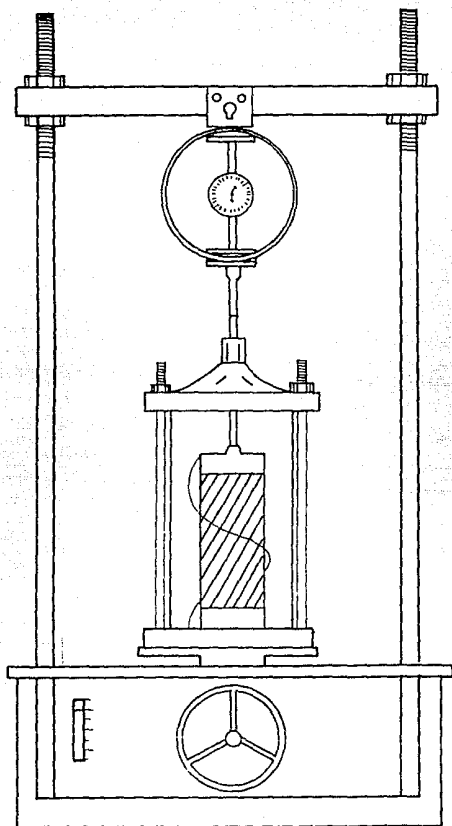


Fig. 5.3 Cámara de compresión triaxial y marco de carga.

- Válvula 1 Comunica al tanque regulador con la cámara triaxial. Permite el llenado de la cámara con agua o glicerina a la presión requerida.
- Válvula 2 Comunica a la piedra porosa de la base con la bujeta auxiliar.
- Válvula 3 Comunica a la piedra porosa de la base con la bujeta de la cámara, se mantiene cerrada durante toda la prueba.

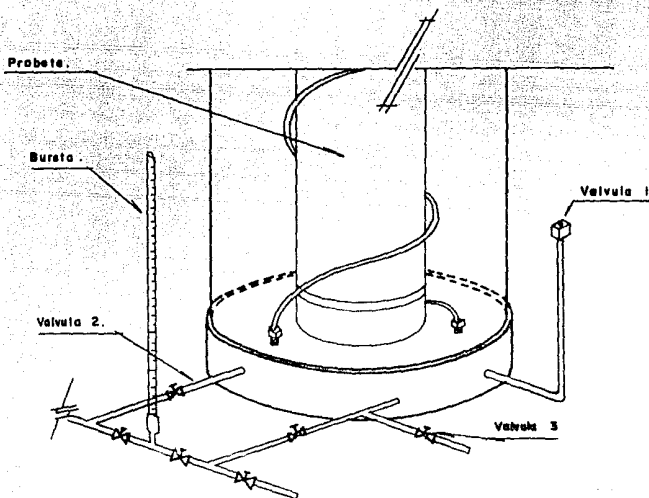


Fig. 6.3 Detalle de la base de la cámara triaxial.

4. INTERPRETACION DE RESULTADOS

En este capítulo se muestran los resultados de las pruebas realizadas -- con los dos procedimientos propuestos, para cada material, primero con -- la arena sílica y después para corroborar resultados, con la arena de -- Ottawa.

En la figura 1.4 se muestran los resultados de la prueba multitriaxial -- de donde se obtuvo la ley de resistencia del material de prueba, es decir, el ángulo de fricción interna que se presenta mediante las gráficas P-Q (figura 2.4).

De la figura 3.4 a la figura 6.4 se presentan las curvas de esfuerzo-deformación unitaria obtenidas a partir de las pruebas PTD, en donde se re presenta con línea continua, las gráficas de las pruebas realizadas con una sola probeta y con línea discontinua las realizadas con probetas individuales, para cada uno de los confinamientos propuestos. Se observa de estas gráficas que la deformación unitaria resulta ser mayor cuando -- se usó el procedimiento de ensayar probetas individuales, y por el con-- trario, cuando se ensayó una sola probeta se presentaron deformaciones -- menores, de donde se concluye que, al utilizar una sola probeta, el mate-- rial sufre una compactación durante el proceso de ensaye y por lo tanto -- la estructura inicialmente probada ya no es la misma al final de la prue-- ba.

La figura 7.4 muestra las gráficas del módulo de deformación contra el -- esfuerzo de confinamiento, en ellas se nota una marcada diferencia en -- las pendientes; las rectas con menor pendiente (línea discontinua) repre-- sentan los resultados del procedimiento con probetas individuales y las-- de mayor pendiente (línea continua) el caso del procedimiento con una -- sola probeta. De aquí que el material ensayado en una sola probeta re-- sulta ser menos compresible, ésto justifica lo anteriormente dicho.

De la figura 8.4 a la figura 14.4 se muestran con la secuencia anterior, los resultados de las pruebas realizadas con la arena de Ottawa y en donde se hacen las mismas observaciones.

A continuación se presenta una tabla con un resumen de resultados, en donde se observa el porcentaje en que varían los valores de C_o , n y θ para cada procedimiento.

	ARENA SILICA			ARENA DE OTAWA		
	θ	n	C_o	θ	n	C_o
Una probeta	22	0.40	0.00104	42	0.9	0.0008
Cuatro probetas	9	0.15	0.0013	23	0.42	0.0011
Porcentaje de variación	40% mas grande en cuanto a pendiente			55% mas grande en cuanto a pendiente		

