

79

zej.



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

**TEORIAS DE PRESION DE PORO EN
PRUEBAS TRIAXIALES**

T E S I S

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

Salvador Jiménez Escobar

Junio de 1988



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.

INDICE

TEORIAS DE PRESION DE PORO EN PRUEBAS TRIAXIALES.

	Página
1.- INTRODUCCION.	1
2.- PRUEBAS TRIAXIALES.	3
3.- TEORIAS DE PRESION DE PORO EN PRUEBAS TRIAXIALES.	8
4.- IMPORTANCIA DE LAS TEORIAS DE PRESION DE PORO.	30
5.- COMPARACION DE LAS DIFERENTES TEORIAS DE PRESION DE PORO.	35
6.- PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA LA VISUALIZACION DE LA TEORIA DE PRESION DE PORO DEL DR. EULALIO JUAREZ BADILLO.	39
7.- CONCLUSIONES.	73
8.- BIBLIOGRAFIA.	75

INTRODUCCION

El hombre a lo largo de su historia, siempre ha tenido relación con el suelo en el que habita, construyendo sobre él las obras que servirán como base de la sociedad en que vive.

La Ingeniería Civil es en la actualidad, la encargada de estudiar el comportamiento de los suelos por medio de una de las áreas que la componen como es la Mecánica de Suelos.

La Mecánica de Suelos es una ciencia relativamente nueva que comenzo sus estudios a principios de este siglo. A pesar de esto, es una ciencia que ha avanzado de una manera rápida, debido al interes por conocer el comportamiento de los suelos para así poder crear obras de Ingeniería de mayor magnitud e importancia.

Las teorías actuales en Mecánica de Suelos estan basadas en la investigación de las propiedades de los suelos en laboratorio, por esto, la importancia de que se creen pruebas de laboratorio capaces de reproducir fielmente el estado en el que se encuentran los suelos, además de simular los efectos exteriores que pudieran llegar a presentarse sobre los mismos.

Las "PRUEBAS TRIAXIALES" son un ejemplo muy claro de este tipo de pruebas de laboratorio, pues tratan de crear las condi-

ciones a las cuales esta sujeto un suelo originalmente, y después cambiar estas condiciones para ver el comportamiento de los suelos bajo la aplicación de fuerzas externas.

La Mecánica de Suelos ha podido obtener a través de este tipo de pruebas, la información necesaria para la creación de teorías sobre resistencia, deformación y comportamiento de los suelos. Estas teorías son la base para el mejor diseño de las obras de Ingeniería en la actualidad.

El suelo es un material formado por partículas de dos tipos: las primeras, son las partículas sólidas como limos, arcillas, arenas y gravas; las segundas, las partículas líquidas como el agua, que son de suma importancia para el comportamiento mecánico del mismo.

Debido a que los suelos también están constituidos por agua, la Mecánica de suelos ha tenido que estudiar el comportamiento de la misma y su relación con las partículas sólidas del suelo, así como se han creado teorías de comportamiento del agua en relación a los suelos, basadas en las leyes de la Hidráulica y de la Mecánica. Ejemplos de estas teorías son la de flujo de agua en suelos, las teorías de permeabilidad, y las "TEORIAS DE PRESION DE PORO" que como anteriormente se mencionó, parten de la investigación en el laboratorio, y que posteriormente sirven para complementar a las mismas pruebas de laboratorio.

PRUEBAS TRIAXIALES.

Las pruebas triaxiales son aquellas que se llevan a cabo en especímenes de suelo moldeados en forma cilíndrica, en los cuales, se hace variar los esfuerzos actuantes en tres direcciones ortogonales. Aunque en realidad, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales, debido a que estos esfuerzos son ejercidos por presión hidrostática.

Estas pruebas se realizan con el propósito de determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos que están sometidos a esfuerzos cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos principales que actúan sobre la muestra del suelo del que se trate.

Las pruebas se realizan colocando la muestra en una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, de bases metálicas, dentro de la cual se sujeta a la muestra a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, para dar el debido confinamiento y protección a la muestra se utiliza una membrana impermeable. En las bases de la muestra se colocan piedras porosas que comunican con el exterior con una bureta por medio de tubos de plástico. El agua de la cámara produce cualquier presión deseada sobre la

muestra por la acción de un compresor conectada con ella. Los esfuerzos que se ejercen sobre el espécimen son principales, ya que la presión que ejerce la cámara es hidrostática y actúa en todas direcciones. En las bases de la muestra, además de la presión ejercida por el agua, actuará una carga axial que se transmite desde el exterior por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara (ver figura 1).

Los esfuerzos principales mayor, intermedio y menor suelen denotarse como σ_1 , σ_2 y σ_3 respectivamente. Como anteriormente se dijo dos de los esfuerzos, los aplicados radialmente, son iguales y el tercero, el aplicado axialmente, es diferente.

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas. La primera, es aquella en la que se aplica la presión de cámara a la muestra; durante ella puede permitirse o no el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando las válvulas de salida del agua a través de las piedras porosas. En la segunda etapa, la muestra se somete a esfuerzos cortantes, aplicándole esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; esto se logra cargando la muestra por medio del vástago; esta segunda etapa puede ser drenada también o no como la primera, manejando la misma válvula antes mencionada.

Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse de las siguientes maneras:

1.- Como se aplica el drenaje .- Según como se aplique el drenaje en la primera o segunda etapa las pruebas pueden ser:

Prueba lenta ó CD (C=consolidated, D=drained). La caracte-
=====

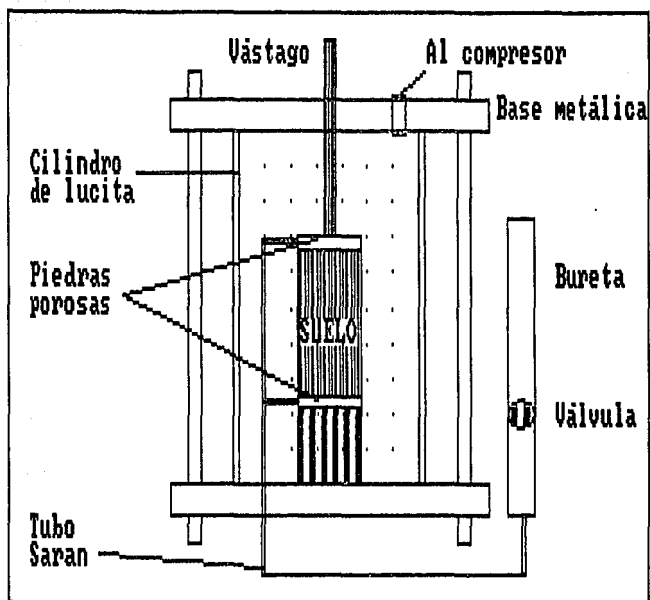


FIGURA 1 .- CAMARA TRIAXIAL

ística de esta prueba es que los esfuerzos aplicados a la muestra son efectivos. En la primera etapa de la prueba se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ), dejando drenar la muestra y esperando el tiempo necesario para que haya consolidación completa bajo la presión actuante. En la segunda etapa también se permite el drenaje, después de haber permitido que el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la presión hidrostática. Posteriormente la muestra será llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que se disipe la presión del agua.

Prueba rápida-consolidada ó CU (C=consolidated,U=undrained).

=====

En esta prueba, la primera etapa es igual que en la prueba lenta, pero, en la segunda etapa no se permite el drenaje, con lo que, de esta manera, no se permite ninguna consolidación adicional al suelo, haciendolo llegar a la falla por medio de un incremento rápido de carga axial, evitando también con esto el cambio de volumen. En esta prueba, los esfuerzos aplicados al espécimen son totales.

Prueba rápida ó UU (U=unconsolidated, U=undrained). En este

=====

tipo de prueba no se permite el drenaje en ninguna de las dos etapas, por lo que no se permite la consolidación de la muestra. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática, inmediatamente después, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos no se conocen

TEORIAS DE PRESION DE PORO
EN PRUEBAS TRIAXIALES.

En pruebas triaxiales, podemos visualizar los suelos como una esqueleto sólido con agua y aire en sus vacios. Si incrementamos los esfuerzos principales actuantes en un especimen de suelo, obtendremos una reduccion en el volumen de la muestra y un incremento en la presión de poro.

A continuación enunciaremos las teorías de presión de poro postuladas para pruebas triaxiales:

1a Teoría de presión de poro .- Si una muestra consolidada a una σ_c presión σ_c es sometida a un esfuerzo isotrópico $\Delta\sigma$ y no es permitido el drenaje en la muestra, la presión de poro desarrollada será igual al valor del esfuerzo isotrópico al que fué sometida (FIGURA 2).

En 1954 el Profesor A. W. Skempton del Imperial College in England (Referencia 1), fue el primero en proponer una serie de parámetros de presión de poro que, asociados a los esfuerzos totales nos dan como resultado la presión de poro desarrollada por una muestra en una prueba CU. Además es particularmente útil para conocer la resistencia al esfuerzo cortante de este tipo de prue-

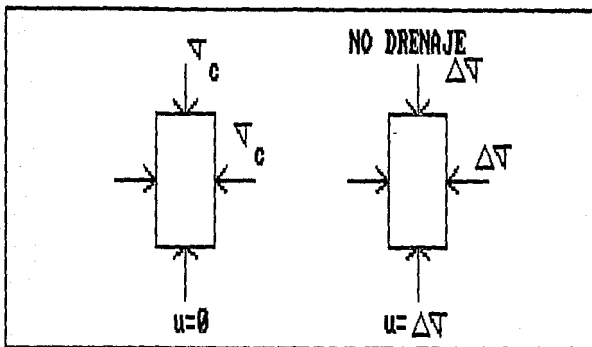


FIGURA 2 .- PRIMERA TEORIA DE PRESION DE PORO

bas. Esta teoría es conocida como teoría de los coeficientes A y B de presión neutral.

Teoría de los coeficientes A y B de presión neutral .- Skempton
 =====
 asumio que para empezar, tenemos un espécimen triaxial en equilibrio con una presión σ_c actuando sobre él. También considero inicialmente que la estructura formada por las partículas sólidas es elástica e isotrópica, y que además los vacíos contienen agua y aire (lo que quiere decir que $G\% < 100\%$). Ahora, cuando aplicamos un pequeño cambio en la presión de la cámara $\Delta \sigma_c$ sobre la muestra, por el principio de esfuerzos efectivos de Terzaghi, el cambio en esfuerzos efectivos será:

$$\Delta \sigma'_c = \Delta \sigma_c - \Delta u$$

El cambio de volumen ΔV causado por el cambio de esfuerzos es:

$$\Delta V - C_{sk} V_o (\Delta \sigma'_c) = - C_{sk} V_o (\Delta \sigma_c - \Delta u)$$

Donde: C_{sk} es la compresibilidad de la estructura del suelo.

V_o es el volumen original de la muestra.

Por otra parte las partículas sólidas son relativamente incompresibles, por lo que el mismo decremento del volumen de la estructura del suelo es igual al decremento en el volumen de vacíos:

$$\Delta V = - V_o C_v \Delta u = - n V_o C_v \Delta u$$

Donde n es la porosidad y,

C_v es el coeficiente de compresibilidad del conjunto fluido (agua + aire).

