

15
291



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“MODELOS FISICOS PARA EL ESTUDIO DEL
COMPORTAMIENTO DE ARENAS EN PRUEBAS
DE COMPRESION TRIAXIAL”

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N
FERNANDO / ANAYA SANCHEZ
GELACIO MARTINEZ LOPEZ



México, D. F., Ciudad Universitaria 1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-078/95

Señores
FERNANDO ANAYA SANCHEZ
GELACIO MARTINEZ LOPEZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. CARMELINO ZEA CONSTANTINO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"MODELOS FISICOS PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE ARENAS EN PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL"

- I. INTRODUCCION
- II. MODELOS FISICOS
- III. RELACIONES ENERGETICAS
- IV. PRUEBAS DE LABORATORIO
- V. ANALISIS DE RESULTADOS
- V. CONCLUSIONES

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universidad, a 14 de noviembre de 1995.
EL DIRECTOR.



ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*nl

AGRADECIMIENTO

A mis padres con amor y agradecimiento por todo lo que me han dado y por lo mucho que ha significado su ejemplo. A mis hermanos principalmente a Rogelio por su sacrificio y el apoyo recibido durante mi etapa escolar. A José Coria por su ayuda, por su computadora y su interés. A Yadira Rojas mi futura compañera que con su agudo ingenio enriqueció con mucha frecuencia mi propio pensamiento y por cuanto ha hecho para ayudarme en la preparación de este libro. A mi compañero de tesis por su crítica y preocupación por la calidad de este libro, que hicieron que fuese un placer trabajar con él. Y a todas aquellas personas que estuvieron conmigo hasta el final.

FERNANDO ANAYA SÁNCHEZ

MIS MAS AFECTUOSOS AGRADECIMIENTOS A:

FEDERICO MARTÍNEZ LÓPEZ (Fede)

Por su gran apoyo en todos los ámbitos así como su comprensión para poder terminar los estudios en el nivel de licenciatura y seguir adelante en la vida.

ROLANDO MARTÍNEZ LÓPEZ .

Por su gran apoyo moral y económico durante siempre.

VALERIA ANA LÓPEZ PANIAGUA

ENRIQUE MARTÍNEZ GUILÓN

Mis padres por las grandes atenciones que han tenido para conmigo en los estudios de licenciatura.

CAROLINA MARTÍNEZ LÓPEZ

CARMEN MARTÍNEZ LÓPEZ

IRMA MARTÍNEZ LOPEZ

CELINEA MARTÍNEZ LÓPEZ

Mis demas hermanos que siempre me han alentado en cada día que transcurre para que yo sea un hombre de gran provecho.

Mi mas sincero agradecimiento a los profesores de la facultad de ingeniería por su gran enseñanza a través de los cinco años de licenciatura, sin olvidar a los sinodales que harán posible la titulación deseada.

GELACIO MARTÍNEZ LÓPEZ

A NUESTRO ESTIMADO DIRECTOR DE TESIS

ING. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

Al cual agradecemos su dedicación y su tiempo en la orientación en la presente tesis, así como sus conocimientos brindados para que este trabajo fuera posible. Esperando contar siempre con su ayuda en el ejercicio de nuestra vida profesional y como un amigo de toda la vida

INDICE

	Introducción	1
I.	Modelos Físicos	
1.1.	Modelo de Hooke o Modelo Elástico	5
1.2.	Modelo viscoso de fluidez lineal (Modelo de Newton)	6
1.3.	Modelos Plásticos	
1.3.1.	Modelo de Coulomb	7
1.3.2.	Modelo de Deformaciones Plásticas Definidas	8
1.4.	Comportamiento Elasto-Plástico (Modelo de Hooke- Coulomb)	9
1.5.	Retardamiento Elasto-Viscoso Lineal Retardamiento Elasto-Viscoso de Fluidez No Lineal	11
1.6.	Comportamiento Plasto-Viscoso de Fluidez No Lineal	13
1.7.	Comportamiento Elasto-Plástico Viscoso Lineal y Relajamiento	15
	Conclusiones del Capítulo	17
	Anexo I.A	18
II.	Relaciones Energeticas	
II.1.	Energía de Deformación Elástica por Esfuerzo Uniaxial	30
II.2.	Comportamiento Dinámico de los Suelos	33
II.3.	Comportamiento Histerético	40
	Conclusiones del Capítulo	41
III.	Pruebas de Laboratorio	
III.1.	Normas de los Métodos de Prueba para el Índice Mínimo de Densidad de un Suelo y Cálculo de la Densidad Relativa	43
III.2.	Método de Laboratorio	57
	Ensayes realizados	69
	Anexo III.A	80
	Comentarios	90
IV.	Discusión e Interpretación de Resultados	92
V.	Conclusiones	94
	Referencias	

INTRODUCCIÓN

El análisis de cimentaciones en estructuras apoyadas sobre suelos granulares presenta, entre otros, el problema de la determinación de los asentamientos de la cimentación, el cual, actualmente dista mucho de estar resuelto satisfactoriamente.

En este trabajo se trata de desarrollar un procedimiento tomando en cuenta la experiencia con que se cuenta actualmente sobre el comportamiento de los suelos granulares, siendo estos los formados por partículas sólidas individuales que se apoyan directamente unas sobre otras formando una estructura simple y cuya rigidez como masa se incrementa al aumentar la presión de confinamiento sobre él; un ejemplo, es la arena. Cabe señalar que el procedimiento que se presenta en este trabajo se refiere al comportamiento de la masa de un suelo granular y no considera, de manera explícita la deformación individual de cada partícula.

En el primero y segundo capítulo se presentan los antecedentes que sirvieron de apoyo a este trabajo que básicamente son:

En el primer capítulo se presentan los modelos físicos en los cuales se basó el trabajo, por ejemplo el modelo de Hooke (modelo elástico), el cual es uno de los primeros intentos para comprender el comportamiento de las arenas, considerando un medio elástico lineal; el modelo de Hooke y Coulomb (elasto-plástico) el cual aparte de considerar el rango elástico, también toma en cuenta el comportamiento plástico; el modelo de Newton (modelo viscoso de fluidez lineal); el modelo plástico por mencionar algunos de los que se trataran mas adelante.

En el segundo capítulo trataremos lo concerniente a la energía de deformación siendo esta la energía absorbida por un cuerpo susceptible a la deformación en el momento en que se le aplican fuerzas externas.

Asimismo cabe hacer mención las aportaciones hechas por Terzaghi y Peck (1967) y Zeevaert (1973).

Terzaghi y Peck señalan que si el subsuelo de una cimentación es francamente homogéneo el peso de la estructura ocasiona no solo una compresión (acortamiento) del subsuelo subyacente, sino también, una cedencia lateral. Por lo tanto, una parte del asentamiento se puede considerar que es producido por un acortamiento vertical del estrato cargado debido a un decremento de volumen, y la otra parte por una compresión adicional debida a cedencia lateral. Por esta razón se puede decir que el asentamiento de cimentaciones en estratos de gran espesor de arcilla pueden ser evaluados por métodos basados en deformación unidimensional. Por otro lado, si la cimentación descansa sobre estratos de limo inorgánico o arena, la segunda parte del asentamiento (por cedencia lateral) es probable que sea mayor que la primera (por cambio de volumen). En resumen, en suelos arenosos, el asentamiento total se debe principalmente a deformación por cedencia lateral, lo cual involucra un problema tridimensional.

El Dr. Leonardo Zeevaert (1973) es quien utiliza el concepto de modulo de deformación M_v , definido como el cociente de la deformación unitaria vertical ϵ entre el esfuerzo que la produce σ , para un cierto valor de la presión de confinamiento, el cual es una magnitud que mide la deformabilidad de la masa de suelo granular: a medida que el material es más deformable (menos rígido), el valor de M_v es mayor, este punto se trata en el capítulo siguiente.

En este mismo capítulo se presenta un modelo propuesto por el para tomar en cuenta las deformaciones plásticas del material en función del nivel de esfuerzo desviador.

En el tercer capítulo se muestran las gráficas obtenidas a través de una serie de experimentos realizados en laboratorio como una aplicación del modelo propuesto, así como una discusión de lo que en ellas se representa.

En el cuarto capítulo se presentan los análisis de resultados donde se explicara la forma de aplicar el modelo para obtener la deformación elástica como la deformación plástica del suelo en base a las gráficas obtenidas en el tercer capítulo (ecuaciones constitutivas).

Finalmente para la realización de este trabajo se siguió el procedimiento recomendado por el Dr. Leonardo Zeevaert el cual consiste en tomar una probeta de suelo y somerla a una presión

de confinamiento P_0 (entendiendo por presión de confinamiento a la presión isotrópica que actúa sobre un elemento de suelo, la cual es igual en todas direcciones.), y se mantiene esta presión hasta que la probeta se estabiliza en cuanto a presiones de poro se refiere; luego, manteniendo aplicada P_0 se aplica un esfuerzo desviador (axial) hasta la mitad del esfuerzo desviador de falla, se determina la ley esfuerzo-deformación para dicho esfuerzo desviador y luego se remueve el esfuerzo desviador determinando la ley esfuerzo-deformación para la descarga. Con este procedimiento se conoce, para la presión de confinamiento P_0 , la deformación total elasto-plástica.

CAPÍTULO I

MODELOS FÍSICOS

I-1 MODELO DE HOOKE O MODELO ELASTICO

Uno de los primeros intentos para el estudio de las arenas es considerar a este material como un medio elástico lineal el cual se describe a continuación

La elasticidad de los materiales fue investigada por primera vez por Hooke (Introducción al comportamiento de materiales: Ing. Agustín Demeneguti e Ing. Magaña del Toro), quedando definida como la propiedad del sólido ideal que tiene una rigidez tal, que al aliviarlo de los esfuerzos aplicados no importando el tiempo, regresa íntegramente a su estado original, de aquí que Hooke investigó su comportamiento en un experimento en el cual al aplicar una carga "P" (fig. I.1), el cuerpo se comporta elásticamente hasta un límite que puede ser antes o igual al de resistencia " P_s " momento en el cual el cuerpo entra en estado plástico, por ello cuando se aplica la carga "P" el cuerpo se va deformando en forma creciente y continua, pero al retirar dicha carga el material sufre una recuperación elástica debida al resorte, un caso de un material de este comportamiento real es el acero en un cierto rango. En el anexo I se analiza con más detalle este modelo.

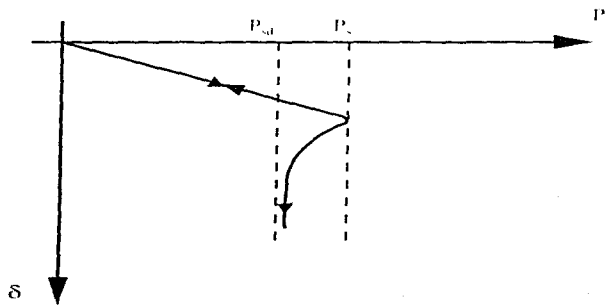
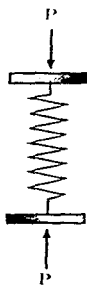


fig. I.1



SÍMBOLO

I-2 MODELO VISCOSO DE FLUIDEZ LINEAL (MODELO DE NEWTON)

Para este modelo se expresa que "la rapidez de deformación es directamente proporcional a la carga", y se dice que se comporta de acuerdo con la ley de Newton para un fluido. La velocidad de deformación se mantiene constante durante el proceso de deformación carga-tiempo. Por lo cual de la ley antes mencionada se obtiene lo siguiente:

$$\dot{\delta}_v = \alpha p P t$$

En la gráfica que esquematiza este modelo (fig. 1.2) se observa una línea recta δ_v Vs t que representa el fenómeno viscoso-lineal.

Sin embargo los suelos no se comportan con fluidez lineal, siendo las arcillas los materiales que presentan mayor fluidez, las cuales se observan que en estado confinado disminuye con el tiempo. En el caso de las arenas el efecto es mucho menor.

Unidad de Newton de Fluidez Lineal



SIMBOLO

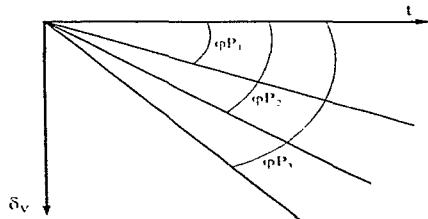


fig. 1.2

I-3 MODELOS PLÁSTICOS

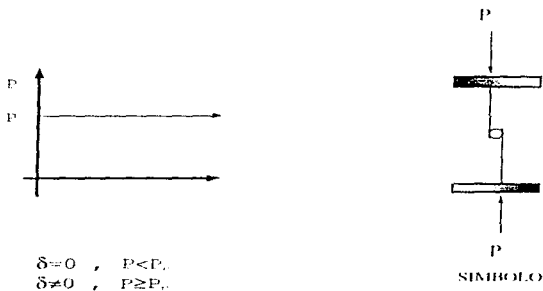
La teoría plástica o de plasticidad se aplica a problemas cuya solución tiene relación con los problemas elásticos, debido a que las ecuaciones matemáticas involucradas en ella no son lineales, el estudio de esta teoría resulta muy interesante e importante ya que en la práctica los problemas se presentan muy a menudo.

Ahora bien, cabe destacar que para aplicar soluciones plásticas se requiere conocimiento sobre elasticidad, métodos numéricos y programación en computadora.

La plasticidad es importante en relación con la elasticidad porque da comprensión del comportamiento de sistemas estructurales en su diseño límite y obras construidas en el suelo, por lo que estos aspectos tienen una gran importancia en el sentido económico.

I.3.1 Modelo de Coulomb

Este modelo representa un cuerpo rígido que desliza sobre un plano horizontal siendo su comportamiento el mostrado en la fig. I.3.a.

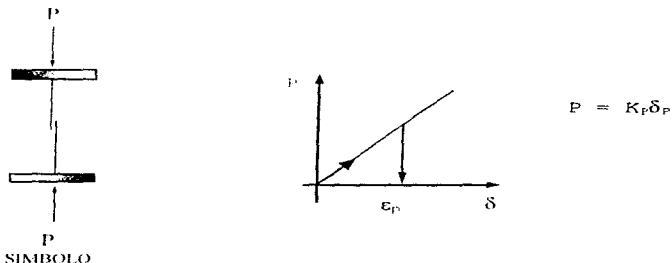


Modelo de Coulomb (fig. I.3.a)

1.3.2 Modelo de Deformaciones Plásticas Definidas (MDPD)

Se propone un modelo diferente del anterior, sabiendo de antemano que las arenas presentan las condiciones de los modelos ya mencionados, sin embargo, el propuesto explica mas claramente la parte plástica que el modelo de Coulomb, por ello se ha nombrado como "modelo de deformaciones plásticas definidas".