Tabla 4.1 Resumen de resultados

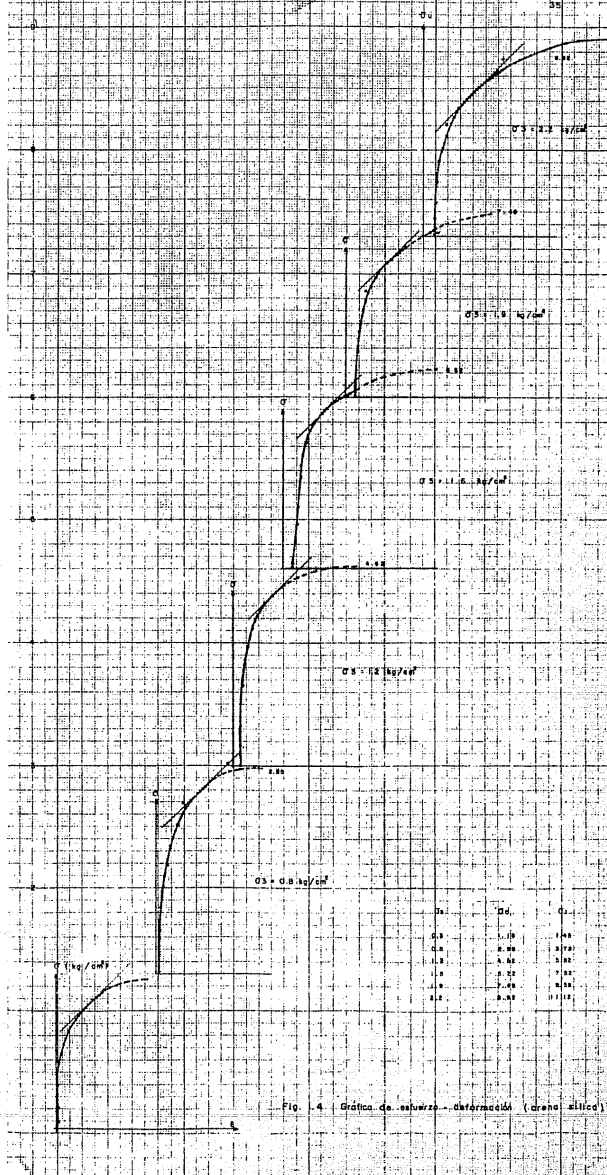


Fig. 4. Gráfica de esfuerzo-deformación (arena sílica)

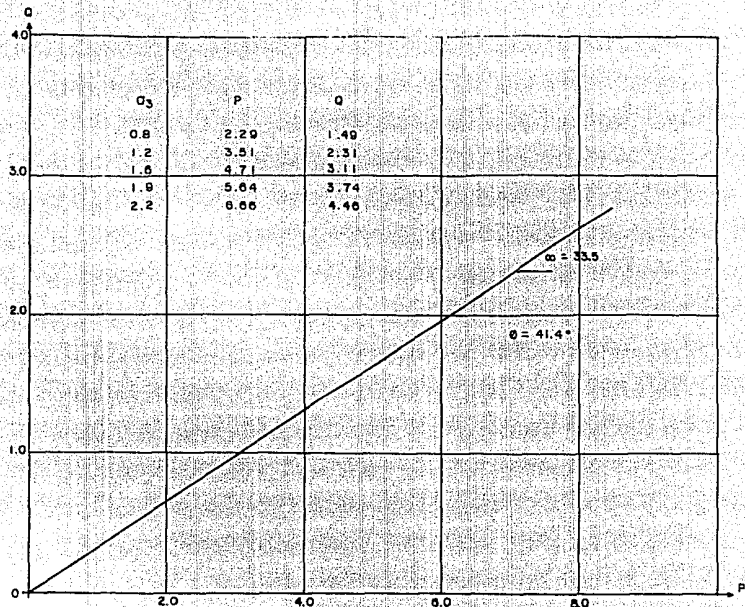


Fig. 2.4 Grafica P-Q (arena Silica)

$\sigma_3 = 0.4 \text{ kg/cm}^2$			
ΔE	$\Delta \sigma$	M.s.	
----- 0.0010	0.66	0.0015	Con una prueba
----- 0.0013	0.66	0.0020	Con pruebas individuales

$\sigma (\text{kg/cm}^2)$

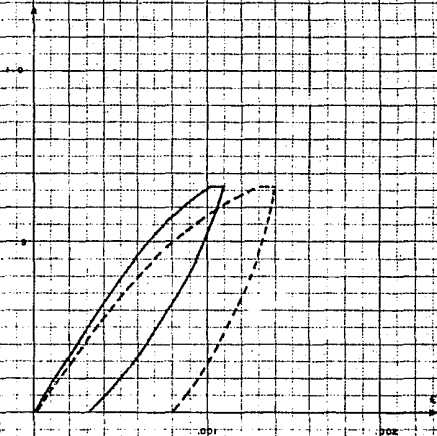


Fig. 3.4 Gráfica esfuerzo-deformación de la prueba "Triaxial de deformación"
(prueba P.D.).

TRILLO DE ORIGEN

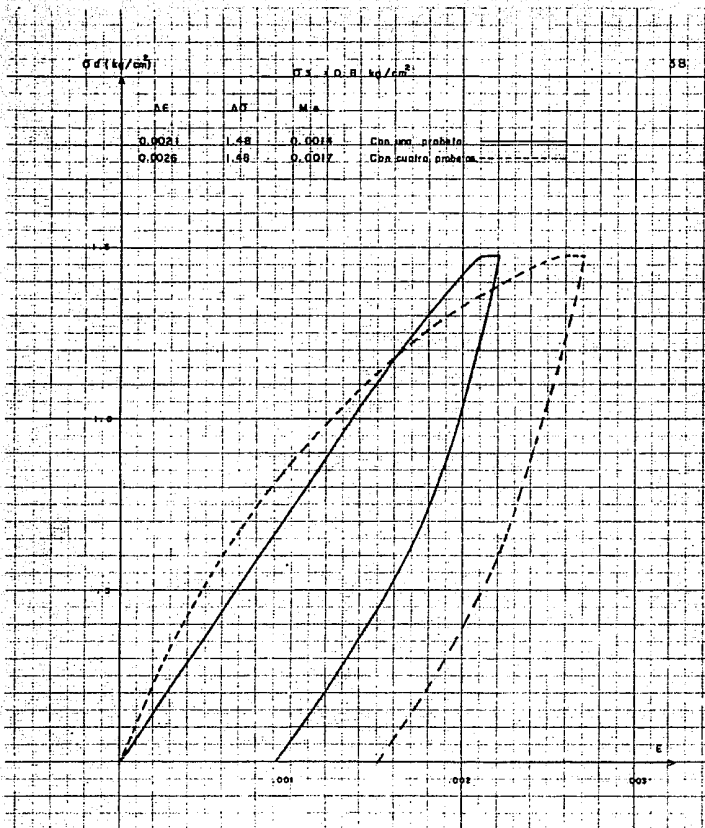


Fig. 4.4. Gráfica: esfuerzo-deformación para la prueba P-T-D.