Si el grado de saturación es igual al 100%, entonces $C_v = C_w$, la compresibilidad del agua. Si no permitimos el drenaje, entonces estos cambios en el volumen deben ser iguales:

$$- n V_o C_v \Delta u = - C_{sk} V_o (\Delta \sigma_c - \Delta u)$$

Despejando la relación $\Delta u / \Delta \sigma_c$ e igualando a B tendremos:

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} = \frac{1}{1 + \frac{n C_v}{C_{sk}}} = B$$

Podemos seguir un desarrollo similar para los cambios en la presión de poro, debido a que el cambio de los esfuerzos princi-

paes difiere del cambio de los esfuerzos cortantes en nuestro espécimen de la prueba triaxial, para la deducción de la fórmula para la obtención de la presión de poro. Si asumimos que la estructura del suelo es aún elástica; entonces el cambio de volumen debido al cambio de los esfuerzos efectivos es:

$$\Delta V = - C \frac{V}{sk} \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$$

Pero en pruebas triaxiales de compresión $\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3$ por lo que:

$$\Delta V = - C \frac{V}{sk} \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + 2 \Delta \sigma_3)$$

El coeficiente 1/3 es debido a que para materiales isotrópicos elásticos el cambio de volumen es debido a un promedio de los cambios en los esfuerzos principales (Esfuerzo isotrópico). Ahora si sumamos y restamos $3 \frac{\Delta \sigma_3}{3}$ al segundo término de la ecuación y aplicamos el principio de Terzaghi de esfuerzos efectivos obtenemos:

$$\Delta V = - C \frac{V}{sk} \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 + 3 \Delta \sigma_3 - 3 \Delta u)$$

Como anteriormente, el decremento de vacíos es:

$$\Delta V = - n v \frac{C}{v} \Delta u$$

Para condiciones no drenadas, los dos volúmenes deben ser iguales. Despejando Δu y recordando que:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{n C}{v C_{sk}}}$$

Obtendremos:

$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_3 + \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right]$$

Tengamos en cuenta que el coeficiente $1/3$ de la diferencia de esfuerzos es para materiales elásticos y en pruebas de compresión. Si hacemos un análisis similar para pruebas de extensión $\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_1$ por lo que tendremos lo siguiente:

$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_3 + \frac{2}{3} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right]$$

(En este caso se debió sumar y restar $2 \Delta \sigma_3$). De modo que para suelos de estructura elástica, el coeficiente de extensión es el doble que el de compresión.

Como los suelos generalmente son materiales inelásticos, Skempton (1954) reemplazo las dos constantes ($1/3$ y $2/3$) por el coeficiente A , por lo que:

$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right]$$

Que es la fórmula de esta teoría y que a veces es conveniente escribirla:

$$\Delta u = B \Delta \sigma_3 + \bar{A} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

Donde $\bar{A} = BA$. y para suelos totalmente saturados, suele escribirse:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

Otras formas convenientes de escribir las fórmulas de presión de poro dadas por Skempton (1954). Para pruebas de compresión triaxial:

$$\Delta u = B \left[\frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3) + \frac{3A-1}{3} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right]$$

Y para pruebas de extensión:

$$\Delta u = B \left[\frac{1}{3} (2\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) + \frac{3A-2}{3} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right]$$

Estas ecuaciones muestran que si los suelos se comportaran como materiales perfectamente elásticos (lo que quiere decir, $A = 1/3$ en compresión, y $A = 2/3$ en extensión), entonces la presión de poro podría depender solo del promedio del cambio en los esfuerzos principales, que es el primer término de la ecuación.

El coeficiente B, como se vio anteriormente, depende del grado de saturación de la muestra. Esto se debe a que si G_w es igual al 100% la estructura del suelo es menos rígida, por lo que la relación C_w / C_{sk} es mas pequeña y por lo tanto el coeficiente B tiende a la unidad, por el contrario, si el grado de saturación es menor la estructura tiende a ser más rígida y el coeficiente C_w / C_{sk} es menor, la relación C_w / C_{sk} es mayor y el coeficiente B decrece. Wissa (1969) y Black y Lee (1973) (Referencias 2 y 3) sugirieron un procedimiento para incrementar la saturación y así mejorar la calidad de las mediciones de la presión de poro en pruebas no drenadas (ver tabla 1).

Como el parámetro B, el parámetro A tampoco es una constante; debe ser determinado para cada suelo y condiciones de

esfuerzos. El coeficiente A es dependiente del esfuerzo, la magnitud de σ , el grado de preconsolidación (OCR overconsolidation ratio σ_p / σ_c), anisotropía, y para arcillas naturales probadas en laboratorio, por ejemplo la perturbación (ver tabla 2).

TABLA 1 .- VALORES TEORICOS DEL COEFICIENTE B PARA SUELOS SATURADOS O CASI SATURADOS. (Referencia 4).

TIPO DE SUELO	GW%=100%	GW%=99%
Arcilla blanda, normalmente consolidada.	0.9998	0.986
Sedimentos y arcillas compactos, arcillas ligeramente preconsolidadas.	0.9988	0.930
Arcillas fuertemente preconsolidadas, Arenas muy densas.	0.9877	0.51
Arenas muy densas, Arcillas duras a altas presiones de confinamiento.	0.9130	0.10

TABLA 2 .- VALORES DEL COEFICIENTE A PARA VARIOS TIPOS DE SUELOS. (Referencia 4).

TIPO DE ARCILLA	A
Arcillas de alta sensibilidad.	0.75 a 1.5
Arcillas normalmente consolidadas.	0.50 a 1.0
Arcillas arenosas compactas.	0.25 a 0.75
Arcillas ligeramente preconsolidadas.	0.00 a 0.5
Gravas arcillosas compactas.	-0.25 a 0.25
Arcillas fuertemente preconsolidadas.	-0.50 a 0.00

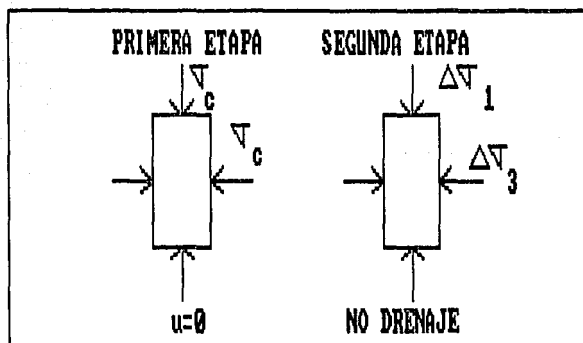


FIGURA 3 - TEORIA DE LOS COEFICIENTES A Y B

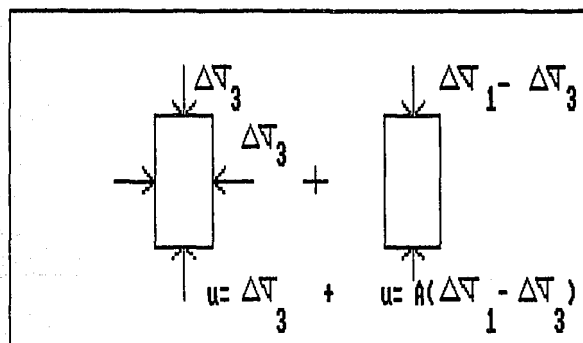


FIGURA 3 - DESCOMPOSICION DE LA SEGUNDA ETAPA

Una ecuación más general fué propuesta por D.J. Henkel (1960) y que tiene la ventaja sobre la teoría de los coeficientes A y B de que toma el esfuerzo principal intermedio (Referencia 5).

Teoría de presión de poro de Henkel .- La presión de poro esta en función de los esfuerzos normales y de la variación de los esfuerzos cortantes.

Asumamos un elemento de suelo en equilibrio con esfuerzos σ_1 , σ_2 , y σ_3 actuando en él. Cuando se aplica un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$, y $\Delta\sigma_3$ al elemento, se desarrolla una presión de poro Δu y tenemos un cambio en el resultado de los esfuerzos efectivos. Así que:

$$\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma_1 - \Delta u, \quad \Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma_2 - \Delta u, \quad \Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma_3 - \Delta u$$

Tomemos ahora que la estructura del suelo es elástica e isotrópica. Así tenemos que el módulo $K_{sk} = E/3(1-2\mu)$. Tomando que la definición del módulo de elasticidad es el volumen de esfuerzos efectivos $1/3 (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$ entre la deformación volumétrica $\Delta V/V_o$.

$$K_{sk} = \frac{1/3 (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{\Delta V / V_o} = \frac{E}{3(1 - 2\mu)}$$

Despejando la deformación volumétrica de la estructura del suelo:

$$\Delta V / V_o = \epsilon_o = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = C_{sk} \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$$

Donde : $C_{sk} = 1/K_{sk}$ y es llamado compresibilidad de la estructura

ra del suelo, y ϵ_1 , ϵ_2 , y ϵ_3 son las deformaciones principales. A partir de que E y μ son difíciles de determinar para un suelo real, el coeficiente general C_{sk} es más práctico (Scott, 1963, Referencia 6). Ahora si disponemos esta ecuación en términos de los cambios de esfuerzos totales y de la presión de poro, tendremos:

$$\frac{\Delta V}{V_o} = C_{sk} [1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - \Delta u]$$

La disposición de esta ecuación muestra que la deformación volumétrica esta en función en términos del cambio de esfuerzos efectivos para un material linealmente elástico. Sin embargo los suelos cambian también de volumen debido a un cambio en los esfuerzos cortantes, y estos son calculados por un factor de corrección empírico, Z ; $|\Delta \bar{\epsilon}_{oct}|$, donde $|\Delta \bar{\epsilon}_{oct}|$ es el valor absoluto en el incremento del esfuerzo cortante octaédrico. Así tendremos:

$$\frac{\Delta V}{V_o} = C_{sk} [\Delta \sigma_{oct} - \Delta u] + Z |\Delta \bar{\epsilon}_{oct}|$$

donde:

$$\sigma_{oct} = 1/3 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (1)$$

y:

$$|\Delta \bar{\epsilon}_{oct}| = 1/3 [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2}$$

Ahora, como se vio anteriormente, veamos que sucede con los vacíos. El cambio volumétrico en los vacíos es:

$$\frac{\Delta V_v}{V_v} = - C_v \Delta u \quad (2)$$

Donde C_v es la compresibilidad de los vacíos, y V_v , el volumen de vacíos, que es nV_o . Si $G_w = 100\%$, $C_v = C_w$, la compresibilidad del agua. Y si no se permite ningún cambio de volumen (lo que es que prevalezca la condición no drenada), permite igualar las ecuaciones (1) y (2) y despejando Δu , tenemos:

$$\Delta u = \frac{1}{C_v} \left[(\Delta \sigma_{oct}) + \frac{Z}{C_{sk}} (\Delta \bar{\epsilon}_{oct}) \right] \\ 1 + n \frac{C_v}{C_{sk}}$$

Como los suelos no son materiales linealmente elásticos, se puede usar coeficientes empíricos que serán determinados en experimentos,

$$B = \frac{1}{C_v} \\ 1 + n \frac{C_v}{C_{sk}}$$

y,

$$a = \frac{Z}{C_{sk}}$$

Sustituyendo tendremos:

$$\Delta u = B \left(\Delta \sigma_{oct} + a \Delta \bar{\epsilon}_{oct} \right)$$

El coeficiente "a" es el parámetro de presión de poro de Henkel.

Si el grado de saturación es $G_w = 100\%$ entonces el coeficiente

ciente $B = 1$, tendremos:

$$\Delta u = \Delta \sigma_{\text{oct}} + a \Delta z_{\text{oct}}$$

Esta ecuación esta en función de los esfuerzos octaédricos normal y cortante que se definieron anteriormente. El valor del coeficiente "a" en la expresión de Henkel depende también del grado de preconsolidación de la arcilla.

