

7320



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

MODULOS DE DEFORMACION EN ARENAS
EN FUNCION DEL NIVEL DE ESFUERZO
DESVIADOR

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
LETICIA HERNANDEZ GARCIA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



MEXICO, D. F.

1990



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 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

<u>CAPITULO:</u>		<u>Pág.</u>
I.-	INTRODUCCION.	1
II.-	PRUEBA TRIAXIAL DE DEFORMACION (PTD)	5
III.-	COMPACIDAD RELATIVA Y NIVEL DE ES - FUERZO DESVIADOR.	21
IV.-	PRUEBAS DE LABORATORIO (EN 2 ARENAS DIFERENTES).	35
V.-	PARAMETROS OBTENIDOS Y PRESENTACION DE DATOS.	60
VI.-	EJEMPLOS DE APLICACION.	90
VII.-	CONCLUSIONES.	110

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION.-

Debido a la naturaleza y diversidad de los suelos y ante todo a condiciones desconocidas, es muy importante el hacer estudios meticulosos para poder conocer los problemas reales de los suelos que son en alto porcentaje factores indeterminados a primera vista. Por lo anterior, se tiene que recurrir a mé todos que puedan determinar esas características. Entre estos métodos estan las PRUEBAS DE LABORATORIO. Donde debido a la variabilidad en la naturaleza del suelo, para su análisis se debe de trabajar con el material en la forma más similar a como se encuentra. Tiene mucha importancia decir que el suelo es intrínsecamente un sistema de partículas que puede presentar varios comportamientos, uno de ellos y de mucha importancia son las deformaciones debido a acciones actuantes (Esfuerzos), que pueden producir deslizamientos entre partículas. También pueden encontrarse otras condiciones como: modificación en las fuerzas de contacto por los cambios de presión -- (Para el caso de ser un suelo saturado). Por otra parte, los huecos que quedan entre las partículas del suelo, suelen estar ocupadas por agua o bien por aire, donde la separación -- que existe entre partículas aumenta o disminuye según actúen las fuerzas de compresión transmitidas. De lo anterior se -- pueden definir 4 consecuencias debidas a su naturaleza discontinua:

- 1.- Las deformaciones de los suelos se deben principalmente al deslizamiento entre partículas individuales.
- 2.- El suelo es intrínsecamente un sistema de varias - fases y los elementos de la fase intersticial influyen en la naturaleza de las superficies minerales,

por tanto, afectan a los procesos de transmisión de fuerzas en los puntos de contacto entre partículas.

- 3.- El agua puede circular a través del suelo ejerciendo un efecto sobre el esqueleto mineral que modifica la magnitud de las fuerzas de contacto entre partículas e influye en la resistencia del suelo a la compresión y al esfuerzo cortante.
- 4.- Cuando la carga aplicada a un suelo se hace variar repentinamente esta variación es tomada en conjunto por el fluido intersticial y por los sólidos. La variación de la presión intersticial obliga al agua a moverse a través del suelo, con lo cual las propiedades del suelo varían con respecto al tiempo.

En cuanto al comportamiento de los suelos, en sus componentes actúan fuerzas, que no sólo dependen de las leyes que rigen a tales fuerzas, sino también de las características mecánicas del material de que estén constituidos tales elementos. Tal es el caso donde las deformaciones que son producidas al aplicar una fuerza se transmiten a través del suelo desarrollando fuerzas de contacto entre partículas adyacentes. Para conocer esta propiedad del material se hizo lo siguiente en el laboratorio:

Se sometieron probetas representativas de la masa de suelo a una presión igual en todas sus direcciones (Estado Isotrópico), así como a un incremento de esfuerzo vertical conocido, que al ser aplicado produce fuerzas de contacto, provocando deslizamientos relativos de partículas sólidas individuales, incluyendo las probables rupturas en las zonas de con

tacto entre éstas.

Previo a la obtención de las deformaciones, se hicieron una serie de pruebas de laboratorio, teniendo que suponer algunos parámetros para programar dichas pruebas, de tal manera que en forma ordenada se pudieran obtener lo más cercano posibles las condiciones propias para cada arena es estudio.

Por otra parte es importante mencionar que todo tipo de material que constituye el suelo presenta 5 características - que originan complicaciones para su manejo o utilización:

- 1).- Un suelo no posee una relación lineal o Única de Esfuerzo-Deformación.
- 2).- El comportamiento del suelo depende del esfuerzo, tiempo y del medio físico.
- 3).- El suelo es heterogéneo prácticamente en cada lugar.
- 4).- Normalmente la masa de suelo que interviene en un problema está bajo la superficie y no puede observarse en su totalidad, sino que se debe de estudiar a partir de pequeñas muestras.
- 5).- La mayoría de los suelos son muy susceptibles a - alterarse, debido a la toma de muestras, por lo - que el comportamiento medido en pruebas de laboratorio puede ser diferente al del suelo "in situ".

La mecánica de suelos combina todos los factores disponibles para hacer que cada problema de suelo sea particular, desde luego suponiendo el cuidado adecuado en el manejo de -- los materiales. Para fines de este trabajo se obtuvieron las

deformaciones de las arenas, empleando diferentes niveles de esfuerzo desviador. Se aplicaron diferentes porcentajes respecto a los esfuerzos máximos de falla obtenidos con respecto a las presiones de confinamiento y con el ángulo de fricción interna real (obtenido en el laboratorio) del material en estudio. Para cada material se utilizaron 5 niveles de esfuerzo respecto al de falla siendo: 0.25, 0.4, 0.5, 0.7 y 0.85 del desviador de falla ($\bar{\sigma}_{df}$) y cinco presiones de confinamiento siendo: 0.5, 0.9, 1.3, 1.7 y 2.1 Kgf/cm². Se determinaron sus módulos de deformación representados por una recta (en escala doble logarítmica) correspondiente para cada prueba realizada.

Se presentarán ejemplos de aplicación de acuerdo a los materiales que se estudiaron, empleando las teorías de Terzaghi y Meyerhof, teorías que son directamente aplicables a los suelos granulares por estar en función del ángulo de fricción ϕ .

C A P I T U L O I I

PRUEBA TRIAXIAL DE DEFORMACION

(P T D)

La prueba triaxial de deformación es importante en la mecánica de suelos, puesto que se utiliza para evaluar las deformaciones que se presentan en una masa de suelo. Para determinar esta propiedad mecánica del material (esfuerzo-deformación), imaginemos una muestra representativa de dicha masa sometida a cargas externas, donde conforme los es fuerzos van aumentando éstos, producen que las partículas se desplacen, por lo que existe una deformación en dicha muestra. De aquí que es indispensable conocer el módulo - de Deformación Unitaria, la cual se encuentra relacionada con el cambio de longitud o área de la muestra definiéndose así:

$$x = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta x'}{\Delta x} = \frac{dx'}{dx} = \frac{\Delta L}{L}$$

$$y = \lim_{\Delta y \rightarrow 0} \frac{\Delta y'}{\Delta y} = \frac{dy'}{dy} = \frac{\Delta L}{L}$$

Ahora bien se requiere obtener un diagrama Esfuerzo-Deformación.- Que es la representación gráfica de los esfuerzos (σ), que son aplicados a la muestra de suelo, con tra las deformaciones unitarias (ϵ), las cuales determinan una curva, se verá más adelante, que conforme el esfuerzo vaya aumentando, la pendiente de la curva aumenta conforme se va acercando a un valor límite que es el de falla, sin embargo, el material se descarga antes de que suceda esto. Los elementos elásticos de la muestra se recuperan, pero - quedando una deformación permanente en el material.

Considerando la muestra de suelo sometida a incremen-

tos de esfuerzo como se muestra en la fig. I.1 y consideran do que tiene propiedades mecánicas sólo en dirección normal con respecto a los planos de estratificación, así como paralelos a estos mismos, se tienen las siguientes condiciones:

$$M_z = \frac{\Delta \xi \cdot z}{\Delta \sigma \cdot z} \quad \text{Módulo lineal de deformación vertical}$$

$$M_z = \frac{\Delta \xi \cdot h}{\Delta \sigma \cdot h} \quad \text{Módulo lineal de deformación horizontal}$$

De acuerdo a la figura I.2, y cuyo incremento de deformación unitaria = $\Delta \sigma \cdot z \times M_z$

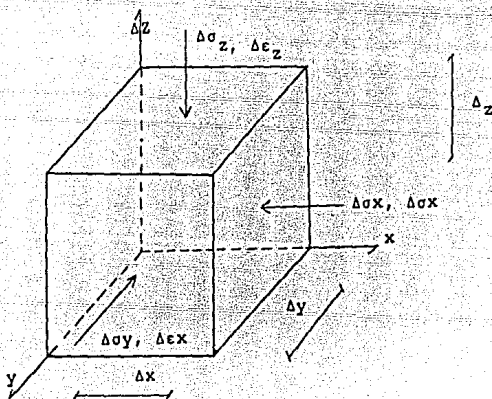


Figura I.1.

Ahora bien al aplicar el ($\Delta \sigma \cdot z$) incremento de esfuerzo al elemento representativo del suelo, se tiene para las deformaciones:

$$\text{Dirección Horizontal} = v \cdot M_z \cdot \Delta \sigma \cdot z$$

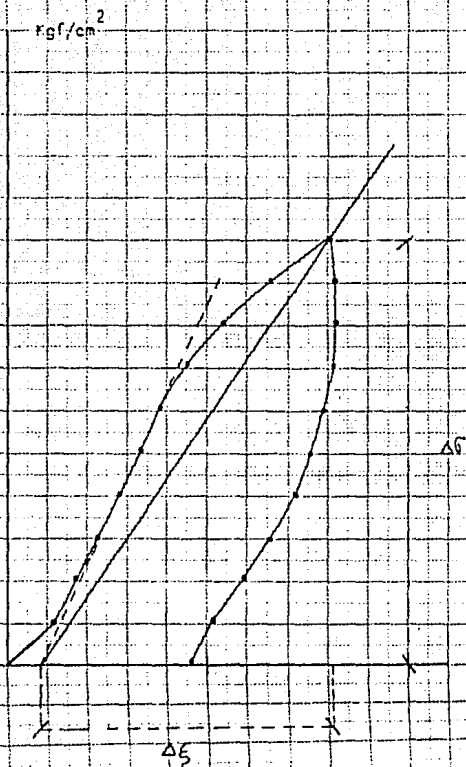


FIG. 1.2 Grafica Esfuerzo - Deformación.
tramo carga y descarga

Dirección Vertical - $M_z \Delta \sigma_z$

Inclusive si se considera un incremento de esfuerzo -- $\Delta \sigma_x$ y $\Delta \sigma_y$ para estos casos las expresiones son:

- $\nu M_z \Delta \sigma_x$ Vertical

$M_z \Delta \sigma_x$ Horizontal



Si el elemento se somete simultáneamente a las 3 componentes de esfuerzo normal σ_x , σ_y , σ_z (de acuerdo a la Ley Generalizada de Hooke) y de acuerdo a lo anterior se determinan los incrementos de deformación unitaria con las siguientes expresiones.

$$\Delta \epsilon_x = \Delta \sigma_x M_h - \nu (\Delta \sigma_y M_h) - \nu (\Delta \sigma_z M_z) \dots A$$

$$\Delta \epsilon_y = \Delta \sigma_y M_h - \nu (\Delta \sigma_x M_h) - \nu (\Delta \sigma_z M_z) \dots B$$

$$\Delta \epsilon_z = \Delta \sigma_z M_z - \nu (\Delta \sigma_x M_h) - \nu (\Delta \sigma_y M_h) \dots C$$

Para materiales elásticos lineales cargados con esfuerzo uniaxiales, las deformaciones unitarias tanto longitudinales como laterales, son proporcionales, por lo que la relación entre sus magnitudes se le conoce como la relación de Poisson, donde:

$$\nu = \frac{\xi_{Lat}}{\xi_{Long}}$$

y que para este caso se considera de valor único para el sen tido tanto vertical como horizontal.

Como se ve en las ecuaciones A, B, C, estas deformaciones son causadas por el esfuerzo normal que actúa en su dirección y dos esfuerzos laterales por efecto de Poisson en cada dirección.

Simplificando estas ecuaciones y agrupando términos se tiene:

$$\Delta \xi_x = Mh \Delta \sigma_x \left[1 - \nu \frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_x} - \nu \frac{Mz}{Mh} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right] \dots \dots \dots D$$

$$\Delta \xi_y = Mh \Delta \sigma_y \left[1 - \nu \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} - \nu \frac{Mz}{Mh} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y} \right] \dots \dots \dots E$$

$$\Delta \xi_z = Mz \Delta \sigma_z \left[1 - \nu \frac{Mh}{Mz} \frac{\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} \right] \dots \dots \dots F$$

Para las ecuaciones anteriores con respecto a las deformaciones en un punto se tienen los casos siguientes:

1er. CASO.- Si el material es sometido a incrementos de esfuerzos $\Delta \sigma_x$, $\Delta \sigma_y$, $\Delta \sigma_z$ y cuyas condiciones de deformación no son restringidas (es decir, que la deformación es libre) por lo que los incrementos de deformación están representadas por las anteriores ecuaciones las cuales son función de los estados de esfuerzos aplicados y de las propiedades mecánicas del material.

2do. CASO.- Cuando la deformación unitaria es nula en un sentido horizontal para lo cual se requiere que $\xi_y = 0$ $\xi_x \neq 0$, entonces resulta de:

$$\Delta \xi_y = Mh \Delta \sigma_y \left[1 - \nu \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} - \nu \frac{Mz}{Mh} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y} \right]$$

$$\frac{\Delta \epsilon_y}{M/\Delta \sigma_y} = 1 - \nu \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} - \nu \frac{Mz}{Mh} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y} \quad 1 = \nu \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} + \nu \frac{Mz}{Mh} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y}$$

Despejando $\Delta \sigma_y$

$$\Delta \sigma_y = \nu \Delta \sigma_x + \nu \frac{Mz}{Mh} \Delta \sigma_z \quad \dots \dots \dots G$$

Dividiendo entre $\Delta \sigma_z$

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} = \nu \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} + \nu \frac{Mz}{Mh} \quad \dots \dots \dots H$$

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_x} = \nu + \nu \frac{Mz}{Mh} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \quad \dots \dots \dots I$$

Sustituyendo en D y F se obtienen las ecuaciones de deformación plana:

$$\Delta \epsilon_z = (1 + \nu) Mz \Delta \sigma_z \left[1 - \nu \left[1 + \frac{Mh}{Mz} \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} \right] \right]$$

$$\Delta \epsilon_x = (1 + \nu) Mh \Delta \sigma_x \left[1 - \nu \left[1 + \frac{Mz}{Mh} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right] \right]$$

3er. CASO.- El material queda restringido a deformación nula en ambos sentidos horizontales, ésto es: ---
 $\epsilon_x = 0$; $y = 0$, de donde resultará:

$$\Delta \epsilon_x = Mh \Delta \sigma_x \left[1 - \nu \frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_x} - \nu \frac{Mz}{Mh} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right] \quad \Delta \epsilon_y = Mh \Delta \sigma_x \left[1 - \nu \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} - \nu \frac{Mz}{Mh} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y} \right]$$

$$\Delta \sigma_y = \nu \Delta \sigma_x - \nu \frac{Mz}{Mh} \Delta \sigma_z \quad \Delta \sigma_x = \nu \Delta \sigma_y + \nu \frac{Mz}{Mh} \Delta \sigma_z$$

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} = \nu \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} + \nu \frac{M_z}{M_h}$$

$$\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} = \nu \frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} + \nu \frac{M_z}{M_h}$$

Sustituyendo ambas:

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} = \nu^2 \frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} + \nu^2 \frac{M_z}{M_h} + \nu \frac{M_z}{M_h}$$

Arreglando términos se llega a las ecuaciones, que son relación del esfuerzo horizontal a vertical.

$$\Delta \sigma_y / \Delta \sigma_z = \nu / (1 - \nu) \quad M_z / M_h$$

$$\Delta \sigma_x / \Delta \sigma_z = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad M_z / M_h$$

Sustituyendo los valores en F, se tiene:

$$\Delta \epsilon_z = M_z \Delta \sigma_z \left[\frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \right]$$

Que coincide con la condición de Terzaghi, para la teoría de consolidación, puesto que en el material se restringe la deformación horizontal, por lo que sólo se presenta la deformación vertical, la cual es igual a la deformación volumétrica.

En conclusión como se observa en las expresiones anteriores la deformación unitaria vertical depende directamente de la relación de Poisson y que la deformación varía de acuerdo a las restricciones que tenga un material al sufrir deformaciones horizontales.

Por otra parte, es conveniente mencionar la compresión volumétrica del material.

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta V}{V} \quad \text{donde:}$$

ΔV = Cambio de volumen

V = Volumen sujeto a estado de esfuerzo inicial

Si hay un cambio de esfuerzos Δx , Δy , Δz el material se deforma y el cambio de Volumen es:

$$\Delta V = \Delta x \Delta y \cdot \Delta z + \Delta x \Delta y \Delta y \Delta cy + \Delta y \Delta z \Delta \epsilon x \Delta x$$

$$V = \Delta x \Delta y \cdot \Delta z$$

Simplificando y dividiendo términos:

$$\epsilon v = \frac{\Delta V}{V} = \Delta \epsilon z + \Delta \epsilon y + \Delta \epsilon x$$

Si se sustituye en las ecuaciones D, E y F, queda que:

$$\Delta \epsilon v = (1-2 \nu) Mz \Delta \sigma z \left[1 + \frac{Mh}{Mz} \frac{\Delta \sigma y + \Delta \sigma x}{z} \right]$$

Si a esta le aplicamos la relación de esfuerzos horizontales a verticales, para la deformación unitaria se obtiene:

$$\Delta \epsilon v = (1-2 \nu) Mz \Delta \sigma z \left[1 + \frac{Mh}{Mz} \left[\frac{\nu}{1-\nu} \frac{Mz}{Mh} + \frac{\nu}{1-\nu} \frac{Mz}{Mh} \right] \right]$$

$$\Delta \epsilon v = (1-2 \nu) Mz \Delta \sigma z \left[\frac{1 + \nu}{1 - \nu} \right]$$

MODULOS DE DEFORMACION FUNCION DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO.

Es sabido que en los suelos intervienen un gran número de condiciones, que por tener una gran variabilidad en su naturaleza nos lleva a estudiar sus comportamientos y propiedades de manera de poder solucionar esos problemas de los suelos.

Tal, es el caso de los MODULOS DE DEFORMACION UNITARIA, que para su obtención se hace uso de la cámara de Compresión Triaxial fig. II.A, la cual facilita el estudio de una probeta representativa de una masa de suelo previamente protegida por una membrana impermeable. Dentro de la cámara se introduce un líquido (agua o bien glicerina) y dando una presión de confinamiento somete a la probeta a un estado de esfuerzo σ_x , σ_y , $\sigma_z = \sigma_c$, a dicha muestra, permaneciendo constante, mientras que por medio de un vástago se aplica una carga conocida como $\Delta\sigma_z$ incremento de esfuerzo vertical, en donde la muestra de suelo queda sujeta a esfuerzos cortantes, y que aumentando $\Delta\sigma_z$ la muestra se puede hacer fallar por esfuerzo cortante.

En análisis de esfuerzos se puede demostrar que sólo existen planos ortogonales entre sí, por lo que los esfuerzos tangenciales son nulos, existiendo sólo esfuerzos normales, a los cuales se les conoce como Esfuerzos Principales, siendo que para las condiciones de la prueba, el esfuerzo vertical como esfuerzo mayor, por ser una prueba de compresión, donde:

$$\sigma_{c_1} + \Delta\sigma_z = \sigma_1$$

y el esfuerzo horizontal como principal menor, donde:

$$\sigma_3 = \sigma_c$$

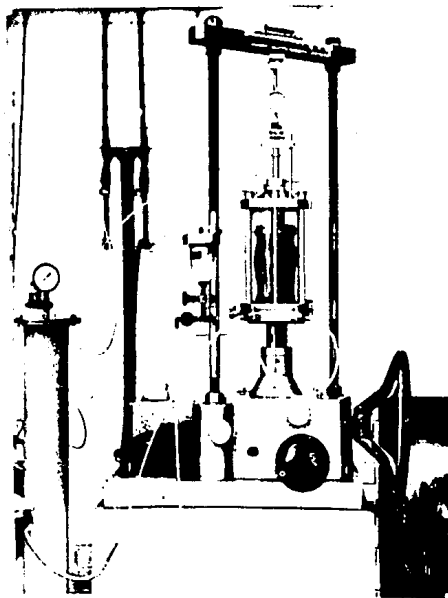


Fig. II.A EQUIPO PARA PRUEBAS TRIAXIALES

Entonces:

$$\Delta \sigma z = \sigma_1 - \sigma_3$$

Encontrando en el plano coordenado (σ_n, τ_n) , el lugar geométrico de los puntos que representan esfuerzos actuantes en el punto P, refiriéndose a un sistema de planos principales se tiene que:

$$\sigma_n = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \sin^2 \alpha$$

$$\tau_n = (\sigma_1 - \sigma_3) \cos \alpha \sin \alpha$$

Aplicando las funciones trigonométricas a:

$$\cos^2 \alpha = \frac{1 + \cos 2\alpha}{2}$$

$$\sin^2 \alpha = \frac{1 - \cos 2\alpha}{2}$$

$$\sin 2\alpha = 2 \sin \alpha \cos \alpha$$

se encuentran las expresiones:

$$\sigma_n = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

Elevándolos al cuadrado y sumándolos se tiene la ecuación de un círculo, fig. II.B

$$\left[\sigma_n - \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \right] \right]^2 + \tau_n^2 = \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right]^2$$

Donde:

$$\text{Radio} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

$$\text{Centro} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

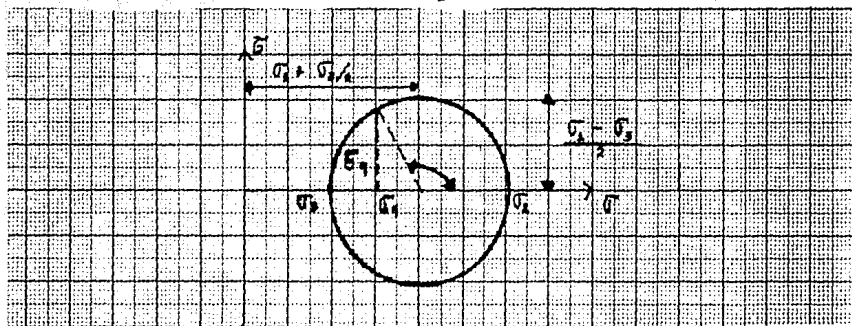


Fig. II.B Círculo de Mohr usual en la Mecánica de Suelos

Por otra parte poniéndose en función de σ_x , σ_y y τ_{xz} , y teniendo que $\sigma_1 + \sigma_3 = \sigma_x + \sigma_z$ se tiene.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{\left[\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right]^2 + \tau_{xz}^2}$$

Quedando los esfuerzos principales como sigue:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left[\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right]^2 + \tau_{xz}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left[\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right]^2 + \tau_{xz}^2}$$

Si se considera la probeta con un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_3$, entonces la deformación volumétrica valdrá:

$$\Delta\epsilon_3 = (1 - 2\nu) M_z \Delta\sigma_3 \left(1 + \frac{2 Mh}{Mz}\right)$$

Si se permite la salida de agua de la probeta para que no exista exceso hidrostático y estableciendo las condiciones:

$$\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_3 + \Delta\mu$$

$$\text{donde: } \Delta\mu = 0$$

Y teniendo que el material sea isótropo, es decir, que la relación de los Módulos de Deformación sea igual a la unidad $Mh/Mz = 1$, se obtiene que:

$$\Delta\epsilon_v = (1 - 2\nu) M_z \Delta\sigma_3 \quad (3)$$

El valor de:

$$3 (1 - 2\nu) M_z = \kappa_v$$

De donde:

$$\frac{\kappa_v}{3 (1-2\nu)} = Mz$$

Pero por existir el problema de no poder medir los pequeños cambios de volumen en un probeta, se obtiene el módulo Mz , mediante el esfuerzo vertical de donde:

$$Mz = \frac{\Delta\epsilon_z}{\Delta\sigma_z}$$

Conociendo el módulo, se puede conocer el cambio de oque dad mediante la siguiente expresión:

$$\Delta\epsilon_v = (1 - 2\nu) M_z \Delta\sigma_2$$

En donde:

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta \epsilon}{1 + e_a}$$

Quedando:

$$\Delta \epsilon = (1 - 2\nu) (1 + e_a) M_z \Delta \sigma_z$$

En estas condiciones la prueba se efectúa, como se explicará en pruebas de laboratorio (Módulos de Deformación).