σ (kg/cm²)

39

Mod. = 1.2 kg/cm^2

As Ac Ms

— 0.0021 2.15 0.0000

- - - 0.0020 2.15 0.0023

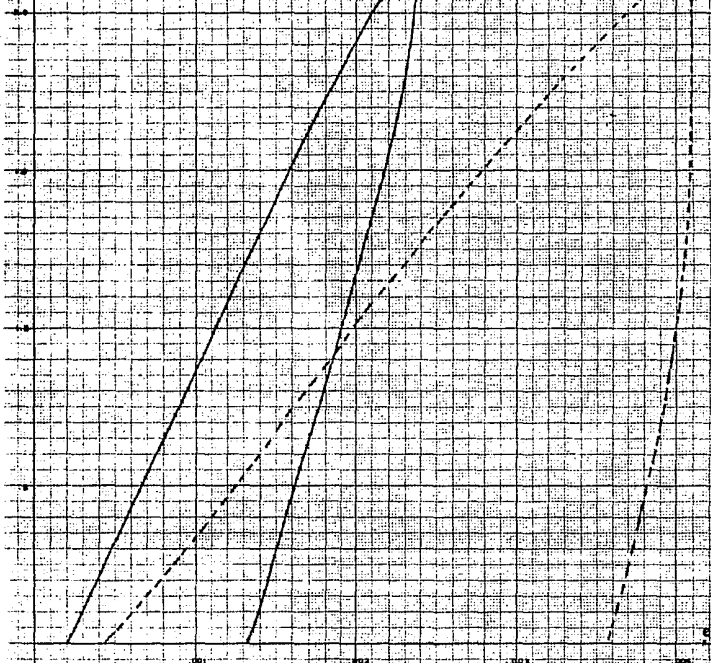


Fig. 5.4 Esfuerzo deformación de la prueba P.T.D.

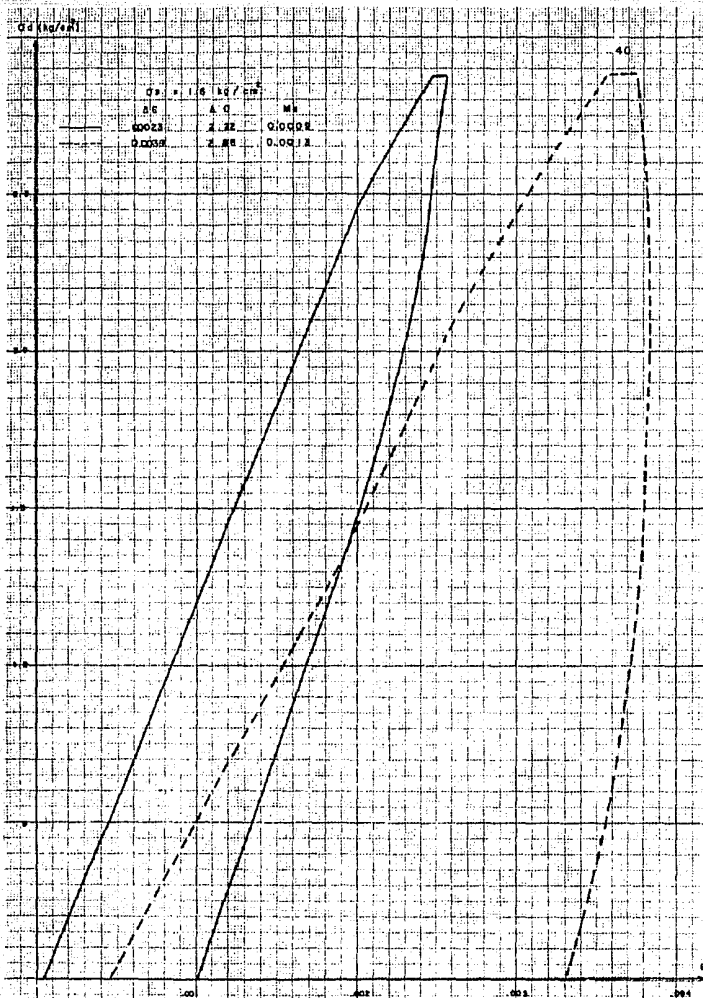
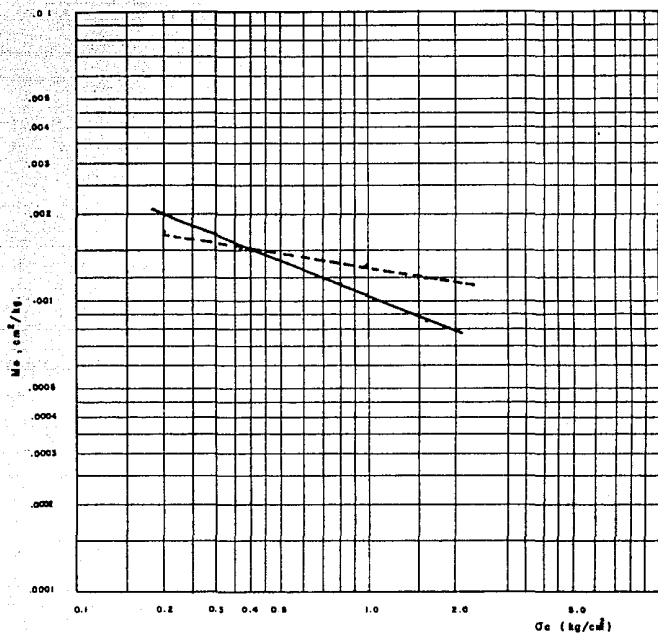


FIG. 6.4 Gráfico esfuerzo deformación de la prueba P.T.O



— Con una sola probeta $C_0 = 0.00104$ $n = 0.40$
 --- Con probetas individuales $C_0 = 0.0013$ $n = 0.15$

Fig. 7.4 Módulos de deformación para la arena Sílica.