A continuación la siguiente figura ilustra el modelo propuesto así como su ecuación correspondiente.



Modelo de Deformaciones Plásticas Definidas (fig. 1.3.b)

I-4 COMPORTAMIENTO ELASTO-PLASTICO (MODELO HOOKE-COULOMB)

Las deformaciones permanentes de los materiales se pueden investigar uniendo un elemento de Hooke con uno de Coulomb obteniendo un modelo conocido como elemento de St. Venant en paralelo (elasto-plástico), donde el comportamiento proporciona equilibrio estático antes de rebasar la carga límite de todos los elementos plásticos, ya que un solo cuerpo de St. Venant no es satisfactorio para representar el comportamiento plástico debido a que al rebasar el límite de resistencia el cuerpo entra en movimiento, debido a que la fricción dinámica excede a la estática originando que el cuerpo se acelere volviendo después a un movimiento plástico uniforme en el tiempo.

El modelo esta constituido por una serie de cuerpos de St. Venant, donde los resortes tienen módulos de deformación diferente y los elementos plásticos de Coulomb poseen diferentes límites de resistencia, que va de 0 a un valor grande. Al realizar pruebas en materiales de tierra se observa que la deformación plástica aumenta conforme la carga aumenta hasta que llega al punto de ruptura donde la deformación es indefinida. Para niveles muy pequeños se comporta como un sólido elástico.

Después de investigar varias funciones matemáticas de la carga P se encontró como más conveniente :

$$\delta_s = \alpha_e P + \alpha_p (2/3)(P_u/P - P)$$

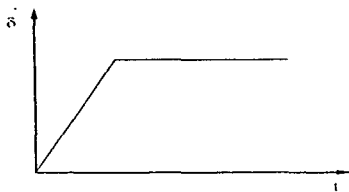
α_e = Módulo de deformación inicial elástico

α_p = Módulo de deformación plástica

P = Carga

P_u = Carga última

**Elemento Elasto-plásticos
de St. Venant en paralelo**



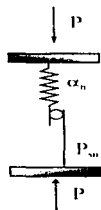
$$0 < P_m \leq P_m$$

$$\alpha_0 < \alpha_1 < \alpha_m < \alpha_n$$

α = Módulo de deformación

$$\Delta\delta_{ep} = \alpha \cdot p \Delta p$$

fig. 1.4.1



La fórmula anterior expresa la ley más probable del fenómeno carga contra deformación para un material elasto - plástico para un nivel de carga P que actúa sobre el material.

I-5 RETARDAMIENTO ELASTO-VISCOSO LINEAL

La deformación elástica puede ser retardada por un fenómeno viscoso lineal. Este fenómeno puede ser investigado uniendo en paralelo una unidad de Hooke y una de Newton, obteniéndose así lo que se conoce como unidad Kelvin; las condiciones de carga para este caso están dadas por $P = P_H + P_N$ y la deformación $\delta = \delta_H + \delta_N$ y resolviendo en forma de ecuación diferencial se llega a la expresión siguiente:

$$\delta = \frac{P}{E} [1 - e^{-t/\tau}]$$

Esto implica que la unidad elástica no se deformara hasta que en forma gradual y a través del tiempo, el efecto viscoso lineal se lo permita, de tal manera que después de un tiempo se verificará la deformación elástica ocasionada por la carga total P . Este fenómeno se observa en los suelos por el efecto hidrodinámico de expulsar el agua gravitacional de los poros de material, como lo indica la figura que se muestra a continuación

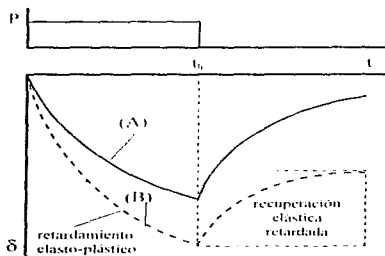
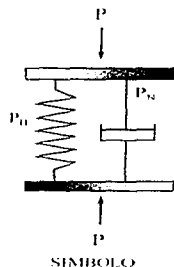


fig. I.5.1



RETARDAMIENTO PLASTO-VISCOSO DE FLUIDEZ NO LINEAL.

Para este caso se considera una unidad de comportamiento plasto-viscoso no lineal, en donde se introduce una unidad de viscosidad lineal en paralelo para retardar la deformación, por consiguiente la nueva unidad quedará representada como lo ilustra la segunda figura. El elemento viscoso no lineal representa los efectos viscosos intergranulares así como la necesidad de alcanzar por medio de fricción de Coulomb, un nivel de carga (Ps) tan pequeño como se quiera para iniciar dichos fenómenos. El elemento de viscosidad lineal representa el agua gravitacional en los poros de la estructura del material, que al ser expulsada de estos retarda la deformación viscosa intergranular.

Para este modelo reológico, la condición de carga será.

$$P_c P_s = P_1 + P_2$$

$$\delta_1 = \delta_2 = \delta$$

$$\delta_1 = a(1 - p_1 / p_2) \log[a(p_1 + D)(a/p_2)] p_2$$

Por medio de ecuaciones diferenciales se llega a una expresión representativa del retardamiento plasto-viscoso de fluidez de fluidez no lineal, que se da en la ecuación anterior.

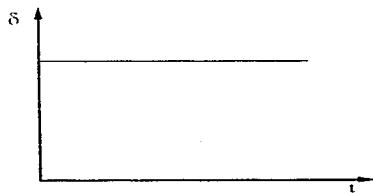
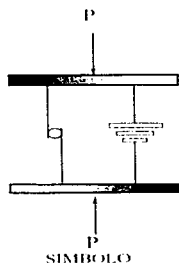


fig. 1.5.2

I-6 COMPORTAMIENTO PLASTO-VISCOSO DE FLUIDEZ NO LINEAL

Para suelos arcillosos, aun en los más suaves, el fenómeno de isotropia, de cierta rigidez sólida inicial al material y constituye un fenómeno de solidificación o endurecimiento, por lo cual la fluidez se iniciará en el límite de resistencia "PS", dicho fenómeno se iniciará al alcanzarse "PS" y con una ϕ_f fluidez inicial, a una fluidez ϕ_f' final, satisfaciendo el fenómeno viscoso no lineal o viscosidad intergranular que se representa como:

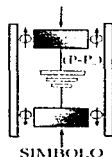
$$\delta_s = \phi_f' t^a (1 + \log (b(t) - b)) / (p, p)$$

a = Pendiente

ϕ_f' fluidez final

Esta es la expresión que representa el fenómeno viscoso no lineal. indica que si $a = 0$ se obtiene el fluido perfecto, por otro lado si $\phi_f = 0$ se tendrá una ley logarítmica de unidad como lo indica la gráfica, cuando el tiempo tiende a ser muy grande, esto representa el fenómeno de solidificación o endurecimiento en los materiales arcillosos al desarrollarse gradualmente contactos firmes en mayor número, así como mayor acercamiento entre los granos durante la compresión, y en donde el efecto del agua adherida entre los granos juega un papel muy importante.

Gráfica representativa:



Unidad de fluidez no lineal con fricción formada por elementos de Coulomb y un elemento de viscosidad no lineal.

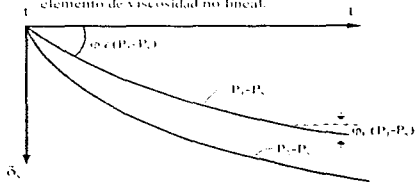


Fig. I.6.1

Este modelo que se representa está constituido por un elemento de viscosidad no lineal significando con ello que al aplicar una carga P_a principal inicial y posteriormente llegando a una P_s aplicado al modelo el cual tiene un resorte como se muestra en la figura, la recuperación de deformación se observa de tal manera que no es uniforme o de forma lineal si no que no es proporcional a la carga y al graficarlo se denota que no es forma recta o parecida sino parte parábola y después se comporta linealmente, por lo tanto se comporta como un modelo plástico como se observa en la figura que representa este modelo y la deformación se observa en forma plástica y la deformación se aprecia en forma uniforme.

I-7 COMPORTAMIENTO ELASTO-PLASTICO VISCOSO LINEAL Y RELAJAMIENTO.

En el estudio de fenómenos elasto-plástico viscosos se puede estudiar un elemento de St Venant y un elemento de Newton en serie formando una unidad de Maxwell con fricción. La condición de deformación será $\delta = \delta_{II} = \delta_{\infty}$ con la importancia de considerar fenómenos importantes : primero, cuando la carga se aplica en forma inmediata y después de su aplicación permanece constante con el tiempo y, segundo cuando con determinada carga la rapidez de deformación se fija con el tiempo.

$$\delta = \alpha_e P_s + \alpha_v (P_s - P_s) t$$

En el primer caso, para carga constante $P_s = P_s$ se obtiene :

En que para $t=0$ $\delta = \alpha_e P_s$, entonces $C = 0$

Esta ley queda representada en la siguiente figura.

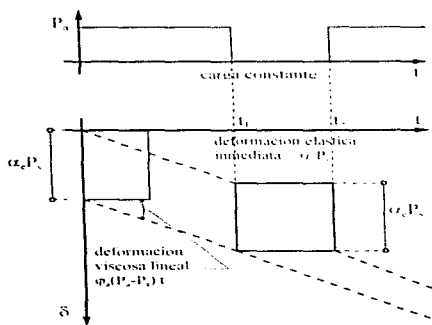
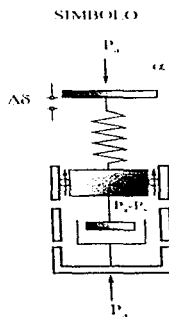


fig. I.7.1



Donde se observa que al retirar carga (P_a) se recupera íntegramente,

íntegramente la deformación elástica ($\alpha_e P_e$) correspondiente a la carga elástica que fue aplicada para movilizar la fracción P_s y que inicia el fenómeno viscoso.

Al reaplicar la carga sucede el mismo fenómeno inicial pero la deformación total se retarda con el tiempo. El segundo caso representa el fenómeno cuando la rapidez de deformación es constante o nula y la carga se disminuye por relajamiento a un valor límite de resistencia P_s equivalente a la fricción de Coulomb.

P_s representa la resistencia al límite inferior $P - P_s$ y con ello se llega a un expresión representativa dada por la muestra de la figura siguiente y la expresión.

$$P_t = P_s + (P_o - P_s)e^{-\frac{q_o}{\alpha_e} t}$$

Como se muestra en la siguiente figura:

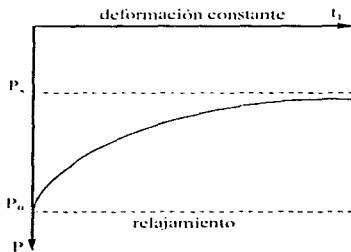


fig. 1.7.2

CONCLUSIÓN DEL CAPÍTULO.

En el presente capítulo se hace mención de varios modelos físicos los cuales describen en forma ilustrativa el comportamiento de varios tipos de suelos, denotando de antemano que no todos son aplicables a las arenas: solo algunos de estos se relacionan en forma directa con éstas. Por mencionar algunos de ellos tenemos como ejemplo el modelo elástico o modelo de Hooke, el modelo plástico (modelo de Coulomb), además algunas combinaciones de los antes mencionados que en su caso sería el elasto-plástico y otros más.

Los modelos físicos vistos anteriormente permiten comprender el comportamiento mecánico de los materiales y a la vez son una herramienta para su estudio.

Sin embargo, se piensa que un mejor modelo debería incluir la estimación de las deformaciones plásticas como el que se propone en la sección I.3.2.

ANEXO I.A

A.1 ELASTICIDAD LINEAL

La elasticidad es una propiedad muy importante en el estudio de materiales que son sometidos a esfuerzos tanto a tensión como a compresión, para poder comprender de mejor manera su comportamiento. En arenas no es la excepción, por corresponder a un material sólido que por sus propiedades es susceptible a ciertos fenómenos que necesitan un estudio y por tanto una explicación.

La elasticidad lineal es la parte de la mecánica de los medios continuos que estudia el comportamiento de los sólidos cuyas propiedades son independientes del tiempo y en el intervalo en que las deformaciones producidas en los medios continuos son recuperables al cesar el esfuerzo que las produce.

A.1.1 LEY DE HOOKE

La Ley de Hooke expresa una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones. El factor de proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones recibe el nombre de Módulo de Young (E).

Matemáticamente la ley de Hooke se puede escribir como:

$$\sigma = E \cdot \epsilon$$

y para tangenciales:

$$\tau = G\gamma$$

Donde G : Módulo de resistencia al esfuerzo cortante.

Donde σ esfuerzo normal, ϵ : deformación unitaria, E : Módulo de elasticidad del material correspondiente.

El Módulo de elasticidad depende de muchos factores, siendo los más importantes el tipo de material, temperatura y velocidad de carga.

Puede afirmarse que la mayoría de los materiales usados por el ingeniero tienen un comportamiento elástico lineal para niveles de esfuerzo sumamente bajos. Sin embargo, cuando los niveles de esfuerzo aplicados son considerables, el comportamiento del material deja de ser elástico lineal, no pudiéndose describir su comportamiento a partir de la teoría de la elasticidad lineal.

La relación entre la deformación unitaria transversal (ϵ_t) y la deformación unitaria longitudinal (ϵ_l) con signo negativo, se conoce como la relación de Poisson.

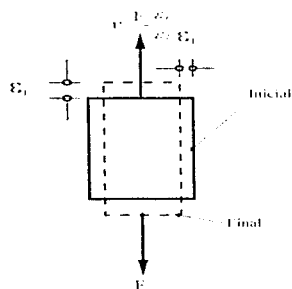


fig. A.1.1

La relación de Poisson siempre es positiva; si el esfuerzo normal aplicado es de compresión, la deformación en la dirección del esfuerzo normal es de signo negativo, en tanto que la deformación transversal es positiva debido a que el material se expande, por consiguiente la relación de Poisson resulta positiva.

A.1.2 LEY DE HOOKE GENERALIZADA

Basada en el principio de superposición, el cual establece que el esfuerzo o la deformación resultante en un cuerpo sometido a un sistema de fuerzas es la suma algebraica de los esfuerzos producidos por cada una de las fuerzas aplicadas en forma individual. Este principio tiene validez únicamente cuando existe una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones, de otra manera no sería aplicable.