Estas dos últimas ecuaciones son las que postula la teoría de D. J. Henkel.

El Dr. Juárez Badillo propuso una teoría que permite estimar la presión de poro desarrollada en un espécimen en una cámara triaxial. Esta teoría hace el uso de dos parámetros a los que llamo α y β , razón por la cual esta teoría puede ser llamada de los coeficientes α y β (Referencia 7).

Teoría de los coeficientes α y β .- Esta teoría esta basada en
=====
función de los esfuerzos normal y tangencial octaédrico.

Si tenemos un espécimen de arcilla saturada, normalmente con solidada bajo un esfuerzo isotrópico en la cámara igual a σ_c . Si aumentamos la presión exterior en una magnitud igual en todas direcciones, el incremento de la presión de poro será igual al incremento de la presión exterior (la Teoría de presión de poro). por lo que tendremos:

$$\Delta u = 1/3(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) = \Delta \sigma_1$$

El incremento de la presión de poro es igual al incremento de

la presión octaédrica (esfuerzo medio o esfuerzo isotrópico).

Si aumentamos ahora uno de los esfuerzos principales, en este caso el esfuerzo vertical, por ser el más usado en las pruebas triaxiales de compresión. Al aumentar el esfuerzo axial aumentan las dos componentes del esfuerzo octaédrico. Por lo que la presión de poro puede pensarse constituida de dos partes. La primera parte corresponde al aumento de presión normal octaédrica y será igual en magnitud a este incremento. Dicho de otra forma el agua reaccionará a la acción del esfuerzo axial con un esfuerzo isotrópico resultante de esta acción, pues las presiones de agua actúan en igual magnitud en todas direcciones. La segunda parte, en esta teoría, no se atribuye directamente al esfuerzo tangencial octaédrico, como suponía Henkel, sino que es una consecuencia de los esfuerzos cortantes que son aplicados a la estructura del suelo, deformandola angularmente, lo que provoca que esta se debilite, por lo que el agua tiene que contribuir a soportar el esfuerzo confinante σ . En otras palabras el agua no es resistente a los esfuerzos cortantes, por lo que la estructura del suelo los tiene que absorber todos, al recibir todo el impacto de estos esfuerzos se debilita y pierde resistencia con respecto a los esfuerzos normales, por lo que el agua debe contribuir mayormente a soportar estos esfuerzos. A medida que va avanzando la prueba, mayores serán los esfuerzos cortantes y mayor tendrá que ser la "ayuda" que deberá prestar el agua a soportar el esfuerzo de confinamiento σ . Por lo que al llegar la falla el agua habrá contribuido con un cierto porcentaje "a" a soportar el esfuerzo confi-

nante σ_c (desde luego $\alpha < 1$ pues el agua no soportará totalmente la acción confinante antes de llegar a la falla), transferido de la estructura del suelo al agua. Por lo que para la falla la expresión quedará:

$$\Delta u = \Delta \sigma_1 + \alpha \sigma_c$$

Como en el caso de la prueba descrita:

$$\Delta \sigma_1 = 1/3 (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) = 1/3 (\sigma_1 - \sigma_3)$$

ya que por tratarse de una prueba de compresión $\Delta \sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ que es el esfuerzo desviador aplicado axialmente, y en este caso los $\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = 0$ pues no hubo incremento en los esfuerzos radiales, podemos escribir:

$$\Delta u = 1/3 (\sigma_1 - \sigma_3) + \alpha \sigma_c$$

En esta teoría se considera el porcentaje "a" como una constante del material que es independiente de σ_c .

El primer término de la expresión depende del tipo de prueba que se este realizando; pues este término depende del esfuerzo-isotrópico resultante de la acción o esfuerzo desviador actuante, por lo que este término puede variar de las siguientes formas.

En una prueba de compresión en que se aumente el esfuerzo axial como es el caso que tratamos anteriormente el resultado de

este primer término será:

$$\Delta\sigma_1 = 1/3 (\sigma_1 - \sigma_3)$$

En prueba de extensión disminuyendo el esfuerzo axial el resultado de $\Delta\sigma_1$ será el mismo numéricamente, pero el valor será con signo opuesto:

$$\Delta\sigma_1 = - 1/3 (\sigma_1 - \sigma_3)$$

En prueba de de compresión realizada disminuyendo el esfuerzo lateral o radial:

$$\Delta\sigma_1 = 1/3 (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) = - 2/3 (\sigma_1 - \sigma_3)$$

En prueba de extensión aumentando el esfuerzo radial el resultado es el mismo, pero de signo contrario:

$$\Delta\sigma_1 = 2/3 (\sigma_1 - \sigma_3)$$

En el caso de la prueba de compresión en que el esfuerzo radial se disminuya a la mitad de lo que se aumenta el esfuerzo aplicado axialmente.

$$\Delta\sigma_1 = 0$$

Estos resultados son buenos unicamente para la falla, por lo que es necesario una expresión para obtener la presión de poro en cualquier instante de la prueba; esta expresión tiene un factor de corrección a la que se ha llamado función de sensibilidad.

Esta función de sensibilidad es en la que intervienen directamente la proporción de los esfuerzos cortantes por lo que solo afecta al segundo término de la expresión.

$$\Delta u = \Delta \sigma_i + \alpha \sigma_c y$$

en donde "y" es la función de sensibilidad que es nula al iniciar la prueba, cuando la muestra no ha sufrido distorsión alguna por causa de los esfuerzos cortantes, y debe ser igual a 1 en el momento de la falla, cuando la distorsión provocada por los cortantes sea la máxima. La forma de esta función será:

$$y = \left[\frac{\zeta}{\zeta_f} \right]^\beta$$

donde ζ es el esfuerzo cortante actuante en el momento que se esta analizando y ζ_f es el esfuerzo cortante en el momento de la falla, " β " es el segundo coeficiente utilizado en esta teoría, y es una constante que depende de las características físicas del material. Puede demostrarse que:

$$\frac{z}{z_f} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}$$

donde el denominador del segundo miembro de esta igualdad representa la diferencia entre los esfuerzos principales máximo y mínimo en el momento de la falla, es decir, el esfuerzo desviador en la falla. Sustituyendo el valor de la función de sensibilidad en la expresión de la presión de poro, tendremos:

$$\Delta u = \Delta \sigma_i + \alpha \sigma_c \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta$$

La anterior es la expresión general que proporciona la presión de poro para arcillas normalmente consolidadas.

Para aplicar esta expresión, puede realizarse una prueba del tipo rápida-consolidada midiendo la presión de poro en la falla de un espécimen de arcilla normalmente consolidada, de esta manera podemos conocer el coeficiente "α", despejándolo de la expresión para la falla. A partir de conocer el coeficiente "α" podemos estimar el coeficiente "β" utilizando valores de la presión de poro y de los esfuerzos principales momentos antes de la falla, siendo recomendable escoger tal instante en la zona media del proceso de carga. Conocidos ambos coeficientes puede estimarse la presión de poro en cualquier otra prueba rápida-consolidada en la que no se haya medido la presión de poro.

La teoría de los coeficientes "α" y "β" también se extiende a suelos preconsolidados tomando las siguientes consideraciones:

Cuando un espécimen de arcilla es descargado desde la carga de preconsolidación σ_p a una que se supone menor naturalmente que llamaremos σ_c , la relación de vacíos no recupera su valor correspondiente al tramo virgen, tomando un valor menor, esto puede interpretarse como que existe una parte de la energía de consolidación almacenada por el suelo debida al decremento de la presión hidrostática ($\sigma_p - \sigma_c$) cuando el esfuerzo disminuye. Si definimos a σ_e como presión equivalente de consolidación, a la presión que produce el mismo efecto en la relación de vacíos en la rama virgen de la curva de compresibilidad, que la presión σ_c en la rama de descarga, la diferencia $\sigma_s = (\sigma_e - \sigma_c)$ puede considerarse como una medida de la energía de consolidación almacenada por la estructura del suelo en la descarga.

Tomando en cuenta lo anterior, podemos determinar que al aplicar un incremento en el esfuerzo cortante octaédrico, se afecta la estructura del suelo, por lo que parte de la energía almacenada σ_s es liberada por dicha estructura y transmitida al agua en forma de tensión de poro, en pruebas a volumen constante. Esta energía liberada puede representarse por el producto $\alpha(\sigma_e - \sigma_c)$, en el instante de la falla, análogamente al segundo término de la expresión para arcillas normalmente consolidadas en la falla, este coeficiente "α" es igual al de la fórmula para arcillas normalmente consolidadas, según investigaciones posteriores del autor de la teoría.

Esto provoca que la expresión de la presión de poro vista pa

ra la falla anteriormente se considere constituida por 3 sumandos en lugar de dos; el primero, debido al incremento del esfuerzo normal octaédrico; el segundo, debido al efecto de perturbación de la estructura, por los esfuerzos cortantes octaédricos, si suponieramos el suelo normalmente consolidado; y el tercero, debido al efecto de preconsolidación descrito anteriormente. Por lo que una expresión general para calcular la presión de poro en el momento de la falla será:

$$\Delta u = \Delta \sigma_i + \alpha \frac{\sigma_c}{c} - \alpha \left(\frac{\sigma_e}{e} - \frac{\sigma_c}{c} \right)$$

El coeficiente "α" es considerado como si fuera el mismo para un suelo normalmente consolidado.

Esta expresión fue descubierta en el año de 1963, pero no es la definitiva, pues en el año de 1969 el Dr. Juárez Badillo, considero que el término $\alpha \frac{\sigma_c}{c}$ debía modificarse por un factor reductor, ya que el suelo preconsolidado posee una estructura más resistente que un suelo normalmente consolidado. Este factor se encontro pensando que el suelo bajo una presión σ_c esta consolidado a una presión σ_e por lo que tomando un cociente entre ambas presiones para hacer el término proporcional a la relación entre ellas tendremos que el factor reductor será:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_e}$$

Por lo que finalmente la expresión para calcular la presión de poro en la falla para arcillas preconsolidadas es:

$$\Delta u = \Delta \sigma_i + \alpha \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - \alpha \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - 1 \right)$$

dividiendo ambos miembros entre $\frac{\sigma_c}{\sigma_e}$:

$$\frac{\Delta u}{\frac{\sigma_c}{\sigma_e}} = \frac{\Delta \sigma_i}{\frac{\sigma_c}{\sigma_e}} + \alpha - \alpha \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - 1 \right)$$

$$\frac{\Delta u}{\frac{\sigma_c}{\sigma_e}} = \frac{\Delta \sigma_i}{\frac{\sigma_c}{\sigma_e}} + \alpha \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - 1 \right)$$

Para obtener la ecuación para evaluar la presión de poro en cualquier instante de la prueba, el segundo término del segundo miembro será multiplicado por la función de sensibilidad; suponiéndola como anteriormente $y = \left(\frac{z}{z_f} \right)^B$ y tomando también la consideración de que:

$$\frac{z}{z_f} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}$$

Finalmente la ecuación general para presión de poro en cualquier instante del desarrollo de una prueba triaxial en un suelo remoldeado, saturado, normalmente consolidado o preconsolidado:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_c} - \alpha \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - 1 \right) \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right] \beta$$

Esta ecuación también puede ser utilizada para suelos normalmente consolidados, pues para este tipo de suelos $\sigma_e = \sigma_c$ por lo que el valor de lo que se encuentra en el primer parentesis es -1 cambiando el signo del término y reduciéndose esta expresión a la calculada para suelos normalmente consolidados.