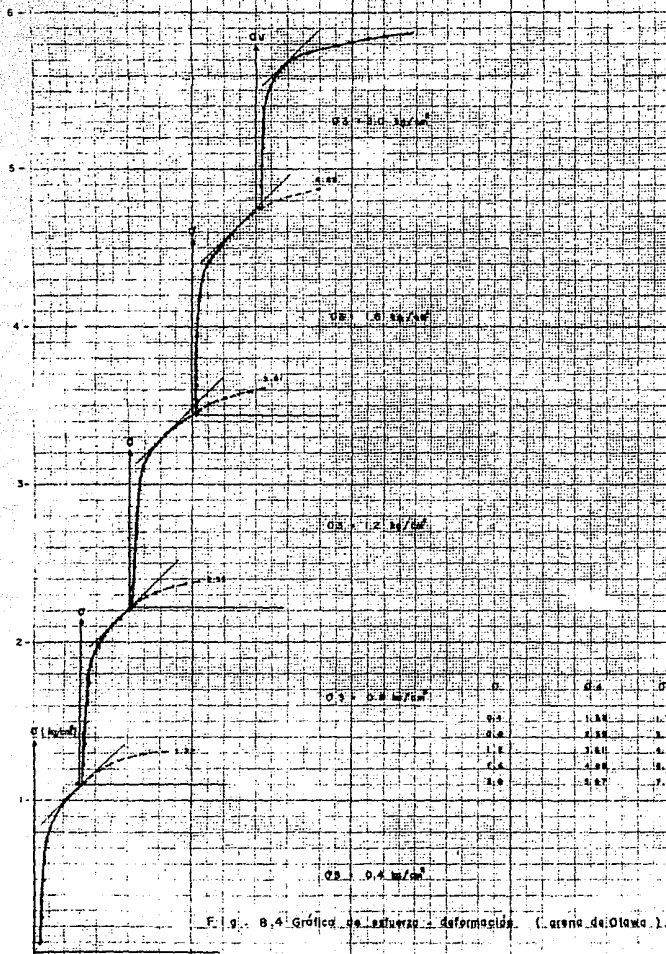


Fig. 8.4 Gráfica de esfuerzo - deformación (arena de Olawa).

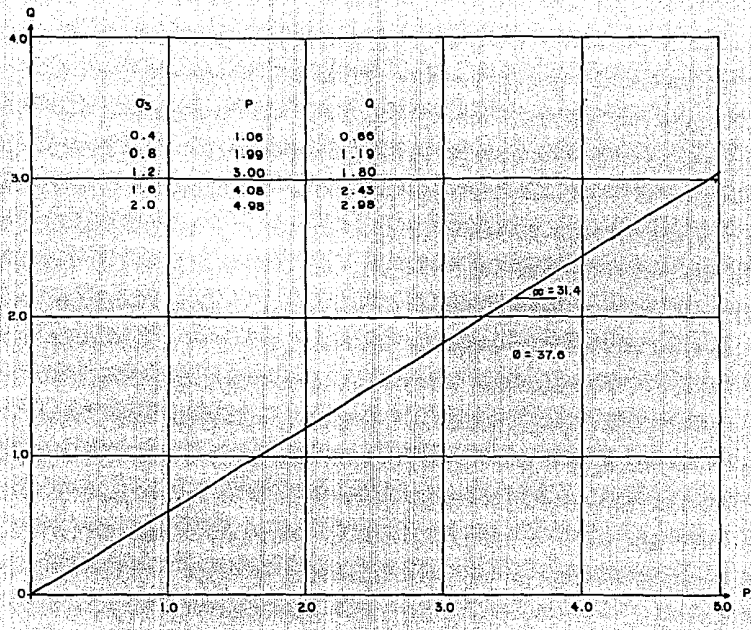


Fig. 9.4 Gráfica P - Q (arena de Ottawa)

$\sigma_s \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2$

44

	ΔE	ΔG	M_{22}	
—	0.0013	0.66	0.0020	Con una probeta
- - - -	0.0011	0.68	0.0016	Con probetas individuales

$\sigma_d \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

3.0

2.0

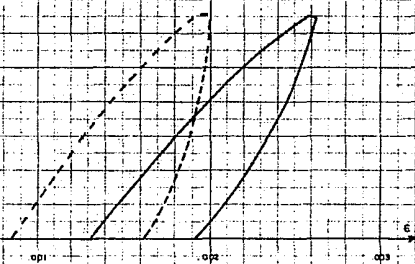


Fig. 10.4 Gráfico esfuerzo-deformación de la prueba Traxial de deformación. (Prueba P.T.D.)

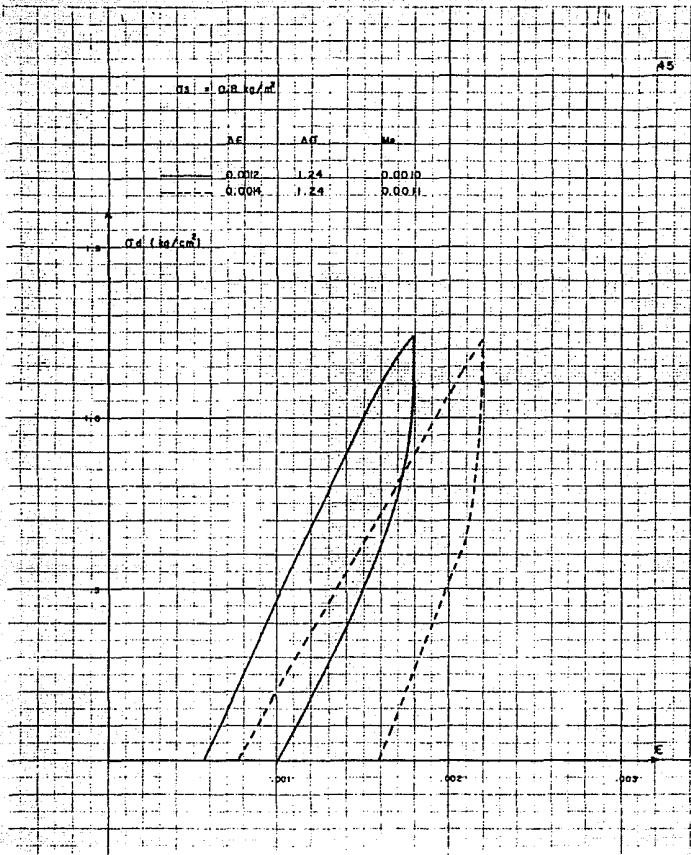


Fig. 11.4 Gráfica esfuerzo-deformación de la prueba P.T.O.