La deformación resultante en una dirección específica, es la suma algebraica de cada una de las deformaciones producidas en esa dirección por todos los esfuerzos aplicados en forma individual. Así para la dirección X se tiene:

$$(\varepsilon_x)_t = \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E} = \varepsilon_x$$

$$(\varepsilon_x)_t = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$(\varepsilon_y)_t = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] = \varepsilon_y$$

$$(\varepsilon_z)_t = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] = \varepsilon_z$$

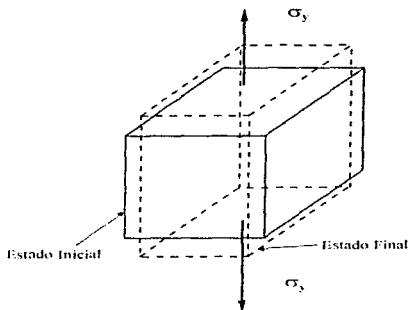
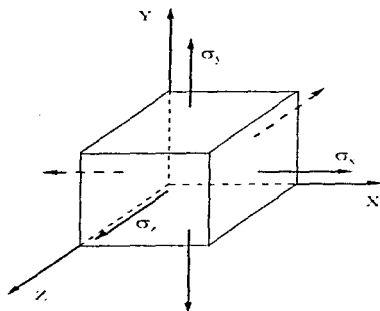


fig. A.1.2

La Ley de Hooke generalizada. También adoptan el nombre de ecuaciones constitutivas para medios elásticos lineales homogéneos e isotropos, lo cual quiere decir que la isotropía significa que las propiedades mecánicas de los medios elásticos son iguales en cualquier dirección, lo cual elimina la existencia de direcciones preferenciales en propiedades mecánicas.

A.1.3 MODULO DE COMPRESIBILIDAD VOLUMÉTRICA

Considérese un pequeño cubo, como parte integrante de un cuerpo deformable, sometido a un estado de esfuerzos triaxial, dado que únicamente actúan esfuerzos normales en el cubo, las deformaciones totales que experimentara el elemento serán a lo largo de los ejes x , y , z esto es Δl_x , Δl_y , Δl_z . Estas deformaciones provocan un cambio de volumen, el cual se puede cuantificar como:

$$\Delta v = v - v_0$$

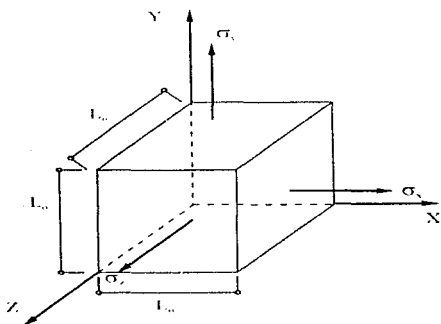


fig. A.1.3

Tomando en cuenta que la teoría de la elasticidad lineal es usual trabajar con deformaciones longitudinales menores de 1/100, se desprecian en este caso los productos de deformaciones. Así mismo tomando en cuenta la Ley de Hooke generalizada, la deformación volumétrica queda definida en base a los esfuerzos y a las constantes elásticas de un material.

Llegando así: $K = E/3(1-2\nu)$

Donde K = Módulo de compresibilidad volumétrica

A.1.4 ECUACIÓN FUNDAMENTAL DE LA ELASTICIDAD

Para la resolución de problemas elásticos, normalmente en la práctica resulta muy difícil realizar, cálculos de integración de ecuaciones para llegar a un resultado, por consiguiente se recurre a resolver el problema de manera diferente, tomando en cuenta el conjunto de sus relaciones esfuerzo deformación de Hooke, las tres ecuaciones de equilibrio y las condiciones de frontera del problema a tratar.

Para este caso las relaciones de Hooke se reducen a:

$$e_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_y)$$

$$e_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu\sigma_x)$$

$$e_{xy} = \frac{1}{2G}\tau_{xy}$$

Módulo de Young (E)

Para la resolución de problemas elásticos, normalmente en la práctica resulta muy difícil realizar, cálculos de integración de ecuaciones para llegar a un resultado, por consiguiente se recurre a resolver el problema de manera diferente, tomando en cuenta el conjunto de sus relaciones esfuerzo deformación de Hooke, las tres ecuaciones de equilibrio y las condiciones de frontera del problema a tratar.

A.2 MÓDULOS DE DEFORMACIÓN

Las arenas son un material que se dice es incompresible, no obstante están sujetas a ciertos fenómenos que pueden alterar su comportamiento, ya sea al estar en compresión o cuando ocurre el fenómeno de licción etc. por ello el doctor Zeyner realiza un análisis de los módulos de deformación para tratar de explicar mejor ciertas deformaciones que ocurren en las arenas, como también ya se han estudiado aspectos sobre la elasticidad en los materiales.

La investigación de las propiedades de Esfuerzo-Deformación de los materiales del suelo, puede ser generalizada aceptando que el material, tiene diferentes propiedades mecánicas solo en dos direcciones, esto es en dirección normal en los planos de estratificación y paralelo a ellos. Bajo estas condiciones se llamará en este caso M_z Módulos de deformación lineal en la dirección vertical y M_h Módulos de deformación lineal en la dirección horizontal. A continuación la figura ilustra en forma esquemática lo antes mencionado representando un elemento de suelo al cual un incremento de tensión $\Delta\sigma_z$ es aplicado, por lo tanto el incremento de estiramiento será $\Delta\epsilon_z = \Delta\sigma_z / M_z$ y en los planos perpendiculares Xz y Yz la elongación inducida es:

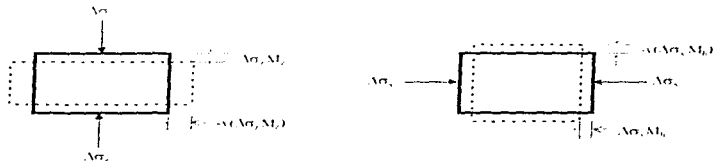


figura A.2 a y b

De la ecuación última ν significa la relación de Poisson, y será considerada como un valor arreglado, válido para las direcciones horizontal y vertical respectivamente constante. La tensión $\Delta\sigma_x$ producirá un incremento de elongación $Mh \cdot \Delta\sigma_x$ en la dirección " X " y $-\nu Mh \cdot \Delta\sigma_x$ en las direcciones perpendiculares de la misma manera encontramos expresiones cuando las tensiones son incrementales en dirección σ_y .

Del razonamiento anterior, puede concluirse que cuando se incrementan las tensiones en las tres direcciones el incremento de la elongación correspondiente a una sola dirección puede ser expresada como sigue :

$$\Delta\epsilon_z = Mz \Delta\sigma_z - \nu Mh \Delta\sigma_x - \nu Mh \Delta\sigma_y$$

y para las direcciones " X " y " Y "

$$\Delta\epsilon_y = Mz \Delta\sigma_y - \nu Mh \Delta\sigma_x - \nu Mz \Delta\sigma_z$$

$$\Delta\epsilon_x = Mh \Delta\sigma_x - \nu Mh \Delta\sigma_y - \nu Mz \Delta\sigma_z$$

Después de simplificar y arreglar términos llegamos a las siguientes expresiones, correspondientes a estados de esfuerzo y deformación en un punto.

$$\Delta\epsilon_z = (1 - \nu Mh / Mz \Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y / \Delta\sigma_z) Mz \cdot \Delta\sigma_z \Rightarrow \Delta\epsilon_z = Mz \Delta\sigma_z$$

$$\Delta\epsilon_y = (1 - \nu \Delta\sigma_x / \Delta\sigma_y + Mz / Mh \cdot \Delta\sigma_z / \Delta\sigma_y) Mh \cdot \Delta\sigma_y$$

$$\Delta\epsilon_x = (1 - \nu \Delta\sigma_y / \Delta\sigma_x + Mz / Mh \Delta\sigma_z / \Delta\sigma_x) Mh \cdot \Delta\sigma_x$$

De las expresiones anteriores, varios casos de deformación en un punto deben de ser analizadas.

PRIMER CASO : Cuando el material esta sujeto a incrementos de esfuerzo $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_y$, $\Delta\sigma_x$ y las condiciones de deformación no están restringidas es decir, la deformación toma cualquier valor.

También cabe mencionar que las ecuaciones anteriores representan el incremento de deformación y éstas están en función exclusivamente de la aplicación de incremento de esfuerzo y las propiedades mecánicas del material.

SEGUNDO CASO : Cuando la deformación unitaria es cero en la dirección horizontal, esto es, $\Delta \epsilon_y = 0$ y $\Delta \epsilon_x$ diferente de cero entonces llegamos a la siguiente expresión :

$$1 - \nu (\Delta \epsilon_x - \Delta \epsilon_y) + M_z / M_h (\Delta \epsilon_z - \Delta \epsilon_y) = 0$$

de lo cual la proporción de incremento de esfuerzos se expresará de la siguiente manera :

$$\Delta \epsilon_y / \Delta \epsilon_z = \nu (\Delta \epsilon_x / \Delta \epsilon_z + M_z / M_h)$$

$$\Delta \epsilon_y / \Delta \epsilon_x = \nu (1 + M_z / M_h \Delta \epsilon_z / \Delta \epsilon_x)$$

De tal manera que llegamos finalmente a las expresiones para deformación en el plano la cuales están dadas por :

$$\Delta \epsilon_z = (1 + \nu) (1 - \nu) / (1 - \nu) + M_h / M_z (\Delta \epsilon_x / \Delta \epsilon_z + M_z / M_h) \Delta \epsilon_z \Rightarrow \Delta \epsilon_z = M_z \Delta \epsilon_x$$

$$\Delta \epsilon_x = (1 + \nu) / (1 - \nu) + M_z / M_h (\Delta \epsilon_z / \Delta \epsilon_x + M_h / M_z) \Delta \epsilon_x$$

TERCER CASO : El material es confinado a deformaciones laterales en cero en ambas direcciones horizontales, es decir $\Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_y = 0$ y la proporción del incremento del esfuerzo será :

$$\Delta \epsilon_y / \Delta \epsilon_z = \nu / (1 - \nu) + M_z / M_h = \nu / (1 - \nu) + M_z / M_h$$

De esta manera la siguiente fórmula quedará como sigue.

$$\Delta \epsilon_z = (1 + \nu) (1 - 2\nu) / (1 - \nu), M_z \Delta \epsilon_z \Rightarrow \Delta \epsilon_z = M_z \Delta \epsilon_x$$

$$M_z = (1 + \nu) (1 - 2\nu) / (1 - \nu) M_h$$

De esta forma podemos afirmar que la deformación vertical no depende de la relación M_{H1} / M_z ; sin embargo es una función de la relación de Poisson. Estas condiciones pueden representar en la naturaleza un depósito de suelos o sedimentos excesivamente cargados en su superficie, es decir, cuando el grosor del estrato es muy pequeño en magnitud si se compara con el área cargada, esta condición representa un caso

En la naturaleza de un depósito de suelo altamente compresible en la dirección vertical, pero altamente estratificado en la dirección horizontal constituida de materiales muy rígidos que no permiten el desplazamiento horizontal en este caso M_{H1} / M_z aproximadamente igual cero y la fórmula puede ser simplificada.

Por consiguiente se puede concluir que dependiendo del tipo de confinamiento, la deformación puede ser diferente para los mismos valores del módulo de deformación M_z y la siguiente figura ilustra el valor de:

$$(1-\nu) / (1-2\nu) / (1-\nu) = \nu_c$$

De lo anterior se puede notar que en caso de confinamiento total y $\nu = 0.5$ la deformación es cero, es decir el material no puede deformarse en la dirección vertical cuando los desplazamientos laterales son totalmente restringidos.

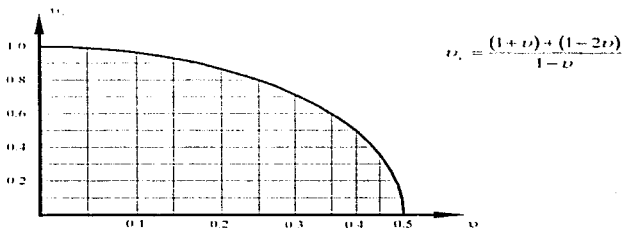


figura A.2.e

La figura representa la relación teórica del coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria y modulo de deformación lineal.

Para esto y para estudiar más y comprender más la situación se estudia la compresión volumétrica de un sedimento :

$$\Delta V_v = \Delta V_v / V$$

Aquí ΔV_v es un cambio en el volumen de vacíos del material sujeto a cierto incremento de esfuerzo y V es un volumen total. Cuando el cambio en el esfuerzo $\Delta \sigma_z$, $\Delta \sigma_y$, $\Delta \sigma_x$ toma lugar, el material sufre deformaciones volumétricas :

$$\Delta V_v = \Delta \epsilon_z + \Delta \epsilon_y + \Delta \epsilon_x$$

Por consiguiente la deformación volumétrica es igual a la suma de la deformación lineal en las tres direcciones perpendiculares. Si los valores de los incrementos de deformación dados expresando los incrementos de deformación en las tres direcciones son sustituidas en la expresión anterior, la siguiente expresión está en función de la deformación volumétrica :

$$\Delta V_v = (1 - 2\nu) / (1 + \mu h^2 / M_z) (\Delta \sigma_y + \Delta \sigma_x + \Delta \sigma_z) / M_z \Delta \sigma_z$$

De lo cual se denota que para un material incompresible cuando $\Delta V_v = 0$, la relación de Poisson debe tomar el valor de 0.5.

Las deformaciones volumétricas y lineales, deben ser comparadas para el caso de un material totalmente confinado. Los esfuerzos necesarios para el confinamiento están dados en la penúltima expresión por lo tanto sustituyendo los valores en la deformación volumétrica nos queda de la siguiente manera.

$$\Delta \sigma_x = (1 + \nu) / (1 + 2\nu) / (1 - \nu) M_z \Delta \sigma_z$$

Esta expresión es idéntica a la fórmula anterior de lo cual se concluye, que para las condiciones de confinamiento la deformación lateral es cero. Ordenándonos más el coeficiente de la unidad volumétrica de compresibilidad definida por Terzaghi en la teoría de consolidación correspondiente a una prueba confinada, a compresión o a una deformación lateral del suelo está definida como sigue :

$$m_v = \Delta e_v / \Delta \sigma_z$$

y por consiguiente la relación entre el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria y modulo de deformación lineal puede ser encontrado con la expresión.

$$V_c = m_v / M_z$$

CAPÍTULO II

RELACIONES ENERGÉTICAS

II.1 ENERGÍA DE DEFORMACIÓN ELÁSTICA PARA ESFUERZO UNIAIXIAL

Para que se logre comprender como se ha logrado acercarse al comportamiento de los materiales, entre ellos el de las arena, se retomará lo investigado por otros autores, haciendo referencia al concepto de energía, que ayudará a entender las diferentes formas de comportamiento del material en estudio.