Esta ecuación también tiene la ventaja de que es adimensional por lo que facilita su uso.

Para calcular los coeficientes α y β podrá usarse una muestra normalmente consolidada y realizando una prueba rápida-consolidada como se describió anteriormente.

El Dr. Juárez Badillo encontró posteriormente una relación que permite calcular teóricamente el valor de σ_e / σ_c , a partir del grado de consolidación del material σ_p / σ_c , haciendo uso de un coeficiente al que llamo relación expansión-compresibilidad y que al igual que α y β es característico del material e independiente del nivel de esfuerzos que se este utilizando. La relación que el Dr Juárez Badillo encontró es:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_c} \right)^{1 - \beta}$$

El coeficiente β se calcula a partir de la teoría de compresibilidad del Dr. Juárez Badillo.

Valores reales encontrados para arcillas de los coeficientes α y β son por ejemplo, para arcilla de Weald $\alpha = 0.35$, $\beta = 3$ y $\beta = 1/3$ y para la arcilla de la ciudad de México $\alpha = 0.35$, $\beta = 4$ y $\beta = 0.08$.

IMPORTANCIA DE LAS TEORIAS DE PRESION DE PORO.

Las teorías de presión de poro son muy útiles en la práctica ingenieril, pues nos facilitan el cálculo de las presiones neutras desarrolladas en un suelo si conocemos o podemos estimar el valor de los esfuerzos totales en el mismo.

La primera teoría de presión de poro es de gran utilidad para poder encontrar los esfuerzos a los que se debe someter una muestra de suelo para que los resultados de esa prueba sean equivalentes a otra prueba realizada bajo otro estado de esfuerzos, por ejemplo, la equivalencia entre una prueba de compresión disminuyendo el esfuerzo radial, con una prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial. Estas equivalencias solo se pueden hacer entre pruebas del mismo tipo, es decir, que ambas pruebas sean de extensión o que ambas pruebas sean de compresión.

En el campo, las ecuaciones de Skempton son usadas, por ejemplo, cuando queremos estimar la presión de poro resultante a lo largo de una prueba no drenada que podría ser aplicada en la construcción de un terraplen para una carretera cimentada en una arcilla suave. Frecuentemente, el terraplen es contruido más rápido de lo que la presión de poro se disipa, de ese modo nosotros

podemos asumir que condiciones de drenaje son aplicadas. El exceso de presión de poro puede dar como resultado una inestabilidad si la presión de poro se eleva demasiado. Consecuentemente, es importante que podamos estimar que tanto se eleva la presión de poro y así obtener una idea de como detener o prevenir la falla del terraplen. Si es muy alta, se debe construir en etapas, y es recomendable la medición de la presión de poro en campo. Las ecuaciones de Skempton también son usadas para el diseño y el control en construcción de presas de materiales terrosos compactadas.

Si se tiene alguna idea de cuales son los esfuerzos principales intermedios en el campo, entonces probablemente se puede utilizar la teoría de Henkel para estimar la presión de poro "in situ". No es facil predecir la presión de poro en el campo a raíz de los resultados de pruebas de laboratorio, principalmente porque los coeficientes son dependientes de las alteraciones de las pruebas. Hoëg (1969), D'Appolonia, (1971), and Leroueil (1978) (Referencias 8,9 y 10) encontraron métodos para estimar la presión de poro bajo terraplenes de arcillas suaves.

La importancia de las teorías de presión de poro también se puede demostrar en la obtención de la ecuación de resistencia de los suelos en el tipo de pruebas no drenadas. El Dr. Juárez Badiello encontro ecuaciones por medio de las cuales se encuentra la resistencia de los suelos para pruebas CU y en estas ecuaciones interviene el parametro " α " que obtuvo para la demostración de su teoría de presión de poro, pues para deducir las resistencias se basa en esta teoría. estas ecuaciones son:

$$\left(\frac{\sigma_e - \sigma_c}{\sigma_c} \right) = \frac{2 \tan \theta}{f} \left[1 + \alpha \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_e} \right) + r \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - 1 \right) \right]$$

Que para arcillas normalmente consolidadas se reduce pues $\sigma_e = \sigma_c$ y es la siguiente:

$$\left(\frac{\sigma_e - \sigma_c}{\sigma_c} \right) = \frac{2 (1 - \alpha) \tan \theta}{f} \left[1 \pm \frac{1}{3} \tan \theta \right]$$

En estas ecuaciones encontramos que existe un signo \pm en donde, deberá usarse el signo positivo para las pruebas de extensión y el signo negativo para las de compresión.

También observamos que en la primera ecuación existe un nuevo coeficiente llamado "r" que puede obtenerse a partir de esta ecuación al realizar una prueba triaxial no drenada de una muestra pre consolidada de arcilla y conociendo los parámetros "α" y "θ" así como el grado de preconsolidación y la relación "ρ".

Otra aplicación importante de las teorías de presión de poro es la de poder comparar los resultados de pruebas del tipo consolidadas drenadas (CD), con pruebas de tipo consolidadas no drenadas (CU), pues basta calcular la presión de poro que se desarrolla en una prueba CU en cualquier instante de la prueba (en este caso la Teoría más acertada es la del Dr. Juárez Badillo) y res

taría de los esfuerzos totales para obtener por el principio de Terzaghi los esfuerzos efectivos que son los esfuerzos característicos de la prueba CD.

La teoría de los coeficientes "α" y "β" también sirve para la deducción de las deformaciones volumétricas de una muestra de suelo en una prueba consolidada drenada (CD), con la ayuda de la teoría de compresibilidad del mismo Dr. Juárez Badillo. Esta deducción se basa en que las deformaciones producidas en una muestra, en una prueba CD, son función de las presiones de poro que se disipan en una prueba CU. Esto es debido a que los esfuerzos que soporta el agua, pues no se permite el drenaje en una prueba CU, en una CD se disipan por medio de deformaciones volumétricas.

La expresión resultante de este análisis es:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left(1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_c}\right)^{\beta} - \alpha \left(1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_c}\right)^{\beta} - \frac{\sigma_c}{\sigma_e} \left(1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_c}\right)^{-\gamma} - 1$$

$$- \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_e}\right)^2 \left(1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_c}\right)^{2-\beta} \gamma - 1$$

Donde : ΔV Incremento de volumen.

V_0 Volumen inicial.

$\Delta \sigma_c$ Incremento en la presión de consolidación.

- σ Presión de consolidación.
- ρ^c Relación expansibilidad-compresibilidad.
- α Coeficiente de la teoría de presión de poro.
- σ Presión equivalente de consolidación.
- y^e Función de sensibilidad.
- γ Coeficiente de compresibilidad.

Es importante aclarar que estas ecuaciones son deducidas haciendo distintas consideraciones que deben ser tomadas en cuenta al aplicarlas.

Esta ecuación es aplicable a todo tipo de arcillas y con algunas consideraciones para casos específicos como arcillas normalmente consolidadas en pruebas de compresión, extensión, etc.

La importancia de las Teorías de presión de poro radica en que son un auxiliar para determinar resultados en las pruebas de tipo Triaxial, llevandonos esto, a obtener más datos y de una mayor precisión en estudios de Mecánica de Suelos.

COMPARACION DE LAS DIFERENTES TEORIAS
DE PRESION DE PORO.

Es necesario a veces, tener puntos de comparación entre unas teorías y otras, para así, poder aplicar la que más se apegue al problema que se esta tratando.

En el caso de las teorías de presión de poro, podemos obtener una ecuación que relacione el coeficiente "A" de la teoría de Skempton con el coeficiente "a" de la teoría de Henkel.

Para el caso especial de compresión triaxial, $\sigma_2 = \sigma_3$ y el grado de saturación $G_w = 100\%$ ($B=1$ para ambas teorías), tenemos:

$$\Delta \sigma_{oct} = 1/3 (\Delta \sigma_1 - 2 \Delta \sigma_3)$$

y además:

$$\Delta z_{oct} = \frac{2}{3} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

sustituyendo ambos valores en el ecuación de Henkel tenemos:

$$\Delta u = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 - 2 \Delta \sigma_3) + a \frac{2}{3} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

pero como $\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = 0$ y el esfuerzo $\Delta \sigma_1$ diferente de 0

$$\Delta u = \left(\frac{1}{3} + a \frac{2}{3} \right) \Delta \sigma_1$$

sustituyendo estos mismos valores en la ecuación de Skempton se tiene:

$$\Delta u = A (\Delta \sigma_1)$$

comparando miembro a miembro ambas ecuaciones se puede ver la equivalencia entre ambos coeficientes:

$$A = \left(\frac{1}{3} + a \frac{2}{3} \right)$$

Si hacemos un análisis similar para la prueba de compresión disminuyendo el esfuerzo radial obtendremos el mismo resultado, mientras que para las pruebas de extensión se obtendra:

$$A = \left(\frac{2}{3} + a \frac{2}{3} \right)$$

Se puede notar que en ambas ecuaciones para materiales perfectamente elásticos ($A = 1/3$ en pruebas de compresión y $A = 2/3$ en pruebas de extensión) el coeficiente $a = 0$ por lo que en la ecuación de Henkel solo se tomaría el primer término que es el de el esfuerzo normal octaédrico o esfuerzo medio al igual que en la expresión de Skempton para materiales perfectamente elásticos y

que ya se mencionó con anterioridad.

Vemos que ambas teorías son muy semejantes en algunos aspectos como es también el caso de que ambas tienen un coeficiente "B" que depende del grado de saturación de la muestra y que es exactamente el mismo en ambas teorías y que fueron deducidos en diferentes formas.

Otra característica en común es la de que son teorías no pueden ajustarse a la curva resultante de puntos de las mediciones tomadas en alguna prueba, ya que la teoría de Henkel es totalmente lineal y la de Skempton, depende del esfuerzo octaédrico que tiene un exponente diferente de 1, pero constante, lo que lleva a ambas a un grado de exactitud un poco alejado de la realidad.

Si comparamos las teorías de Henkel y Skempton con la teoría del Dr. Juárez Badillo se puede demostrar que las primeras pueden ser, bajo algunas condiciones, casos particulares de la segunda. La ecuación de la teoría de los coeficientes " α " y " β " es más pegada a la realidad, pues pruebas de laboratorio han demostrado que la expresión puede ajustarse a cualquier tipo de suelo, debido a que es una expresión no lineal, y depende de un parámetro deducible como es el exponente " β ". Desde luego, esta expresión es general, por lo que como se mencionó anteriormente con ciertos valores para los coeficientes " α " y " β " puede tomar la forma de las ecuaciones de las otras teorías, como ejemplo podemos dar los valores de 1 al exponente " β " para que tome una forma lineal y calcular el valor del coeficiente " α " que nos lleve a obtener así una expresión equivalente a la de los coeficientes "A" y "B".

Resulta evidente pensar, que si las Teorías de Skempton y de

Henkel son bajo ciertas condiciones casos particulares de la del Dr. Juárez Badillo la más acertada de las tres es la de este último, pero tiene una desventaja sobre las otras dos, y es que, aun no se a encontrado un coeficiente o un complemento de la ecuación para arcillas parcialmente saturadas, debido a que el comportamiento del agua en una muestra parcialmente saturada no es igual al de una muestra totalmente saturada. Esto se debe a que el agua puede considerarse prácticamente incompresible, aunque no lo sea, y al existir aire en los vacios de la muestra, el comportamiento de este tiene dos fases, la primera, cuando se comprime por las presiones ejercidas, y la segunda, cuando debido a estas presiones el aire se disuelve en el agua y adquiere otro comportamiento diferente. Es por eso que las teorías de Henkel y Skempton son mas usadas en este aspecto que la de los coeficientes " α " y " β ", aunque en realidad no sean tan exactas como esta última, pero en la actualidad, el Dr. Juárez Badillo tiene en estudio complementar su expresión para aplicarla también a suelos parcialmente saturados.

PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA LA VISUALIZACION DE LA TEORIA
DE PRESION DE PORO DEL DR. EULALIO JUAREZ BADILLO.

Este programa de computadora tiene el fin de ver como se desarrolla la presión de poro a lo largo de una prueba triaxial del tipo no drenada (CU) en el plano de Mohr. Esto se logra graficando el círculo de esfuerzos totales en cierto instante de la prueba, calcula la presión de poro en ese mismo instante y se la resta a los esfuerzos totales para obtener los efectivos, y finalmente grafica los círculos de los esfuerzos efectivos aplicados a la muestra en ese instante de la prueba.

El programa esta hecho en BASIC y tiene un archivo para ser ejecutado desde el sistema operativo, el nombre del programa es TPP (iniciales de Teoría de Presión de Poro).

También grafica una curva esfuerzo desviador-presión de poro para ver el grado aproximado de curvatura de la ecuación de presión de poro y que es dado por el coeficiente "β".

Los datos que pide el programa son: el esfuerzo confinante σ_c , el esfuerzo desviador en la falla ($\sigma_1 - \sigma_3$) y los valores de los coeficientes "α" y "β" característicos de el suelo que se esta analizando. Pide el número de divisiones en las que va a graficar los círculos y la velocidad, tiene la opcion de dejar ilu-

minados los círculos anteriores o borrarlos si así se desea y si la arcilla es preconsolidada, pregunta el grado de preconsolidación, para calcular la relación expansibilidad-compresibilidad del suelo. Tiene un menú para elegir el tipo de prueba que se realizó al suelo.

En el plano no grafica las escalas, pues el programa tiene la posibilidad de graficar cualquier magnitud ya sea pequeña o grande, pero va mostrando el valor del esfuerzo total, el esfuerzo efectivo y la presión de poro en ese instante de la prueba en un pequeño recuadro.

El programa puede ser utilizado para comprender de una manera mas sencilla el funcionamiento de los esfuerzos en una prueba, pues la distancia entre ambos círculos, es la presión de poro y también ayuda a visualizar el principio de Terzaghi.

A continuación se muestran la aplicación del programa en una prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial con los siguientes datos:

$$\sigma_c = 10 \text{ unidades} \quad \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \right) = 5.8 \text{ unidades} \quad \alpha = 0.35 \quad \beta = 3$$

Estos datos son de una arcilla de Weald de la que se obtuvieron los siguientes resultados:

$$\frac{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \right)}{\sigma_c} = 0.58 \quad \text{y} \quad \frac{(\Delta u)}{\sigma_c} = 0.54$$

El resultado teórico de la presión de poro al final de la prueba, guardando las relaciones anteriores, debe ser de 5.4 unidades.

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

TIPO DE SUELO

1. - PRECONSOLIDADO

2. - NORMALMENTE CONSOLIDADO

ELIGA EL TIPO DE SUELO: *

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

TIPO DE PRUEBA

- 1.- COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL
- 2.- EXTENSION DISMINUYENDO EL ESFUERZO AXIAL
- 3.- EXTENSION AUMENTANDO EL ESFUERZO RADIAL
- 4.- COMPRESION DISMINUYENDO EL ESFUERZO RADIAL

ELIGA EL TIPO DE PRUEBA: *

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

Dame el esfuerzo de confinamiento S_c ? 10

Dame el esfuerzo desviador en la falla DS_a ? 5.8

Dame el valor de alfa? .35

Dame el valor de beta? 3 ■

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

Desea que pemanescan iluminados los circulos
de Esfuerzos totales? (S o N) n

Desea que pemanescan iluminados los circulos
de Esfuerzos efectivos? (S o N)

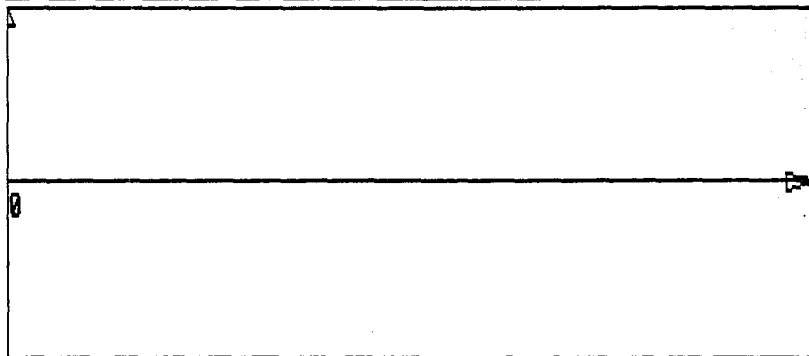
TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

dame el numero de divisiones? 5

Rapidez de variacion de circulos
(A=Alta, M=Media , E=Baja)

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. ENLALIO JUAREZ BADILLO

ESFUERZOS NORMALES

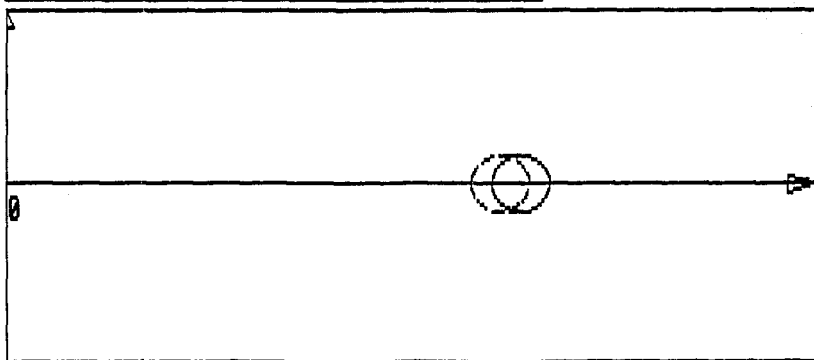


ESFUERZOS NORMALES

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO
	10	0	0

TEORIA DE PRESION DE PORO
 DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

ESTRUCTURAS

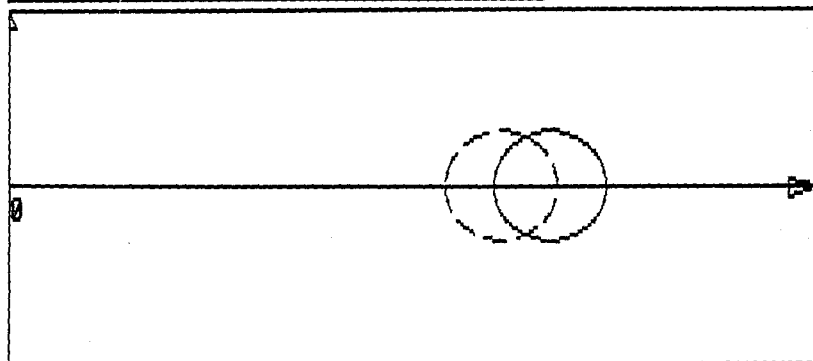


ESFUERZOS NORMALES

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO
	10	1.16	.4146667

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

ESTRÉS
C
O
M
P
R
I
M
I
E
S

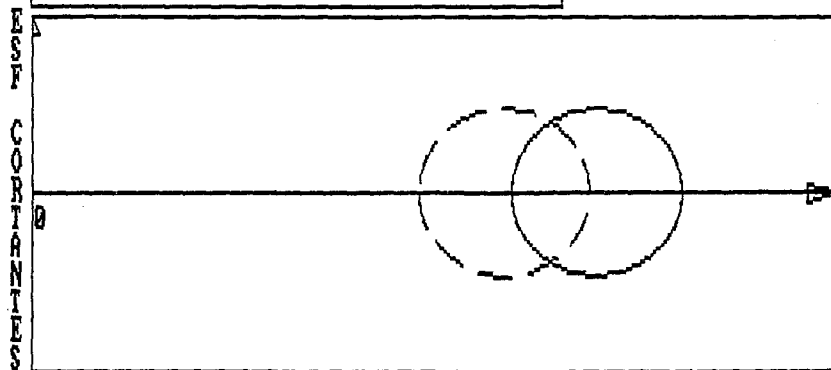


ESFUERZOS NORMALES

48

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO
	10	2.32	.9973334

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

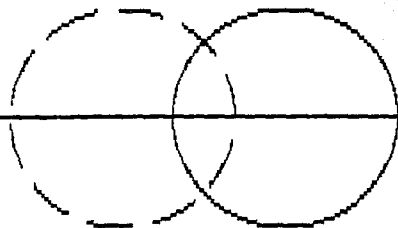


ESFUERZOS NORMALES

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO
	10	3.48	1.916

TEORIA DE PRESION DE PORO
 DR. EILALIO JUAREZ BADILLO

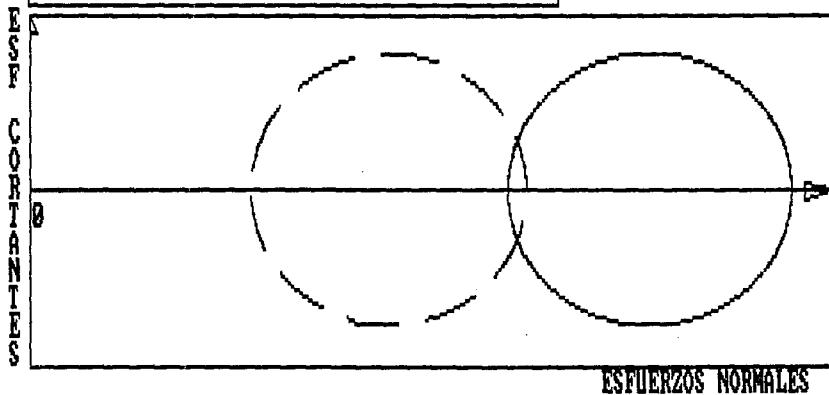
ESFUERZOS
 CONFINANTES



ESFUERZOS NORMALES

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO
	10	4.640001	3.338667

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BODILLO



51

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO
	10	5.8	5.433334

=====

TABLA DE RESULTADOS

=====

ESFUERZOS TOTALES

ESFUERZOS EFECTIVOS

ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO	σ' 1	σ' 3
10	0	0	10	10
10	1.16	.4146667	10.74533	9.585333
10	2.32	.9973334	11.32267	9.002666
10	3.48	1.916	11.564	8.084
10	4.640001	3.338667	11.30134	6.661334
10	5.8	5.433334	10.36667	4.566667

=====

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

ALFA = .35

BETA = 3

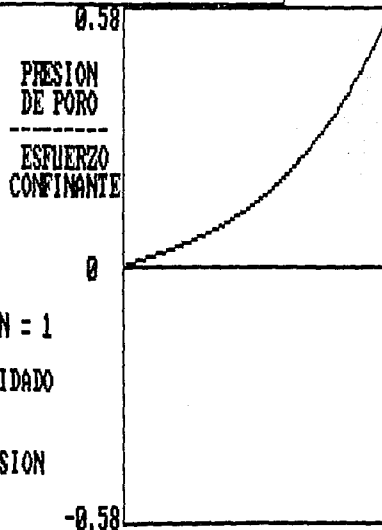
ESFUERZO CONFINANTE = 10

ESFUERZO DESVIADOR = 5.8

GRADO DE PRECONSOLIDACION = 1

SUELO NORMALMENTE CONSOLIDADO

PRUEBA DE COMPRESION
AUMENTANDO EL
ESFUERZO AXIAL



55

0.58

ESFUERZO
DESVIADOR

ESFUERZO
CONFINANTE

-0.58

En las gráficas anteriores del programa de computadora se muestran seis instantes de la prueba, desde el inicio de la prueba en el que el esfuerzo desviador es cero, hasta el momento en que el esfuerzo desviador hace fallar a la muestra. Los círculos en línea discontinua son los círculos de esfuerzos efectivos.