Para cada paso de la prueba se deben de planear los incrementos de esfuerzo vertical, de modo que el esfuerzo cortante inducido no sea mayor a un 1/3 del esfuerzo máximo, para que el efecto de deformación plástica no sea significativa. De los resultados se encuentra que el Módulo de Deformación Unitaria es una función importante del esfuerzo de confinamiento que se haya establecido para la prueba y de la compactación relativa manejada en la probeta, es decir:

$$M_z = f(\sigma_c, e_0)$$

De los valores obtenidos y graficados, se puede conocer la pendiente con la siguiente expresión:

$$\eta = \frac{\text{Log } \frac{M_{z0}}{M_{z\alpha}}}{\text{Log } \frac{\sigma_{c\alpha}}{\sigma_{c0}}}$$

Donde:

$$M_{z\alpha} = \frac{M_{z0}}{\sigma_{c0}^{-\eta}} (\sigma_{c\alpha})^{-\eta}$$

Del término anterior se encuentra la pendiente al origen C es decir:

$$\frac{M_{z0}}{\sigma_{c0}^{-\eta}} = C$$

De donde despejando el Módulo de Deformación M_z , se --
tiene:

$$M_{z\alpha} = C \cdot \sigma_{C\alpha}^{-n}$$

Lo cual implica que si el esfuerzo de confinamiento se va aumentando, el Módulo de Deformación va decreciendo, esto se podrá observar en el capítulo de Pruebas de Laboratorio, que para los confinamientos más pequeños utilizados en cada prueba; los Módulos de Deformación M_z son más grandes, en comparación a la utilización de confinamientos mayores - donde los M_z son más pequeños. Se puede ver de la siguiente manera en donde si $\sigma_c = 0$, entonces M_z tiende a ∞ .

La tabla II.C muestra los valores de Módulos de Deformación Unitaria, para materiales granulares de algunos Estados de la República.

TABLA 1 - II.C

MODULOS DE DEFORMACION UNITARIA, MATERIALES GRANULARES.

Origen del Depósito	Clasificación	M_z cm ² /Kg	*
Fluvial (Edo. de Puebla)	Arena gruesa compacta.	0.00156	
Aluvial (Acapulco, Gro.)	Arena gruesa con arena media y fina <u>semi</u> compacta.	0.00313	
Fluvial (Tabasco, Río Grijalva)	Arena media compacta	0.00118	
Eólico Duna (Veracruz, Ver.)	Arena fina suelta.	0.00606	
Eólico (Edo. de Puebla)	Limo y arena fina de pómez Lig. cementado	0.00392	
Aluvial (México, D.F.)	Limo arenoso <u>semicom</u> pacto	0.00392	
Eólico Modificado (Monterrey, N.L.)	Limo cementado con carbonatos	0.000222	

* Los valores de M_z están dados para un esfuerzo de confinamiento de 1.0 Kgf/cm²

C A P I T U L O I I I

COMPACIDAD RELATIVA Y NIVEL DE ESFUERZO DESVIADOR

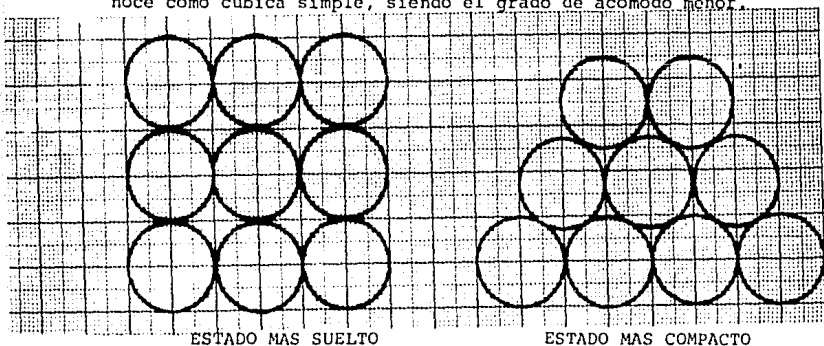
Los suelos se componen en su mayoría por granos independientes que forman un sistema de partículas, a los cuales si se les aplica una fuerza cualquiera, ésta se transmite a través de ellas desarrollando fuerzas de contacto entre las partículas adyacentes, sabiendo que en cuanto más aumente la uniformidad de las partículas los puntos de contacto serán menos, de otra manera, si la distribución granulométrica de la masa - en mejor, implica que los puntos de contacto serán más. Ahora bien, relacionando estos puntos de contacto con la resistencia individual de cada grano y existiendo varios puntos de contacto, puede llegar a deformarse o bien hasta romperse, por lo - que es muy importante el estudios de varios factores que in - fluyen sobre la resistencia al esfuerzo cortante, siendo los siguientes:

- a) Distribución granulométrica.
- b) Forma de la partícula.
- c) Resistencia individual.
- d) Contenido de finos.
- e) Tamaño de la partícula.
- f) Tipo de prueba.
- g) Compacidad relativa.
- h) Nivel de esfuerzo desviador.

Es importante mencionar que en la estructuración de un - suelo de acuerdo a la acción de las fuerzas naturales existen - tes, las partículas del mismo se acomodan en una forma organizada, este es el caso de los suelos formados por gravas y are - nas en donde las partículas se apoyan directamente unas en -- otras y éstas poseen varios puntos de contacto, formando una estructura simple, quedando ésta definida por la compacidad - relativa del manto y la orientación de sus partículas.

El factor de compacidad relativa de los suelos se refiere al grado de acomodo de las partículas pudiendo éstas alcanzar una agrupación compacta, el cual representa un estado más cerrado posible de un sistema y donde las partículas se mueven unas con respecto a otras produciendo estructuras un poco más sueltas, lo cual hace que el volumen de una muestra aumente registrando una deformación mínima, --- puesto que para este caso la resistencia que se opone a esta deformación es la fricción y el enlace de los granos pretendiendo detener el movimiento relativo entre sus partículas. De las gráficas Esfuerzo-Deformación se puede ver que el tipo de falla para el suelo compacto es frágil.

De igual manera se pueden tener sistemas menos compactos donde la porosidad y la relación de vacíos son mucho -- más grandes que en sistemas compactos, por lo que es el grado de acomodo es menor y en donde las deformaciones son mayores, pudiéndose observar en pruebas de laboratorio que para una arena con compacidad baja la gráfica esfuerzo-deformación es del tipo de falla plástica; presentando la muestra de suelo una disminución de volumen por lo cual acepta esas deformaciones más grandes. A esta agrupación se le conoce como cúbica simple, siendo el grado de acomodo menor.



En el laboratorio, la compacidad o densidad relativa de un suelo, se determina mediante un criterio establecido por Terzaghi como una ecuación fraccionaria con respecto a sus estados; suelto, natural y compacto como se indica a continuación:

a) En función de las relaciones de vacíos del material.

$$Cr (\%) = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \times 100$$

Donde:

$e_{\text{máx}}$ = Relación de vacíos en estado más suelto del material.

e_{nat} = Relación de vacíos en el estado natural del material.

$e_{\text{mín}}$ = Relación de vacíos en el estado más compacto del material.

A menudo sin embargo, es más conveniente utilizar los pesos específicos secos del suelo, donde la compacidad relativa se puede expresar como sigue:

$$Cr (\%) = \frac{1/\gamma_{\text{dmín.}} - 1/\gamma_{\text{dnat.}}}{1/\gamma_{\text{dmín.}} - 1/\gamma_{\text{dmáx.}}} \times 100$$

Donde:

$\gamma_{\text{dmáx}}$ = Peso específico seco en estado más compacto -- del material.

$\gamma_{\text{dmín}}$ = Peso específico seco en el estado más suelto -- del material.

γ_{nat} = Peso específico natural del material.

Las compacidades máxima para su determinación se supone generalmente a cierta forma de vibración, sin embargo, para la compacidad mínima se obtiene por vertido como se explicará para las pruebas de laboratorio.

En las siguientes tablas se indican las relaciones de vacíos y porosidades para algunos materiales, así como las denominaciones de los suelos granulares a partir de la compacidad relativa de estos suelos.

<u>COMPACIDAD RELATIVA</u>	<u>DENOMINACION</u>
0 - 15	Muy suelta
15 - 35	Suelta
35 - 65	Media
65 - 85	Compacta
85 - 100	Muy compacta

DENOMINACION SEGUN LA COMPACIDAD

COMPACIDADES MAXIMA Y MINIMA DE LOS SUELOS GRANULARES

DESCRIPCION	RELACION DE VACIOS		POROSIDAD (%)		PESO ESPECIFICO SECO TON/M ³	
	e _{máx.}	e _{mín.}	n _{máx.}	n _{mín.}	γ_d _{mín.}	γ_d _{máx.}
Esferas uniformes	0.92	0.35	47.6	26.0	-	-
Arena Otawa normalizada	0.80	0.50	44	33	1.47	1.76
Arena limpia uniforme	1.0	0.40	50	29	1.33	1.89
Limo Inorgánico	1.1	0.40	52	29	1.28	1.89
Arena limosa	0.90	0.30	47	23	1.39	2.03
Arena fina a gruesa	0.95	0.20	49	17	1.36	2.21
Arena micácea	1.2	0.40	55	29	1.22	1.92
Arena Limosa y grava	0.85	0.14	46	12	1.42	2.34

ESFUERZO DESVIADOR CON RESPECTO A LA FALLA

Como se dijo anteriormente un factor importante que influye en la resistencia es el nivel de esfuerzo desviador, el cual es la diferencia entre las magnitudes de los esfuerzos principales mayor y menor, es decir $\Delta\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$. Los cuales representan esfuerzos sobre un plano y cuya dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 y la normal al plano forman un ángulo β , a este plano se le denomina de falla. Por otra parte conociendo los esfuerzos principales mayor y menor y sus direcciones se pueden encontrar los esfuerzos en cualquier dirección, esta representación gráfica del estado de esfuerzos es el llamado círculo de Mohr.

Para el manejo de los niveles de esfuerzo desviador -- pueden variarse de acuerdo a lo que conviene en el comportamiento de los materiales en las diversas condiciones en que se pueda llevar a cabo la prueba.

Para el caso de las masas de arena que presentan deformaciones de diferentes orígenes, para valores establecidos de esfuerzo de falla el volumen varía al aumentar la deformación.

Para el caso de niveles de esfuerzos bajos, las deformaciones son el resultado de los movimientos relativos que existen, es decir, giros y deslizamientos entre las partículas. De modo contrario para niveles de esfuerzos altos, no sólo presentan esos movimientos relativos, sino también la contribución de las deformaciones y rupturas posibles entre sus partículas. Esto sucede si se sigue aumentando el esfuerzo, produce que las fuerzas de contacto que existen entre las partículas alcancen su resistencia y se produzca esta ruptura que junto con las deformaciones de la masa forman la llamada deformación total del material .

Es importante mencionar que las deformaciones producidas por los movimientos relativos y rupturas de las partículas, no son recuperables al desaparecer las fuerzas que las produjeron (para el caso de las descargas) sin embargo, pueden ser recuperables en parte las deformaciones producidas en las partículas individuales por ser de tipo elástico (esto se podrá observar en la obtención del módulo de deformación más adelante).

La forma en que varían los niveles de esfuerzo desviador para un solo valor de ángulo de fricción interna de un material, se puede apreciar en la figura III.2. Donde los círculos de Mohr en esfuerzos efectivos y de falla son unidos por una recta tangente a estos partiendo desde el origen esta recta representa esfuerzos que satisfacen la condición de falla. Se le conoce como envolvente de resistencia de Mohr. Para este caso los esfuerzos de confinamiento forman una parte esencial para el trazo de estos círculos permitiendo conocer el esfuerzo principal mayor σ_1 , de este modo el esfuerzo desviador para cada σ_c , se puede apreciar en la figura, que conforme se aumenta el esfuerzo de confinamiento el cual es igual al esfuerzo principal menor, los niveles de esfuerzo desviador son mayores, permaneciendo constante el ángulo de fricción, si estos esfuerzos se aumentan más de lo establecido, implica que las partículas menores nuevas que se crean llenan los huecos del material original. La resistencia depende en parte de la compacidad y el ángulo de fricción de la arena los cuales se encuentran íntimamente relacionados con el nivel de esfuerzo desviador.

En la figura III.2 los círculos trazados corresponden a niveles usuales comúnmente, que representan los sucesivos estados de esfuerzo que existen en una muestra de suelo al cargarla, de donde se puede establecer lo siguiente:

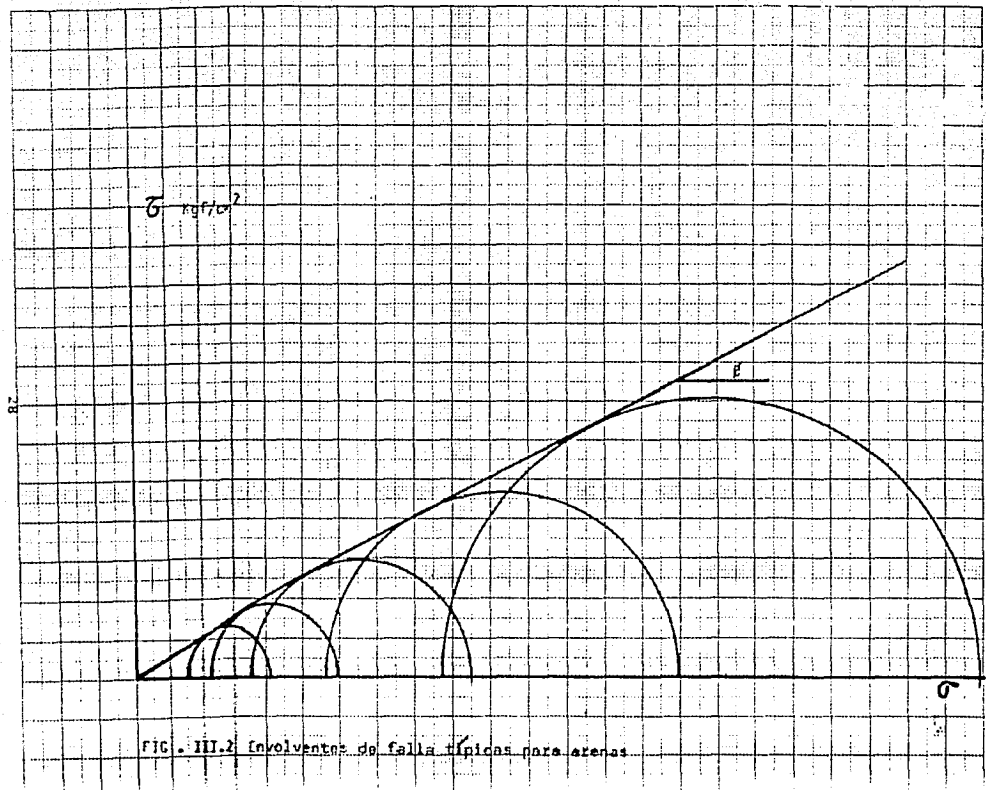


FIG. III.2 Involventes de falla típicos para arenas

- a).- Si los círculos de Mohr quedan debajo de la envolvente de Mohr, el suelo es estable para un estado de esfuerzo determinado.
- b).- Los círculos son tangentes a la envolvente de Mohr, se alcanza la resistencia máxima.

Los niveles de esfuerzo desviador que se manejan para la obtención de Módulos de Deformación, son en función de los fines establecidos y de acuerdo a las condiciones de la prueba. Para cada Módulo en función del nivel de esfuerzo establecido, las deformaciones producidas al aplicar la carga (para la obtención de los módulos de deformación se requiere de aplicar una serie de cargas, así como de descargas). Una parte de esta deformación se recupera en las descargas. Esto se debe a que la energía elástica almacenada en las partículas se libera al sentir que la fuerza que produce esa deformación desaparece, se reitera que permanece una deformación en el material.

El comportamiento que tiene un material en la fase de carga es el siguiente: al iniciarse ésta el volumen de la muestra tiende a disminuir ligeramente, pero conforme aumentan los esfuerzos de compresión, las partículas se reajustan a una composición o agrupación más compacta, es decir más cerrada y más rígida llegando a comprimirse fuertemente produciendo la ruptura entre sus partículas en sus puntos de contacto, por lo que la fuerza media de contacto decrece la tabla III.3 da una idea de estas fuerzas de contacto para algunos materiales.

Para este caso el esfuerzo desviador es el máximo y se tiene un incremento de volumen por el desplazamiento lateral que hay entre sus partículas. Entonces se puede decir que se está en una fase final del proceso, en donde el enca

je entre partículas de la probeta ha disminuido y la deformación por corte sigue aumentando conservando un volumen -- constante. Lo anterior es en el caso de que un material en estudio se lleve a la falla, para determinar su comporta -- miento esfuerzo - deformación, puesto que para el caso de - los módulos de deformación, para los ciclos de carga, las - deformaciones no se deben llevar más allá de lo que pudie -- ran cambiar completamente la estructura de la muestra.

De las curvas mostradas en la figura III.4, de pruebas de compresión triaxial, para el caso de una arena compacta tiene un máximo pronunciado donde el esfuerzo desviador disminuye a partir de este punto, por lo que el esfuerzo necesario para que la deformación continúe disminuye, en esta - fase el valor tiende a ser como si se tratara de una arena suelta por lo que el volumen se vuelve constante.

Para el caso de la arena suelta la curva no presenta - un máximo, pero al inicio de la prueba y al darle una pre - sión de confinamiento el volumen disminuye y su resistencia aumenta por lo que el esfuerzo necesario para alcanzar la - deformación es un poco mayor, con un esfuerzo desviador que se incrementa hasta que éste se vuelve constante al igual - que su volumen como lo muestra la figura III.4.

Para estos comportamientos esfuerzo - deformación de - las arenas, y por su compacidad relativa y su esfuerzo des - viador, se pueden establecer los siguientes conceptos:

- a).- La compacidad relativa de un material cuanto ma - yor sea mayor es el encaje, por lo que su ángulo de fricción interna y el nivel de esfuerzo des - viador es mucho más grande, que si fuera un mate - rial con compacidad baja.

b).- Cuanto más compacta sea una arena mayor es el incremento de volumen, al suceder esto, la resistencia a la deformación disminuye considerablemente.

Por otra parte, para una arena de compacidad baja (suelta) la falla que se presenta en el material es de tipo plástico. De modo contrario, para una arena con compacidad alta (compacta), la falla que se presenta en el material es del tipo frágil, registrando una resistencia máxima. Cuanto más alta sea su compacidad, más frágil se vuelve la falla. Por otra parte, si los niveles de esfuerzo desviador son bajos - la compacidad relativa tiene mayor importancia, pero conforme este esfuerzo aumenta esa importancia va disminuyendo.

En el comportamiento esfuerzo - deformación influye la relación que existe entre el nivel de esfuerzo desviador en la prueba y la resistencia de las partículas, cuando el nivel de los esfuerzos aplicados alcanza la resistencia de las partículas, aún utilizando niveles de esfuerzo bajos, la muestra falla a una resistencia máxima, que es mayor que si fuera un material con baja compacidad. De esta forma, los esfuerzos requeridos para que prosiga la deformación de la muestra disminuye, siguiendo la deformación con un volumen constante.

En la figura III.5, se muestra la falla de una probeta de arena negra del ajusco, cuyos niveles de esfuerzo desviador se obtuvieron en función de su ángulo de fricción, así como la presión de confinamiento.

Concluyendo, los aumentos de esfuerzo que hacen aumentar a los esfuerzos cortantes, producen un cambio de forma en una muestra representativa de una masa de suelo dependiendo de sus compacidades relativas y donde sus esfuerzos des -

viadores pueden ser constantes o bien, disminuir después de llegar a un punto determinado de esfuerzo.

El comportamiento esfuerzo - deformación se puede definir en las siguientes fases que se efectúan en el proceso de deformación:

- a).- En la primera fase para cualquier nivel de esfuerzo desviador y compacidades relativas, las deformaciones son muy pequeñas, es decir, el volumen varía ligeramente llegando a un porcentaje de la deformación total.
- b).- La muestra representativa de una masa de suelo comienza a tener una disminución gradual de resistencia después de sentir un esfuerzo máximo.
- c).- Para una fase final en el proceso, la resistencia es constante aunque la deformación continúe. Este es el estado último que presenta una muestra de suelo.

TABLA III.3 VALORES ESTIMADOS DE FUERZAS DE CONTACTO ENTRE PARTICULAS DE ARENA

Tipo de suelo	Diámetro de las partículas mm	Fuerza media de contacto		
		1 Kg/cm ²	10 Kg/cm ²	100Kgf/cm ²
GRAVA	60	3	30	300
ARENA	2.0	0.003	0.03	0.3
LIMO	0.06	3x10 ⁻⁶	3x10 ⁻⁵	3x10 ⁻⁴
	0.002	3x10 ⁻⁹	3x10 ⁻⁸	3x10 ⁻⁷

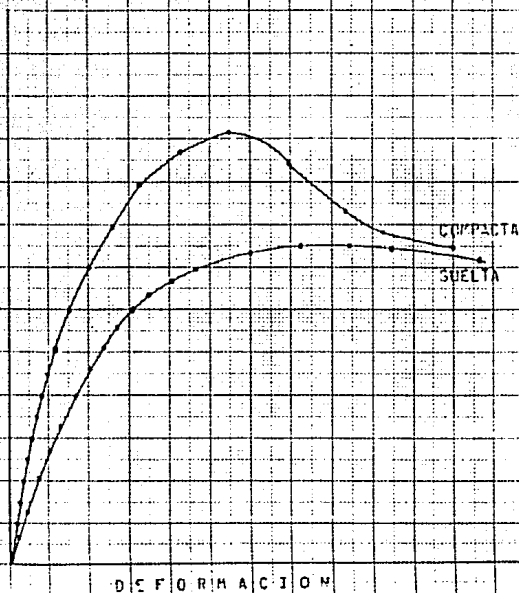


FIG. III.4 Curvas típicas de pruebas de compresión triaxial para diferentes compactidades.