De estudios anteriores se ha aprendido ha definir la palabra energía como: la capacidad para realizar un trabajo, así lo define la mecánica y es igual a fuerza por distancia ($F \cdot X \cdot d$), sucede sobre un material susceptible a la deformación que las fuerzas se desplazan a ciertas distancias en forma paulatina a manera que el material experimenta deformaciones. Es por ello que cuando se le aplican fuerzas a un cuerpo susceptible a la deformación se lleva acabo un trabajo y este absorbe energía, dicha energía absorbida se le da el nombre de *energía de deformación*.

Pero cuando sucede un fenómeno en el cual se suprime la carga y la energía de deformación se recupera en forma total adopta el nombre de *energía de deformación elástica*.

Teniendo como caso ilustrativo la siguiente figura II.1.1

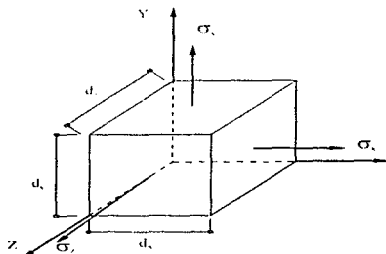


fig. II.1.1

En este esquema considera un elemento infinitesimal sometido a un estado de esfuerzo uniaxial. En las caras de este elemento actúan una fuerza σ dy dz, con ello y hablando de un alargamiento en dicho elemento igual a ϵx , ds, ϵ , deformación lineal en dirección x. En todo caso si el material sobre el cual la carga es elástico lineal, el esfuerzo es proporcional a la deformación y por lo tanto la energía de deformación se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$dU = 1/2 \sigma_x \epsilon_x dV$$

dV : Volumen del elemento diferencial

U_0 : Densidad de energía de deformación (Energía de deformación por unidad de volumen)

$$U_0 = \sigma_x \epsilon_x / 2$$

R : Capacidad del material para almacenar energía elástica. Conocida como módulo de resiliencia

$$R = \sigma_p^2 / 2E$$

σ_p : Esfuerzo en el límite de proporcionalidad

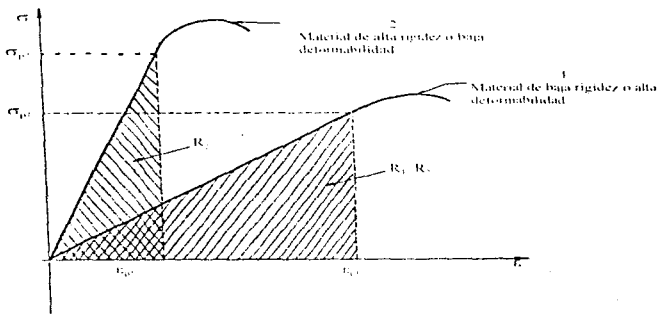


fig. II.1.2

El área que se muestra bajo la línea como se ilustra en la figura II.1.2, la cual representa una curva uniaxial esfuerzo-deformación, representa una medida de la capacidad del material para

almacenar lo que se conoce como energía elástica, y a esto es lo que se le da el nombre de módulo de Resiliencia.

Para el caso de la ilustración se denota o se muestra el caso de un material, el 1, cuyo módulo de elasticidad (E) es muy pequeño y no obstante consta de un módulo de resiliencia muy alto y también ilustra lo contrario un material con módulo de elasticidad alto y uno de resiliencia muy pequeño.

Después de comentar lo anterior el concepto que sigue es el módulo de tenacidad (T) que es el área bajo toda la curva esfuerzo-deformación, representa una medida de la energía de deformación por unidad de volumen necesaria para llevar a la falla un material, el módulo de

tenacidad está dado por la siguiente expresión: $T = \int_0^{\epsilon_f} \sigma d\epsilon$

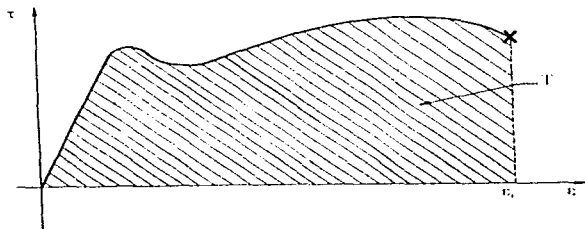


Fig. II.1.3

Lleva como fundamento la elasticidad de la cual ya se ha hablado, partiendo de la relación que hay entre las componentes distorsionantes de los tensores esfuerzo y deformación dando como resultado la siguiente expresión que es la ecuación fundamental de la elasticidad.

$$T = 2 G E_0 \quad G = \text{Módulo de elasticidad al cortante}$$

II.2 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELOS

Dado que el fenómeno de licuación afecta el comportamiento dinámico de un suelo granular, cabe dar una pequeña explicación de lo que encierra dicho fenómeno.

Comprende las propiedades dinámicas del suelo, obtenidas mediante experimentos hechos en el laboratorio y en campo (Tabla I).

Tabla I Determinación de la propiedades del suelo de interés en un análisis dinámico

Propiedad	Tipo de Ensayo	Tipo de Suelo	Método de prueba recomendable
Módulo de cortante G	Campo	Cualquiera	Ceolástico
	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, corte simple columna resonante
Amortecimiento	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, columna resonante
Relación de Poisson ν	Campo	Cualquiera	Ceolástico
	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, normalmente de columna
Resistencia estática	Laboratorio	Ceolástico	Compresión no confinada
Compacidad Relativa	Campo	Granular	Penetración estándar
	Laboratorio	Granular	"Muestra molida" si es posible

Las propiedades de las cuales se hace mención son:

- a) EL MÓDULO DE CORTANTE DINÁMICO, G : Los suelos exhiben relaciones esfuerzo-deformación curvilíneas, por tanto G se determina en el laboratorio,

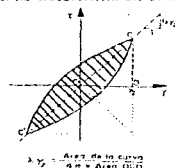


Fig. H.2.1

b) RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO, λ : Depende de la magnitud de la deformación del suelo en cuestión y se expresa de la siguiente manera.

$$\lambda = \frac{\text{Área de la curva}}{411 \cdot \text{área O'CD}} \quad \text{O'CD} = \text{Área del triángulo}$$

c) RELACIÓN DE POISSON: Se determina en el laboratorio porque varían mucho, aunque es sabido que para arcillas saturadas varía de 0.5 a 0.3 y de 0.5 a 0.35 para suelos granulares.

d) RESISTENCIA ESTÁTICA: Es la resistencia no-drenada de arcillas.

e) MÓDULO DE COMPRESIBILIDAD VOLUMÉTRICO: Se obtiene con la siguiente expresión:

$$B = \frac{2}{3}(1 + \nu) / (1 - 2\nu)G$$

ARCILLAS

En las arcillas el cortante depende de su consistencia y resistencia por lo cual en la tabla siguiente se dan algunos valores típicos del módulo de cortante.

Tabla 2 Velocidades de ondas P y S típicas de algunos suelos y rocas

Material	C_p (m/seg)	C_s (m/seg)
Agua	1525	-
Aluvió	480 - 1980	360 - 750
Aluvión	300 - 1000	100 - 500
Arcilla	1000 - 2800	
Grava	450 - 1220	
Limo	400 - 610	
Caliza	1700 - 6400	900 - 3800
Lutita	1800 - 4000	

ARENAS

El módulo $G = 1000 K_2 (\sigma_m)^{1.7}$

K_2 En la figura H.2.2a

fig. H.2.2a

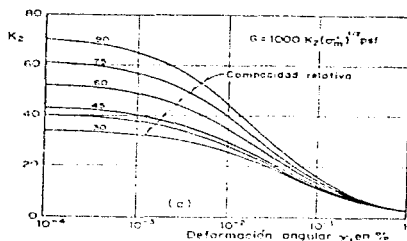


fig. H.2.2b

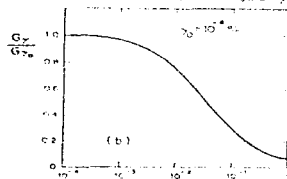
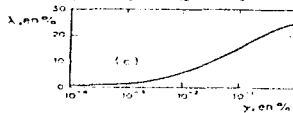


fig. H.2.2c



El módulo de cortante dinámico y la relación de amortiguamiento de arenas está en función de la deformación angular, la fig. H.2.2b ayuda a determinar los valores de G a diferentes deformaciones angulares y la figura H.2.2c estima la relación de amortiguamiento de una arena en función del nivel de deformaciones.

GRAVAS

Los valores del módulo al cortante en gravas y arenas densas corresponde a un valor que está entre 1.25 y 2.5 veces mayor que en arenas sueltas.

En el laboratorio se han hecho ensayos para determinar las propiedades dinámicas de los suelos las cuales son:

1) COLUMNA RESONANTE, CON VIBRACIÓN FORZADA O LIBRE.

Es un aparato que consiste en una cámara triaxial en cuyo vástago de carga se le aplica un giro $\Delta\theta$ pequeño, obteniéndose el módulo de rigidez mediante las siguientes expresiones:

$$G = W_d / Z \quad Z = \text{Constante del aparato, dependiente de la geometría del espécimen.}$$

$$W_d = 2\pi / T_d \quad T_d = \text{Longitud de onda}$$

PULSOS

Consisten en realizar la propagación de una onda de corte a través de un espécimen cilíndrico de suelo.

La prueba es llevada a cabo cuando se exista un impulso eléctrico de alta frecuencia. Su expresión es la siguiente:

$$\text{Velocidad de propagación } c_p = L/\Delta t$$

L = Longitud de la muestra de suelo

Para la velocidad de onda compresional se usa la relación:

$$E = 1 - \frac{\nu}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \rho c^2 P$$

No obstante el que se realicen las pruebas de pulso así como su propagación es un fenómeno complejo que aún no se ha entendido de manera suficiente para su aplicación.

TRIAxIAL CÍCLICA

Consiste en colocar una muestra de suelo en una cámara triaxial y consolidarla a cierta presión de confinamiento y posteriormente se le aplica un esfuerzo cíclico. El ensaye se realiza generalmente en condiciones de deformación controlada refiriéndose a un esfuerzo cíclico controlado y se efectúa de las siguientes maneras:

- a) En compresión
- b) En compresión y extensión

CORTE SIMPLE CÍCLICO

La prueba la podemos describir al aplicar una fuerza cortante cíclica a una muestra de suelo de sección cilíndrica o rectangular cubierta por una membrana confinada por un resorte plano o un recipiente de paredes móviles. La prueba provoca deformaciones angulares en un suelo superiores al 10^{-2} % y cabe destacar que es limitado por ello para obtener las propiedades dinámicas de un suelo depende exclusivamente del problema que se presente en cierta cuestión.

Tabla V Técnicas de laboratorio para obtener propiedades dinámicas de suelos

Ensayo	Amplitud G _r	Modulo E	% de amortiguamiento Crítico	Comportamiento bajo carga cíclica
Columna resonante	X	X	X	
Pulsos	X	X		
Triaxial cíclica		X	X	X
Corte simple cíclico	X		X	X

ENSAYES DE CAMPO

Se basan en dos factores que son:

- a) Generar una onda o tren de ondas en el suelo
- b) Registrar dicha excitación.

Los datos de campo proporcionan información de manera relativa de como se propaga la excitación en el sitio, considerando que en el suelo se propagan dos tipos de onda que son, a)ONDAS DE CUERPO ya sea de compresión y de corte (S) b)ONDAS DE SUPERFICIE cuya onda mas importante es la onda Rayleigh R transmitidas en una banda angosta limitada en la parte superior por la superficie del terreno.

Las ondas en medios estratificados, producen nuevos tipos de ondas por reflexión y refracción.

ENSAYE DE REFRACCIÓN

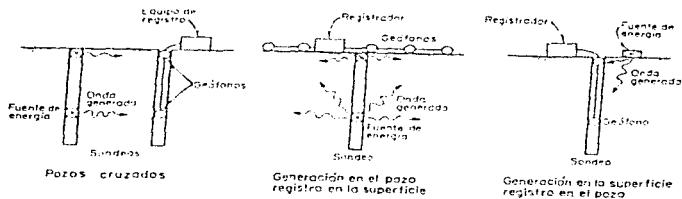
Dicho fenómeno ocurre cuando dos ondas chocan contra otro medio diferente al primero regresándose por este mismo siguiendo una trayectoria perpendicular con un ángulo de entrada igual al de salida, en forma más precisa la refracción ocurre cuando la onda viajando en un medio al pasar a otro cambia su trayectoria teniendo como ejemplo, el introducir un lápiz en un vaso lleno de agua.

Tabla 4 Velocidades de ondas P y S típicas de algunos suelos y rocas

Material	V_p (m/seg)	V_s (m/seg)
Agua	1525	-
Mixión	480 - 1080	360 - 750
Areña	300 - 1000	100 - 500
Arcilla	1000 - 2800	-
Grava	150 - 1220	-
Limo	300 - 610	-
Caliza	1700 - 6300	900 - 3800
Loeta	1800 - 4000	-

PRUEBAS DE SONDEOS

Tienen por objeto medir la velocidad de propagación de las ondas de cuerpo en un suelo ya sea a través de pozos de sondeos perforados o a través de pozos cruzados y la excitación en el pozo, se requiere un mínimo de 2 pozos para llevar a cabo la acción, aunque se pueden hacer mediciones en varios de estos.



II.3 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

Como se mencionó anteriormente en el inciso II.2a (módulo de cortante dinámico, pag. 33), los suelos exhiben relaciones esfuerzo-deformación curvilineas, presentando en pruebas dinámicas una característica cerrada (fig II.2.1, pag 33). El área bajo la curva se denomina lazo de histéresis. Este concepto aplicado a un material elástico da una curva de área nula (fig.II.3.1), siendo entonces el amortiguamiento nulo.

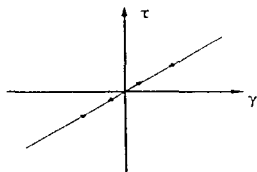


fig. II.3.1

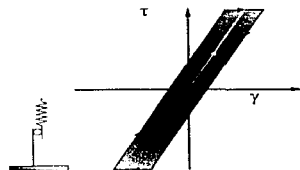


fig II.3.2

Para un material plástico en combinación con uno elástico en serie su comportamiento es de acuerdo con la fig. II.3.2

Si se propone un modelo a base de un resorte y una unidad de deformaciones plásticas definidas, unidos en serie, el comportamiento será de acuerdo con la fig. II.3.3

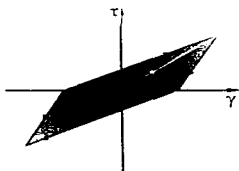


fig. II.3.3

CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Los conceptos de energía como los mencionados anteriormente permiten un mejor entendimiento del comportamiento de los suelos, en especial, de dinámico, por eso resulta útil su investigación.