A continuación veremos la aplicación del programa a un suelo preconsolidado de arcilla de Weald con los siguientes valores y para una prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial.

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_c} = 8 \qquad \beta = 1/3$$

$$\sigma_c = 10 \text{ unidades} \quad \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3f} \right) = 18.5 \text{ unidades} \quad \alpha = 0.35 \quad \beta = 3$$

Estos datos fueron tomados de los resultados de una prueba realizada en arcilla de Weald de la que se obtuvo:

$$\frac{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3f} \right)}{\sigma_c} = 1.85 \quad \text{y} \quad \frac{(\Delta u)}{\sigma_c} = -0.40$$

De acuerdo a estos resultados la presión de poro calculada con la teoría (en el programa de computadora), deberá de ser de -4.00 unidades aproximadamente.

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

55

Dame el grado de preconsolidacion? 8

Dame la relacion de expansibilidad-compresibilidad? .3333 ■

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

Dame el esfuerzo de confinamiento S_c ? 10

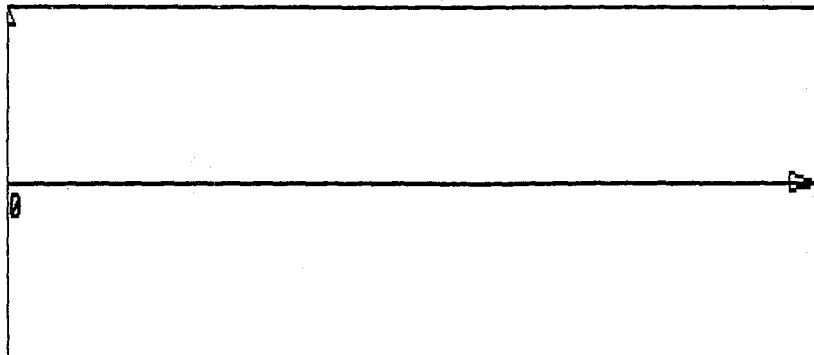
Dame el esfuerzo desviador en la falla D_Sa ? 18.5

Dame el valor de alfa? .35

Dame el valor de beta? 3 ■

TEORIA DE PRESION DE PORO
 DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

ESTRUC
 COMPRE
 SIONES

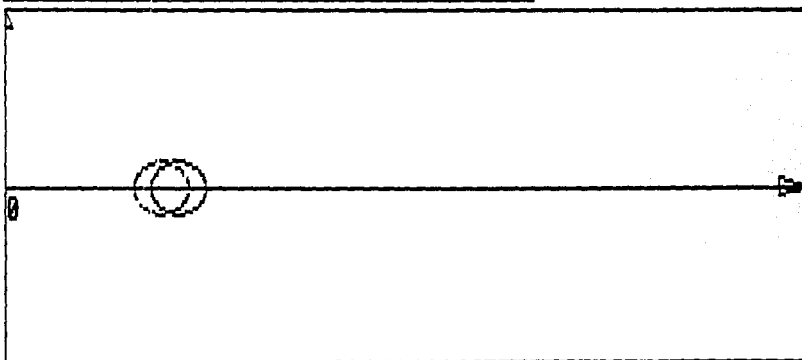


ESFUERZOS NORMALES

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESUIADOR	PRESION DE PORO
	10	0	0

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

ESTRUCURAS



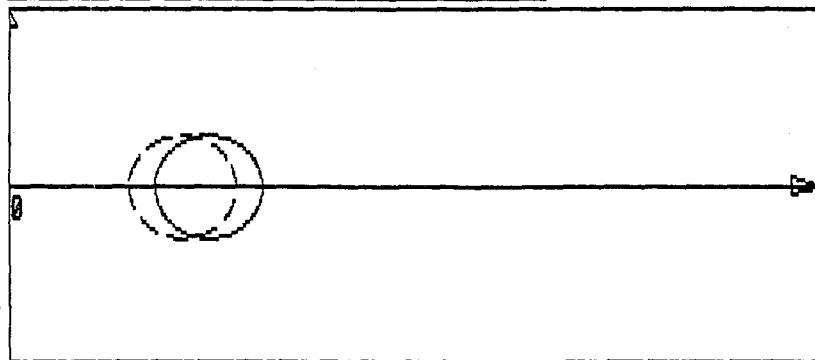
ESFUERZOS NORMALES

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO
	10	3.7	1.156325

TEORIA DE PRESION DE PORO
 DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

65

ESTRÉS
 COMPRESIVO

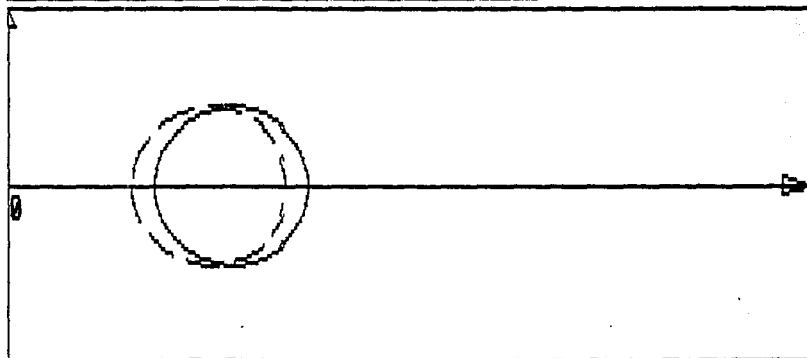


ESFUERZOS NORMALES

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESUIADOR	PRESION DE PORO
	10	7.4	1.850601

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

ESFUERZOS
CORTANTES



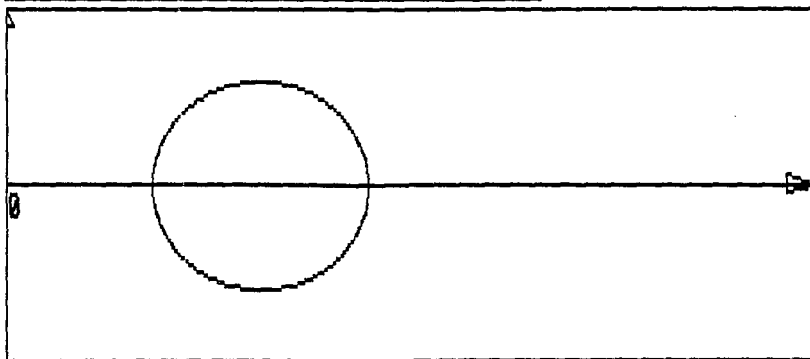
ESFUERZOS NORMALES

09

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO
	10	11.1	1.620777

TEORIA DE PRESION DE PORO
 DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

ESFUERZOS
 CORTANTES

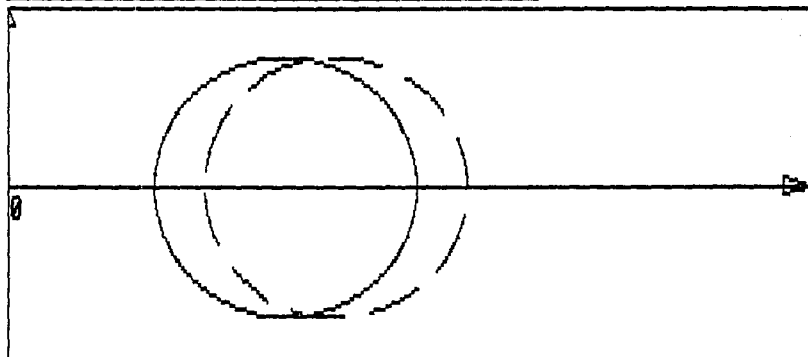


ESFUERZOS NORMALES

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO
	10	14.8	4.806042E-03

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

ESTRÉS
CORTANTES



ESTRUEZOS NORMALES

62

PRUEBA DE COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL	ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO
	10	18.5	-3.459365

=====

TABLA DE RESULTADOS

=====

ESFUERZOS TOTALES

ESFUERZOS EFECTIVOS

ESFUERZO CONFINANTE	ESFUERZO DESVIADOR	PRESION DE PORO	σ'_1	σ'_3
10	0	0	10	10
10	3.7	1.156325	12.54368	8.843674
10	7.4	1.850601	15.5494	8.149399
10	11.1	1.620777	19.47922	8.379223
10	14.8	4.806042E-03	24.79519	9.995194
10	18.5	-3.459365	31.95937	13.45936

=====

TEORIA DE PRESION DE PORO
DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

ALFA = .35

BETA = 3

ESFUERZO CONFINANTE = 10

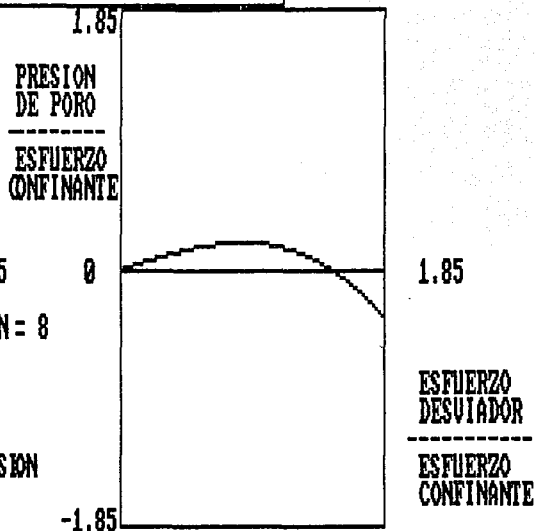
ESFUERZO DESVIADOR = 18.5

GRADO DE PRECONSOLIDACION = 8

SUELO PRECONSOLIDADO

PRUEBA DE COMPRESION
AUMENTANDO EL
ESFUERZO AXIAL

64



Podemos ver que los resultados del programa de computadora son casi iguales a los de las pruebas, la diferencia es debido a que, al realizar las pruebas deben existir perturbaciones en las mediciones que alteren los resultados, así como también el error en los cálculos por aproximaciones, pero la diferencia es mínima.