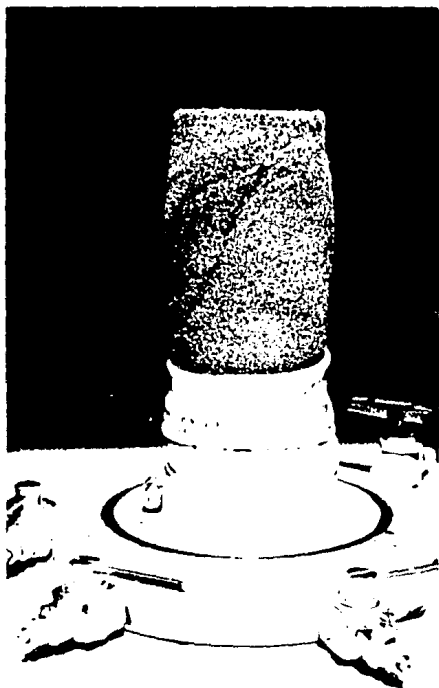


FIG. III.5 Probeta llevada a la falla de una arena Negra de partículas angulosas, el plano de falla se aprecia en la muestra.

C A P I T U L O I V
P R U E B A S D E L A B O R A T O R I O

Las pruebas de laboratorio juegan un papel muy importante dentro de la Mecánica de Suelos, ya que éstas permiten de terminar de una forma aceptable el comportamiento y características del suelo. De acuerdo a esto, las pruebas de laboratorio para este caso se dividieron en varias etapas dentro de las cuales se realizaron las siguientes:

- 1.- Granulometría.
- 2.- Volumen máximo y mínimo.
- 3.- Pesos específicos secos.
- 4.- Elaboración de probeta.
- 5.- Ley de resistencia. (Triaxial a la falla y multitriaxial).
- 6.- Módulos de deformación.

La idea de hacer la granulometría, es con el fin de poder determinar la distribución de los tamaños de las partículas y conocer si el material (para este caso arenas) es uniforme o no uniforme.

Se consideró conveniente utilizar una muestra cuyo peso (W_s) fue de 300 g_f, la cual se clasificó a través de un juego de mallas, siendo para el caso de la Arena Negra de la Malla # 18 a la malla # 200, esta última para ver si contenía finos.

Para el caso de la Arena Ottawa Malla #20 y #30. En la figura IV.1, se muestra la curva típica resultante de esta prueba.

Posteriormente se hizo la obtención de los pesos especí

FIG. IV .1

GRANULOMETRÍA

arena negra del ajusco (basáltica)

Partículas angulosas

$D_{10} = 0.130$

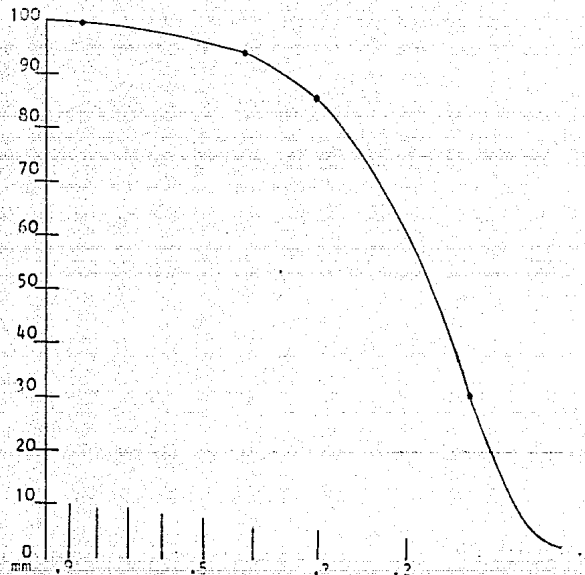
$D_{20} = 0.148$

$D_{60} = 0.21$

$C_u = 2.03$

$C_c = 1.012$

36



ficos secos del material de la siguiente forma.

Se trataron de reproducir las condiciones del material en función de los volúmenes de las muestras (arenas), es importante decir que el volumen de la probeta fue determinado respecto a las necesidades del equipo, para así determinar el peso necesario de sólidos para la elaboración de la probeta como se explica a continuación. Posteriormente a esto se presenta la secuencia en que se hicieron estas pruebas - de laboratorio.

OBTENCION DEL γ_d

Para ello se procuró obtener las propiedades del material, dentro de lo establecido para tener una buena exactitud.

Pero también es importante mencionar que se supuso una Capacidad Relativa igual al 50% y que mediante una lluvia - del material se obtuvieron los volúmenes, utilizando el siguiente material:

- a) Matraz de fondo plano.
- b) Probeta graduada de 1000 ml.
- c) Soporte.
- d) Arena Negra.
- e) Agua destilada.

Realización de la prueba:

- 1) La muestra previamente pesada, $W_s = 1200 \text{ g}_f$, se --- desaira en el matraz de fondo plano, esto es para - evitar tener aire.

- 2) Se hace la lluvia de arena en la probeta graduada, la cual se encuentra completamente llena de agua - destilada.
- 3) Terminado el vaciado de la arena, se toman de preferencia 4 lecturas del nivel de la arena sacando un promedio de éstas, teniendo así el $V_{m\acute{a}x}$.
- 4) Se hace un vibrado del material hasta alcanzar la máxima compactación del material para el cual se - tendrá el $V_{m\acute{i}n}$.
- 5) Con lo anterior se calculan: $\gamma_{d\acute{m}i\acute{n}}$, $\gamma_{d\acute{m}a\acute{x}}$ y γ_{dnat} como se indica a continuación:

D A T O S :

Peso de la bolsa = 24.28 g_f

Peso bol + muestra = 1224.28 g_f

Peso de la muestra = 1200 g_f

LECTURAS:

$V_1 = 880$ ml

$V_2 = 930$ ml

De donde $V_t = 3610/4 = \underline{V_{m\acute{a}x} = 902.5}$ ml

$V_3 = 910$ ml

$V_4 = 890$ ml

$V_{m\acute{i}n} = 805$ ml (lectura única al compactar el material)

Sustituyendo los valores obtenidos en las siguientes -- ecuaciones de pesos específicos y de la compacidad relativa.

$$\begin{aligned} \gamma_{d\max} &= \frac{W_s}{V_{\min}} & \gamma_{d\min} &= \frac{W_s}{V_{\max}} \\ \gamma_{d\max} &= \frac{1200}{805} = 1.49 & \gamma_{d\min} &= \frac{1200}{902.5} = 1.33 \\ CR &= \frac{1/\gamma_{d\min} - 1/\gamma_{d\text{nat}}}{1/\gamma_{d\min} - 1/\gamma_{d\max}} \end{aligned}$$

Haciendo operaciones y sabiendo que la compacidad relativa se quiere igual al 50%, se tiene:

$$\gamma_{d\text{nat}} = 1.406 \text{ T/m}^3$$

Como se vio la compacidad relativa se obtuvo en función de los pasos específicos secos correspondientes a los estados; más suelto, más compacto, y de esta forma obtener el estado natural. De aquí que se puede obtener el peso requerido para la elaboración de la probeta si se sabe que:

$$\emptyset \text{ del molde de la probeta} = 3" = 7.62 \text{ cm}$$

$$\text{altura del molde} = 17.4 \text{ cm}$$

$$\gamma_{d\text{nat}} = 1.406 \text{ T/m}^3$$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \times H_o = 793.504 \text{ cm}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volumen} \times \gamma_{d\text{nat}} = 793.504 \times 1.406 = 1158.518 \text{ g}_f$$

Por lo que el peso a utilizar es 1159 g_f.

Formación de la Probeta.

Para la elaboración de la probeta, como se vio anteriormente de acuerdo a su peso específico natural obtenido y al volumen del molde se determina el peso de los sólidos necesarios para lograr la compacidad relativa propuesta.

El proceso de elaboración requiere de tener todas las precauciones necesarias para obtener una probeta bien elaborada y de esta manera tener datos claros y confiables para los fines establecidos; más adelante se explica la formación de dicha probeta.

EQUIPO Y ACCESORIOS:

Equipo de cámara triaxial.

- a.- Base metálica de cámara triaxial.
- b.- Molde metálico de $\varnothing = 3"$.
- c.- Piedra porosa del mismo diámetro.
- d.- Cabeza de acrílico.
- e.- Balín.
- f.- Camisa de cámara triaxial.

ACCESORIOS:

- a.- Bureta.
- b.- Pipeta.
- c.- Ligas (de material resistente).
- d.- Membrana impermeable.
- e.- Soporte.
- f.- Matraz de fondo plano.

- g.- Bomba de vacío.
- h.- Tapón con conductos de plástico.
- i.- Agua destilada.

PROCEDIMIENTO:

- 1.- Se conecta la bureta a la línea de la piedra porosa inferior, saturando estas mismas con agua destilada, procurando que no quede aire atrapado (para evitar va cíos).
- 2.- Colocar la piedra porosa previamente saturada (este proceso se hace en un molde al vacío).
- 3.- Adaptar la membrana a la base de la cámara triaxial, fijandola con ligas haciendo presión para formar una unión bastante impermeable y colocándolas lo menos en redadas posible, procurando que una de ellas quede lo más cerca posible a la piedra porosa. Esto para evitar que la arena baje del nivel de esta misma.
- 4.- Se coloca el acrílico de la base, evitando mover las ligas que presionan a la membrana.
- 5.- Posteriormente se coloca el molde metálico y la pieza de acrílico en la parte superior.
- 6.- Se compone la membrana doblando el borde de ésta hacia afuera de modo que quede lo más pareja posible.
- 7.- Se conecta el vacío para que succione la membrana y ésta se fije al molde.

- 8.- Terminado lo anterior se llena el interior con agua - destilada, introduciendo ésta por la bureta para evitar burbujas.
- 9.- Se introduce la arena previamente desairada, depositándose suavemente hasta terminar el contenido del matraz.
- 10.- Una vez introducido el material, el nivel de la arena se baja hasta el límite del molde metálico, por medio de vibrado (Este fue producido por leves golpes en la base de la cámara triaxial).
- 11.- Una vez compactado el material se baja el nivel del agua dejando un pequeñísimo tirante de agua sobre la arena.
- 12.- Entonces se coloca la cabeza de acrílico y se fija la membrana a ésta con ligas para formar otra unión impermeable.
- 13.- La bureta conectada a la línea de la piedra porosa, se coloca a un nivel más bajo de la probeta, de forma que el agua trabaje a tensión y así la probeta se podrá sostener por sí sola.
- 14.- Se quita la succión y se retira con todo cuidado el molde metálico y colocando la camisa de la cámara triaxial cuidando que ésta cierre perfectamente.
- 15.- Se llena de líquido (agua y glicerina) y se le aplica una presión de confinamiento de acuerdo a lo requerido.

Es muy importante checar que la membrana no permita la introducción de glicerina al material, de ser lo contrario se tendrá que desmontar y volver a empezar.

OBTENCION DE LEY DE RESISTENCIA.

Se empezó por calibrar los materiales mediante una -- prueba triaxial a la falla para la cual se debieron hacer algunas suposiciones con el propósito de determinar las características esfuerzo - deformación y resistencia de las arenas que fueron sujetas a esfuerzos cortantes, los cuales son producidos por el incremento de esfuerzo en sentido vertical (por medio del vástago).

DESARROLLO.

- 1.- Se supone un ángulo de fricción interna esperado para el material, de acuerdo a la forma de las partículas, es decir, si son redondeadas o angulosas. Para arena Otawa $\phi = 35^\circ$
- 2.- Se supone un esfuerzo de confinamiento σ_c para la -- muestra, de acuerdo a las necesidades. Para este caso $\sigma_c = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$
- 3.- Se traza el diagrama de Mohr, sabiendo que $\sigma_c = \sigma_3$ como lo muestra la figura IV.2.
- 4.- Trazado el círculo, se conoce el esfuerzo desviador - supuesto que hará fallar la probeta, se calcula la -- carga necesaria para la mitad de dicho esfuerzo como se calcula a continuación:

$\Delta \sigma_{af} =$ Incremento de esfuerzo

$A_t =$ Area transversal de probeta

$K_c =$ Constante de anillo

De la figura IV.2

$$\Delta \sigma_{af} = 1.79 - 0.5 = 1.29 \text{ Kg/cm}^2$$

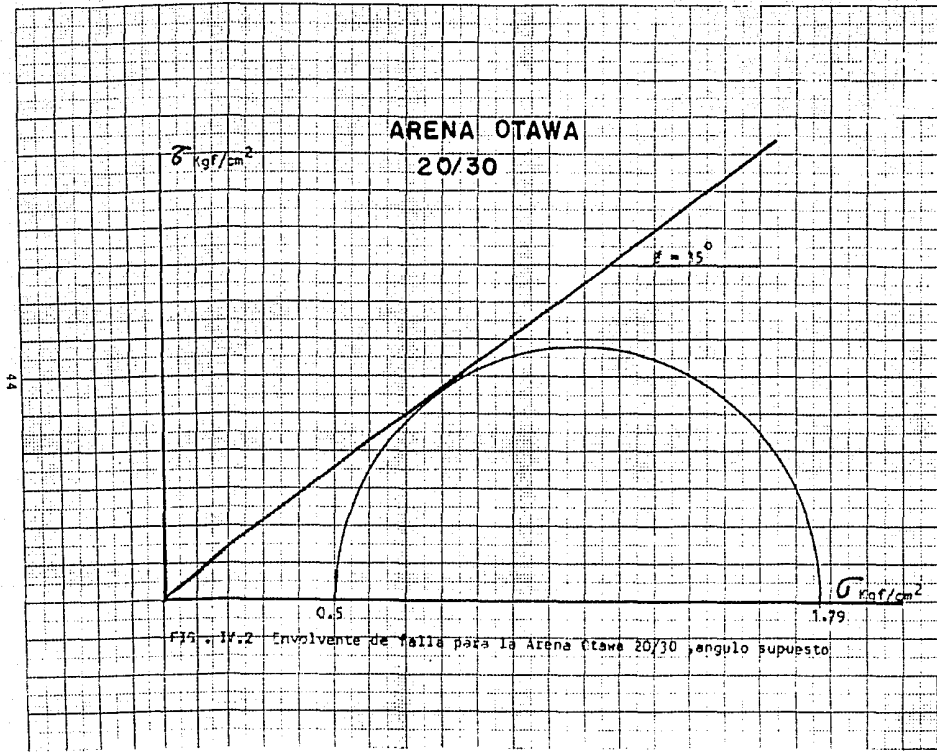


Fig. 14.2 Envolvente de falla para la Arena Ottawa 20/30, angulo supuesto.

$$1/2\Delta\sigma_f = 0.645 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area de la probeta} = 45.604 \text{ cm}^2$$

entonces:

$$0.645 \times 45.604 = 29.4 \text{ Kg.}$$

- 5.- Se escoge el anillo que garantice la falla del material sin rebasar su rango elástico.

$$\text{Anillo \# 300 cte} = .142$$

$$29.4/.142 = 207$$

- 6.- Tomando el resultado anterior se divide entre 10 incremento de carga obteniendo el número de unidades -- que se dará a cada incremento, por lo que resulta que el número de unidades para este material de 20 en 20.
- 7.- Montada la probeta como ya se explicó anteriormente y sometida a un esfuerzo de confinamiento, se aplican -- las cargas desde el exterior y éstas son transmitidas a la probeta por medio de un vástago.
- 8.- Cada minuto se hace la lectura del micrómetro y el -- nuevo incremento de carga, registrándolos en la tabla de cálculo.
- 9.- Se elabora la curva Esfuerzo - Deformación como lo -- muestra la figura IV.3.

PRUEBA MULTITRIAXIAL.

Se denomina prueba multitriaxial por la facilidad que se tiene con una sola probeta, que sometida a diferentes es -- fuerzos de confinamiento se obtienen varios círculos de --- Mohr, dadas las dificultades que se presentan al elaborar -

Curva Esfuerzo - Deformación

Arena Ottawa 20/30 $\phi = 35^\circ$

$\sqrt{\sigma}$ Kgf/cm²

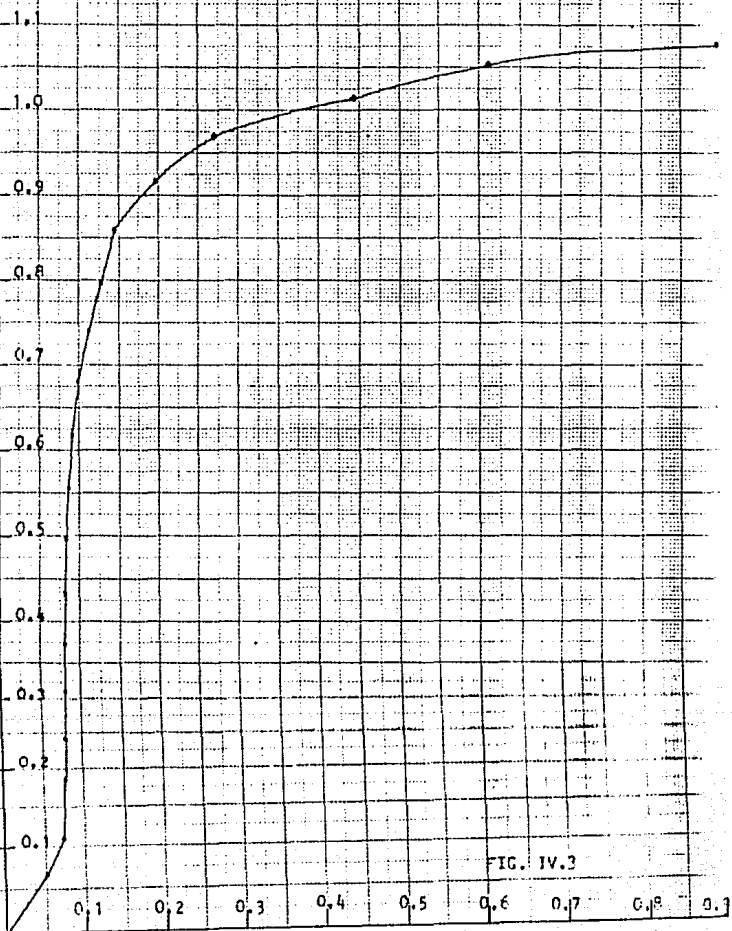


FIG. IV.3

cada probeta cuyas características no podrán ser las mismas por lo que es conveniente utilizar sólo una probeta.

DESARROLLO DE LA PRUEBA.

- 1) Se proponen valores de esfuerzo de confinamiento entre 0.1 y 1.0 Kgf/cm².
- 2) Con el ángulo supuesto se trazan los círculos de Mohr como muestra la figura IV.4 (para este caso se utilizaron $\sigma_c = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ y 1.0 --- Kgf/cm²)
- 3) De igual manera que en la de falla, se calculan los incrementos de carga tomando el esfuerzo desviador mayor (para $\sigma_c = 1.0$ Kgf/cm²) afectándolo por un F.S. = 1.5, para asegurar en el último confinamiento la falla del material, a su vez tomar el valor del esfuerzo desviador menor ($\sigma_c = 0.2$ Kgf/cm²), para calcular los incrementos de carga que se utilizarán durante toda la prueba, es decir en todos los esfuerzos de confinamiento.

Esto se indica a continuación, utilizando la Arena Ne gra cuyo $\phi = 45^\circ$ (supuesto) Fig. IV.4.

Para $\sigma_c = 1.0$ Kgf/cm²

$$4.64 \times 45.604 = 211.6 \times 1.5 = 317.4$$

De los anillos disponibles se obtuvo que:

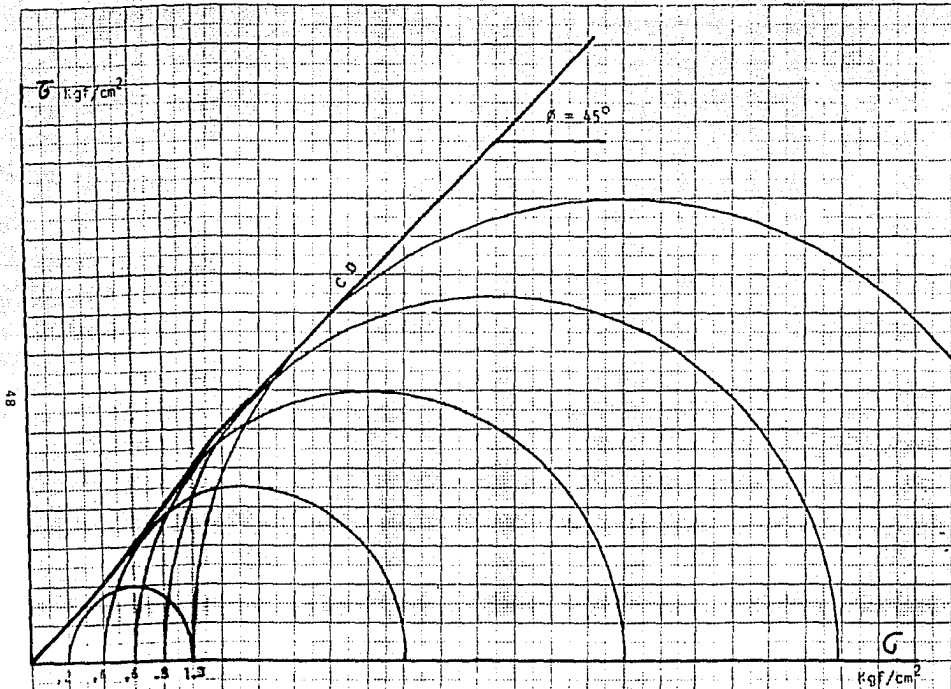
de anillo = 300, $K_c = .142$, de donde:

Número de unidades total = 2235

Para los incrementos de carga, tomando $\sigma_c = 0.2$ Kgf/cm².

$$0.85 \times 0.5 \times 45.604 = 19.38 / .142 = 136.49$$

Que dividiendo entre 10 se obtiene = 14 unidades.



48

FIG. 12.6 Envolventes de falla para Arena Negra del Ajusco

(Pruebas multiaxial)

- 4) Deben prepararse hojas milimétricas, trazando líneas a 45° desde el origen y a una escala de acuerdo a su comportamiento. (El ángulo al que fueron trazadas las líneas es para todo material).