Sin embargo, en esta tesis no se considerará su efecto en las pruebas estáticas realizadas.
(Capítulo III)

CAPÍTULO III

PRUEBAS DE LABORATORIO

III.1 NORMAS DE LOS MÉTODOS DE PRUEBA PARA EL ÍNDICE MÍNIMO DE DENSIDAD DE UN SUELO Y EL CALCULO DE LA DENSIDAD RELATIVA (1)

Con el conocimiento de las pruebas en compresión, estudiadas anteriormente (isotrópica, confinada y triaxial), la realización en el laboratorio se llevó a cabo utilizando pruebas en compresión triaxial siguiendo un procedimiento indicado, pero es necesario mencionar que el equipo existente en el laboratorio no es muy eficaz para lograr los resultados deseados es por ello se hace mención de los métodos descritos por la norma ASTM, así como, algunos términos específicos.

Estas normas son emitidas bajo la designación fija D4254; los números que inmediatamente continúan en la designación indican el año de la adopción original o en el caso de revisión. Un número entre paréntesis indica el año de la última reprobación. Una epsilon sobre escrita indica un cambio desde la última revisión o reparación.

Estos métodos de prueba han sido aprobados para que puedan ser utilizados por agencias del departamento de defensa y para listado del índice de especificaciones y normas del mismo departamento.

III.1.1- ALCANCE

- 1.1. Estos métodos de prueba cubren la determinación del índice mínimo de densidad de suelos sin cohesión y con drenaje libre.
- 1.2. Existen tres procedimientos alternativos para determinar el valor mínimo de la densidad, de manera siguiente:
 - 1.2.1. **MÉTODO A:** Usando un embudo para verter o una pala de mano para colocar el material dentro del molde.

1.2.2. **MÉTODO B:** Depositando el material dentro de un molde para la extracción del suelo que ha llenado el tubo.

1.2.3. **MÉTODO C:** Depositando el material por inversión de un cilindro graduado.

1.3. Los métodos utilizados deberán ser especificados por el asignamiento individual de la prueba. Si no se especifica dicho método de prueba, deben imperar las provisiones del método A. Este método es el procedimiento preferido para determinar el índice mínimo de densidad como se realiza en conjunción con los procedimientos de los métodos de prueba D4253. Los métodos B y C son utilizados como guía de pruebas que se realizan en conjunción con estudios especiales; de preferencia donde no haya suficiente material disponible para usar un molde de 0,100 ft³ (2830 cm³) ó 0,500 ft³ (14,200 cm³) como lo especifica el método A.

1.4. Estos métodos de prueba son aplicables a los suelos que puedan contener arriba de un 15% de partículas de suelo seco, pasando por una criba del número 200 (75 micrómetros) para proveer que mantengan la no cohesión y la característica de drenaje libre. (Las características nominales de la criba están de acuerdo con las especificaciones F11).

1.4.1. El método A es aplicable a los suelos en los cuales el 100% del peso seco de las partículas del suelo pasen por una criba de 3"(75 mm) y los cuales contengan arriba del 30%, de partículas de suelo seco retenidas en la criba de 1 1/2"(37.5 mm).

1.4.2. El método B es aplicable a los suelos cuyas partículas de peso seco pasen por una criba de 3/4"(19.00 mm)

- 1.4.3. El método C es aplicable sólo a las arenas finas y medias en las cuales el 100% sea de peso seco y que las partículas pasen por una criba de 3/8" (9.5 mm) y que puedan contener arriba del 10% de peso seco de partículas de suelo retenidas en la criba del número 10(2.00 mm).
- 1.4.4. Los suelos para estos métodos de prueba, deberán ser observados como naturalmente ocurre en la no cohesión de estos, ó mezclas de partículas naturales y procesadas, provistas con drenaje libre.

III.1.2 DOCUMENTOS DE REFERENCIA

2.1. NORMA ASIM

- C127 Métodos de prueba para gravedad específica de agregado granular(2).
- D422 Métodos de análisis para el tamaño de partículas de suelos, rocas y fluidos contenidos (3).
- D653 Terminología relacionada a suelos de específica. (3)
- D2216 Métodos de determinación por laboratorio de contención de agua (humedad) del suelo, rocas, y agregados de mezclas de suelo.(3)
- D2487 Métodos de prueba para clasificación de suelos para propósitos de ingeniería.(3)
- D2488 Prácticas para la descripción e identificación de suelos(procedimiento manual y visual).(3)
- D4253 Método de prueba para el máximo índice de densidad de suelos usando una mesa vibratoria (3)

E11 Especificación de una criba de alambre y tejido (paño) para propósitos de prueba (4)

E319 MÉTODOS DE PRUEBA PARA BALANZAS DE BRAZOS SENCILLOS (4)

E380 Práctica métrica.

III.1.3. SUMARIO DE MÉTODOS

- 3.1. El índice de densidad representa las condiciones sueltas de una no cohesión, el suelo con drenaje libre que puede ser conseguido por una norma de procedimiento de laboratorio que prevenga el engrosamiento y minimiza la segregación de partículas.

Cualquier procedimiento particular seleccionado para consistir de determinar la densidad que de un suelo sobre drenado, colocado dentro de un contenedor de volumen conocido, tal que sea esta una manera de prevenir el engrosamiento y la segregación de partículas y minimiza la compactación del suelo.

III.1.4 SIGNIFICACIÓN Y USO

- 4.1. La densidad de una no cohesión del suelo puede determinarse por varios métodos en el lugar de campo o por la medida de las dimensiones físicas y masas de los especímenes (muestras) de suelo para el laboratorio. La densidad seca de una no cohesión de suelos no necesariamente, por sí misma revela, de todas maneras que el suelo esta denso o flojo.
- 4.2. La densidad relativa expresa el grado de compactación de una no cohesión del suelo con respecto a la condición floja o densa como haya sido definida por procedimientos de normas de laboratorio solo cuando sean vistas contra el rango posible de variación, en términos de densidad relativa, puede que la densidad seca haya sido relacionada a la del

esfuerzo usado para colocar el suelo en un llenado compactado (no se ve) volumen y las tendencias de tensión-estiramiento del suelo sujeto a una carga externa.

- 4.3. Un mínimo absoluto de densidad no necesariamente se determina por estos métodos de prueba.

NOTA 1 En suma, se han publicado datos de métodos que pueden tener gran variabilidad(5). Como sea la variabilidad puede ser reducida gradualmente en el cuidado de la calibración usado con atención y cuidado para el procedimiento y técnica de la prueba.

- 4.4. El uso de los moldes de la norma (STD)(6.3.1) han sido satisfactorios para las pruebas requeridas del índice mínimo de densidad de los suelos. Los moldes (6.3.2)podrán solo ser usados cuando los resultados de la prueba sean aplicados en conjunto con el diseño o estudios especiales y que no haya suficiente suelo para ser usados en los moldes de la norma. Tales resultados de la prueba deberán aplicarse con precaución como el índice mínimo de densidad obtenido con los moldes especiales que tal vez no coincidan con los obtenidos usando los moldes de norma.

III.1.5 DESCRIPCIÓN DE TÉRMINOS ESPECÍFICOS PARA ESTA NORMA

- 5.1. **ÍNDICE DE DENSIDAD MÁXIMA** p_{dmax} . Es la referencia de la densidad seca de un suelo en estado denso o de compactación que pueden ser obtenidos utilizando un procedimiento de compactación en el laboratorio el cual minimice la segregación y ruptura de las partículas.
- 5.2. **ÍNDICE MÍNIMO DE LA RELACIÓN DE VACÍOS** e_{min} . Se refiere a la relación de vacíos de un suelo al índice máximo de densidad.

- 5.3. **ÍNDICE MÍNIMO DE DENSIDAD** P_{dmin} . Se refiere a la densidad de un suelo seco en estado poco compacto (suelto) el cual puede colocarse usando procedimientos de la norma del laboratorio que previene el engrosamiento y minimiza la segregación de las partículas.
- 5.4. **ÍNDICE MÁXIMO DE LA RELACIÓN DE VACÍOS** e_{max} . Se refiere al índice mínimo de densidad.
- 5.5. **EL "IN SITU"**. Es el estado del suelo.
- 5.6. **DENSIDAD SECA** P_d . La densidad seca de un depósito o llenado de suelo al radio de curvatura.
- 5.7. **DENSIDAD RELATIVA** D_d . La relación de vacíos expresada como porcentaje de la diferencia entre el índice máximo y cualquier relación de vacíos dado de una no cohesión con drenaje libre del suelo a la diferencia entre su índice máximo y su índice mínimo del radio de proporción de vacíos corresponde la siguiente ecuación.

$$D_d = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} * 100$$

La correspondiente a densidad seca.

$$D_d = P_{dmax} \frac{(P - P_{dmin})}{P_d(P_{dmax} - P_{dmin})} * 100$$

- 5.8. **ÍNDICE DE DENSIDAD** I_d . Se define como la diferencia entre cualquier densidad seca dada y el índice mínimo de densidad de un suelo sin cohesión. La ecuación que representa esta diferencia es:

$$I_d = \frac{P_d - P_{dmin}}{P_{dmax} - P_{dmin}} * 100$$

III.1.6 APARATOS

6.1. APARATOS PARA LOS MÉTODOS A, B, C.

- 6.1.1. Horno de secado, controlado termostáticamente, preferentemente del tipo de trabajo pesado, capaz de mantener una temperatura uniforme de 230 más o menos 9 grados (110 más o menos 5 grados centígrados) a través de una cámara de secado.
- 6.1.2. Criba 3" (75 mm), 1 1/2" (37.5 mm), 3/4" (19 mm), 3/8" (9.5 mm), del número 4 (4.75 mm), No. 10 (2.00 mm), No. 200 (75 micrómetros)

- 6.2. El aparato para determinar el índice mínimo de densidad de un suelo sin cohesión por los métodos A y B, son especificados en el punto 6.3, el aparato requerido para el método C, es especificado en el punto 6.4.

6.3. - APARATOS PARA LOS MÉTODOS A Y B.

- 6.3.1. MOLDES DE NORMA: Moldes cilíndricos metálicos que tengan volúmenes nominales de 0.100 ft³ (2830 cm³) y 0.500 ft³ (14200 cm³) (los moldes deberán conformar los requerimientos mostrados en la figura 1) el volumen actual de los moldes deberá estar entre $\pm 1.5\%$ del volumen nominal especificado.
- 6.3.2. MOLDES ESPECIALES: Moldes metálicos cilíndricos que tengan capacidad menor a 0.100 ft³ (2830 cm³), un diámetro interior igual o mayor que 2 3/4" (70 mm) pero menos de 4" (100 mm) y conformando la metodología del diseño, tales moldes solo serán usados en forma conjunta o estudios especiales, y si no hay suficiente suelo para ser usado en un molde de 0.100 ft³ (2830 cm³).
- 6.3.3. BALANZA (S): De capacidad suficiente para determinar la masa total de un espécimen y un molde, teniendo la suficiente precisión para que la masa de suelo

sea determinada lo más aproximada al 0.1%. Las balanzas son capaces de satisfacer estos requerimientos para que la mayoría de las condiciones tengan las especificaciones siguientes.

6.3.3.1. Para un molde de 0.500 ft³ (14,200 cm³), se utiliza una plataforma o una balanza similar de unos 40 kg de capacidad, leible a 1g, teniendo una precisión (desviación estándar) de 0.20% de la prueba de carga, y una exactitud de 0.05% de la misma para cualquier punto entre 200g y su capacidad.

6.3.4. **DISPOSITIVOS DE VACIADO:** Los dispositivos de vaciado son usados en conjunción con los moldes especificados por la norma de 0.100 ft³ (2830 cm³) y los moldes especiales, los dispositivos consisten en un contenedor relativamente rígido que tengan volúmenes alrededor de 1.25 a 2 veces más grande que el volumen de los moldes utilizados, que quepa un pico o tubos alrededor de 6" (150 mm) de largo.

Se requiere dos tubos de vaciado, uno que tenga un diámetro interno de 0.50" (13 mm) y otro que tenga un diámetro interior de 1" (25 mm). Un borde que de la seguridad de que el tubo de conexión en el contenedor que permita la libre y constante fluidez de la tierra entre el tubo de pico y el contenedor, estando ambos dentro del molde.

6.3.5. **TUBOS RÍGIDOS RECUBIERTOS (PARED DELGADA) PARA USO CON EL MÉTODO B:** El tamaño de los tubos dependerá en su mayor parte de la magnitud del molde seleccionado, el volumen de los tubos deberá estar entre 1.25 y 1.30 veces el volumen del molde. El diámetro interior del tubo deberá ser superior a 0.7 veces el diámetro interior del molde.

6.3.6. **PANELES MEZCLADORES:** Una larga de metal, una brocha para polvo de cerdas de pelo, y un metal adelgazado (para quitar el exceso de suelo y quede arreglado para ser colocado en el molde).

6.4. APARATOS PARA EL MÉTODO C.

- 6.4.1. Cilindro de vidrio graduado, que tenga un volumen de 200 ml, graduado a 20 ml y un diámetro interior mayor a 3" (75 mm).
- 6.4.2. Balanza, de al menos 1500g de capacidad leible a 1g, y de otra manera consistente con el punto 6.3.3.
- 6.4.3. Cribas de 3/8" (9.5 mm), No. 10(2.00 mm) y No.200 (75 micrómetros) para conformar los requerimientos de la especificación E11.

III.1.7 MUESTREO DE UN ESPÉCIMEN DE PRUEBA.

- 7.1. El muestreo y los requerimientos de los especímenes de prueba para los métodos A y B están contenidos en los siguientes párrafos y los requerimientos para el método C serán los del punto 7.4.
- 7.2. Previo a la prueba el ejemplo deberá ser considerado de manera que se pueda prevenir el congelamiento, contaminación con otros materiales, para evitar pérdida de suelo o pérdida de identificación.
- 7.3. El tamaño requerido por el espécimen de la prueba así como el del molde estarán en función del tamaño máximo de las partículas contenidas en el ejemplo y la distribución del tamaño de estas en la muestra.
 - 7.3.1. Usando el método visual o método D422(dependiendo de la complejidad de la gradación de la muestra y la experiencia del operador)se determina el porcentaje de partículas retenidas sobre las cribas de 3" (75 mm), 1 1/2" (37.5 mm), 1/4" (19.0 mm), 3/8"(9.5 mm)
No.4 (4.75 mm) No.10 (2.00 mm) y la No. 200 de 75 micrómetros.