El programa de computadora esta en lenguaje BASIC y a continuación tenemos el listado:

```

5 DIM X(100),X1(100),R(100),R1(100),DU(100)
6 GOSUB 6000
8 GOTO 700
10 LOCATE 10,5 :
    INPUT "Dame el esfuerzo de confinamiento Sc";SC
11 IF SC=0 THEN 10
20 LOCATE 12,5 :
    INPUT "Dame el esfuerzo desviador en la falla DSA";DSA
21 IF DSA=0 THEN 20
22 LOCATE 14,5 : INPUT "Dame el valor de alfa"; ALFA
26 LOCATE 16,5 : INPUT "Dame el valor de beta"; BETA
28 GOTO 100
30 LOCATE 8,10: PRINT "TIPO DE PRUEBA"
40 LOCATE 11,15 :
    PRINT "1.- COMPRESION AUMENTANDO EL ESFUERZO AXIAL"
50 LOCATE 13,15 :
    PRINT "2.- EXTENSION DISMINUYENDO EL ESFUERZO AXIAL"
60 LOCATE 15,15 :
    PRINT "3.- EXTENSION AUMENTANDO EL ESFUERZO RADIAL"
70 LOCATE 17,15 :
    PRINT "4.- COMPRESION DISMINUYENDO EL ESFUERZO RADIAL"
80 LOCATE 21,20 :
    PRINT "ELIGA EL TIPO DE PRUEBA: *": TP$=INKEY$ :
    LOCATE 21,45 : PRINT TP$
85 IF TP$="1" OR TP$="2" OR TP$="3" OR TP$="4" THEN 87 ELSE 80
87 GOSUB 500 : GOTO 10
90 '
100 'Subrutina para la iluminacion de circulos
110 CLS : VIEW (0,32)-(639,199) : WINDOW (0,0)-(100,100):
    LINE (0,0)-(100,100),,B :LINE (2,2)-(98,98),,B
120 LOCATE 10,5 :
    PRINT "Desea que permanescan iluminados los circulos"
130 LOCATE 11,5 : PRINT "de Esfuerzos totales? (S o N)"
140 LOCATE 11,35 : A$=INKEY$
150 IF A$="S" OR A$="s" THEN W=1 :PRINT A$ : GOTO 170
160 IF A$="N" OR A$="n" THEN W=0 :PRINT A$ : GOTO 170

```

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

```
165 GOTO 140
170 LOCATE 16,5 :
    PRINT "Desea que pemanescan iluminados los circulos"
180 LOCATE 17,5 : PRINT "de Esfuerzos efectivos? (S o N)"
190 LOCATE 17,37 : A$=INKEY$
200 IF A$="S" OR A$="s" THEN V=1 :PRINT A$ : GOTO 230
210 IF A$="N" OR A$="n" THEN V=0 :PRINT A$ : GOTO 230
220 GOTO 190
230 '
232 ' Subrutina para numero de divisiones
233 CLS : VIEW (0,32)-(639,199) : WINDOW (0,0)-(100,100):
    LINE (0,0)-(100,100),,B :LINE (2,2)-(98,98),,B
234 LOCATE 10,5 : INPUT "dame el numero de divisiones" ;VAR
235 GOSUB 7000 :CLS
236 '
237 '
238 'Subrutina para dibujo de circulos y ejes coordenados
240 VIEW (30,150)-(590,185),0,1
250 KEY OFF: SCREEN 2: CLS : VIEW (30,34)-(590,135)
255 IF SC>DSA THEN PROP=DSA ELSE PROP=SC
260 LY=DSA
265 LX=LY*(DSA+SC)/ (.95*PROP)
270 WINDOW SCREEN (0,0)-(LX,LY)
271 LOCATE 18,55: PRINT "ESFUERZOS NORMALES"
272 LOCATE 12,5 :PRINT "0"
273 LOCATE 5,3 :PRINT "E":LOCATE 6,3:PRINT "S":
    LOCATE 7,3:PRINT "F"
274 LOCATE 9,3: PRINT "C":LOCATE 10,3:PRINT "O":
    LOCATE 11,3:PRINT "R":LOCATE 12,3:PRINT "T":
    LOCATE 13,3:PRINT "A":LOCATE 14,3 :PRINT "N"
275 LOCATE 15,3 :PRINT "T":LOCATE 16,3:PRINT "E":
    LOCATE 17,3:PRINT "S"
280 LINE (0,0)-(LX,DSA),,B: LINE (0,DSA/2)-(LX,DSA/2)
284 LINE (LX/120,DSA/20)-(0,DSA/20) :
    LINE (LX-LX/30,DSA/2-DSA/50)-(LX-LX/30,DSA/2+DSA/50) :
    LINE (LX-LX/30,DSA/2+DSA/50)-(LX,DSA/2)
288 LINE (0,0)-(LX/120,DSA/20) :
    LINE (LX,DSA/2)-(LX-LX/30,DSA/2-DSA/50)
290 '
300 ' Subrutina para el dibujo de los circulos
306 LOCATE 25,30 :
    PRINT "Oprima BARRA ESPACIADORA para detener y continuar"
308 DUC=0
310 FOR I=0 TO 1+1/VAR STEP 1/VAR
320     C=1 : K=1
325     A=0
330     GOSUB 1000
340     GOSUB 10000
350     IF W=0 AND V=1 THEN GOSUB 8000 : GOSUB 8050 : GOTO 370
355     IF W=1 AND V=0 THEN GOSUB 8050 : GOSUB 8000 : GOTO 370
360     GOSUB 8000 : GOSUB 8050
370     LINE (0,DSA/2)-(LX,DSA/2)
375     DUC=DUC+1.001*(1/(2*VAR))
```

```

382     LOCATE 20,35 :PRINT "ESFUERZO":
        LOCATE 20,47 :PRINT "ESFUERZO":
        LOCATE 20,59 :PRINT "PRESION"
384     LOCATE 21,35 :PRINT "CONFINANTE":
        LOCATE 21,47 :PRINT "DESVIADOR":
        LOCATE 21,59 :PRINT "DE PORO"
385     LOCATE 23,30 :
        PRINT "
386     LOCATE 23,35 :PRINT SC:LOCATE 23,47:
        PRINT DSA*I :LOCATE 23,59 :
        PRINT DU(I)
388     IF DUC>=1+1/(2*VAR) THEN 435
390     IF A=1 THEN 430
400         FOR RAP=0 TO VEL
410             NEXT RAP
420     A=A+1 : C=W : K=V
425     GOTO 330
430     NEXT I
435     GOSUB 20000
443     GOTO 30000
445     LOCATE 25,30 :
        PRINT "         desea continuar (S o N)
        NT$=INKEY$
447     LOCATE 25,65 :PRINT NT$
450     IF NT$="s" OR NT$="S" THEN GOTO 40000
460     IF NT$="n" OR NT$="N" THEN END
470     GOTO 445
500 '
510 ' Subrutina para pantalla de presentacion de menus
520 VIEW (0,32)-(639,199) : WINDOW (0,0)-(100,100) : CLS :
        LINE (0,0)-(100,100),,B :LINE (2,2)-(98,98),,B
530 RETURN
700 '
710 ' Subrutina para eleccion de tipo de suelo
720 GOSUB 500
730 LOCATE 10,20 : PRINT "TIPO DE SUELO"
740 LOCATE 13,15 : PRINT "1.- PRECONSOLIDADO"
750 LOCATE 16,15 : PRINT "2.- NORMALMENTE CONSOLIDADO"
760 LOCATE 20,15 : PRINT "ELIGA EL TIPO DE SUELO: *":
        TSU$=INKEY$
770 IF TSU$="1" THEN 900
780 IF TSU$="2" THEN 790 ELSE 760
790 LOCATE 20,39 : PRINT TSU$
800 GOSUB 500
820 GOTO 30
900 '
905 '
906 '
910 ' Subrutina para suelos preconsolidados
911 '
915 LOCATE 20,39 : PRINT TSU$
920 GOSUB 500

```

```

930 LOCATE 12,5 : INPUT "Dame el grado de consolidacion"; GC
935 LOCATE 18,5 ;
    INPUT "Dame la relacion de expansibilidad-compresibilidad";RO
989 GOSUB 500
990 GOTO 30
1000 '
1010 ' Subrutina para eleccion de opcion en el menu
1020 IF TP$="1" THEN 2000
1030 IF TP$="2" THEN 3000
1040 IF TP$="3" THEN 4000
1050 IF TP$="4" THEN 5000
2000 '
2005 ' Subrutina para el calculo de presion de poro
    y parametros de dibujo
2006 ' En pruebas de compresion aumentando el esfuerzo axial
2007 SE= SC*(GC)^(1-RO)
2008 IF SE=0 THEN SE=SC
2010 DU(I)=(DSA*I/3)-SC*(SE/SC-SC/SE-1)*ALFA*I^BETA
2015 LOCATE 21,10 :PRINT "PRUEBA DE COMPRESION":LOCATE 22,10 :
    PRINT "AUMENTANDO EL" :LOCATE 23,10 :PRINT "ESFUERZO AXIAL"
2020 X(I)=SC+DSA*I/2
2030 R(I)=DSA*I/2
2040 X1(I)=X(I)-DU(I)
2050 R1(I)=R(I)
2060 RETURN
3000 '
3005 ' Subrutina para el calculo de presion de poro y parametros
    de dibujo
3006 ' En pruebas de extension disminuyendo el esfuerzo axial
3007 SE= SC*(GC)^(1-RO)
3008 IF SE=0 THEN SE=SC
3010 DU(I)=(-DSA*I/3)-SC*(SE/SC-SC/SE-1)*ALFA*I^BETA
3015 LOCATE 21,10 :PRINT "PRUEBA DE EXTENSION":LOCATE 22,10 :
    PRINT "DISMINUYENDO EL" :LOCATE 23,10 :PRINT "ESFUERZO AXIAL"
3020 X(I)=SC-DSA*I/2
3030 R(I)=DSA*I/2
3040 X1(I)=X(I)-DU(I)
3050 R1(I)=R(I)
3060 RETURN
4000 '
4005 ' Subrutina para el calculo de presion de poro y parametros
    de dibujo
4006 ' En pruebas de extension aumentando el esfuerzo radial
4007 SE= SC*(GC)^(1-RO)
4008 IF SE=0 THEN SE=SC
4010 DU(I)=(DSA*I*2/3)+SC*ALFA*I^BETA
4015 LOCATE 21,10 :PRINT "PRUEBA DE EXTENSION":LOCATE 22,10 :
    PRINT "AUMENTANDO EL" :LOCATE 23,10 :PRINT "ESFUERZO RADIAL"
4020 X(I)=SC+DSA*I/2
4030 R(I)=DSA*I/2
4040 X1(I)=X(I)-DU(I)
4050 R1(I)=R(I)
4060 RETURN
5000 '

```

```

5005 ' Subrutina para el calculo de presion de poro y parametros
de dibujo
5006 ' En pruebas de compresion disminuyendo el esfuerzo radial
5007 SE= SC*(GC)^(1-RO)
5008 IF SE=0 THEN SE=SC
5010 DU(I)=(-DSA*I^2/3)-SC*(SE/SC-SC/SE-1)*ALFA*I^BETA
5015 LOCATE 21,10 :PRINT "PRUEBA DE COMPRESION":
LOCATE 22,10 :PRINT "DISMINUYENDO EL" :
LOCATE 23,10 :PRINT "ESFUERZO RADIAL"
5020 X(I)=SC-DSA*I/2
5030 R(I)=DSA*I/2
5040 X1(I)=X(I)-DU(I)
5050 R1(I)=R(I)
5060 RETURN
5990 '
6000 'subrutina titulo
6004 SCREEN 2 : VIEW (0,0)-(639,199)
6005 CLS : KEY OFF : VIEW (30,1)-(400,30),,1
6010 LOCATE 2,12 :PRINT "TEORIA DE PRESION DE PORO"
6020 LOCATE 3,12 :PRINT "DR. EULALIO JUAREZ BADILLO"
6030 RETURN
7000 '
7010 ' Subrutina para rapidez de variacion de circulos
7020 LOCATE 15,5 : PRINT "Rapidez de variacion de circulos"
7030 LOCATE 16,5 :
PRINT "(A=Alta, M=Media , B=Baja)": RA$=INKEY$
7040 IF RA$="M" OR RA$="m" THEN VEL=500 : RETURN
7050 IF RA$="A" OR RA$="a" THEN VEL=0 : RETURN
7060 IF RA$="B" OR RA$="b" THEN VEL=2000 : RETURN
7070 GOTO 7030
8000 '
8010 'Subrutina de circulo de esfuerzos totales
8020 CIRCLE (X(I),DSA/2),ABS(R(I)),C
8030 RETURN
8050 '
8060 'Subrutina para circulo de presion de poro
8061 IF K=0 THEN CIRCLE (X1(I),DSA/2),ABS(R1(I)),K : GOTO 8080
8065 CIRCLE (X1(I),DSA/2),ABS(R1(I)),K,0,.4
8066 CIRCLE (X1(I),DSA/2),ABS(R1(I)),K,.6,1
8067 CIRCLE (X1(I),DSA/2),ABS(R1(I)),K,1.2,1.6
8068 CIRCLE (X1(I),DSA/2),ABS(R1(I)),K,1.8,2.3
8069 CIRCLE (X1(I),DSA/2),ABS(R1(I)),K,2.4,3
8070 CIRCLE (X1(I),DSA/2),ABS(R1(I)),K,3.2,3.6
8071 CIRCLE (X1(I),DSA/2),ABS(R1(I)),K,3.8,4.2
8072 CIRCLE (X1(I),DSA/2),ABS(R1(I)),K,4.4,4.8
8073 CIRCLE (X1(I),DSA/2),ABS(R1(I)),K,5.5,5.4
8074 CIRCLE (X1(I),DSA/2),ABS(R1(I)),K,5.6,6.05
8080 RETURN
9000 '
9001 ' Subrutina para reiluminacion detalles
9005 IF W=1 AND V=0 THEN 9010 ELSE 9060
9010 K=0 : GOSUB 8050