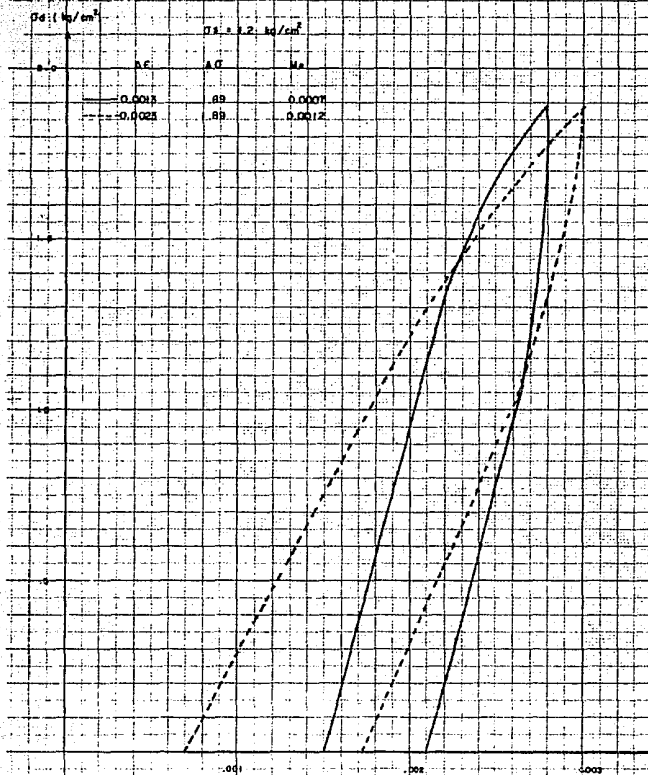


Fig. 2.4 Gráfica esfuerzo-deformación de la prueba P-V-D.

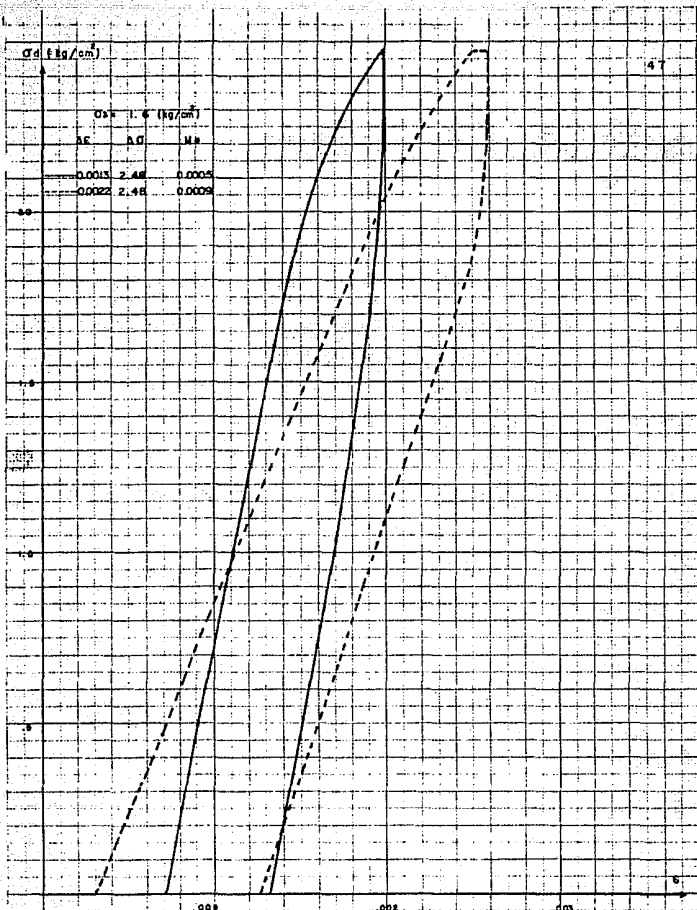


Fig. 13.4 Gráfico esfuerzo deformación de la prueba P.T.D.

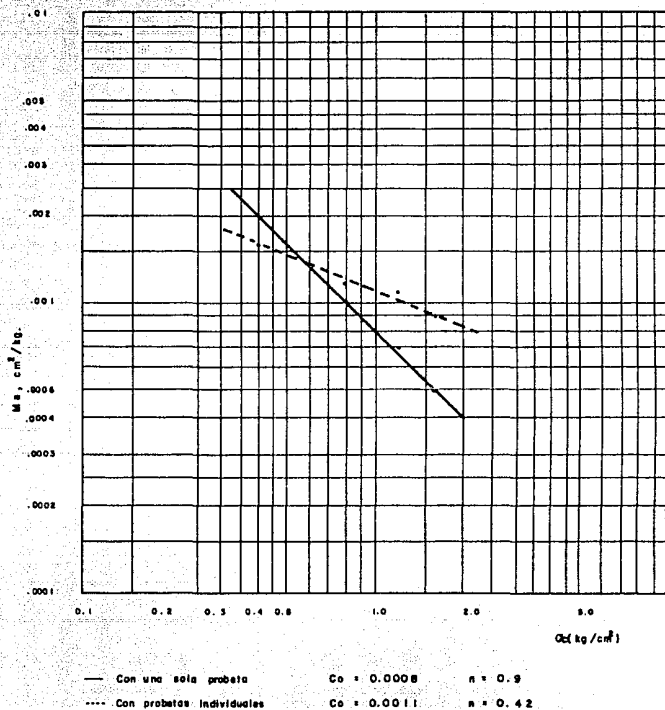


Fig. 14.4 Módulos de deformación para la arena de Ottawa

5. EJEMPLOS DE APLICACION

Con la finalidad de verificar con que procedimiento de ensaye se obtienen resultados más confiables en problemas de aplicación al cálculo de asentamientos en suelos arenosos, mediante el módulo de deformación unitaria, se presentan los siguientes ejemplos:

Problema I

Se desea calcular los asentamientos que sufrirá un edificio de 12 niveles para oficinas, construido en un área rectangular de 30m de largo por 15m de ancho y cuya cimentación esta formada por un cajón desplantado a una profundidad de 2.5m, sobre un suelo arenoso. Se tiene como dato de proyecto que el peso de la estructura, incluyendo el peso del cajón es de 6187 ton, por lo que, para el análisis se considerarán las siguientes cargas:

Presión inducida por la estructura incluyendo el peso de la cimentación	13.75 ton/m ²
Presión aliviada por la excavación	3.75 ton/m ²
Presión total transmitida al subsuelo	10.0 ton/m ²

Las figuras 1.5 y 2.5 muestran, la planta del edificio marcando los puntos en donde se determinarán los asentamientos y las características estratigráficas del lugar respectivamente.