EQUIPO:

Cámara triaxial

Micrómetro

Cronómetro

Anillo de carga

Tanque regulador de presión

Calculadora programable

Hojas milimétricas

- 1) Se da el primer esfuerzo de confinamiento y se ajusta el micrómetro, tomando la lectura de éste, la cual será la inicial en toda la prueba.
- 2) Se da el primer incremento de carga, poniendo en marcha el cronómetro.
- 3) Se deja transcurrir un minuto, tomando la lectura del micrómetro inmediatamente antes y aplicar la siguiente carga. Se calcula el esfuerzo y la deformación unitaria para registrarla en las hojas milimétricas.
- 4) Esto se hace cada minuto siguiendo cuidadosamente la trayectoria de la curva Esfuerzo - Deformación, hasta que la pendiente de ésta se incline a 45° ; se detiene la prueba y se le aplica a la muestra el siguiente confinamiento.

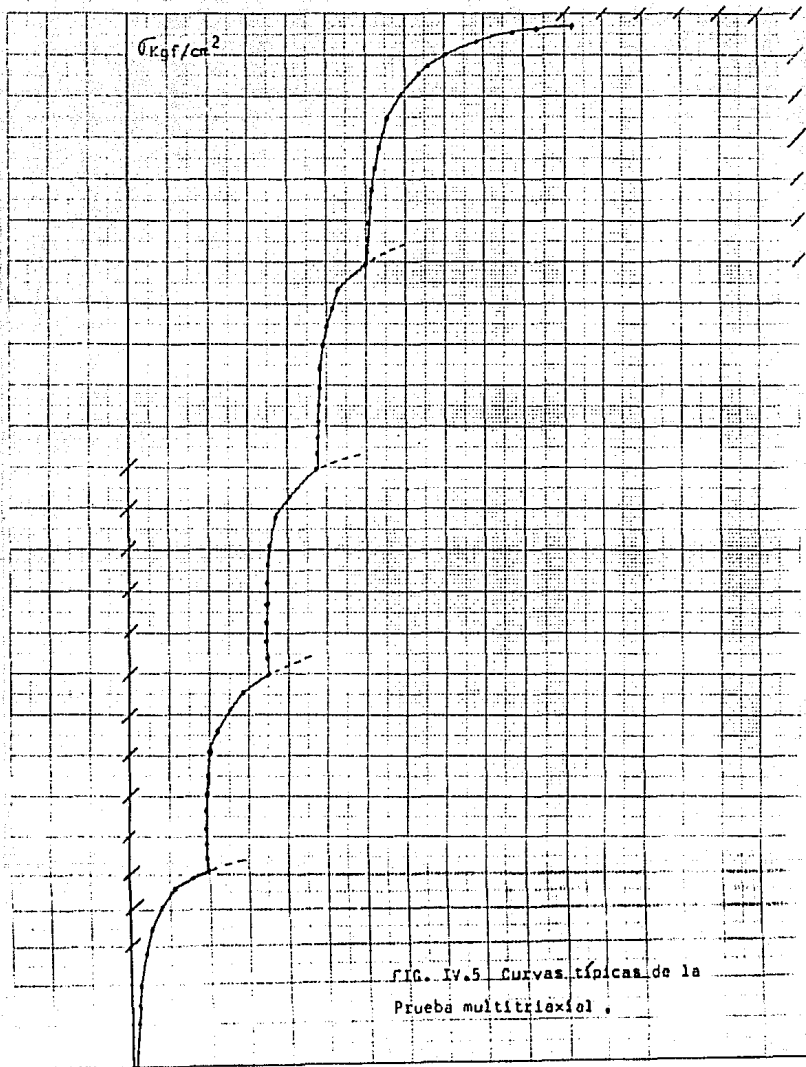


FIG. IV.5 Curvas típicas de la
Prueba multiaxial .

- 5) Para los siguientes confinamientos se repiten los pasos 2, 3 y 4 llevando el último confinamiento a la falla la probeta. De esta forma se tienen los diagramas de la prueba multitriaxial como lo muestra la figura IV.5.
- 6) Como se puede ver en la figura IV.5. Para los 4 primeros confinamientos se tienen las curvas trazadas hasta el quiebre a 45° y el último a la falla, para éste se toma el esfuerzo desviador donde la curva se quiebra a esta inclinación, haciendo una relación de este esfuerzo con el de falla. Se obtiene el porcentaje con el cual se calcula el esfuerzo desviador correspondiente a la falla para cada uno de los 4 confinamientos.

Posteriormente con los $\bar{\sigma}_d$ se obtienen los valores de p y q mediante las siguientes expresiones:

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

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

Como se indica a continuación:

Cálculo de p y q.

De las curvas Esfuerzo - Deformación de Arena Negra.

Esfuerzo desviador de falla = 4.424 Kgf/cm²

Esfuerzo desviador a 45° = 3.77 Kgf/cm²

$$\frac{4.424 - 3.77}{4.424} = 14.8\%$$

Por lo que se incrementará cada esfuerzo desviador en un 14.8% (los 4 primeros confinamientos)

Para 0.2 Kgf/cm²

$$\bar{\sigma}_{d_1} = (0.51 \times .148) + 0.51 = 0.5865 \text{ Kgf/cm}^2$$

Para 0.4 Kgf/cm²

$$\bar{\sigma}_{d_2} = (1.3 \times .148) + 1.3 = 1.495 \text{ Kgf/cm}^2$$

Para 0.6 Kgf/cm²

$$\bar{\sigma}_{d_3} = (2.3 \times .148) + 2.3 = 2.6404 \text{ Kgf/cm}^2$$

Para 0.7 Kgf/cm²

$$\bar{\sigma}_{d_4} = (2.8 \times .148) + 2.8 = 3.2144 \text{ Kgf/cm}^2$$

σ_3	σ_{d_i}	σ_1	$p = \sigma_1 + \sigma_3/2$	$q = \sigma_1 - \sigma_3/2$
0.2	.5865	.7865	.4932	.2932
0.4	1.495	1.895	1.147	.7475
0.6	2.6404	3.2404	1.9202	1.3203
0.7	3.2144	3.9144	2.307	1.597
0.9	4.424	5.324	3.111	2.111

Figura IV. 6

7) De la recta de la fig. IV.6, se mide el ángulo .

8) Para tener el ángulo de fricción interna real del material, se sustituye en la expresión:

$$\phi = \text{Sen}^{-1} (\text{Tang } \alpha)$$

Para la Arena Negra $\alpha = 35^\circ$, que sustituido se encontró que $\phi = 44.44^\circ$ cuyo ángulo se utilizará para calcular los módulos de deformación en la arena.

FIG. IV.6

Diagramas $p - q$ puntos obtenidos de la multiaxial

Arena Negra del Ajusco (Basáltica)

q

2.0

1.0

0

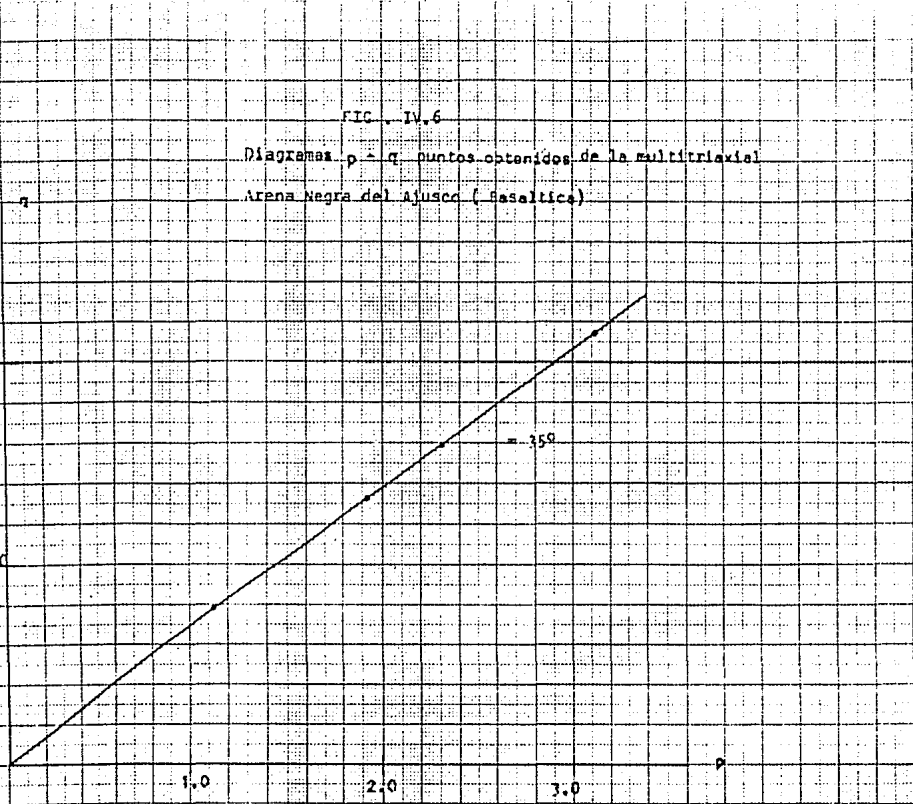
$n = 350$

1.0

2.0

3.0

p



MODULOS DE DEFORMACION.

Con las pruebas anteriores, se puede conocer algunos aspectos muy importantes, es decir, el comportamiento del material al ser sometido a incrementos de esfuerzo y determinar los elementos reales del material y poder obtener las deformaciones que se presenten en estos materiales. En este caso también se utilizará una sola probeta, la cual se someterá a diferentes incrementos de carga, para diferentes presiones de confinamiento. Así como 10 incrementos de carga y 10 de descarga, de aquí se tendrán resultados Esfuerzo Deformación unitaria, que graficándolos a escala se obtendrán curvas parecidas a las de compresibilidad como se mostrará posteriormente.

PROCEDIMIENTO.

- 1) Encontrado el ángulo de fricción interna del material y considerando presiones de confinamiento de tal manera que nos da resultados satisfactorios, se trazan los círculos de Mohr (para este caso se usaron $\sigma_c = 0.5, 0.9, 1.3, 1.7$ y 2.1 Kg/cm^2) figura IV.7.
- 2) Se obtienen los esfuerzos desviadores y se obtienen los incrementos de carga (como ya se explicó anteriormente).
- 3) Los incrementos de carga se calculan de acuerdo al nivel del esfuerzo desviador que se quiera manejar, Ver figura IV.7. Para $\sigma_c = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$ su $\sigma_d = 1.02 \text{ Kg/cm}^2$ y se quiere tener los valores Esfuerzo - Deformación al 25% del esfuerzo desviador de falla, entonces:

$$\sigma_c = 0.5; 1.02 \times 45.604 \times .25 = 11.63$$

ARENA OTAWA
20/30

$\sigma_{1f} / \text{cm}^2$

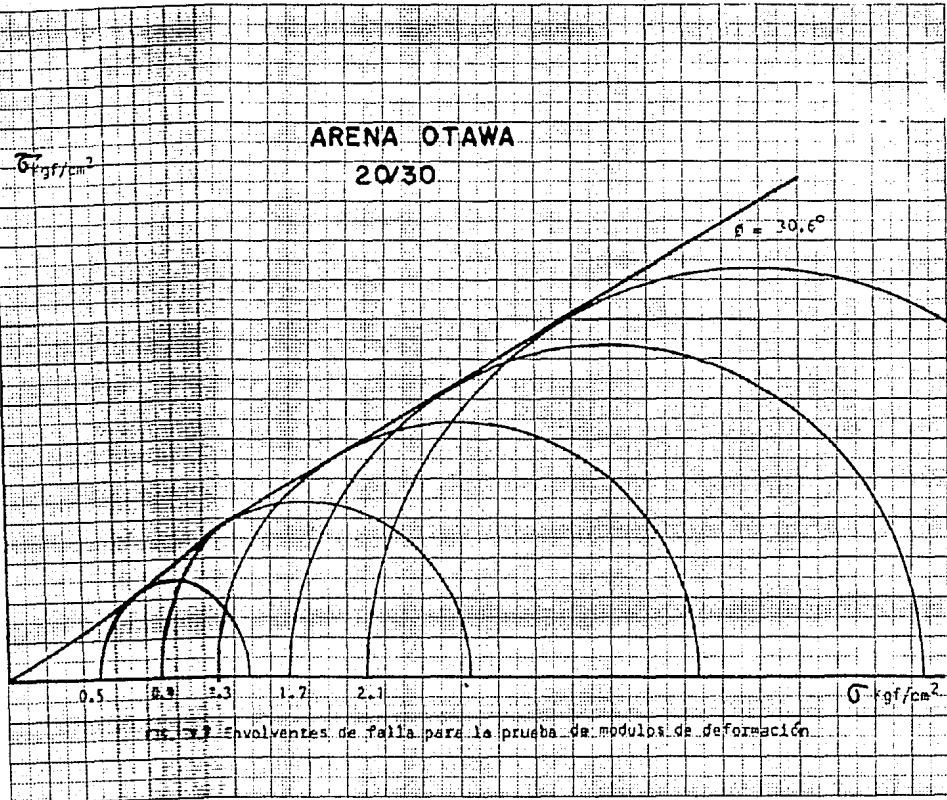
$\phi = 30.6^\circ$

55

0.5 0.9 1.3 1.7 2.1

σ / cm^2

Fig. 1.7 Envolventes de falla para la prueba de módulos de deformación.



Como se uso el anillo # 200 Kc = 0.083 (Kgf/unidad) por lo que el incremento de carga = 14 unidades.

Es muy importante recordar que para esta prueba, para cada presión de confinamiento los incrementos de carga serán diferentes.

- 4) Se da la primera presión de confinamiento y se ajusta el micrómetro, tomando la lectura de éste.
- 5) Se aplica el primer incremento de carga poniendo en marcha el cronómetro.
- 6) Se deja pasar un minuto, se toma lectura de micrómetro y se aplica la siguiente carga y así hasta llegar a los 10 incrementos de carga.
- 7) Llegando al último incremento de carga, se toma la lectura y se procede a descargar de igual forma hasta llegar a 0 carga.
- 8) Para la última carga se cierra la válvula, para dar la nueva presión de confinamiento.
- 9) Con esta presión de confinamiento se debe de ajustar el 0 real, de la siguiente manera:
 - a) Dada la presión de confinamiento con el volante del marco de carga se separa un poco el vástago.
 - b) Lentamente girando el volante se va bajando el vástago, observando en el micrómetro del anillo de carga que la aguja se estabilice en algún valor, estabilizandose, se ha encontrado el 0 real de carga. Por otra parte, el micrómetro - - -

que registra las deformaciones, tendrá una nueva lectura.

- 10) Se toma la nueva lectura de micrómetro (siendo ésta la inicial) y se aplican los nuevos incrementos de carga.
- 11) Se repiten los incisos 6, 7, 8, 9 y 10, hasta terminar con la última presión de confinamiento.

Se podrá observar que para cada una de las pruebas de deformación el material tendrá una recuperación, pero que dando una deformación permanente, es decir, el material no se recupera totalmente.

De los datos obtenidos se grafican teniendo como resultado curvas Esfuerzo - Deformación, donde se conocen las deformaciones para cada prueba y a la vez obtener los módulos de deformación como se explica a continuación, Fig. IV.8.

- 1) En las gráficas se traza una línea con los puntos que se alinien en el tramo de carga, ésta corta al eje de las deformaciones unitarias, donde indica que es el 0 real, se une este punto con el punto máximo de la curva (secante), de esta forma se obtiene $\Delta \xi$, que dividido entre el esfuerzo desviador de la curva se obtiene el módulo de deformación.

$$M_z = \frac{\Delta \xi}{\Delta \sigma}$$

Se obtienen los M_z para cada presión de confinamiento, graficándolos en hojas doble logarítmicas y a su vez conocer su pendiente. A continuación se hace un breve cálculo para su mejor comprensión.

Para Arena Otawa $\phi = 30.6^\circ$ $c = .083$ Kgf/
Unidad.

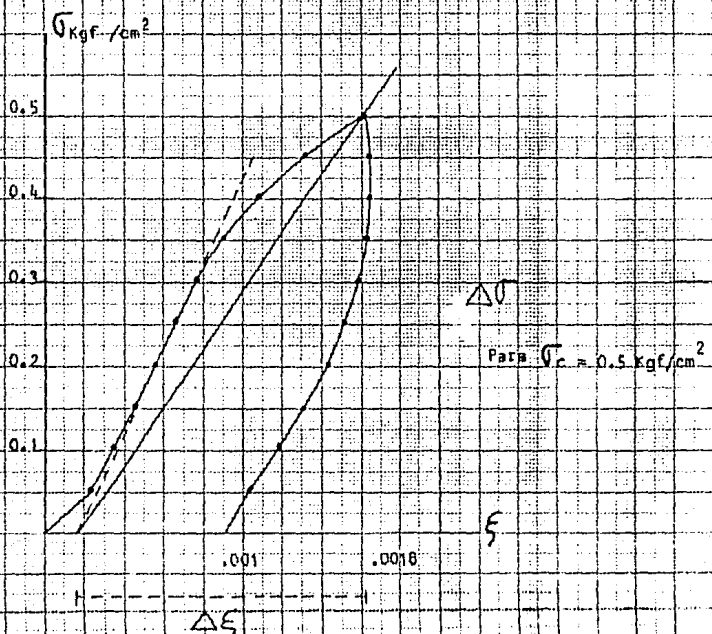


FIG. 14.8 Curva esfuerzo deformación, tramo carga y descarga Arena fina

Para el 50% del esfuerzo desviador.

$$\sigma_c = 0.5 = 1.02 \times 45.604 \times .5 = 23.258 / .083 = 280.217 / 10 = 28 \text{ Uni.}$$

$$\sigma_c = 0.9 = 1.85 \times 45.604 \times .5 = 42.183 / .083 = 747.24 / 10 = 51 \text{ Uni.}$$

$$\sigma_c = 1.3 = 2.72 \times 45.604 \times .5 = 76.614 / .083 = 75 \text{ Uni.}$$

$$\sigma_c = 1.7 = 3.36 \times 45.604 \times .5 = 76.614 / .083 = 92 \text{ Uni.}$$

$$\sigma_c = 2.1 = 4.4 \times 45.604 \times .5 = 121 \text{ Uni.}$$

Estos serán los incrementos de carga para cada confinamiento, en una sola probeta.

Tomando los valores del $\sigma_c = 0.5$, se tiene

De fig. IV.8: Para $\sigma_c = 0.5$

$$\frac{\Delta \xi}{\Delta \sigma} = \frac{0.00144}{0.509} = 2.827 \times 10^{-3}$$

Para $\sigma_c = 0.9 \text{ Kg/cm}^2$

$$\frac{\Delta \xi}{\Delta \sigma} = \frac{.00146}{.927} = 1.57 \times 10^{-3}$$

Para $\sigma_c = 1.3 \text{ Kg/cm}^2$

$$9.05 \times 10^{-4}$$

Para $\sigma_c = 1.7 \text{ Kg/cm}^2$

$$6.5 \times 10^{-4}$$

Para $\sigma_c = 2.1 \text{ Kg/cm}^2$

$$4.95 \times 10^{-4}$$

Que graficados en escala doble logarítmica, estos puntos se ajustan a una línea recta, como lo muestra la fig. IV.9, con una pendiente $n = 1.205$, obtenido con la ecuación:

$$n = \frac{\text{Log } Mz_0 / Mz_{\infty}}{\text{Log } \sigma_{c0} / \sigma_{c\infty}}$$

C A P I T U L O V

PRESENTACION DE DATOS Y OBTENCION DE PARAMETROS.

El principal objetivo de este capítulo es el de mostrar - el amplio panorama de resultados obtenidos de las pruebas de - laboratorio anteriormente explicadas.

Para la realización de estas pruebas se utilizaron dos ma - teriales granulares cuya granulometría es diferente y cuyas ca - racterísticas son las siguientes para cada una de ellas:

- 1).- Arena de Ottawa 20/30, es decir que pasó la malla -- # 20 y se retuvo en la malla # 30, presentando una textura suave de aspecto mate, formada por partícu - las redondeadas de cuarzo.
- 2).- Arena Ajusco color negro, de textura suave de par - tículas angulosas, con muy pocas partículas de co - lor claro.

Se sabe que el suelo es un material de naturaleza varia-- ble por lo que no puede ser significativamente controlable, -- puesto que se podría dar el caso de alterar su estructura o -- bien cambiar su composición al estarlo manejando. Por ello fue necesario tener un gran cuidado en las operaciones y manejo de las muestras de suelo, para que pudieran ser verdaderamente -- representativas de una masa de suelo en estudio, a las cuales - se les pudiera hacer las pruebas de laboratorio y de esta for - ma obtener:

- a).- Prueba Triaxial.- De ésta se obtuvo una curva que describe el comportamiento esfuerzo - deformación, hasta la falla, que nos permite conocer la resisten - cia del material a cierto esfuerzo desviador. Fig. V.I.

- b).- Prueba Multitriaxial.- Al igual que en la anterior se obtienen gráficas esfuerzo - deformación unitaria, para cinco confinamientos diferentes, en una sola probeta, pudiéndose conocer de éstas la ley de resistencia del material, a través del empleo del diagrama $p - q$ el cual es buena forma de representar los resultados de esta prueba y en donde -- los valores de p y q corresponden a los puntos máximos de los círculos de falla, siendo este diagrama una línea recta que permite conocer el ángulo real de fricción del material. Aquí el valor de q equivale a la mitad del esfuerzo desviador. Figuras V.2 y V.3.
- c).- Módulos de Deformación.- En esta prueba, al igual que en las anteriores se obtienen curvas esfuerzo-deformación, sin que se llegue a la falla, para -- cierto número de incrementos de carga, al igual -- que de descarga, permitiendo conocer las deformaciones de las arenas Fig. V.4.
- d).- Estas deformaciones se representan en una serie de rectas individuales y en conjunto para un solo material, con sus respectivas pendientes, Fig. V.5 y fig. V.6.