```

```

9020 FOR I=0 TO (1+1/VAR)/1.001 STEP 1/VAR
9025 GOSUB 1000
9030 C=1 : GOSUB 8000
9040 NEXT I
9050 RETURN
9060 IF W=0 AND V=1 THEN 9070 ELSE RETURN
9070 C=0 : GOSUB 8000
9080 K=1 : GOSUB 8050
9090 RETURN
10000 '
10010 ' Subrutina para interrumpir momentaneamente la animacion
10015 IF A=0 THEN RETURN
10020 IT$=INKEY$
10030 IF IT$=" " THEN GOTO 10050
10040 RETURN
10050 IT$=INKEY$ : IF IT$=" " THEN LOCATE 25,30 :
PRINT "Oprima BARRA ESPACIADORA para detener y continuar" :
RETURN
10060 LOCATE 25,20 :
PRINT "
"
: GOTO 10050
15000 '
20000 LOCATE 25,30 :
PRINT " desea imprimir (S o N) " :
NT$=INKEY$
20010 LOCATE 25,65 :PRINT NT$
20020 IF NT$="s" OR NT$="S" THEN GOTO 25000 :RETURN
20030 IF NT$="n" OR NT$="N" THEN GOTO 445
20040 GOTO 20000
25000 IT$=INKEY$ : IF IT$=" " THEN RETURN
25060 LOCATE 25,20 :
PRINT "
" :
GOTO 25000
30000 ' subrutina para imprimir tabla de resultados
30001 LPRINT CHR$(27);"G";"=====
=====
30002 LPRINT " TABLA DE RESULTADOS "
30003 LPRINT "=====
=====
30004 GOSUB 30060
30005 LPRINT "ESFUERZO","ESFUERZO","PRESION","σ',"σ'"
30007 LPRINT "CONFINANTE","DESVIADOR","DE PORO"," 1"," 3"
30008 LPRINT ""
30009 LPRINT "=====
=====
30010 FOR I=0 TO 1 STEP 1/VAR
30020 GOSUB 1000
30030 LPRINT SC,DSA*I,DU(I),SC+DSA*I-DU(I),SC-DU(I)
30040 NEXT I
30045 GOSUB 30200

```



```

30050 GOTO 445
30060 LPRINT ""
30070 LPRINT ""
30080 LPRINT "ESFUERZOS TOTALES", "ESFUERZOS EFECTIVOS"
30090 LPRINT ""
30100 RETURN
30200 LPRINT "=====
=====
30205 I=1 :GOSUB 1000
30210 LPRINT ""
30230 RETURN
35000 LOCATE 18,5 :
INPUT "Dame la relacion expansibilidad-compresibilidad";RO
35010 RETURN
40000 '
40010 ' Graficas de presion de poro contra esfuerzo desviador
40015 VIEW (0,32)-(639,199):CLS
40020 VIEW (290,33)-(470,180),,1 :WINDOW (0,0)-(DSA,DSA*2):CLS
40021 LOCATE 8,2 :PRINT "ALFA =" ;ALFA
40022 LOCATE 10,2 : PRINT "BETA =" ;BETA
40023 LOCATE 12,2 : PRINT "ESFUEZO CONFINANTE =" ;SC
40024 LOCATE 14,2 : PRINT "ESFUERZO DESVIADOR =" ;DSA
40025 IF GC=0 THEN GC=1
40026 LOCATE 16,2 :PRINT "GRADO DE PRECONSOLIDACION =" ;GC
40027 IF GC=1
THEN LOCATE 18,2 :PRINT "SUELO NORMALMENTE CONSOLIDADO"
ELSE LOCATE 18,2 :PRINT "SUELO PRECONSOLIDADO"
40030 FOR I=0 TO 1 STEP .005
40040 GOSUB 1000
40042 LOCATE 14,33 : PRINT 0 : LOCATE 7,28 :PRINT "PRESION" :
LOCATE 8,28: PRINT "DE PORO" : LOCATE 9,27 "-----" :
LOCATE 10,28 : PRINT "ESFUERZO"
40043 LOCATE 5,30 : PRINT USING "####.##"; DSA/SC :
LOCATE 18,63 : PRINT "ESFUERZO" :
LOCATE 19,63 :PRINT "DESVIADOR"
40044 LOCATE 14,60 : PRINT USING "####.##"; DSA/SC
40045 LINE (0,DSA)-(DSA,DSA)
40046 LOCATE 11,27 : PRINT "CONFINANTE"
40047 LOCATE 20,62 : PRINT "-----" : LOCATE 21,63 :
PRINT "ESFUERZO":LOCATE 19,63:PRINT USING "####.##"; DSA/SC
40048 LOCATE 23,30 : PRINT USING "####.##"; -DSA/SC
40050 PSET(DSA*I,DU(I)+DSA)
40060 NEXT I
40065 GOSUB 50000
40070 LOCATE 25,30 :
PRINT " desea continuar (S o N) " :
NT$=INKEY$
40080 LOCATE 25,65 :PRINT NT$
40090 IF NT$="S" OR NT$="s" THEN GOTO 6
40100 IF NT$="n" OR NT$="N" THEN SYSTEM
40110 GOTO 40070

```

```
50000 LOCATE 25,30 :  
      PRINT "      desea imprimir (S o N)      "  
      NT$=INKEY$  
50010 LOCATE 25,65 :PRINT NT$  
50020 IF NT$="S" OR NT$="s" THEN GOSUB 25000 :RETURN  
50030 IF NT$="n" OR NT$="N" THEN GOTO 40070  
50040 GOTO 50000
```

CONCLUSIONES.

- 1.- Es importante la realización de estudios más completos de Mecánica de suelos con ayuda de las teorías de presión de poro, utilizadas como auxiliares para la realización de pruebas de laboratorio como las pruebas triaxiales en suelos.

Estos estudios más completos de los suelos puede llevar al ingeniero a la realización de obras de ingeniería más importantes y seguras, así como también ayudarlo en la solución de los problemas que pudieran surgir en la realización de las mismas.

- 2.- Es necesario el avance y aplicación de tecnología, con base en las teorías de presión de poro, para el desarrollo de la Ingeniería y de todas sus ramas.
- 3.- En la ingeniería es necesaria la utilización de las herramientas que actualmente se tienen para la realización de proyectos y estudios, como son las computadoras, que realizan el trabajo de cálculos matemáticos en segundos, pero es también importante tratar de obtener estudios científicos que faciliten también el trabajo y que desarrollen la inteli-

gencia y habilidad del Ingeniero.

- 4.- Es importante la difusión de estudios científicos realizados por mexicanos, como es la teoría de los coeficientes " α " y " β " que son tan buenos o mejores que estudios extranjeros y que podrían ayudar al desarrollo tecnológico del país, que es tan necesario.

BIBLIOGRAFIA.

- MECANICA DE SUELOS
FUNDAMENTOS DE MAECANICA DE SUELOS TOMO I
JUAREZ BADILLO - RICO RODRIGUEZ
TERCERA EDICION 1974
EDITORIAL LIMUSA

- PORE PREASURE FUNCTIONS IN SATURATED SOILS.
SIMPOSIO SOBRE LABORATORY SHEAR TESTING OF SOILS.
JUAREZ BADILLO, E.
ASTM No 361
OTTAWA, CANADA, SEPTIEMBRE 1963.

- AN INTRODUCTION TO GEOTECHNICAL ENGINEERING
ROBERT. D. HOLTZ - WILLIAM D. KOVACS
PRENTICE-HALL CIVIL ENGINEERING AND -
ENGINEERING MECHANICS SERIES
1981

- BPM/PC
GUIA DEL BPM/PC Y XT
LYLE J. GRAHAM - TIM FIELD
OSBORNE/McGRAW-HILL

REFERENCIAS

- 1.-SKEMPTON, A.W. (1954) "The Pore-Pressure Coefficients A and B", *Geotechnique*, Vol IV, pp. 143-147.
- 2.-WISSA, A.E.Z. (1969) "Pore Pressure Measurement in Saturated Stiff Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 95, No SM4, pp. 1063-1073.
- 3.-BLACK, D.K. AND LEE, K.L. (1973) "Saturating Laboratory Samples by Back Pressure", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 99, No SM1, pp. 75-93.
- 4.-AN INTRODUCTION TO GEOTECHNICAL ENGINEERING.
ROBERT D. HOLTZ - WILLIAM D. KOVACS
Prentice-Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics Series, 1981, pp. 600 y 603.
- 5.-HENKEL, D.J. (1960), "The Shear Strength of Sature Remoulded Clays", *Proceedings of the ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder*, pp. 533-554.
- 6.-SCOTT, R.F. (1963), "Principles of Soil Mechanics", Addison-Wesley Publishing Company, Inc., Reading, Massachusetts, pp. 267-275.
- 7.-MECANICA DE SUELOS
FUNDAMENTOS DE MECANICA DE SUELOS TOMO I
JUAREZ BADILLO - RICO RODRIGUEZ
Tercera edición 1974, Editorial LIMUSA, pág. 461-466.
- 8.-Höeg, K., Andersland, O.B., and Rolfsen, E.N (1969) "UNdrained Behaviour of Quick Clay Under Load Test at Asrum", *Geotechnique*, Vol XIX, No. 1, pp. 101-115
- 9.-D'APPOLONIA, D.J., POULOS, H.G., AND LADD, C.C. (1971) "Initial Settlement of Structures on Clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97. No. SM10, pp. 1359-1377.
- 10.-LEROUEIL, S., TAVENAS, F., TRAK, B., LaROCHELLE, P., AND ROY, M. (1978 a) "Construction Pore Pressure in Clay Foundations Under Embankments. Part I : The Saint-Alban Test Fills", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 15, No. 1, pp. 56.
LEROUEIL, S., TAVENAS, F., MIEUSSENS, C., AND PEIGNAUD, M. (1978 b) "Construction Pore Pressure in Clay Foundations Under Embankments. Part II : Generalized Behaviour", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15 No.1, pp. 66-82.