Considerando que se extrajeron muestras del suelo, se realizaron pruebas triaxiales de deformación en el laboratorio y a partir de éstas se obtuvieron los módulos de deformación. Se determinarán los asentamientos, tomando en cuenta que la descarga inducida por la estructura provoca una distribución de esfuerzos en la masa del suelo según la teoría de Boussinesq. También de laboratorio, se obtuvo un peso volumétrico de 1.6 ton/m³ y un valor para $k_0 = 0.5$ de la tabla 1.2.

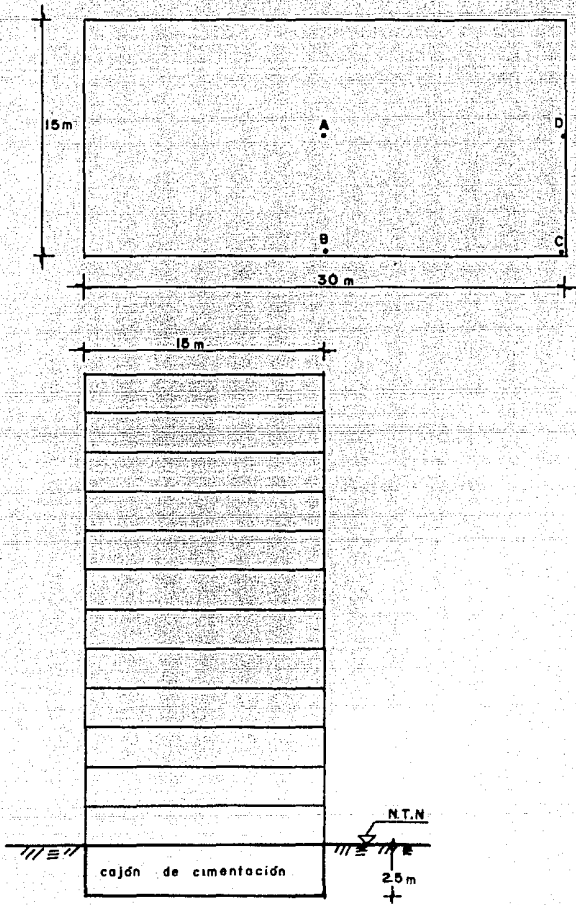


Fig. I.5 Planta del edificio

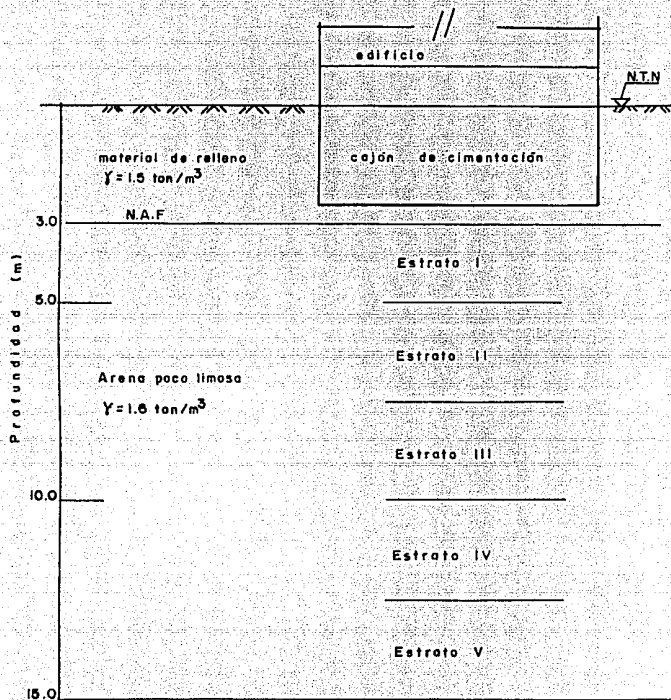


Fig. 2.5 Características estratigráficas del lugar.

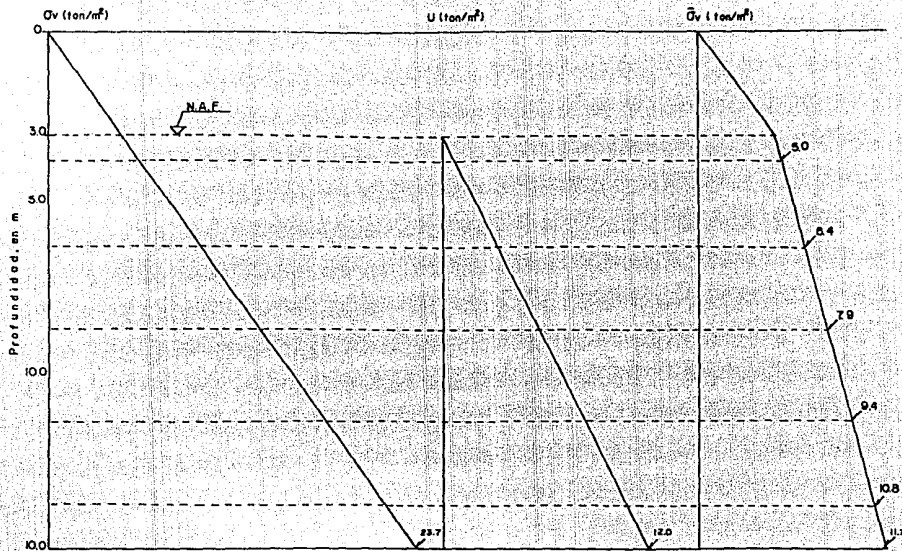


Fig. 3.5 Distribución de presiones totales, neutras y efectivas

La figura 3.5 muestra la distribución de presiones totales efectivas y neutras, y los esfuerzos $\Delta\sigma_z$ inducidos por la sobrecarga a las profundidades medias de cada estrato se resumen en la tabla 1.5.

A continuación se presenta la solución del problema, empleando los resultados obtenidos con los dos procedimientos de ensaye mencionados en el capítulo 3.

a) Utilizando los módulos obtenidos en una sola probeta

En la tabla 2.5 se presenta un resumen de los cálculos de las presiones de confinamiento iniciales σ_{c0} y finales $\Delta\sigma_c$, con las cuales, entrando a las gráficas de la figura 13.4 (línea continua), se encuentra un valor de M_z promedio, y aplicando la expresión 2.25, se determina el asentamiento para cada substrato, haciendo la suma de éstos se obtiene el asentamiento total en cada punto.

b) Utilizando los módulos obtenidos con cuatro probetas

De la misma forma como se indicó en el inciso a, pero en este caso, para obtener el valor de M_z se utilizó la gráfica con línea discontinua, los resultados se muestran en la tabla 3.5.