PRUEBA TRIAXIAL A LA FALLA EN
ARENA NEGRA

#DE UNID.	LECT. M. mm	DEF. UNITARIA	ESFUERZO Kgf/cm ²
0	3.85	0	0
50	3.86	5.47×10^{-5}	0.091
100	3.898	2.758×10^{-4}	0.18
150	3.93	4.597×10^{-4}	0.2728
200	3.965	6.61×10^{-4}	0.3637
250	4.012	9.310×10^{-4}	0.4545
300	4.07	0.00126	0.5453
350	4.135	0.00163	0.636
400	4.21	0.00207	0.7265
450	4.27	0.00241	0.8170
500	4.345	0.00284	0.9074
550	4.428	0.00332	0.9977
600	4.550	0.00402	1.087
650	4.650	0.0046	1.177
700	4.78	0.00534	1.267
750	4.92	0.00615	1.356
800	5.09	0.007126	1.445
850	5.27	0.00816	1.534
900	5.50	0.00948	1.622
950	5.78	0.01109	1.7098
1000	6.10	0.01293	1.7964
1050	6.43	0.0148	1.8827
1100	6.88	0.01741	1.9671
1150	7.37	0.02022	2.050
1200	8.20	0.0250	2.129
1250	9.47	0.0323	2.201
1300	10.87	0.0403	2.270
1350	12.50	0.04978	2.334
1400	----#	FALLA DEL MATERIAL	

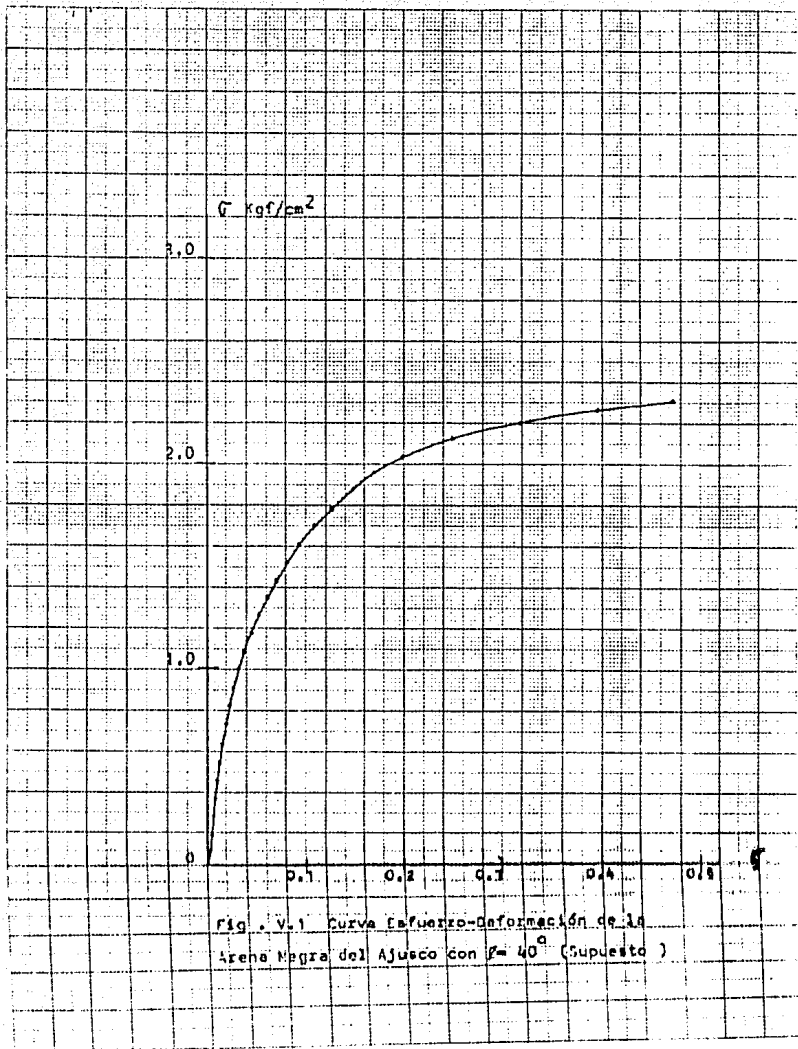


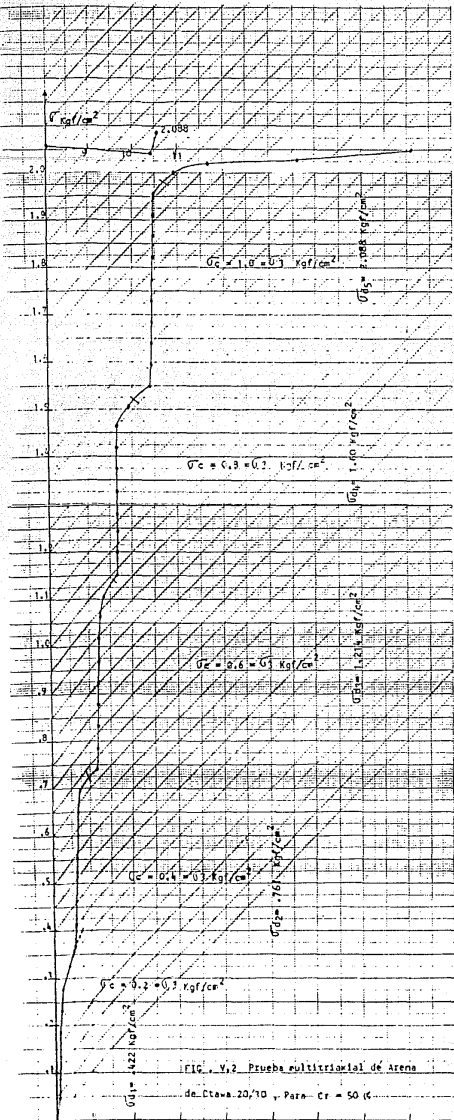
Fig. V.1 Curva Esfuerzo-Deformación de la Arena Negra del Ajusco con $\beta = 40^\circ$ (Supuesto)

MULTIAXIAL
 ARENA OTAWA 20/30
 CR = 50%

ESF. Kgf/cm ²	DEF. UNIT.	UNID.	L.FINAL
0	0	0	0.53
0.0467	0.00017	15	0.56
0.0933	0.0012	30	0.74
0.1399	0.0013	45	0.77
0.1865	0.0015	60	0.79
0.2331	0.0018	75	0.82
0.2796	0.0023	90	0.87
0.3256	0.0041	105	0.96
0.3715	0.0057	120	1.27
		135	1.57
0.4178	0.0061	150	1.62
0.4641	0.0064	165	1.67
0.5413	0.0066	180	1.7
0.5568	0.0066	195	1.7
0.6031	0.0067	210	1.72
0.6494	0.0068	225	1.75
0.6951	0.0078	240	1.92
0.7385	0.0118	255	2.61
0.7383	0.012	255	2.65
0.7844	0.0121	270	2.66
0.8306	0.0121	285	2.66
0.8766	0.0122	300	2.68
0.9227	0.0122	315	2.69
0.9688	0.0123	330	2.7
1.0149	0.0124	345	2.71
1.0607	0.0126	360	2.76
1.1059	0.0134	375	2.9
1.1486	0.0163		
1.1485	0.0164	375	3.4
1.1943	0.0165	390	3.42
1.2403	0.0165	405	3.43
1.2861	0.0166	420	3.43
1.3321	0.0166	435	3.44
1.3778	0.0167	450	3.44
1.4236	0.0168	465	3.46
1.469	0.0171	480	3.48
1.9084	2.2382	495	3.54
1.5117	0.0192	510	3.9
1.5502	0.0238		
1.5497	0.0241	510	4.7
1.5952	0.0242	525	4.76
1.6407	0.0243	540	4.77

MULTITRIAXIAL
ARENA OTAWA 20/30
CR = 50%

ESF. Kgf/cm ²	DEF. UNIT.	UNID.	L. FINAL
1.6861	0.0243	555	4.78
1.7317	0.0243	570	4.79
1.7772	0.0244	585	4.79
1.8225	0.0245	600	4.8
1.8678	0.0247	615	4.82
1.9128	0.0249	630	4.85
1.9564	0.0259	645	4.9
1.9834	0.0349	660	5.06
2.0246	0.0367	675	6.63
2.0282	0.056	690	6.95
2.0498	0.0663	705	10.3
2.0615	0.0805	720	12.09
2.0498	0.1044	735	14.53
2.0888	0.1056	750	18.72
		765	18.93



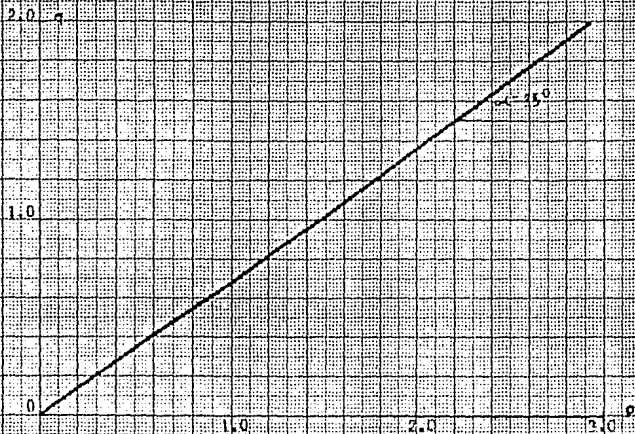


Diagrama p-q Arena negra del Ajusco

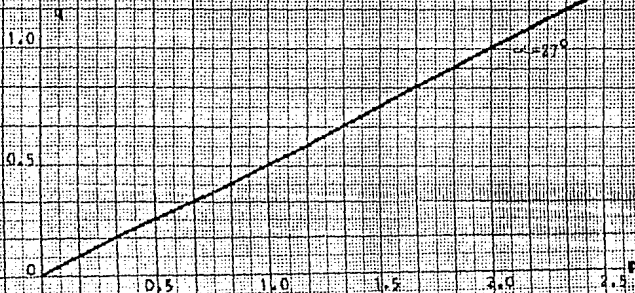


Diagrama p-q Arena Otawa

Fig. V.3 Diagramas p-q obtenidos en prueba multiaxial

ARENA OTAKA

Para 0.5 del Est. Desv.

Para 1.7 Kgf/cm²

#UNID	LECT.	LECT.	DEF.	ESF. Kgf/cm ²	DEF.	ESF. Kgf/cm ²
0	1.620	1.73	0	0	6.32×10^{-4}	0
98	1.648	1.755	1.609×10^{-4}	0.1783	7.75	0.1783
196	1.67	1.78	2.873	0.3566	9.195	0.3566
294	1.69	1.798	4.023	0.5348	.00102	0.5348
392	1.71	1.819	5.172	0.713	.00114	0.713
490	1.722	1.835	5.862	0.8913	.00123	0.8913
588	1.742	1.858	7.0115	1.0694	.00128	1.0694
686	1.76	1.81	8.046	1.2475	.00132	1.2475
784	1.78	1.842	9.195	1.4256	.00138	1.4256
882	1.802	1.812	0.001046	1.6035	.00127	1.6035
980	1.838	1.838	0.00125	1.7814	.00125	1.7814

Para 2.1 Kgf/cm²

#UNID	LECT.	LECT.	DEF.	ESF. Kgf/cm ²	DEF.	ESF. Kgf/cm ²
0	1.69	1.77	0	0	4.58×10^{-4}	0
121	1.720	1.80	1.724×10^{-4}	0.22018	6.32	0.22018
242	1.738	1.825	2.758	0.4403	7.75	0.4403
363	1.75	1.848	3.49	0.6604	9.08	0.6604
484	1.77	1.862	4.59	0.8804	9.88	0.8804
605	1.78	1.87	5.17	1.102	0.00103	1.102
726	1.80	1.874	6.32	1.32	0.00105	1.32
847	1.812	1.878	7.011	1.54	0.00108	1.54
968	1.832	1.88	8.161	1.760	0.00109	1.760
1089	1.850	1.88	9.195	1.9801	0.00109	1.9801
1210	1.89	1.89	0.00115	2.99	0.00109	2.99

Para 0.5 Kgf/cm²

#UNID	LECT.	LECT.	DEF.	ESF. Kgf/cm ²	DEF.	ESF. Kgf/cm ²
0	0,55	0,71		0	,00092	0
28	0,59	0,758	2,298x10 ⁻⁶	,051	,00119	,0509
56	0,61	0,780	3,448x10 ⁻⁶	,101	,00132	,1017
84	0,63	0,780	4,597	,152	,00145	,152
112	0,648	0,810	5,63	,203	,00149	,203
140	0,667	0,822	6,724	,254	,00156	,254
168	0,682	0,832	7,586	,305	,00162	,305
196	0,709	0,836	9,138	,3563	,00164	,3561
224	0,739	0,837	,00108	,4072	,00165	,4072
252	0,78	0,837	,00132	,4580	,00165	,4579
280	0,835	0,835	,00162	,5087	,00163	,5087

Para 0.9 Kgf/cm²

#UNID	LECT.	LECT.	DEF.	ESF. Kgf/cm ²	DEF.	ESF. Kgf/cm ²
0	1,43	1,597		0	0,597	0
51	1,452	1,629	1,26x10 ⁻⁶	,0928	,00114	,0927
102	1,472	1,640	2,41	,1856	,00120	,1854
153	1,490	1,645	3,448	,2783	,00125	,2782
204	1,510	1,651	1,597	,3711	,00127	,3708
255	1,530	1,660	5,71	,4638	,00132	,4635
306	1,55	1,670	6,89	,5565	,00138	,5561
357	1,575	1,681	8,33	,6492	,00144	,6489
408	1,607	1,689	,00101	,7418	,00148	,7416
459	1,638	1,69	,00119	,8344	,00149	,8343
510	1,69	1,69	,00150	,9268	,00150	,9268

Para 1.3 Kgf/cm²

#UNID	LECT.	LECT.	DEF.	ESF. Kgf/cm ²	DEF.	ESF. Kgf/cm ²
0	1,35	1,672	0	0	7,011x10 ⁻⁶	0
75	1,38	1,713	1,724x10 ⁻⁶	,1364	9,367	,1361
150	1,60	1,74	2,87	,273	,00109	,2729
225	1,62	1,738	4,023	,4093	,00119	,4090
300	1,64	1,77	5,17	,5457	,00126	,5453
375	1,658	1,785	6,20	,682	,00125	,6816
450	1,675	1,792	7,184	,818	,00139	,8178
525	1,691	1,80	8,103	,954	,00143	,9541
600	1,728	1,801	9,94	1,0909	,00144	1,0904
675	1,760	1,801	,00120	1,227	,00144	1,226
750	1,790	1,79	,00138	1,363	,00143	1,363

ARENA OTAJNA 20/30

σ kgf/cm²

0.5
0.4
0.3
0.2
0.1

$\sigma_c = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$

.001

.002

ξ

1.0 σ kgf/cm²

0.5

$\sigma_c = 0.9 \text{ kgf/cm}^2$

.001
70

.002

ξ

ARMA OTAVA 20/30

PARA C.5 DEL ESFUERZO (σ)

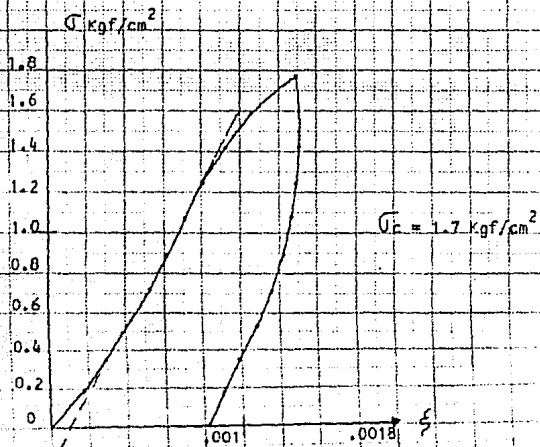
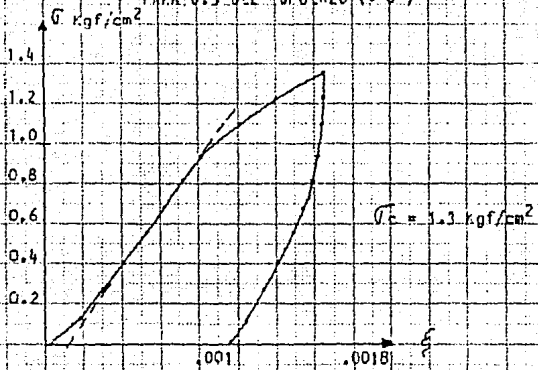


FIG. 4.4

ARENA NEGRA

Para 0.4 de σ_d

$\sigma_c = 0.5 \text{ Kgf/cm}^2$

#UNID	LECT MIC	DEF.UNIT	ESF Kgf/cm ²
0	3.12	0	0
30	3.16	.00025	0.0934
60	3.19	.0004	0.186
90	3.23	.00064	0.278
120	3.29	.00098	0.365
150	3.34	.00127	0.465
180	3.38	.00149	0.550
210	3.42	.00172	0.640
240	3.46	.00196	0.730
270	3.51	.00225	0.840
300	3.55	.00252	0.940

$\sigma_c = 0.9 \text{ Kgf/cm}^2$

#UNID	LECT MIC	DEF.UNIT	ESF Kgf/cm ²
0	3.50	0	0
54	3.532	1.84×10^{-4}	.1681
108	3.560	.0003448	.3364
162	3.590	.000517	.5041
216	3.620	.000689	.6721
270	3.640	.000804	.8400
324	3.665	.000948	1.008
378	3.695	.00112	1.1757
432	3.730	.00132	1.3433
486	3.770	.00155	1.511
540	3.83	.001896	1.678

$$\sigma_c = 1.3 \text{ Kg/cm}^2$$

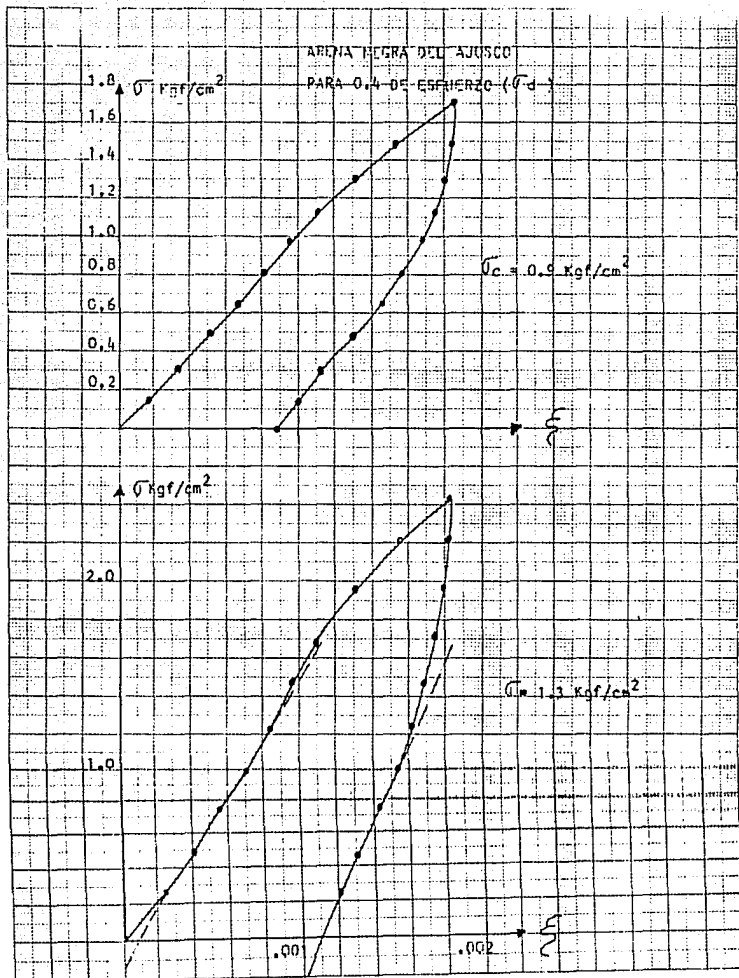
#UNID	LECT MIC	DEF. UNIT.	ESF. DESV. Kg/cm ²
0	3,73	0	0
78	3,77	,00023	0,2428
156	3,8	,00040	,4855
234	3,822	,00055	0,722
312	3,85	,00069	0,964
390	3,875	,00083	1,209
468	3,895	,00096	1,454
546	3,920	,001094	1,684
624	3,955	,00131	1,94
702	4,00	,00154	2,198
780	4,05	,00184	2,424

$$\sigma_c = 1,7 \text{ Kg/cm}^2$$

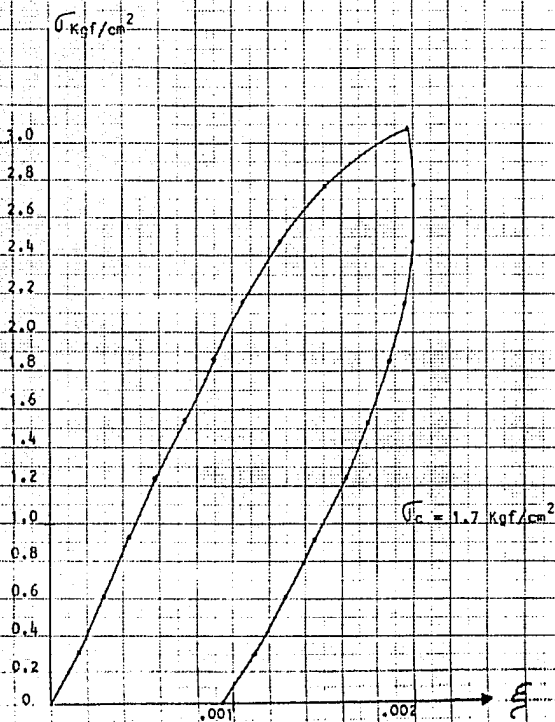
#UNID	LECT MIC	DEF. UNIT.	ESF. DESV. Kg/cm ²
0	3,95	0	0
100	3,975	,000143	0,3113
200	4,00	,000287	0,6225
300	4,025	,000431	0,9337
400	4,05	,000574	1,2448
500	4,075	,000718	1,555
600	4,11	,000919	1,866
700	4,13	,00103	2,177
800	4,17	,00126	2,4878
900	4,21	,00149	2,798
1000	4,292	,00198	3,091

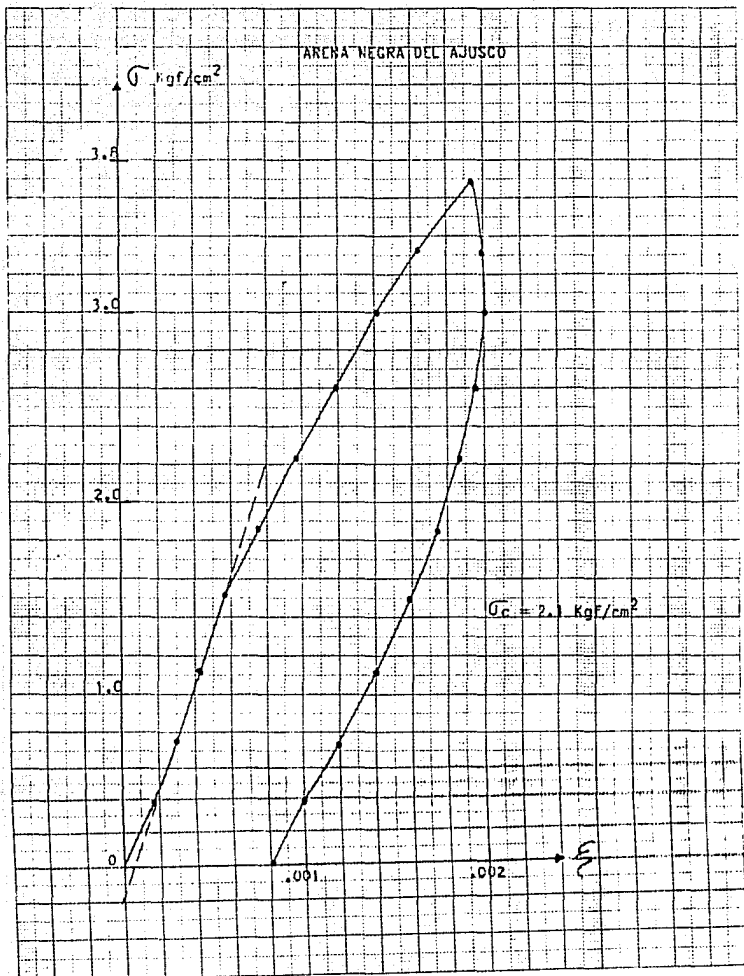
$$\sigma_c = 2.1 \text{ Kg/cm}^2$$

#UNID	LECT MIC	DEF. UNIT.	ESF. DESV. Kg/cm ²
0	4,10	0	0
120	4,13	,000172	,3736
240	4,152	,000298	1,7470
360	4,170	,000402	1,120
480	4,20	,000574	1,493
600	4,23	,000747	1,867
720	4,27	,000977	2,239
840	4,31	,00120	2,612
960	4,345	,00140	2,985
1080	3,385	,001638	3,357
1200	4,44	,001954	3,73