7.3.2. La determinación del índice de densidad mínima deberá ser ejecutado en concordancia con estos métodos de prueba a menos que los requerimientos del punto 1.4 sean conocidos. Si es así entonces el tamaño del molde, el dispositivo de vaciado, y la masa del espécimen requerida puede ser determinada de acuerdo con el tamaño máximo de partículas de partículas como prescribe en la tabla 1.

7.3.3. Cuando se utilizan moldes especiales el 100% del espécimen deberá pasar en la criba de 3/4" (19.00 mm) y tener menos del 10% retenido sobre la criba de 3/8" (9.5 mm).

7.3.3.1. El espécimen seleccionado deberá tener una masa no menor a la determinada usando la siguiente ecuación :

$$M_t = 0.0024 V_m$$

Donde:

M_t = Masa requerida en kg

V_m = Volumen del molde en cm^3 .

- 7.4. Seleccione un espécimen de suelo representativo que coincida con los requerimientos del punto 7.3 y usando un divisor (splitter) o un rallador (riffle) u otro método como C, el espécimen deberá tener una masa superior a 1500g.
- 7.5. Secado del espécimen en horno, manteniendo a 230 ± 9 grados F (110 ± 5 grados centígrados) a una masa constante, arena secada en horno para uso del método C, deberá ser permitido para enfriar para enfriar en un contenedor hermético esto es preferentemente para obtener el contenido de agua de la muestra de campo. Si este es el caso se determina el contenido de agua de acuerdo con el método D2216.

7.5.1. Después del secado, retire completamente las agregaciones cementadas débiles para evitar la reducción del tamaño natural de las partículas.

III.8 CALIBRACIÓN

- 8.1. MOLDES:** El volumen y el área de cruce en la sección de cada molde deberá ser calibrado antes de cada uso inicial y a intervalos que no excedan 1000 veces del molde usado para prueba, o anualmente lo que ocurra primero. Determine el volumen de cada molde por cualquier método de medición directa o el método de llenado con agua como es provisto en el punto 8.1.1 y 8.1.2. El volumen obtenido por cualquiera de los métodos deberá estar entre $\pm 1.5\%$ del valor nominal.

esto se recomienda para ambos métodos, el llenado de agua y la medición directa. Si la diferencia entre los volúmenes calculados de los dos métodos excede al 0.5% del valor nominal del molde que fue calibrado, entonces la calibración deberá ser repetida. Falla para obtener el acuerdo entre los dos métodos de calibración dentro de estados de tolerancia, uniformes después de varios registros, es una indicación de que el molde está muy dañado y deberá reemplazarse. Si ambos métodos de calibración son efectuados, el volumen obtenido por el método de llenado con agua deberá ser asignado al moldeste método refleja las condiciones sobre el molde entero).

- 8.1.1. MÉTODO DE MEDICIÓN DIRECTA:** El volumen del molde es calculado por el porcentaje de los últimos tres diámetros internos y tres medidas de altura, igualmente espaciados en todas las partes del molde, haciendo lo mas cercano a $0.001"$ (0.025 mm). Calcule y registre el volumen, V_m (ft^3 o cm^3) para cuatro dígitos significativos.

- 8.1.2. MÉTODOS DE LLENADOS CON AGUA:** Llene completamente el molde con agua, deslice un plato de vidrio con cuidado sobre la superficie superior del molde(borde)para estar seguros de que el molde esta completamente llenado con agua, una película delgada de grasa o lubricante de silicon sobre el molde del borde del molde hará que se junte herméticamente entre el plato de vidrio y el borde del molde.

Determine la masa y la temperatura del agua requerida para llenar el molde. La temperatura deberá determinarse a una temperatura de 1 grado centígrado. La masa de agua debe ser determinada lo mas cercano a 0.01 lb (50g) para el molde de 0.100 ft³ (2830 cm³) y lo mas cercano a 0.1 lb(50g) para el molde de 0.500 ft³ (14,200 cm³). La obtención de la unidad de volumen de agua en mm por gramo a la temperatura observada.

Calcule y registre el volumen del molde (ft³ o cm³) para el número apropiado de dígitos significativos, como sigue:

8.1.2.1. Para las mediciones de masa en gramos, calcular el volumen en pies cúbicos por la multiplicación de la masa de agua, en gramos usado para llenar el molde por unidad de volumen de agua, para la tabla 2, y dividiendo los resultados entre 28,328 ml/ft³.

8.1.2.2. Para la medición de masa en libras, calcule el volumen en pies cúbicos para la multiplicación de la masa de agua, en libras, usada para llenar el molde por unidad de volumen de agua, para la tabla 2, y dividiendo el resultado entre 62.43 lb/ft³.

8.1.2.3. Para convertir el volumen calculado en ft³ a centímetros cúbicos se multiplica por 28,320.

- 8.2. Determinar y registrar la masa del molde vacío, usando la balanza apropiada especificada en 6.3.3.

III.1.9 PROCEDIMIENTOS

- 9.1. Los pasos para efectuar el método A, el procedimiento preferido debe de estar en concordancia con 9.2 el procedimiento del método B es dado en 9.3 y el método C en 9.4.

9.2. MÉTODO A:

9.2.1. Mezele el espécimen secado en horno para proveer una distribución uniforme del tamaño de las partículas.

9.2.2. Si los dispositivos de vaciador como se requiere en la tabla D son usados, coloque el suelo tan suelto como sea posible en el molde vaciando el suelo del pico (tabla D) en un flujo constante, manteniendo el dispositivo de vaciado arriba y verticalmente o lo mas parecido a esta posición continuamente ajuste la altura del pico para mantener el suelo superior a 1/2" (13 mm) o solo el alto suficiente para mantener el flujo constante de las partículas de suelo sin el contacto del pico con el suelo ya depositado. Mueva el dispositivo de vaciado en un camino espiral de afuera hacia adentro del molde de forma que cada capa delgada sea lo mas cercano a lo uniforme. El movimiento en espiral deberá ser suficiente para minimizar la segregación de partículas.

NOTA: La electricidad estática en la arena seca puede causar un engrosamiento similar a la producida por el trazo de la textura sobre las partículas, una brocha de balanza para la eliminación estática puede aplicarse en el equipo en contacto con la arena cuando este efecto se vuelva molesto.

9.2.2.1. Llene el molde con aproximadamente 1/2" (13 mm) arriba del tope del moldete hasta que todos los puntos de la superficie del suelo estén arriba del borde del molde).

9.2.2.2. Retire el exceso del nivel de suelo con el tope arreglando la superficie del suelo con una regla. Con mucho cuidado debe ejercitarse durante la operación de llenado y arreglo para evitar lo discorde al molde o disturbios excesivos de la superficie del suelo y causar un rearrreglo y asentamiento de

las partículas del suelo. Haciéndolo un paso continuo con la regla, o necesariamente, dos pasadas, producirán más resultados reproducibles.

- 9.2.3. Si la pala o la excavadora (como se requiere en la tabla D son usadas, coloque el suelo tan suelto como sea posible manteniendo la pala o la excavadora solo arriba de la superficie del suelo para procurar que el material resbale, antes de que caiga sobre el suelo previamente colocado, si es necesario hay que mantener las partículas grandes con la mano para prevenir que estas rueden fuera de la pala.
- 9.2.3.1.1. Llene el molde con un sobrellenado pero no arriba de 1"(25 mm) del tope. Para suelos donde el tamaño máximo de las partículas pase en una criba de 3/4"(19 mm), utilice una regla de acero (y dos dedos cuando lo necesite) para nivelar la superficie del suelo con el tope del molde. Para suelos de tamaño máximo de partículas, use los dedos en tal manera que cualquier proyección de las partículas grandes de suelo en el tope del molde sean aproximadamente balanceadas con los vacíos en la superficie del tope.
- 9.2.4. Determine y registre la masa del molde y el suelo. Calcule y registre la masa del suelo de llenado del molde por sustracción de masa del molde de vacío, como se determina en 8.2 para la masa del molde y suelo. Calcule el índice mínimo de densidad P_{dmin} , en concordancia con la sección 10.
- 9.2.5. Los pasos 9.2.1 al 9.2.4 deberán repetirse hasta que los valores de índice de densidad relativa obtenidos sean consistentes. (preferentemente dentro del 1%)

III.2 MÉTODO DE LABORATORIO

El método que se utilizó en el laboratorio para la realización de las probetas es relativamente adaptable a lo que se menciona en el anexo B en el cual se detallan ciertos procedimientos de acuerdo a lo que menciona el ASTM.

El llenado, confinamiento y el peso de arena seca se mantuvieron constantes en todas y cada una de las muestras, no obstante que fueron evaluadas con diferentes tipos de carga. La forma en que se llevo acabo las pruebas de laboratorio queda referido de la siguiente manera.

III.2.1 EQUIPO DE LABORATORIO

Matraz de destilación, membrana plástica en este caso (preservativo), vidrio de reloj, espátula, molde metálico, ligas, maquina de succion, cámara triaxial, cabezal, balines, pipeta graduada, báscula, horno eléctrico, arena de Ottawa.

III.2.2 METODOLOGÍA PARA REALIZAR LOS ENSAYES

- Selección y peso del material (suelo)
- Vaciado del suelo (arena de Ottawa) en un matraz de destilación lleno de agua sin aire para lograr que el material se sature.
- Colocación de la membrana en la base de la cámara triaxial, quedando sujeta por medio de ligas para que esta siga fija.
- Se monta el molde metálico procurando que la membrana quede dentro de dicho molde.

- Se monta la membrana lo mas pegada al molde para procurar el espacio en forma de recipiente esto para verter el agua y el material utilizado.
- Una vez que la membrana se monta sobre el molde, para dar una mejor forma ala prueba se le aplica succión por medio de la máquina succionadora da tal manera que la membrana se adhiere al molde dando una forma de cilindro tal como es el molde.
- Inmediatamente se procede al llenado de agua dentro de la membrana procurando succionar el aire que existe en la probeta esto para darle tensión a la muestra.
- Una vez saturado el molde de agua, se lleva acabo el vaciado de la arena dentro de este por medio del matraz en el cual se encuentra el suelo saturado con lo cual se tendrá una velocidad de llenado uniforme.
- Cuando se ha llegado al tope, se procede a emparejar la muestra con una espátula dejando el material al ras del la boca del molde de esta forma el cabezal queda colocado en forma uniforme y centrada la prueba.
- Como se ha mencionado se coloca el cabezal quedando sujeto a la muestra por medio de ligas.
- Se coloca la cámara triaxial quedando bien sujeta a su respectiva base.
- Posteriormente se procede a llenar de agua la cámara aplicándole la presión de confinamiento.
- Se da tensión a la muestra.
- Se procede a la aplicación de carga a la prueba correspondiente.

ENSAYES REALIZADOS

Con base en las pruebas de laboratorio que se realizaron, a continuación se hace una descripción de los resultados que se obtuvieron.

La gráfica No. 1 muestra la curva esfuerzo deformación para la arena suelta con un esfuerzo de confinamiento de 1.5 kg/cm^2 . Se observa un ligero desplazamiento con respecto al origen, de aproximadamente 0.15 de deformación unitaria. Este desplazamiento es debido a que en el momento de la prueba el cabezal no estaba completamente apoyado sobre la muestra.

Los primeros incrementos de esfuerzo tienen un comportamiento lineal en un tramo de aproximadamente 0.1 kg/cm^2 y más rígido que para el resto de la gráfica. La arena finalmente presenta falla por deformaciones.

De la gráfica No. 2 a la gráfica No. 6 se muestran los resultados de las pruebas triaxiales en arena de Otawa para ciclos de carga y descarga correspondientes a diferentes porcentajes del esfuerzo desviador de falla. En la gráficas 2 y 3 se presenta una deformación muy similar, a diferencia de las gráficas 4, 5 y 6 en donde las deformaciones permanentes muestran que la variación es mayor conforme el esfuerzo aumenta.

En la gráfica No. 7, Se graficaron las secantes (M_s), de las curvas esfuerzo deformación, correspondientes a los ciclos de carga y descarga 1 y 8. Se observa que las gráficas presentan un punto de intersección que expresa significativamente un valor en el módulo de deformación inicial (M_i) de aproximadamente $0.0032 \text{ cm}^2/\text{kg}$ el cual es equivalente al que se tiene en el origen de la gráfica No. 1. De acuerdo con este resultado es posible la aplicación de esta gráfica a casos reales para la resolución de problemas donde intervenga este parámetro.

La gráfica No. 8 presenta la curva M_{ze} vs. Deformación unitaria. La figura especifica el M_e elástico que parte, como ya se mencionó en la gráfica anterior de $0.0032 \text{ cm}^2/\text{kg}$. Esta figura describe la forma de una parábola que muestra el comportamiento real de la arena.

En la gráfica No. 9 se describe el módulo M_{zp} en función de la deformación unitaria. En este caso el comportamiento del material semeja una línea recta.

La gráfica No.10 es un ejemplo de como se puede reproducir una gráfica esfuerzo-deformación aplicando la fórmula $\delta = H / (M_{zp} + M_e)$, en la cual se ha estimado el valor del esfuerzo vertical tomando como base las gráficas No. 8 y 9, correspondientes a M_{zp} y M_{ze} , ambas gráficas tanto la experimental como la estimada resultan muy similares, por ello la fórmula resulta eficaz en este caso.