Punto	Profundidad (m)	X (m)	Y (m)	$m = \frac{X}{Z}$	$n = \frac{Y}{Z}$	W ₀	$\Delta\sigma_z$ (ton/m ²)
A	3.750	15.00	7.50	4.000	2.000	0.240	9.600
	6.250	15.00	7.50	2.400	1.200	0.215	8.600
	8.750	15.00	7.50	1.714	0.857	0.186	7.440
	11.250	15.00	7.50	1.330	0.667	0.150	6.000
	13.750	15.00	7.50	1.090	0.545	0.130	5.200
B	3.750	15.00	15.00	4.000	4.000	0.250	5.000
	6.250	15.00	15.00	2.400	2.400	0.238	4.760
	8.750	15.00	15.00	1.714	1.714	0.228	4.560
	11.250	15.00	15.00	1.333	1.333	0.210	4.200
	13.750	15.00	15.00	1.090	1.090	0.185	3.700
C	3.750	30.00	15.00	8.000	4.000	0.250	2.500
	6.250	30.00	15.00	4.800	2.400	0.245	2.450
	8.750	30.00	15.00	3.428	1.714	0.235	2.350
	11.250	30.00	15.00	2.667	1.333	0.225	2.250
	13.750	30.00	15.00	2.182	1.090	0.210	2.100
D	3.750	30.00	7.50	8.000	2.000	0.240	4.800
	6.250	30.00	7.50	4.800	1.200	0.212	4.240
	8.750	30.00	7.50	3.428	0.857	0.194	3.880
	11.250	30.00	7.50	2.667	0.667	0.165	3.300
	13.750	30.00	7.50	2.181	0.545	0.145	2.900

Tabla 1.5 Distribución de esfuerzos inducidos por la sobrecarga W de 10 ton/m².

Punto	Estrato	Espesor (cm)	σ_v (kg/cm ²)	$\sigma_{co} = \frac{1}{3} (1+2k_0)\sigma_v$ (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_z$ (kg/cm ²)	$\sigma_c = \frac{1}{3} (1+2k_0)\Delta\sigma_z$ (kg/cm ²)	$\sigma_{cprax} = \sigma_c + \frac{1}{2} \sigma_c$ (kg/cm ²)	mz (cm/seg)	$S_i = mz \cdot \Delta\sigma_z \cdot H$ (cm)
A	I	250	0.500	0.333	0.960	0.640	0.653	0.00160	0.3840
	II	250	0.640	0.426	0.860	0.573	0.713	0.00155	0.3330
	III	250	0.790	0.526	0.744	0.496	0.774	0.00150	0.2790
	IV	250	0.940	0.626	0.600	0.400	0.827	0.00145	0.2175
	V	250	1.080	0.720	0.520	0.347	0.893	0.00140	0.1820
									1.4000
B	I	250	0.500	0.333	0.500	0.333	0.500	0.00180	0.2250
	II	250	0.640	0.426	0.476	0.317	0.586	0.00170	0.2023
	III	250	0.790	0.526	0.456	0.304	0.678	0.00160	0.1824
	IV	250	0.940	0.626	0.420	0.280	0.767	0.00150	0.1575
	V	250	1.080	0.720	0.370	0.464	0.843	0.00140	0.1295
									0.8967
C	I	250	0.500	0.333	0.250	0.167	0.416	0.00200	0.1250
	II	250	0.640	0.426	0.245	0.163	0.508	0.00180	0.1103
	III	250	0.790	0.526	0.235	0.156	0.605	0.00165	0.0970
	IV	250	0.940	0.626	0.225	0.150	0.701	0.00150	0.0844
	V	250	1.080	0.720	0.210	0.140	0.790	0.00145	0.0761
									0.4924
D	I	250	0.500	0.333	0.480	0.320	0.493	0.00180	0.2160
	II	250	0.640	0.426	0.424	0.283	0.568	0.00170	0.1802
	III	250	0.790	0.526	0.388	0.258	0.656	0.00160	0.1552
	IV	250	0.940	0.626	0.330	0.220	0.737	0.00155	0.1279
	V	250	1.080	0.720	0.290	0.1934	0.816	0.00145	0.1051
									0.7844

Tabla 3.5 Asentamientos utilizando los módulos obtenidos en probetas individuales.

Punto	Estrato	Espesor (cm)	σ_v (kg/cm ²)	$\sigma_{co} = \frac{1}{3}(1+2k_0)\sigma_v$ (kg/cm ²)	$\Delta\sigma_z$ (kg/cm ²)	$\sigma_c = \frac{1}{3}(1+2k_0)\Delta\sigma_z$ (kg/cm ²)	$\sigma_{cprom} = \sigma_{co} + \frac{1}{2}\sigma_c$ (kg/cm ²)	mz (cm ² /kg)	$S_i = mz \cdot \Delta\sigma_z \cdot H$ (cm)
A	I	250	0.500	0.333	0.960	0.640	0.653	0.00125	0.3000
	II	250	0.640	0.426	0.860	0.573	0.713	0.00112	0.2408
	III	250	0.790	0.526	0.744	0.496	0.774	0.00103	0.1915
	IV	250	0.940	0.626	0.600	0.400	0.827	0.00098	0.1470
	V	250	1.080	0.720	0.520	0.347	0.893	0.00080	0.1157
									<u>0.9930</u>
B	I	250	0.500	0.333	0.500	0.333	0.500	0.00160	0.2000
	II	250	0.640	0.426	0.476	0.317	0.586	0.00140	0.1661
	III	250	0.790	0.526	0.456	0.304	0.678	0.00120	0.1368
	IV	250	0.940	0.626	0.420	0.280	0.767	0.00105	0.1101
	V	250	1.080	0.720	0.370	0.464	0.843	0.00094	0.0870
									<u>0.6990</u>
C	I	250	0.500	0.333	0.250	0.167	0.416	0.00200	0.1250
	II	250	0.640	0.426	0.245	0.163	0.508	0.00160	0.0900
	III	250	0.790	0.526	0.235	0.156	0.605	0.00135	0.0781
	IV	250	0.940	0.626	0.225	0.150	0.701	0.00115	0.0647
	V	250	1.080	0.720	0.210	0.140	0.790	0.00100	0.0525
									<u>0.4090</u>
D	I	250	0.500	0.333	0.480	0.320	0.493	0.00162	0.1944
	II	250	0.640	0.426	0.424	0.283	0.568	0.00142	0.1505
	III	250	0.790	0.526	0.388	0.258	0.656	0.00123	0.1193
	IV	250	0.940	0.626	0.330	0.220	0.737	0.00110	0.0908
	V	250	1.080	0.720	0.290	0.193	0.816	0.00100	0.0725
									<u>0.6275</u>

Tabla 2.5 Asentamientos utilizando los módulos obtenidos en una sola probeta.