ARENA NEGRA DEL AJUSCO
PARA 0.4 DEL ESFUERZO DESVIADOR (σ_d)





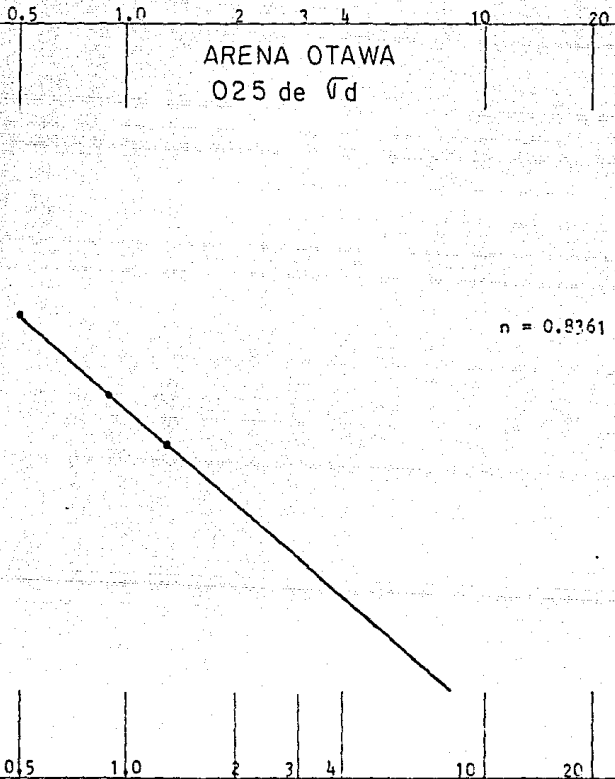
ARENA OTAWA
025 de \sqrt{d}

$n = 0.8361$

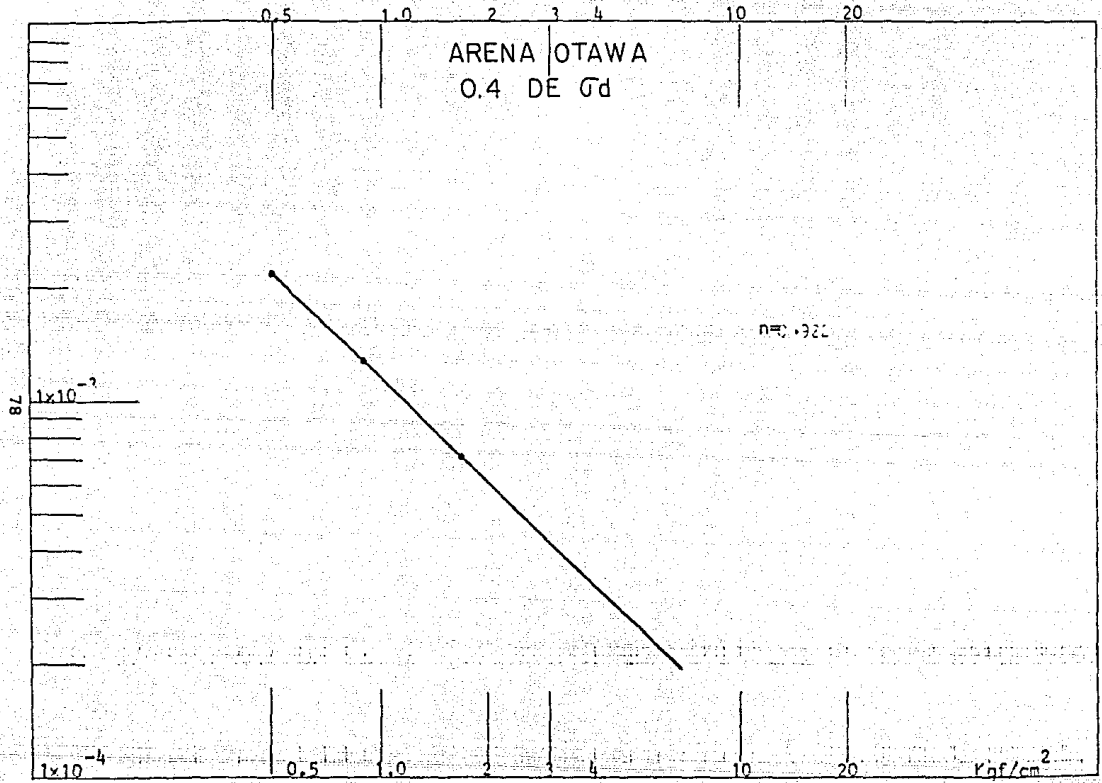
77
 1×10^{-3}

1×10^{-4}

ref/cm^2



ARENA OTAWA
0.4 DE σ_d



ARENA OTAWA
0.5 de σ_d

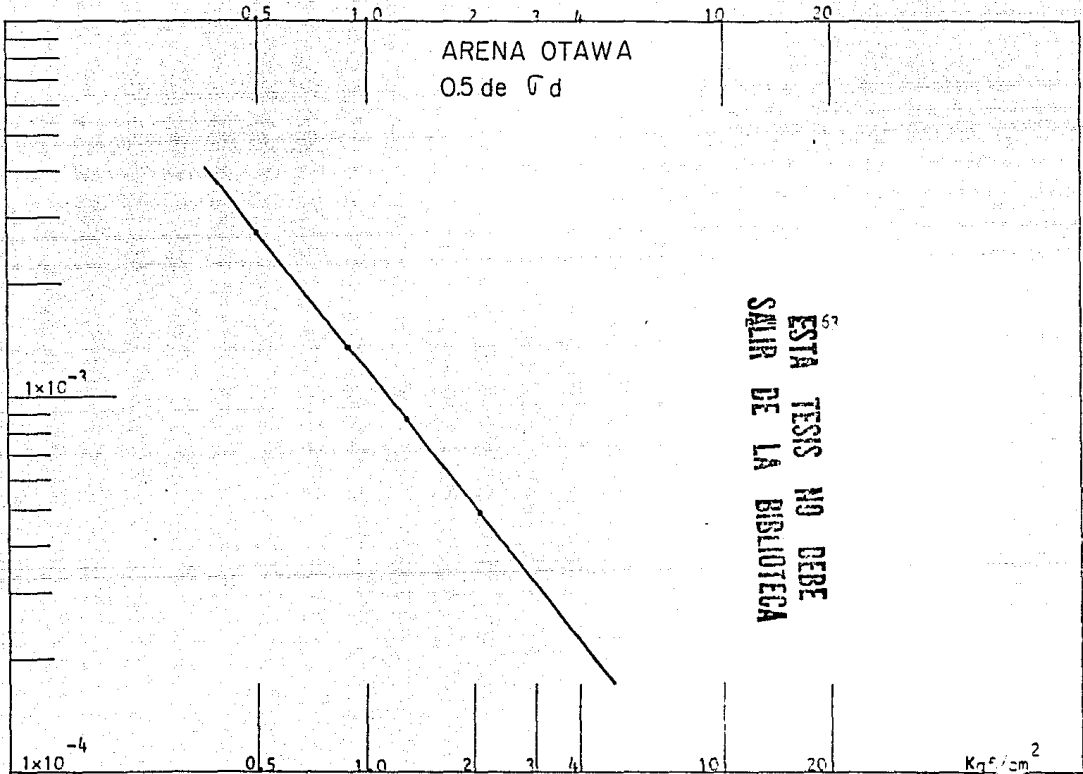
53
ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