CURVA ESFUERZO DEFORMACION

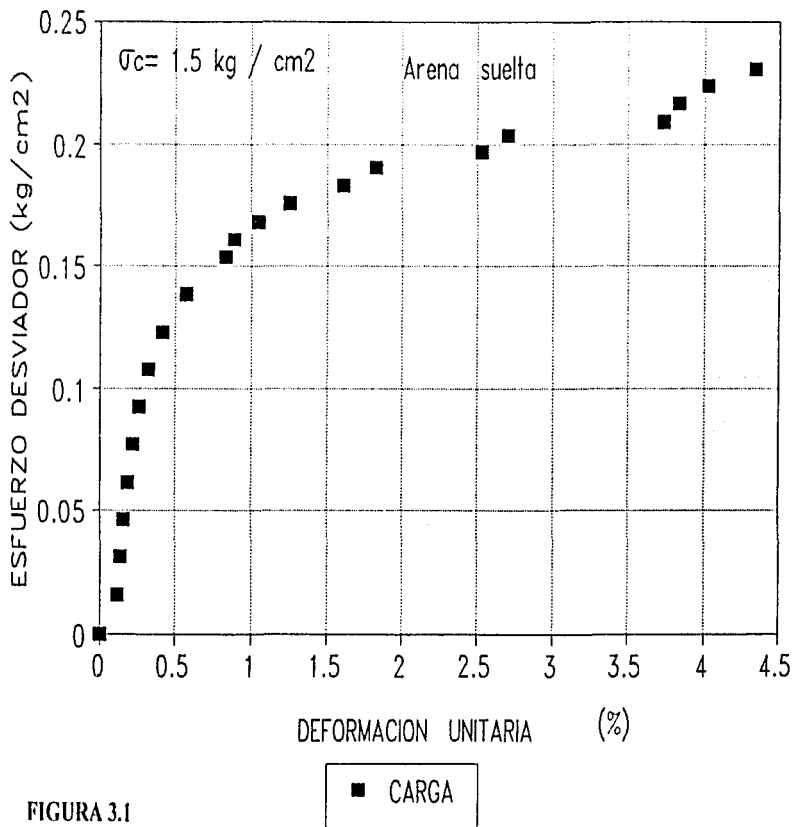


FIGURA 3.1

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL CON CICLOS DE CARGA-DESCARGA

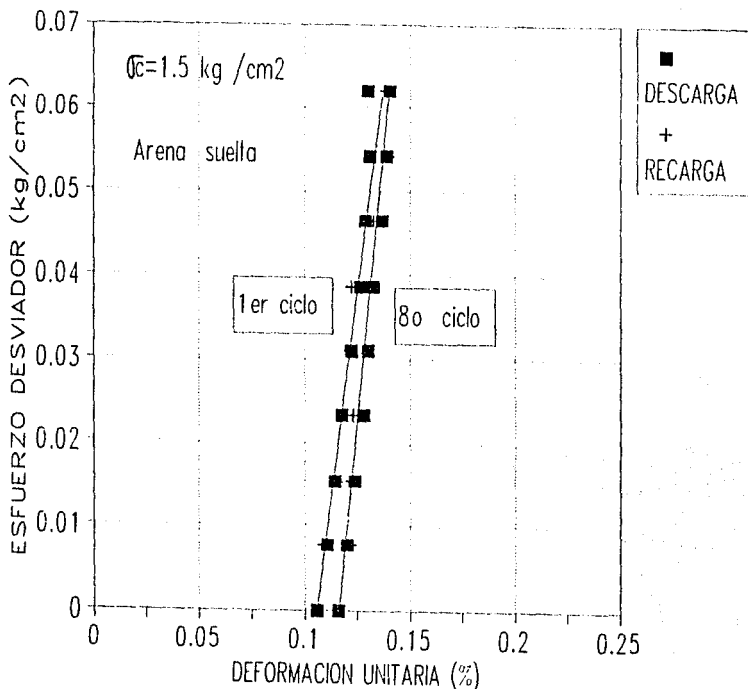


FIGURA 3.2

1er y 8o ciclo carga-descarga ($1/4 \sqrt{df}$)

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL CON CICLOS DE CARGA Y DESCARGA

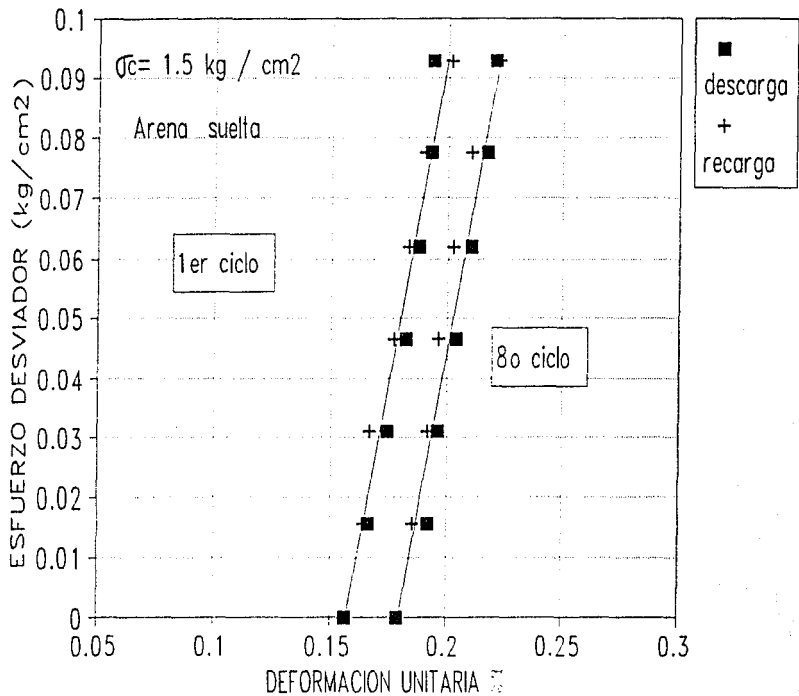


FIGURA 3.3

1er y 8o ciclo carga-descarga ($1/3 \sqrt{df}$)

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL CON CICLOS DE CARGA-DESCARGA

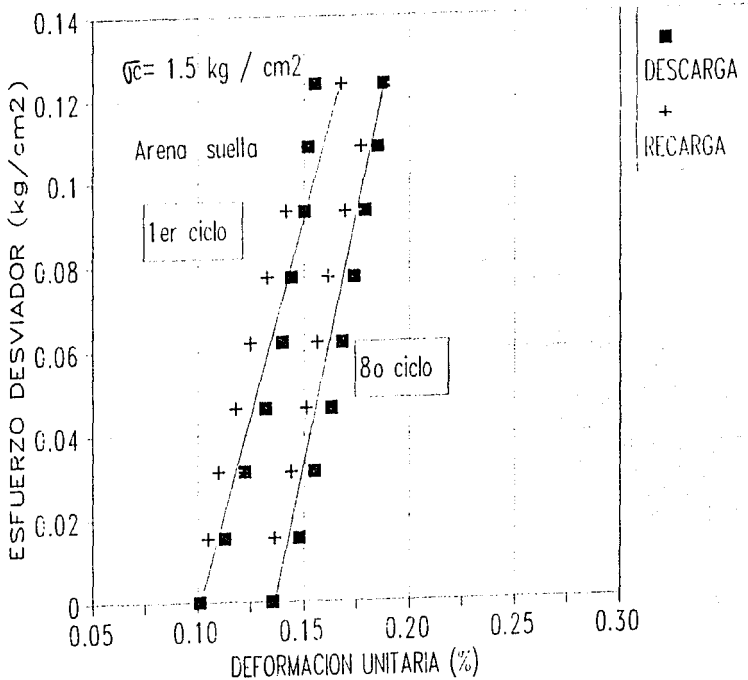


FIGURA 3.4

1er y 80 ciclo carga-descarga ($0.5 \sigma_{df}$)

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL CON CICLOS DE CARGA DESCARGA

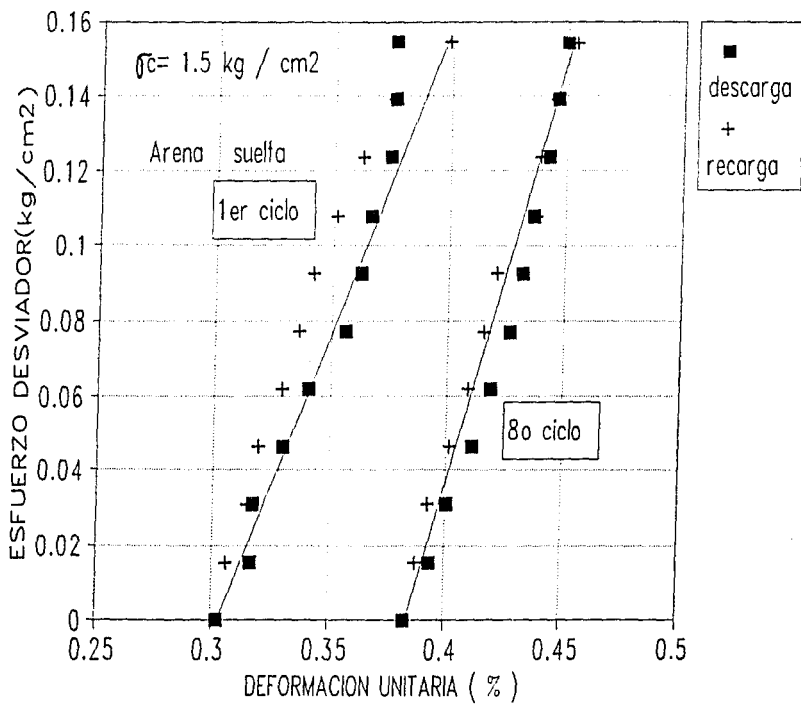


FIGURA 3.5

1er y 8o ciclo carga-descarga (0.62 σ_c)

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL CON CICLOS DE CARGA-DESCARGA

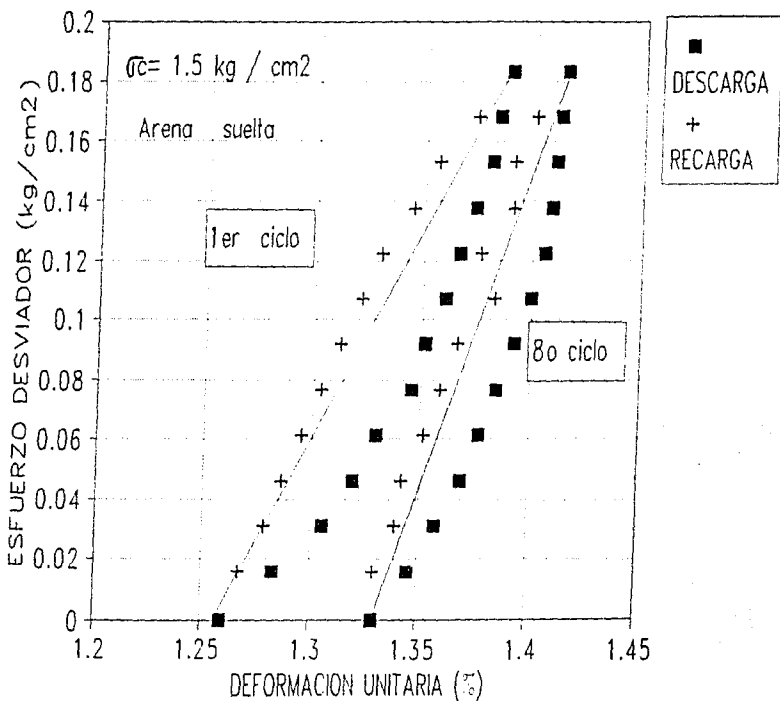


FIGURA 3.6

1er y 80 ciclo carga-descarga ($0.75\bar{\sigma}_c$)