Problema II

Se tiene un estrato de 4.0m de espesor con un material arenoso, dicho suelo está sujeto a un promedio de esfuerzos verticales $\sigma_v = 1.2 \text{ kg/cm}^2$. Debido a la excavación de un área considerable, el esfuerzo es reducido a 0.4 kg/cm^2 , después se aplica una carga de 1.6 kg/cm^2 en la misma área excavada, por lo que ahora los esfuerzos verticales tendrán el siguiente valor:

Esfuerzo vertical inicial	$\sigma_v = 1.2 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo vertical, menos el peso debido a la excavación	$\sigma_v - \sigma_{exc} = 1.2 - 0.4 = 0.8 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo debido a la sobrecarga	$\sigma_z = 1.6 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo total	$\sigma_t = 0.8 + 1.6 = 2.4 \text{ kg/cm}^2$

De las propiedades mecánicas determinadas en el laboratorio se tiene:

$$k_o = 0.45, \quad v = 0.3 \quad \text{y} \quad \frac{1 + 2k_o}{3} = 0.63$$

Por lo tanto:

$$\sigma_c = \frac{1}{3} (1 + 2k_o) \sigma_v = (0.63) (0.8 \text{ kg/cm}^2) = 0.504 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_c = \frac{1}{3} (1 + 2k_o) \Delta \sigma_z = (0.63) (1.6 \text{ kg/cm}^2) = 1.008 \text{ kg/cm}^2$$

Haciendo $\sigma_c + \frac{1}{2} \Delta \sigma_c$ para encontrar un valor de M_z promedio en la figura 7.4 y usando la ecuación 2.25, se tiene:

a) Utilizando los módulos obtenidos en una sola probeta

$$M_z = 0.001 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$S = (0.001) (1.6) (400) = 0.64 \text{ cm}$$

b) Utilizando los módulos obtenidos con cuatro probetas

$$M_z = 0.0013 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$S = (0.0013) (1.6) (400) = 0.83 \text{ cm}$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

6. CONCLUSIONES

Para establecer una comparación entre los procedimientos de ensaye para la obtención de los módulos de deformación en suelos arenos, se analizarán los resultados, ventajas y desventajas de cada procedimiento.

De los resultados de las pruebas P.T.D. realizadas, es evidente que el procedimiento de ensaye con cuatro probetas proporciona deformaciones mayores que difieren de un 30 a un 40%, sobre los obtenidos con una sola probeta y, por lo tanto, presentan también una marcada diferencia en cuanto a los valores de los módulos de deformación. Esto ocasiona que en los problemas de aplicación planteados, se obtengan asentamientos mayores. Sin embargo, se tiene presente que el material conserva en gran medida sus características iniciales, y por el contrario, cuando se utiliza el procedimiento de ensaye con una sola probeta, el material sufre una ligera compactación durante el proceso de prueba, por lo que se obtienen deformaciones y módulos de deformación menores, teniendo como resultado asentamientos menores.

Por otra parte, analizando las ventajas y desventajas para cada procedimiento se tiene:

Procedimiento de ensaye con cuatro probetas

Ventajas

- a) Se garantiza que la determinación de los parámetros de esfuerzo y deformación que se desean reproducir en el laboratorio se apegan a las condiciones de campo.
- b) En problemas de aplicación se tendrán resultados con una aproximación aceptable.

Desventajas

- a) Se utiliza más tiempo en la elaboración de las pruebas, lo que implica mayor costo.
- b) Se deberá tener especial cuidado en la elaboración de las probetas, ya que la heterogeneidad de las mismas puede provocar que no se defina claramente el comportamiento de los módulos.

Procedimiento de ensaye con una sola probeta

Ventajas

- a) Se utiliza menos tiempo y material en su elaboración.
- b) Se pueden determinar los parámetros de resistencia y deformación en la misma probeta.

Desventajas

- a) El material sufre una ligera compactación durante el proceso de ensaye, y por lo tanto se estimarán deformaciones menores.
- b) En problemas de cálculo de asentamientos, éstos serán menores, ya que el material resulta ser menos compresible.

De acuerdo al análisis presentado, se concluye que el procedimiento de ensaye más adecuado para la obtención de los parámetros de deformación o Módulos de Deformación para suelos arenosos, es mediante la elaboración de la prueba con probetas individuales, es decir, una probeta para cada esfuerzo de confinamiento programado, ya que de esta manera se estimarán valores con un factor de seguridad más confiable.

Si por economía en tiempo y costo, se elige el procedimiento de ensaye con una sola probeta, habrá que recurrir a los resultados de pruebas que

se hayan hecho sobre el mismo suelo y aplicar un factor correctivo. Para el caso aquí planteado dicho factor será 1.4.

Es recomendable que en problemas de aplicación y en la medida que sea posible, se complementen datos con resultados de pruebas de placa o pruebas de penetración estándar o bien comparar con otro método de cálculo.

B I B L I O G R A F I A

Zeevaert L. (1973)

Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions
Van Nostrand Reinhold.
New York.

Juárez B. E., Rico R. A. (1980)

Mecánica de Suelos
Limusa
México

Paniagua F. J., Sánchez F. R. (1983)

Pruebas de Laboratorio para Determinar la Compresibilidad en Arenas
Tesis U.N.A.M.

Eloisa Esther Rey Armenta (1982)

Variación de los Parámetros de Resistencia con la Humedad y el Confinamiento de un Suelo Tipo Expansivo
División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería

T. William Lambe, Robert J. Whitman

Mecánica de Suelos
Limusa - Wiley
México

Departamento de Ingeniería Civil, Sección de Geotecnia

Manual para Prácticas de Laboratorio
Facultad de Ingeniería
U.N.A.M.

Bowles J. E. (1968)

Foundation Analysis and Design
Mc Graw Hill