79

1×10^{-3}

1×10^{-4}

Kg^2/cm^2



ARENA OTAWA
0.7 DE σ_d

08

$n=1.262$

1×10^{-3}

1×10^{-4}

0.5

1.0

2

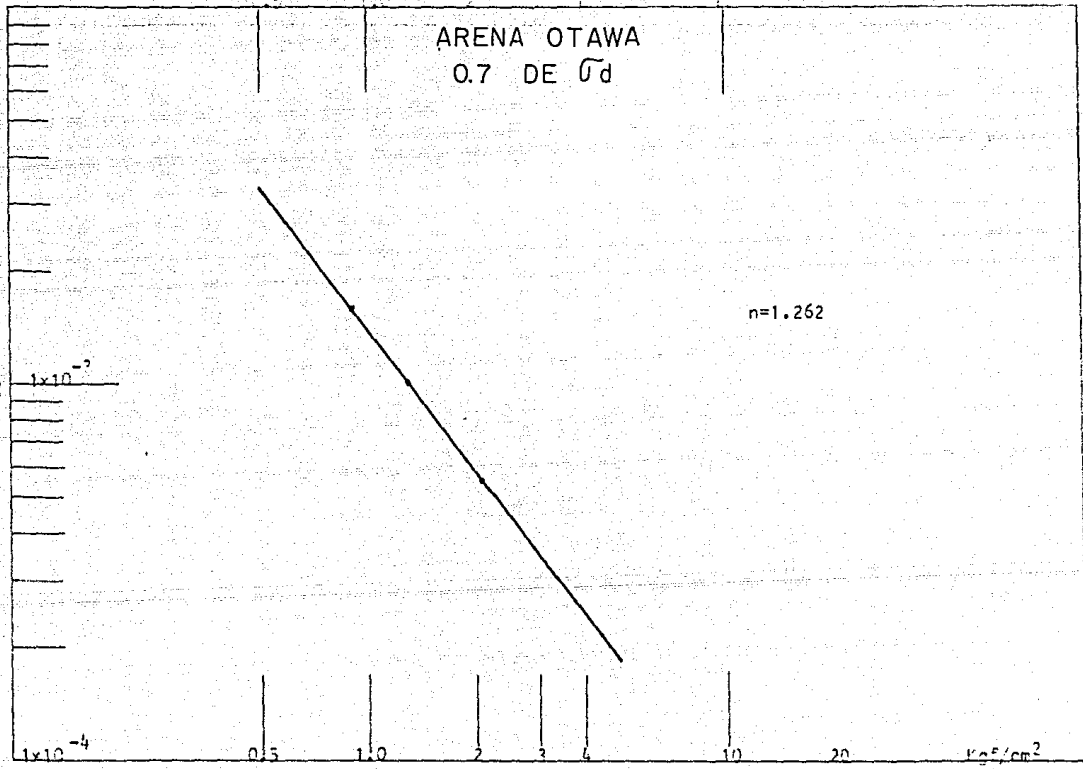
3

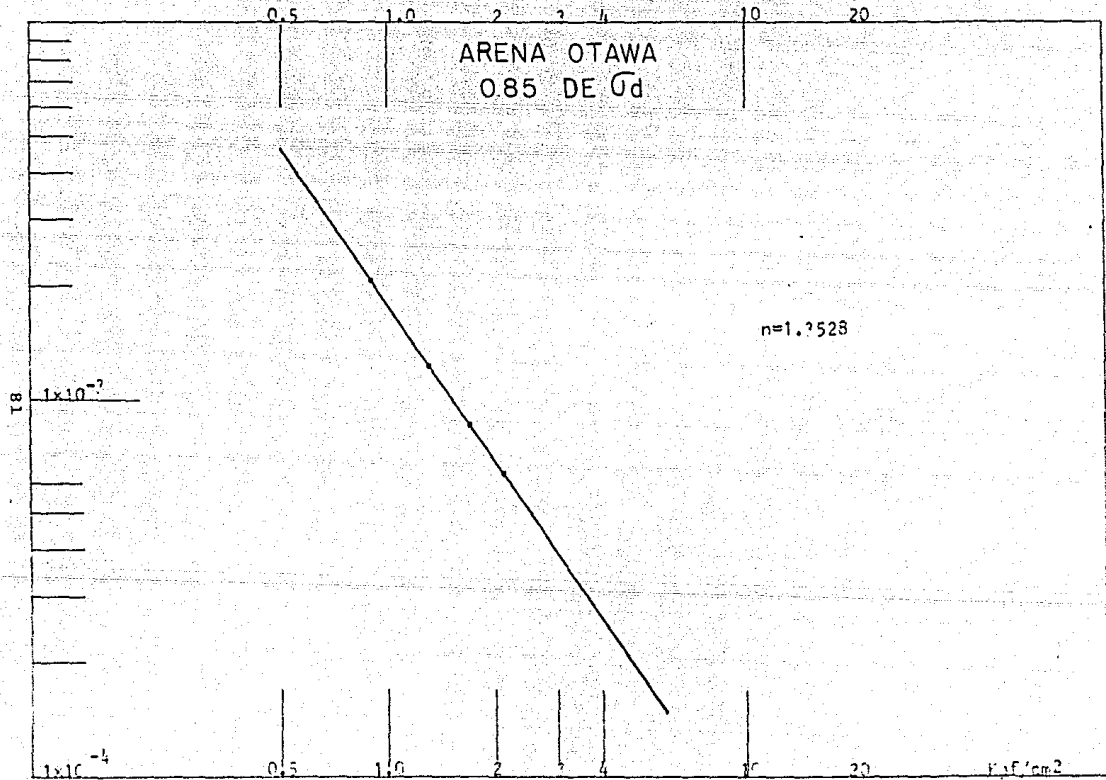
4

10

20

kgf/cm^2

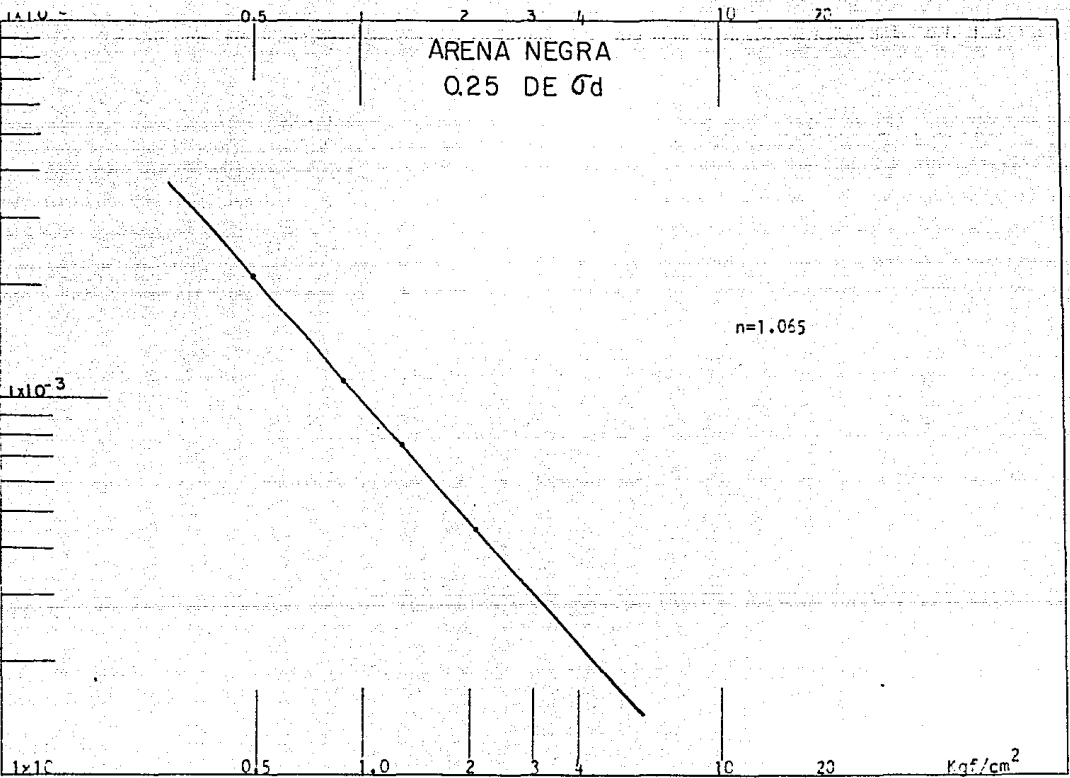




ARENA NEGRA
0.25 DE σ_d

$n=1.065$

82
 1×10^{-3}



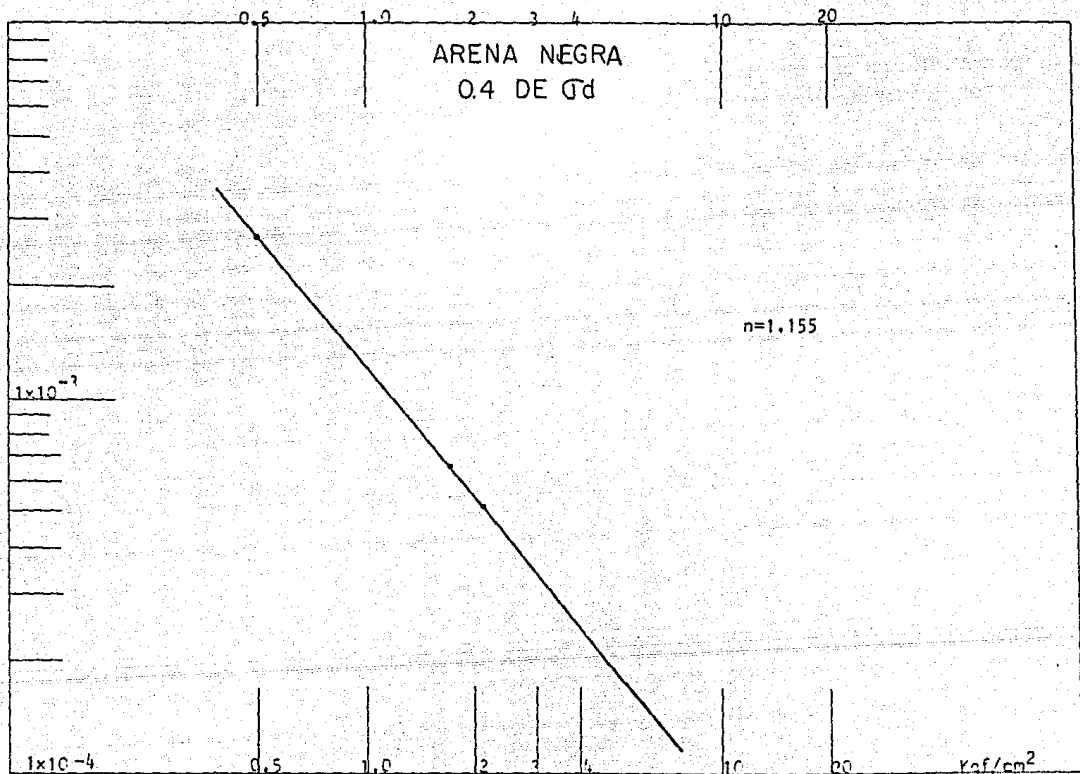
ARENA NEGRA
0.4 DE σ_d

$n=1.155$

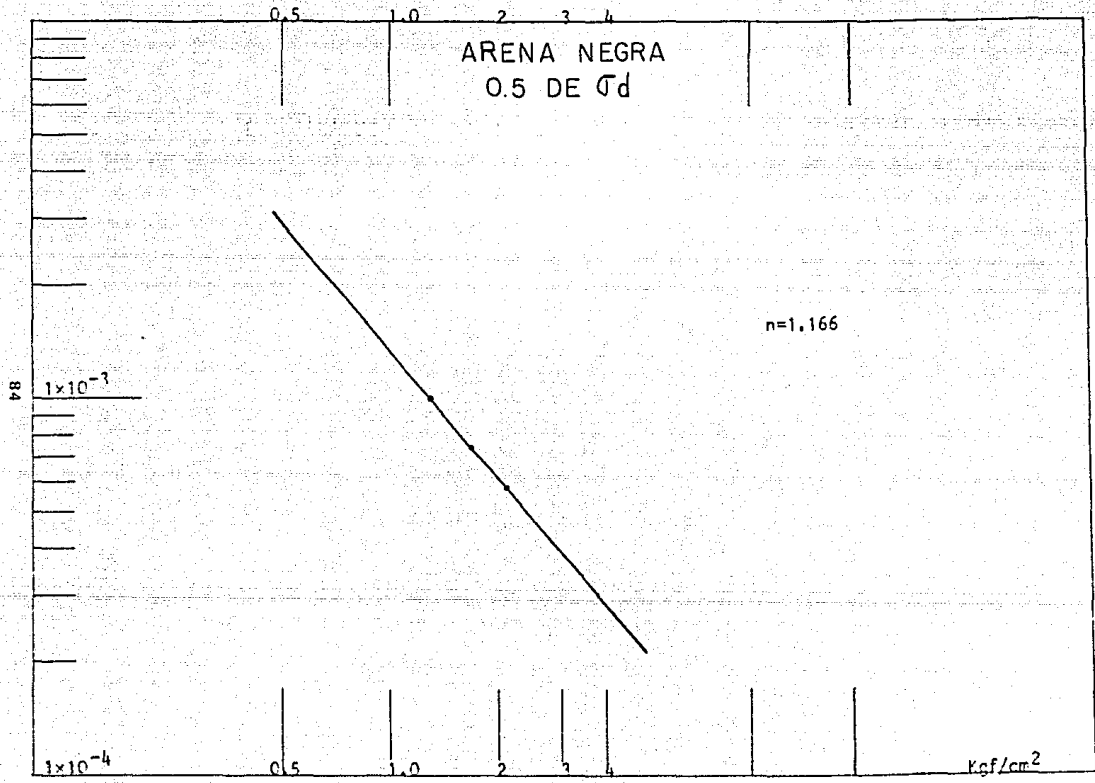
83
 1×10^{-7}

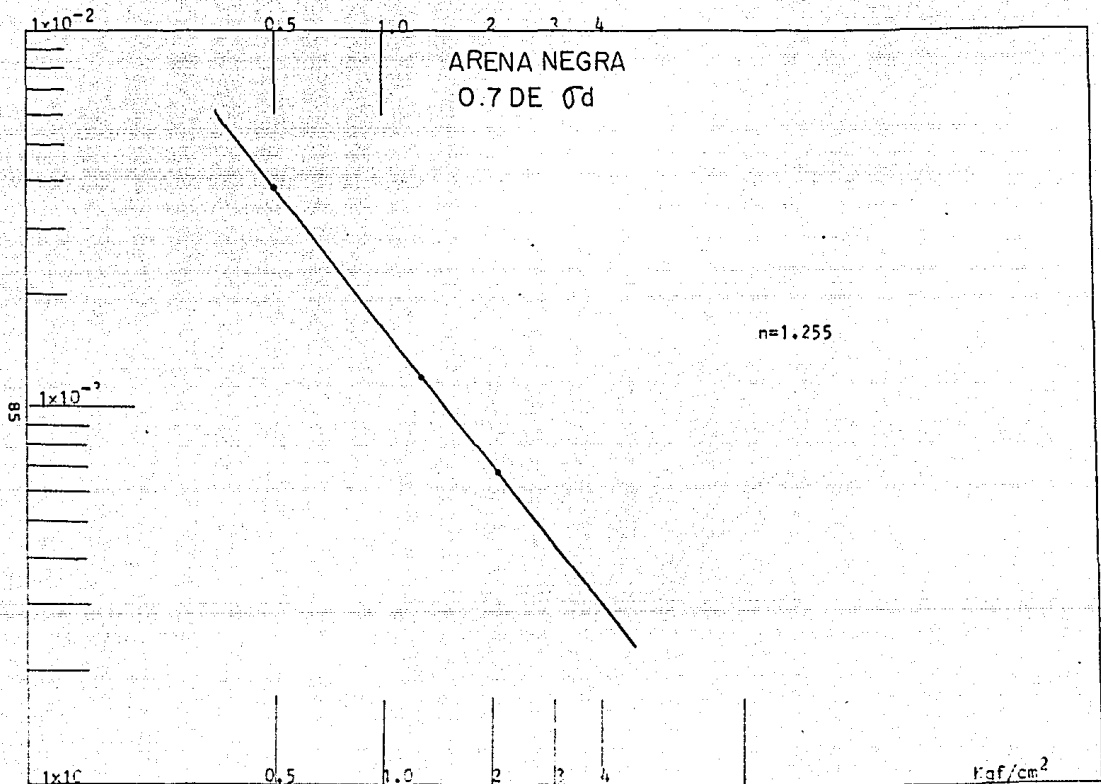
1×10^{-4}

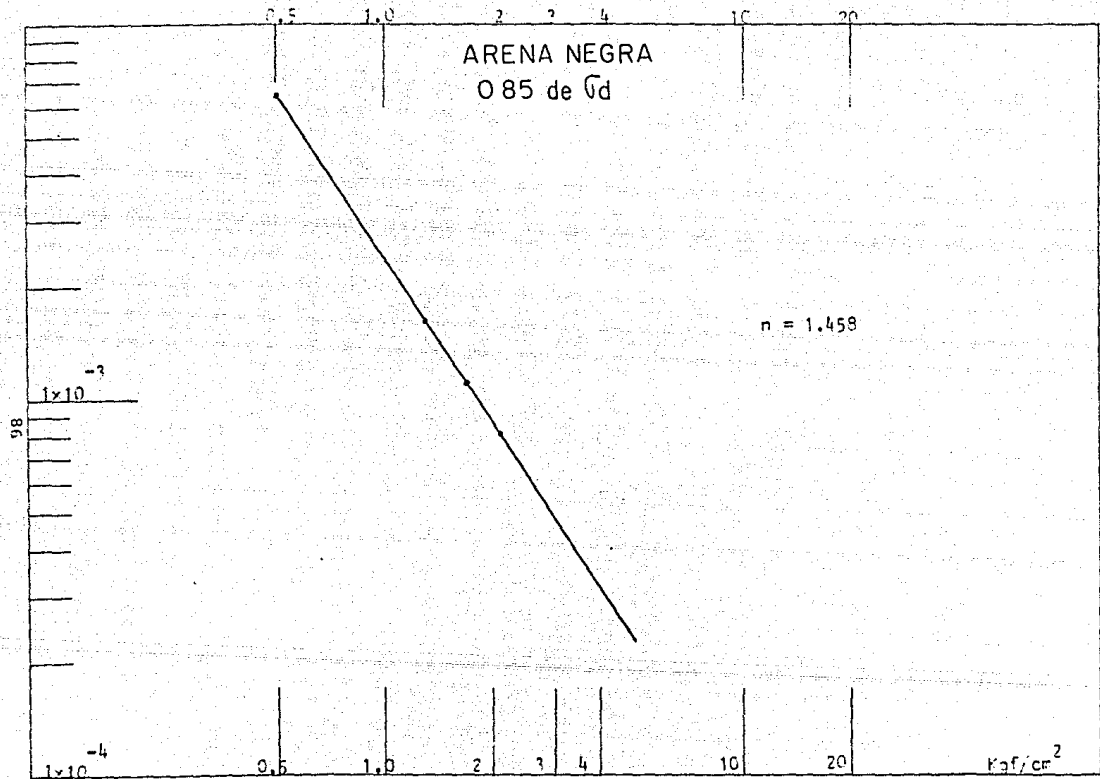
γ_{af}/cm^2



ARENA NEGRA
0.5 DE σ_d







OBTENCION DE LAS PENDIENTES PARA CADA RECTA

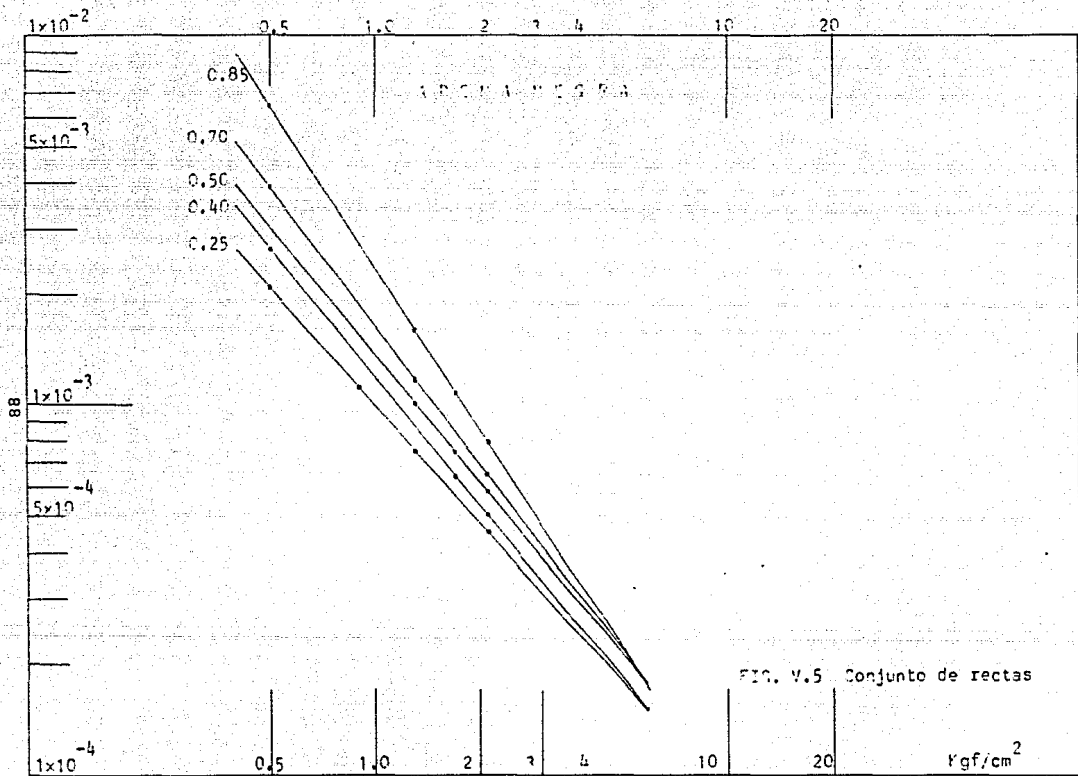
ARENA NEGRA DEL AJUSCO

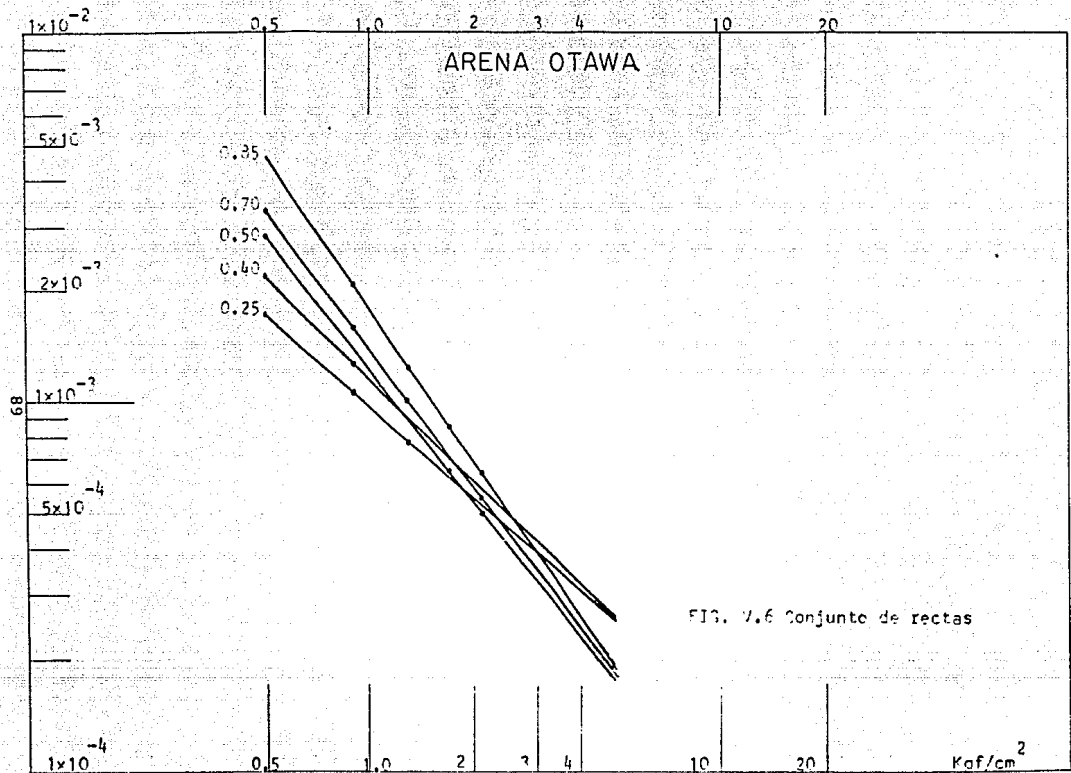
PUNTOS		PENDIENTES	
Y_1	Y_2		n
2.3×10^{-3}	8×10^{-5}	0.85 de σ_d	1.458
1.62×10^{-3}	9×10^{-5}	0.70 de σ_d	1.255
1.38×10^{-3}	9.4×10^{-5}	0.5 de σ_d	1.166
1.2×10^{-3}	8.4×10^{-5}	0.4 de σ_d	1.155
1.0×10^{-3}	8.6×10^{-5}	0.25 de σ_d	1.065

ARENA OTAWA 20/30

PUNTOS		PENDIENTES	
Y_1	Y_2		n
1.78×10^{-3}	7.9×10^{-5}	0.05 de σ_d	1.3528
1.4×10^{-3}	7.65×10^{-5}	0.7 de σ_d	1.262
1.21×10^{-3}	8.3×10^{-5}	0.5 de σ_d	1.163
1.13×10^{-3}	1.35×10^{-5}	0.4 de σ_d	0.922
9.6×10^{-3}	1.4×10^{-5}	0.25 de σ_d	0.8361

Las figuras V.5 y V.6, muestran el resultado de -- todas las rectas obtenidas para cada nivel de esfuerzo -- utilizado en las pruebas de laboratorio para cada mate-- rial.





C A P I T U L O V I

EJEMPLOS DE APLICACION

Se propone una cimentación en un suelo arenoso de partículas redondeadas-cuarzosas con las siguientes características:

- Espesor del estrato de la superficie.	25 m
- Profundidad del NAF.	2 m
- Area de cimentación.	28 m ²
- Angulo de fricción interna del material.	30.6°
- Peso específico seco del material.	1.59 t/m ³
- Compacidad relativa del material.	50%
- Densidad de sólidos.	2.67
- Profundidad de desplante.	1.0 m
- Ancho de cimentación.	4.0 m
- Tipo de cimentación:	cajón de cimentación.

Calcular los asentamientos por deformación en: centro, esquina y centros de los bordes, utilizando la Teoría de Terzaghi para capacidad de carga, así como las rectas obtenidas en el laboratorio para las deformaciones.

SOLUCION

Se requiere conocer el peso específico de la muestra -- de suelo (γ_m).

DATOS

$$\gamma_d = 1.59 \text{ t/m}^3$$

$$S_s = 2.67 \text{ (dato obtenido en el laboratorio)}$$

$$\gamma_o = 1.0 \text{ t/m}^3$$

$$e = ?$$

$$\gamma_m = ?$$

De la ecuación de peso específico seco:

$$\lambda_d = \frac{S_s \lambda_o}{1 + e}$$

Despejando relación de vacíos se tiene:

$$e = \frac{S_s \lambda_o}{\lambda_d} - 1 \quad \text{De donde}$$

$$e = 0.679$$

Obteniendo λ_m

$$\lambda_m = \frac{(e + S_s) \lambda_o}{1 + e}$$

Sustituyendo:

$$\lambda_m = \frac{(0.679 + 2.67) 1}{1.679}$$

$$\lambda_m = 2.0 \text{ t/m}^3$$

La estratigrafía se muestra en la figura VI.1

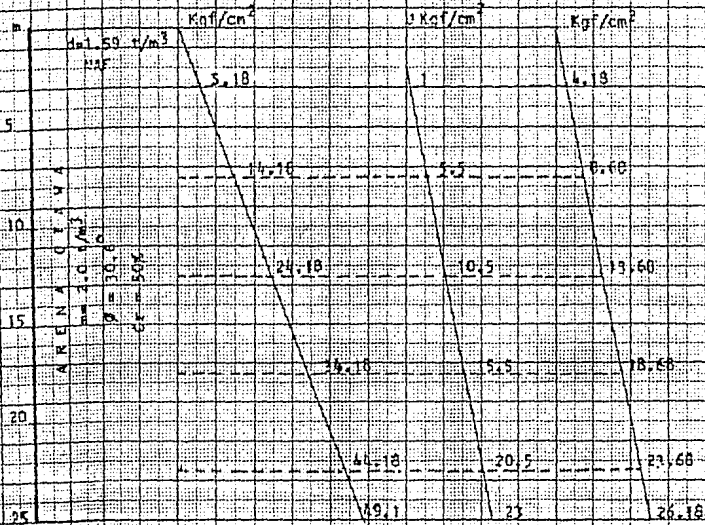


Fig. VI.1. Diagrama de esfuerzos efectivos.

Capacidad de carga por la teoría de Terzaghi de donde:

$$q_c = \lambda D_f N_q + (0.5 - 0.1 B/L) \lambda' B N_\lambda$$

$$\text{si } \beta = 30.6^\circ$$

De gráficas para factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción del material se tiene que:

$$N_q = 27 \quad N_\lambda = 24$$

Sustituyendo en la ecuación se tiene:

$$q_c = 1.59 \times 1 \times 27 + (0.5 - 0.1(4/7)) 1.147 \times 4 \times 24$$

$$q_c = 91.715 \text{ t/m}^2$$

Para el análisis de asentamientos se considerará que se aplicará de esta capacidad de carga para 0.4, 0.5 y 0.85 del desviador de falla de donde:

$$\text{Para } 0.4 \text{ de } q_c = 36.686 \text{ tf/m}^2 = 3.67 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\text{Para } 0.5 \text{ de } q_c = 45.86 \text{ tf/m}^2 = 4.586 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\text{Para } 0.85 \text{ de } q_c = 78 \text{ tf/m}^2 = 7.8 \text{ Kgf/cm}^2$$

Cálculo de esfuerzos verticales de Boussinesq



$$z = 2, 6.5, 11.5, 16.5 \text{ y } 21.5 \text{ m}$$

$$m = x/z, n = y/z, x = 3.5 \text{ y } y = 2 \text{ m}$$

n	1	.307	.174	.121	.093
m	1.7	.538	.304	.212	.163
w _o		.22	.060	.028	.015
o				.015	.008

$$\Delta\sigma_v = 4 w_o w$$

Para 0.4 de qc

$$4 \times .217 \times 3.67 = 3.185$$

$$4 \times .06 \times 3.67 = 0.880$$

$$4 \times .028 \times 3.67 = 0.425$$

$$4 \times .015 \times 3.67 = 0.220$$

$$4 \times .008 \times 3.67 = 0.117$$

Para 0.5 de qc

$$4 \times .217 \times 4.586 = 3.981$$

$$4 \times .070 \times 4.586 = 1.1$$

$$4 \times .028 \times 4.586 = 0.511$$

$$4 \times .015 \times 4.586 = 0.275$$

$$4 \times .008 \times 4.586 = 0.146$$

Para 0.85 de qc

$$4 \times .217 \times 7.8 = 6.77 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$4 \times .060 \times 7.8 = 1.87 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$4 \times .028 \times 7.8 = .873 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$4 \times .015 \times 7.8 = .468 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$4 \times .008 \times 7.8 = .249 \text{ Kgf/cm}^2$$

De la misma forma se calcula para esquina, centros de bordes lado mayor y menor. En donde

$$\text{Para esquina } \Delta\sigma_v = w_o w$$

$$\text{Para centros bordes } \Delta\sigma_v = 2w_o w$$

Antes de la sobrecarga en cada centro de sustrato se tiene σ_c (se proponen sustratos de 5 m).

En función de los esfuerzos efectivos ($\bar{\sigma}_v$) se calcula

$$\sigma_{c_o} = \frac{(1 + 2K_o) \sigma_v}{3}$$

En función de los incrementos de esfuerzos verticales:

$$\Delta \sigma_c = \frac{(1 + 2K_o) \Delta \sigma_v}{3}$$

De la ecuación de Jacky se conoce:

$$K_o = 1 - \text{Sen } \beta$$

Conocidos estos valores se obtienen los esfuerzos de --
confinamiento (σ_c):

$$\sigma_c = \sigma_{c0} + 1/2 \Delta \sigma_c$$

En las tablas VI.1 se muestran los resultados obtenidos.

T A B L A S V I . 1

CENTRO

Para 0.4 de $q_c = 3.67 \text{ Kgf/cm}^2$

E	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kg \bar{f}/cm^2	$\Delta\sigma_v$ Kg \bar{f}/cm^2	σ_{co} Kg \bar{f}/cm^2	$1/2 \Delta\sigma_c$ Kg \bar{f}/cm^2	σ_c Kg \bar{f}/cm^2	Mz cm $^2/\text{Kg}\bar{f}$	H cm	h cm
1	3.0	0.418	9.185	0.2761	1.05	1.328	.00089	400	1.019
2	7.5	0.868	0.8808	0.5754	0.291	0.864	.00074	500	0.326
3	12.5	1.368	0.4257	0.9058	0.140	1.044	.00078	500	0.166
4	17.5	1.868	0.2202	1.254	0.727	1.306	.00063	500	0.069
5	22.5	2.368	0.1174	1.564	0.058	1.602	.00051	500	0.030

Ht = 2.107 cm

Para 0.5 de $q_c = 4.586 \text{ Kgf/cm}^2$

E	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kg \bar{f}/cm^2	$\Delta\sigma_v$ Kg \bar{f}/cm^2	σ_{co} Kg \bar{f}/cm^2	$1/2 \Delta\sigma_c$ Kg \bar{f}/cm^2	σ_c Kg \bar{f}/cm^2	Mz cm $^2/\text{Kg}\bar{f}$	H cm	h cm
1	3.0	0.418	3.981	0.2761	1.315	1.598	.00074	400	1.178
2	7.5	0.868	1.10	0.5754	0.367	0.9767	.00136	500	0.748
3	12.5	1.368	0.5116	0.9058	0.169	1.072	.00125	500	0.319
4	17.5	1.868	0.2751	1.254	0.098	1.324	.00090	500	0.121
5	22.5	2.368	0.116	1.564	0.048	1.612	.00076	500	0.055

Ht = 2.42 cm

Para 0.85 de $q_c = 7.8 \text{ Kgf/cm}^2$

E	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kg \bar{f}/cm^2	$\Delta\sigma_v$ Kg \bar{f}/cm^2	σ_{co} Kg \bar{f}/cm^2	$1/2 \Delta\sigma_c$ Kg \bar{f}/cm^2	σ_c Kg \bar{f}/cm^2	Mz cm $^2/\text{Kg}\bar{f}$	H cm	h cm
1	3.0	0.418	6.770	0.2761	2.256	2.480	.00050	400	1.354
2	7.5	0.868	1.872	0.5754	0.6183	1.191	.00140	500	1.310
3	12.5	1.368	0.8736	0.9058	0.2885	1.195	.00142	500	0.6158
4	17.5	1.868	0.468	1.254	0.154	1.390	.00110	500	0.2570
5	22.5	2.368	0.219	1.564	0.082	1.646	.00096	500	0.120

Ht = 3.66 cm

CENTRO BORDE LAJO MAYOR

Para 0.4 de $q_c = 3.67 \text{ kgf/cm}^2$

E	PROF m	$\bar{\sigma}$ kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ kgf/cm ²	σ_{co} kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ kgf/cm ²	σ_c kgf/cm ²	Mz cm ³ /kgf	H cm	H cm
1	3.0	0.418	1.674	0.2761	0.553	0.796	.0014	400	0.937
2	7.5	0.868	0.807	0.5734	0.266	0.840	.0013	500	0.525
3	12.5	1.368	0.356	0.9038	0.104	1.00	.00113	500	0.178
4	17.5	1.868	0.188	1.234	0.056	1.289	.00091	500	0.077
5	22.5	2.368	0.0954	1.564	0.0315	1.595	.00073	500	0.035

Ht = 1.75 cm

Para 0.5 de $q_c = 4.586 \text{ kgf/cm}^2$

E	PROF m	$\bar{\sigma}$ kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ kgf/cm ²	σ_{co} kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ kgf/cm ²	σ_c kgf/cm ²	Mz cm ³ /kgf	H cm	H cm
1	3.0	0.418	2.10	0.2761	0.694	0.937	.00135	400	1.134
2	7.5	0.868	1.00	0.5734	0.333	1.240	.00096	500	0.485
3	12.5	1.368	0.394	0.9038	0.130	1.053	.00123	500	0.242
4	17.5	1.868	0.211	1.234	0.0697	1.303	.00089	500	0.094
5	22.5	2.368	0.119	1.564	0.040	1.603	.00070	500	0.011

Ht = 1.996

Para 0.85 de $q_c = 7.8 \text{ kgf/cm}^2$

E	PROF m	$\bar{\sigma}$ kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ kgf/cm ²	σ_{co} kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ kgf/cm ²	σ_c kgf/cm ²	Mz cm ³ /kgf	H cm	H cm
1	3.0	0.418	3.55	0.2761	1.172	1.415	.0011	400	1.562
2	7.5	0.868	1.716	0.5734	0.567	1.139	.0012	500	1.030
3	12.5	1.368	0.670	0.9038	0.221	1.125	.0013	500	0.436
4	17.5	1.868	0.358	1.234	0.119	1.352	.00115	500	0.206
5	22.5	2.368	0.202	1.564	0.067	1.631	.00091	500	0.092

Ht = 3.32 cm

CENTRO BORDE LADO MENOR

Para 0.4 de $q_c = 3.67 \text{ Kgf/cm}^2$

E	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	M_z cm/Kgf	H cm	ΔH cm
1	3.0	0.418	1.526	.2761	0.5	0.747	.0015	400	0.9156
2	7.5	0.868	0.5872	.5734	0.194	0.767	.00148	500	.4345
3	12.5	1.368	0.2789	.9058	0.092	0.996	.00116	500	.1617
4	17.5	1.868	0.205	1.234	0.0677	1.301	.0009	500	.0922
5	22.5	2.368	0.102	1.564	.0337	1.597	.00074	500	.0377

$\Delta H_t = 1.641 \text{ cm}$

Para 0.5 de $q_c = 4.586 \text{ Kgf/cm}^2$

E	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	M_z cm/Kgf	H cm	ΔH cm
1	3.0	.418	1.9	.2761	0.627	.8707	.00147	400	1.117
2	7.5	.868	0.734	.5734	0.242	.8158	.00162	500	.5945
3	12.5	1.368	0.348	.9038	0.115	1.018	.00120	500	.2088
4	17.5	1.868	0.257	1.234	.0818	1.318	.0009	500	.1155
5	22.5	2.368	0.128	1.564	.042	1.606	.00070	500	.0448

$\Delta H_t = 2.073 \text{ cm}$

Para 0.85 de $q_c = 7.8 \text{ Kgf/cm}^2$

E	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	M_z cm /Kgf	H cm	ΔH cm
1	3.0	.418	3.245	.2761	1.071	1.515	.00122	400	1.583
2	7.5	.868	1.248	.5734	.412	.9852	.00182	500	1.135
3	12.5	1.368	.5928	.9038	.1958	1.099	.00173	500	.5127
4	17.5	1.868	.4368	1.234	.144	1.378	.00117	500	0.255
5	22.5	2.368	.2184	1.564	.0721	1.656	.0009	500	0.0983

$\Delta H_t = 3.584 \text{ cm}$

ESQUINA

Para 0.4 de $q_c = 3.67 \text{ Kgf/cm}^2$

E	PROF. m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	Mz cm ² /Kgf	H cm	H cm
1	3.0	0.418	0.8808	0.2761	0.291	0.534	.0020	400	0.705
2	7.5	0.868	0.5138	0.5734	0.169	0.743	.00150	500	0.385
3	12.5	1.368	0.2605	0.9038	0.086	0.990	.00115	500	0.149
4	17.5	1.868	0.150	1.234	0.050	1.283	.00092	500	0.069
5	22.5	2.368	0.0991	1.564	0.0327	1.596	.00073	500	0.036

Ht = 1.34 cm

Para 0.5 de $q_c = 4.586 \text{ Kgf/cm}^2$

E	PROF. m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	Mz cm ² /Kgf	H cm	H cm
1	3.0	0.418	1.100	0.2761	0.3633	0.606	.00230	400	1.012
2	7.5	0.868	0.645	0.5734	0.212	0.785	.00168	500	0.540
3	12.5	1.368	0.325	0.9038	0.107	1.011	.00123	500	0.199
4	17.5	1.868	0.188	1.234	0.062	1.296	.00091	500	0.085
5	22.5	2.368	0.124	1.564	0.041	1.605	.00070	500	0.043

Ht = 1.88 cm

Para 0.85 de $q_c = 7.8 \text{ Kgf/cm}^2$

E	PROF. m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	Mz cm ² /Kgf	H cm	H cm
1	3.0	0.418	1.872	0.2761	0.618	0.861	.00220	400	1.164
2	7.5	0.868	1.092	0.5734	0.360	0.933	.00196	500	1.064
3	12.5	1.368	0.5538	0.9038	0.1829	1.086	.00172	500	0.476
4	17.5	1.868	0.3198	1.234	0.1056	1.34	.00117	500	0.187
5	22.5	2.368	0.2106	1.564	0.0695	1.633	.00088	500	0.092

Ht = 3.46 cm

A R E N A O T A W A

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

- I.- Centro
- II.- Centro borde lado menor
- III.- Esquina
- IV.- Centro borde lado mayor

Para 0.4 de qc

$$\begin{aligned}
 \text{I-II} & \quad 2.107 - 1.641/350 = .00133 \\
 \text{II-III} & \quad 1.641 - 1.344/200 = .00148 \\
 \text{III-IV} & \quad 1.75 - 1.344/350 = .00116 \\
 \text{IV-I} & \quad 2.107 - 1.75 /200 = .001178
 \end{aligned}$$

Para 0.5 de qc

$$\begin{aligned}
 \text{I-II} & \quad 2.42 - 2.073/350 = 9.91 \times 10^{-4} \\
 \text{II-III} & \quad 2.073 - 1.88 /200 = 9.65 \times 10^{-4} \\
 \text{III-IV} & \quad 1.996 - 1.88 /350 = 3.31 \times 10^{-4} \\
 \text{IV-I} & \quad 2.42 - 1.996/200 = .00212
 \end{aligned}$$

Para 0.85 de qc

$$\begin{aligned}
 \text{I-II} & \quad 3.657 - 3.584/350 = 2.085 \times 10^{-4} \\
 \text{II-III} & \quad 3.584 - 3.467/200 = 5.85 \times 10^{-4} \\
 \text{III-IV} & \quad 3.467 - 3.326/350 = 4.028 \times 10^{-4} \\
 \text{IV-I} & \quad 3.657 - 3.326/200 = .00166
 \end{aligned}$$

EJEMPLO No.2

En un suelo arenoso de partículas angulosas de color negro, se pretende desplantar un cajón de cimentación infinitamente flexible con las siguientes propiedades obtenidas en el laboratorio.

- Espesor del estrato desde la superficie.	25 m
- Profundidad del NAF.	2 m
- Area de cimentación.	28 m ²
- Angulo de fricción del material.	45°
- Peso específico seco del material.	1.406 t/m ³
- Compacidad relativa del material.	50%
- Densidad de sólidos.	2.72
- Ancho de cimentación.	4 m

Sabiendo que $D_f = 1$ m de profundidad, calcular los asentamientos por deformación total en: centro, borde centro lado mayor, borde centro lado menor y esquina.

SOLUCION

DATOS

$$\gamma_d = 1.406 \text{ tf/m}^3$$

$$S_s = 2.72$$

$$\gamma_o = 1 \text{ tf/m}^3$$

$$e = ?$$

$$\gamma_m = ?$$

e y λ_m se obtienen de igual manera que en el ejercicio anterior.

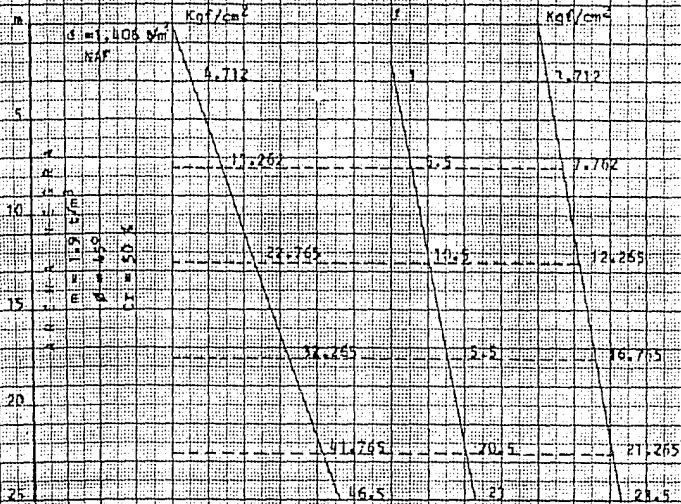


Fig. VI.2 Diagrama de esfuerzos efectivos

De donde

$$e = 0.934$$

$$\lambda_m = 1.889 \text{ tf/m}^2$$

La estratigrafía se muestra en la figura VI.2.

Aplicando la teoría de capacidad de carga de Meyerhof - se tiene que:

$$q_c = DfNq + 1/2 \lambda'BN$$

De las gráficas y en función del ángulo de fricción del material $\beta = 45^\circ$.

$$Nq = 115 \quad N\lambda = 210$$

Meyerhof hace una corrección en estos factores de capacidad de carga con los llamados factores de profundidad separar con las siguientes expresiones:

$$dq = d\lambda = 1 + 0.1 (N\beta)^{1/2} D/B: \text{ Para } \beta > 10^\circ$$

$$N\beta = Tg^2 (45 + \beta/2)$$

Obteniendo

$$Dq = d\lambda = 1.059$$

De donde:

$$q_c = 1.059 \times 1.406 \times 115 + \frac{1.101 \times 210 \times 4 \times 1.059}{2}$$

$$q_c = 660.9 \text{ tf/m}^2 = 66.09 \text{ Kgf/cm}^2$$

Para 0.4 de qc

26.43 Kgf/cm²

Para 9.5 de qc

33.04 Kgf/cm²

Para 0.85 de qc

56.176 Kgf/cm²

Los cálculos posteriores se hacen de la misma manera que en el ejemplo anterior. Tablas VI.2.

CENTRO

Para 0.4 de $q_c = 26.43 \text{ Kgf/cm}^2$

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	Mz cm ³ /Kgf	II cm	II cm
1	3.0	.3712	21.75	.1962	5.59	5.786	.000155	400	1.2705
2	7.5	.7762	5.86	.4103	1.548	1.958	.00056	500	1.6408
3	12.5	1.226	2.73	.648	.7211	1.57	.00086	500	1.174
4	17.5	1.676	1.463	.886	.586	1.272	.00093	500	.6803
5	22.5	2.126	.7806	1.123	.206	1.33	.00088	500	.3435

 $\Delta H t = 5.11 \text{ cm}$ Para 0.5 de $q_c = 33.04 \text{ Kgf/cm}^2$

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	Mz cm ³ /Kgf	II cm	II cm
1	3.0	.3712	26.47	.1962	6.99	7.186	.00014	400	1.483
2	7.5	.7762	7.319	.4103	1.933	2.34	.00051	500	1.866
3	12.5	1.226	3.415	.648	.902	1.55	.00083	500	1.417
4	17.5	1.676	1.83	.886	.483	1.37	.00098	500	.8967
5	22.5	2.126	.976	1.123	.257	1.38	.00097	500	.4733

 $\Delta H t = 6.135 \text{ cm}$ Para 0.85 de $q_c = 56.176 \text{ Kgf/cm}^2$

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	Mz cm ³ /Kgf	II cm	II cm
1	3.0	.3712	44.99	.1962	11.88	12.08	.00008	400	1.44
2	7.5	.7762	12.44	.4103	3.286	3.696	.00035	500	2.239
3	12.5	1.226	5.8	.648	1.532	2.18	.00078	500	2.262
4	17.5	1.676	3.11	.886	.821	1.707	.00108	500	1.68
5	22.5	2.126	1.65	1.123	.436	1.558	.00123	500	1.014

 $\Delta H t = 8.64 \text{ cm}$

CENTRO BORDE: LAJO MAYOR

Para 0.4 de qc = 26.43 Kgf/cm²

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	Mz cm ³ /Kgf	H cm	H cm
1	3.0	.3712	11.12	.1962	2.937	3.13	.00032	400	1.432
2	7.5	.7762	5.367	.4103	1.417	1.828	.00060	500	1.61
3	12.5	1.226	2.098	.648	.554	1.202	.00098	500	1.0
4	17.5	1.676	1.122	.886	.2964	1.182	.000101	500	.567
5	22.5	2.126	.634	1.123	.167	1.29	.0009	500	.285

 $\Delta H t = 1.894$ cmPara 0.5 de qc = 33.04 Kgf/cm²

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	Mz cm ³ /Kgf	H cm	H cm
1	3.0	.3712	13.90	.1962	3.67	3.87	.00028	400	1.556
2	7.5	.7762	6.71	.4103	1.77	2.18	.00056	500	1.8788
3	12.5	1.226	2.622	.648	.692	1.54	.00098	500	1.2847
4	17.5	1.676	1.40	.886	.369	1.256	.00106	500	.742
5	22.5	2.126	.792	1.123	.209	1.33	.00096	500	.380

 $\Delta H t = 5.841$ cmPara 0.85 de qc = 56.17 Kgf/cm²

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	Mz cm ³ /Kgf	H cm	H cm
1	3.0	.3712	23.63	.1962	6.24	6.438	.000157	400	1.484
2	7.5	.7762	11.4	.4103	3.011	3.421	.00039	500	2.223
3	12.5	1.226	4.458	.648	1.117	1.82	.00099	500	2.206
4	17.5	1.676	2.38	.886	.628	1.514	.00013	500	1.547
5	22.5	2.126	1.3747	1.123	.355	1.48	.000133	500	.8957

 $\Delta H t = 8.355$ cm

CENTRO BORDE LAJO MENOR

Para 0,4 de $q_c = 26.43 \text{ kgf/cm}^2$

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ kgf/cm ²	σ_{co} kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ kgf/cm ²	σ_c kgf/cm ²	Mz cm ² /kgf	H cm	H cm
1	3.0	.3712	10.14	.1962	2.68	2.87	.00035	400	1.419
2	7.5	.7762	3.9	.4103	1.03	1.44	.00078	500	1.521
3	12.5	1.226	1.86	.648	.491	1.14	.00101	500	.9393
4	17.5	1.676	.9758	.886	.257	1.144	.0010	500	.4879
5	22.5	2.126	.683	1.123	.1804	1.303	.00090	500	.307

 $\Delta H_t = 4.674 \text{ cm}$ Para 0.5 de $q_c = 33.04 \text{ kgf/cm}^2$

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ kgf/cm ²	σ_{co} kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ kgf/cm ²	σ_c kgf/cm ²	Mz cm ² /kgf	H cm	H cm
1	3.0	.3712	12.68	.1962	3.35	3.55	.00031	400	1.5724
2	7.5	.7762	4.88	.4103	1.289	1.699	.00074	500	1.8056
3	12.5	1.226	2.31	.648	.610	1.258	.00107	500	1.2358
4	17.5	1.676	1.219	.886	.322	1.208	.0011	500	.6704
5	22.5	2.126	.8538	1.123	.225	1.348	.00096	500	.4183

 $\Delta H_t = 5.7 \text{ cm}$ Para 0,85 de $q_c = 56.17 \text{ kgf/cm}^2$

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ kgf/cm ²	σ_{co} kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ kgf/cm ²	σ_c kgf/cm ²	Mz cm ² /kgf	H cm	H cm
1	3.0	.3712	21.56	.1962	5.695	5.89	.00017	400	1.466
2	7.5	.7762	8.29	.4103	2.19	2.6	.00058	500	2.404
3	12.5	1.226	3.94	.648	1.040	1.688	.00110	500	2.168
4	17.5	1.676	2.07	.886	.546	1.432	.0014	500	1.45
5	22.5	2.126	1.45	1.123	.383	1.506	.0013	500	.942

 $\Delta H_t = 8.43 \text{ cm}$

ESQUINA

Para 0.04 de $q_c = 26.13 \text{ Kgf/cm}^2$

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	M_z cm ² /Kgf	H cm	H cm
1	3.0	.3712	5.85	.1962	1.545	1.74	.00063	400	1.474
2	7.5	.7762	3.41	.4103	.9	1.311	.00090	500	1.534
3	12.5	1.226	1.732	.648	.457	1.105	.00011	500	.952
4	17.5	1.676	1	.886	.264	1.150	.000102	500	.51
5	22.5	2.126	.658	1.123	.174	1.297	.00090	500	.296

$\Delta H t = 4.767 \text{ cm}$

Para 0.5 de $q_c = 33.04 \text{ Kgf/cm}^2$

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	M_z cm ² /Kgf	H cm	H cm
1	3.0	.3712	7.31	.1962	1.93	2.127	.00058	400	1.696
2	7.5	.7762	4.27	.4103	1.128	1.54	.00084	500	1.793
3	12.5	1.226	2.16	.648	.5106	1.218	.0011	500	1.188
4	17.5	1.676	1.25	.886	.336	1.216	.0011	500	.687
5	22.5	2.126	.823	1.123	.217	1.34	.00095	500	.390

$\Delta H t = 5.756 \text{ cm}$

Para 0.85 de $q_c = 56.176 \text{ Kgf/cm}^2$

SUB	PROF m	$\bar{\sigma}$ Kgf/cm ²	$\Delta\sigma_v$ Kgf/cm ²	σ_{co} Kgf/cm ²	$1/2\Delta\sigma_c$ Kgf/cm ²	σ_c Kgf/cm ²	M_z cm ² /Kgf	H cm	H cm
1	3.0	.3712	12.44	.962	3.28	3.48	.00037	400	1.84
2	7.5	.7762	7.26	.4103	1.917	2.53	.00068	500	2.468
3	12.5	1.226	3.68	.648	.9721	1.62	.000115	500	2.76
4	17.5	1.676	2.12	.886	.56	1.446	.00135	500	1.43
5	22.5	2.126	1.399	1.123	.37	1.493	.00129	500	.90

$\Delta H t = 8.97 \text{ cm}$

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

ARENA NEGRA

Para 0.4 de qc

$$\begin{aligned}
 \text{I - II} &= 1.24 \times 10^{-3} \\
 \text{II - III} &= 4.65 \times 10^{-4} \\
 \text{III - IV} &= 3.62 \times 10^{-4} \\
 \text{IV - I} &= 1.08 \times 10^{-3}
 \end{aligned}$$

Para 0.5 de qc

$$\begin{aligned}
 \text{I - II} &= 1.24 \times 10^{-3} \\
 \text{II - III} &= 2.8 \times 10^{-4} \\
 \text{III - IV} &= 2.42 \times 10^{-4} \\
 \text{IV - I} &= 1.47 \times 10^{-3}
 \end{aligned}$$

Para 0.85 de qc

$$\begin{aligned}
 \text{I - II} &= 6 \times 10^{-4} \\
 \text{II - III} &= 2.7 \times 10^{-3} \\
 \text{III - IV} &= 1.7 \times 10^{-3} \\
 \text{IV - I} &= 1.425 \times 10^{-3}
 \end{aligned}$$

C A P I T U L O V I I

CONCLUSIONES.-

El mecanismo de deformación en los suelos granulares así como las características más importantes de su comportamiento Esfuerzo - Deformación, dependen de una causa principal y que es el movimiento relativo entre las partículas.

Para la obtención de las deformaciones de los materiales en estudio se realizaron pruebas de Compresión Triaxial cuyas características son:

- a).- Al aumentar el esfuerzo desviador la rigidez de -- una probeta representativa del suelo disminuye has ta que alcanza su resistencia máxima.
- b).- Las arenas con alto grado de compactación relativa - tienden a aumentar de volumen y a perder resistencia cuando se deforman más de la resistencia máxima.
- c).- Las arenas con compactaciones bajas experimentan es- caso cambio de volumen.

En función de la forma de las partículas, se utilizaron materiales con diferente forma, es decir, una Arena con par -- tículas redondeadas (Arena Otawa) y otra Arena con partículas angulosas (Arena Negra Basáltica). De lo anterior se sabe que las partículas angulosas se traban perfectamente, por lo que - estas arenas presentan un ángulo de fricción interna mayor que en las arenas de partículas redondeadas. Sin embargo el valor de ϕ medido en el laboratorio puede diferir del ángulo de fric ción disponible en el terreno, aunque se hayan elegido las ca- racterísticas adecuadas y la prueba más representativa.

De los módulos obtenidos que determinaron conjuntos de rectas, para el caso de la Arena Negra tienden a ser paralelas, aunque sus pendientes varían en un pequeñísimo porcentaje en los diferentes niveles de esfuerzos manejados. No siendo así para el caso de la Arena Otawa ya que para niveles bajos de esfuerzo en un punto tiende a tomar un comportamiento, en donde el material sigue soportando cargas mayores admitiendo cada vez deformaciones más pequeñas respecto a los niveles de esfuerzo mayores. Pero sin embargo, para ambos casos, independiente de lo que pasa en la Otawa, para los diferentes niveles de esfuerzo desviador se observa que a menor esfuerzo de confinamiento las deformaciones en la masa de suelo son mayores, es decir que si se presenta un mayor esfuerzo de confinamiento, la resistencia aumenta y las deformaciones disminuyen, ésto se presenta en las arenas.

En los ejemplos de aplicación se puede apreciar que de las teorías aplicadas en función del ángulo de fricción interna del material, los resultados obtenidos por la teoría de Terzaghi son más conservadores que los proporcionados por la teoría de Meyerhof, ésto se puede apreciar al comparar las gráficas de los valores de capacidad de carga en donde la diferencia de valores es muy notoria por los ángulos de cada material. Se implica una mayor capacidad de carga para la Arena Negra de $\phi = 45^\circ$, con respecto al de la Arena de Otawa de 30.6° .

Sin embargo, al manejar áreas de cimentación grandes, se producían resultados no aceptables, tal era el caso donde los esfuerzos de confinamiento decrecían a mayor profundidad. Esto implicaba que las deformaciones eran mayores para niveles de esfuerzo bajos. De lo anterior se concluyó que para áreas de cimentación mayores implicaba que se tendrían que hacer pruebas de laboratorio con esfuerzos de confinamiento mayores

a los utilizados en este trabajo. Esto llevaría a poder conocer asentamientos por deformación a mayores áreas de cimentación; por ello se propuso que el área de cimentación estuviera de acuerdo con las condiciones establecidas.

En base a las propiedades del material y del ancho de la cimentación se conoció la capacidad teórica de suelo, por otro lado se obtuvieron los incrementos de esfuerzo vertical por -- Boussineq y con la distribución de los esfuerzos efectivos se pudo conocer los esfuerzos de confinamiento para cada estrato en cada material para de esta manera obtener los asentamientos por deformación como se hizo en los ejemplos. Para ésto se su puso que al suelo se le aplicarían valores de 0.4, 0.5 y 0.85 del esfuerzo desviador de falla (Capacidad de carga).

De lo anterior, se llega a la conclusión que para las con diciones establecidas para estos materiales en estudio, se --- obliga a la utilización de un factor de seguridad 2 como se -- puede observar en los resultados de ambos materiales, pero --- siempre y cuando los parámetros obtenidos en el laboratorio -- fuesen los disponibles en el terreno. Para un 85% de la carga total implica deformaciones más allá de las tolerables que pro vocarían asentamientos demasiado grandes que en la práctica no serían deseables.

La resistencia que presenta la Arena Negra se debe a sus partículas angulosas cuya forma permite un acomodamiento mayor entre ellas, por lo que a diferencia de la Arena Otawa tiene - una capacidad de carga mayor.

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

- 1.- MECANICA DE SUELOS
Juárez Badillo - Tomo I
Limusa, México

- 2.- MECANICA DE SUELOS
Juárez Badillo - Tomo II
Limusa, México

- 3.- MECANICA DE SUELOS
T. William Lambe
Robert V. Whitman
Limusa, México

- 4.- UN METODO PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS
EN ARENAS MEDIANTE PRUEBAS TRIAXIALES
Tesis Profesional
Miguel E. Bernal Rosiles

- 5.- INTRODUCCION A LA MECANICA DE SOLIDOS
Egor P. Popov
Limusa, México

- 6.-
Dr. Leonardo Zeevaert W.
Foundation Engineering For Difficult
Subsoil Conditions
Ed. Van Nostrand