RELACION $Mz - \sigma_d$

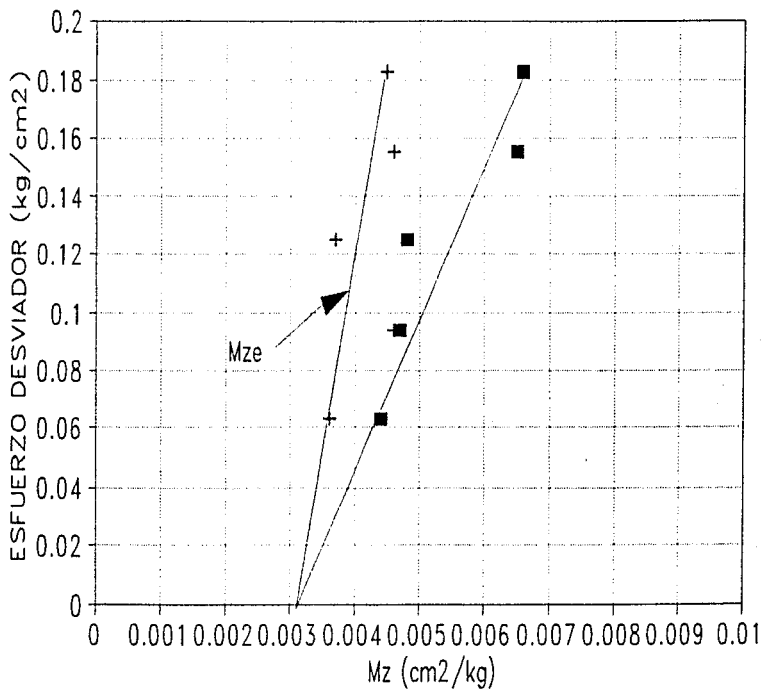


FIGURA 3.7

■ 1er CICLO + 8o CICLO

RELACION Mze-DEF. UNITARIA

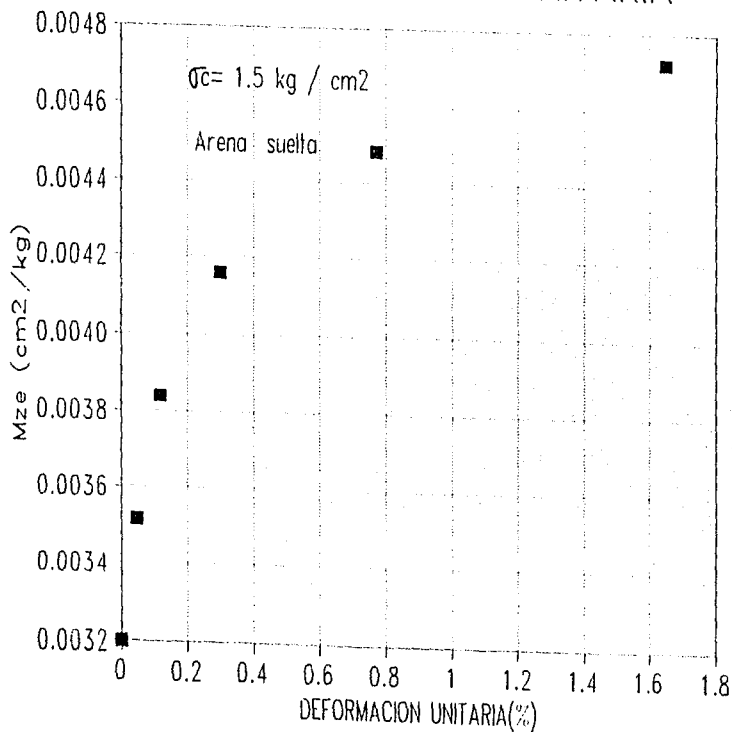


FIGURA 3.8

RELACION M_{zp} -DEF.UNITARIA

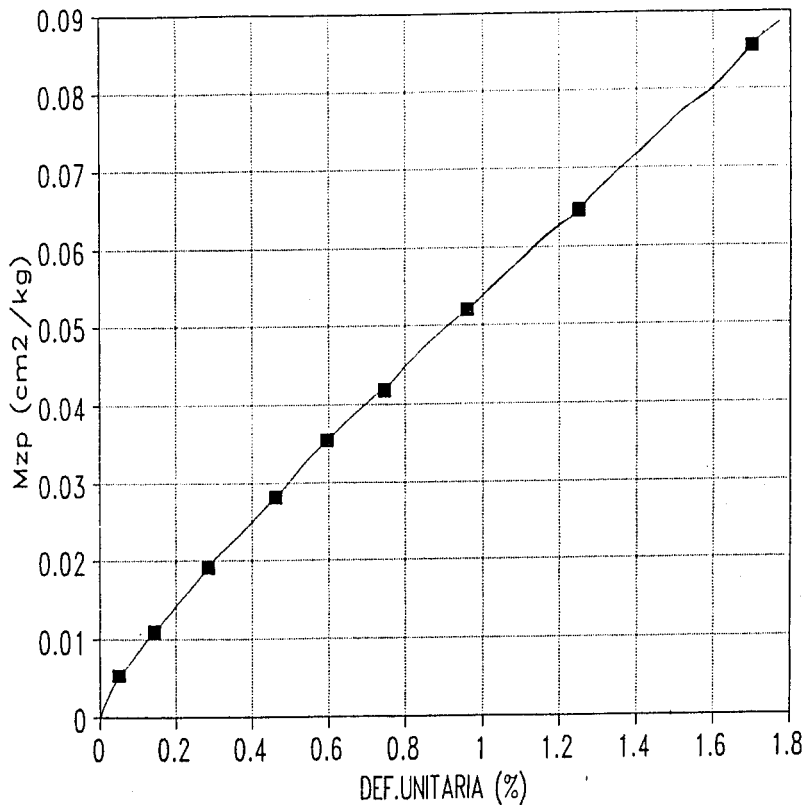


FIGURA 3.9

CURVA ESFUERZO-DEFORMACION

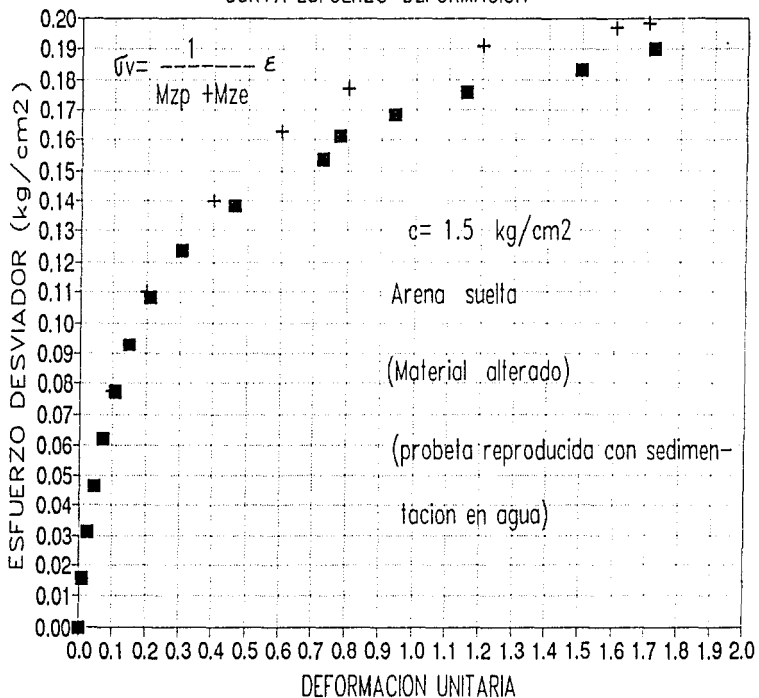


FIGURA 3.10

■ EXPERIMENTAL + ESTIMADA

ESTA TESIS NO DEBE SAIR DE LA BIBLIOTECA

ANEXO III.A

A.1 COMPRESIBILIDAD DE LA ARENA

Dentro de las propiedades de compresibilidad de suelos granulares, en arenas existen contactos directos, por lo tanto, las deformaciones serán el resultado de deslizamientos y giros entre las partículas, esto ocurre a niveles bajos de esfuerzo, a diferencia de lo que ocurre a niveles altos de esfuerzo en donde se tendrá la colaboración de las deformaciones de posibles rupturas en las partículas, sobre todo en las zonas de sus puntos de contacto.

Cabe señalar que las deformaciones debidas a deslizamientos y giros entre las partículas, así como las deformaciones debidas a rompimiento de partículas, no son recuperables, es decir, las deformaciones no desaparecen al retirar las fuerzas que las produjeron, estas son deformaciones permanentes, en cambio, las deformaciones de las partículas individuales, por lo general se recuperan por ser de tipo elástico.

A.1.1 COMPRESIÓN ISOTRÓPICA.

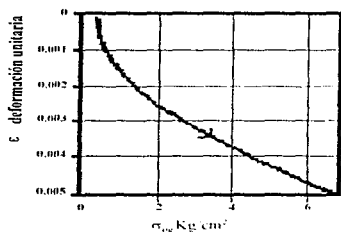
Al someter una muestra de arena en compresión isotrópica sin esfuerzos cortantes y descendiendo a niveles de las dimensiones de las partículas, los experimentos demuestran que pueden existir esfuerzos tangenciales, esto es, se producen pequeños colapsos y movimientos relativos en las partículas que hayan quedado en posiciones desfavorables.

Al aumentar los esfuerzos exteriores de compresión se tiene una componente más de deformación por la condición elástica de las partículas. Si el nivel de esfuerzos exteriores continúa aumentando y alcanzan la resistencia de los granos, su ruptura contribuirá a la deformación total. A sí mismo, las partículas producto de las rupturas van ocupando los espacios vacíos de la estructura original haciendo la masa de arena menos compresible al esfuerzo isotrópico.

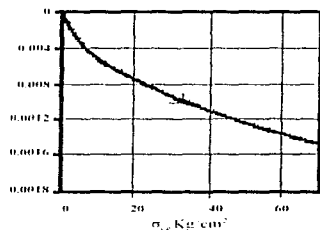
A.1.2 COMPRESIÓN CONFINADA

En el comportamiento típico de la arena de Ottawa en compresión confinada para esfuerzos pequeños que aumentan su presión se observa que la disminución de volumen va siendo menor. (ver casos a y b). Mientras que para esfuerzos del orden de 250 kg/cm² en aumento, observamos que los decrementos de volumen aumentan con relativa brusquedad, produciendo un quiebre en la curva, para después tomar la forma típica, con decrementos de volumen cada vez menores. (ver caso c).

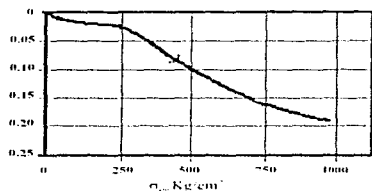
Lo anterior se explica porque a este nivel de esfuerzos se presenta la ruptura de los granos de arena, y por supuesto, al aumentar presión las disminuciones de volumen son menores, porque se van ocupando los vacíos que contenía la masa de arena.



(a)



(b)



(c)

A.1.3 COMPRESIÓN TRIAXIAL.

Cuando la masa de arena es sometida a compresión triaxial en una probeta a presión de cámara veremos que al aumentar la presión vertical también aumenta la componente isotrópica de los esfuerzos introduciendo esfuerzos cortantes. Así entonces, el aumento de la componente isotrópica hará disminuir el volumen de la arena de manera intrascendente, mientras que el aumento de los esfuerzos cortantes introduce distorsión o cambios de forma, esta deformación hará disminuir el volumen si la arena esta suelta.

Cuando la arena es compacta y el nivel de esfuerzos es bajo con respecto a la resistencia de los granos, el proceso de cambio de forma producirá un aumento de volumen. Si a esta misma muestra se le aplica un nivel mas alto esfuerzo, el efecto de preconsolidación será menor y el volumen aumentará menos. De esta manera, cuando el nivel de esfuerzo alcance el umbral de ruptura de granos, el comportamiento pasará a ser similar al de una arena suelta. Lo anterior se muestra en las gráficas siguientes:

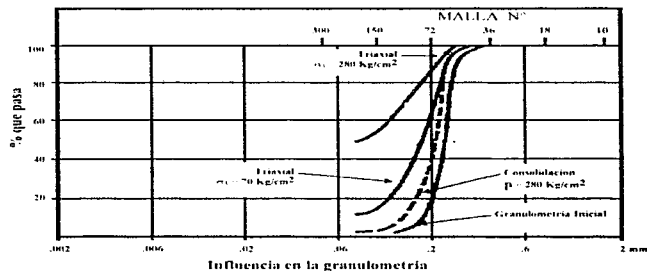


fig. A.1.3.1

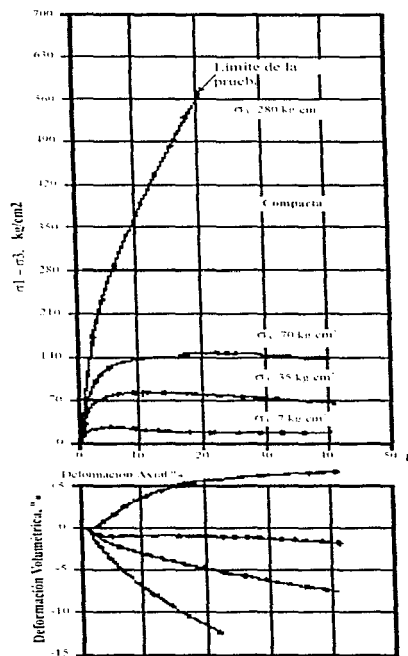
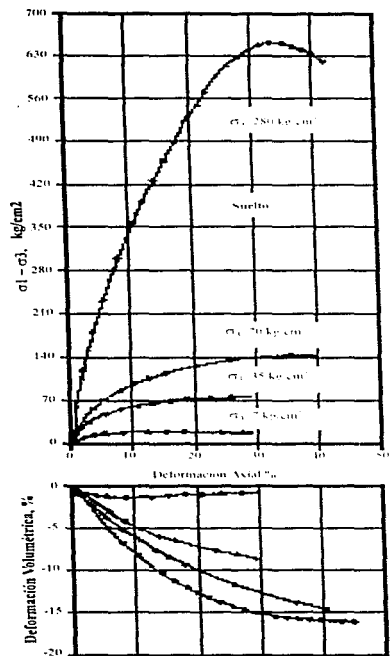


fig. A.1.3.2

A.2 LICUACIÓN

Una vez que se comprendió lo anterior, se debe hacer mención a fenómenos naturales que son capaces de ocurrir en arenas, como es el caso de licuación, el cual presenta un comportamiento dinámico del suelo, como a continuación se explica:

LICUACIÓN.- Es una deformación cuantitativa, permanente del suelo, debida a esfuerzos estáticos o dinámicos provocando un incremento de presión de poro, tal que el esfuerzo efectivo se hace cero.

A.2.1 MANIFESTACIONES DE LICUACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS SUSCEPTIBLES.

Algunas estructuras que han sido afectadas por licuación son : presas, terraplenes, bordos, estructuras apoyadas en pilotes, cimentaciones superficiales, entre otros.

Dentro de las manifestaciones de licuación existen varias causas que la originan, entre ellas están: cargas cíclicas inducidas por sismo, cargas cíclicas inducidas por maquinaria, explosiones y otras; provocando la aparición de grietas y volcanes de arena en el terreno natural, la aparición de los volcanes de arena que expelen agua y arena, indica que se incrementa la presión de poro por lo que el fenómeno se desarrolla a volumen constante, es decir, la permeabilidad del medio debe ser baja y el volumen del material grande, para que la disipación de la presión de poro sea menor que el incremento producido por la acción sísmica.

Alrededor de las estructuras que se hunden o desploman no existen abundamientos del terreno; algunas estructuras enterradas "flotan", y en el caso de taludes, grandes volúmenes de material fluyen cubriendo distancias considerables en poco tiempo.

Los suelos naturales susceptibles son, geológicamente hablando, arenas o limos aluviales de deposición reciente, en estado de muy suelto a medio, abanicos aluviales, planicies de inundación.

En la mayoría de los casos, los suelos han estado totalmente saturados, sin embargo también se puede presentar en suelos secos.

En general, los suelos más susceptibles a licuarse son de granulometría uniforme y particularmente arenas limosas poco plásticas. Si los limos son plásticos o tienen un alto contenido de arcillas, es poco probable que sean licuables; asimismo, aluviones finos cementados por acumulaciones de carbonatos y otros agentes son poco susceptibles, mientras no se rompa la liga entre los granos.

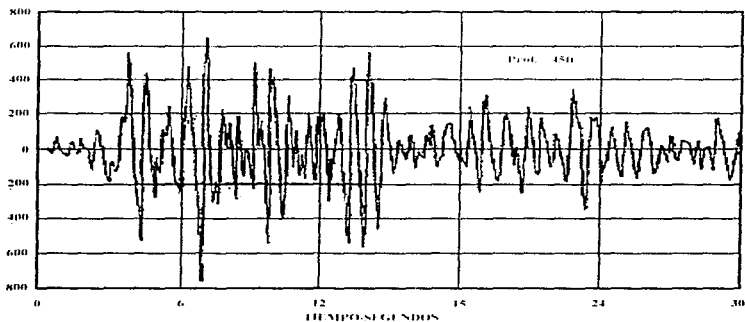


Fig. A.2.1.1

A.2.2 MÉTODOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN

Se conocen dos métodos para poder evaluar el potencial de licuación de depósitos de arena:

a) Criterios empíricos

Estos se basan en la información de aquellos sitios en los cuales ha ocurrido licuación y en otros donde no se ha presentado, y en los cuales se ha observado que el fenómeno de licuación es menor cuando la resistencia a la penetración estándar excedió 20 golpes por pie dando origen a una correlación en la relación de esfuerzos τ / σ (τ es el esfuerzo cortante inducido por el sismo y σ es el esfuerzo vertical efectivo en el estrato); la relación τ/σ se determina con la expresión.

$$\tau/\sigma = 0.65 (a^{\text{máx}} / g) (\sigma_v / \sigma_v') rd$$

$a^{\text{máx}}$ aceleración máxima de sismo

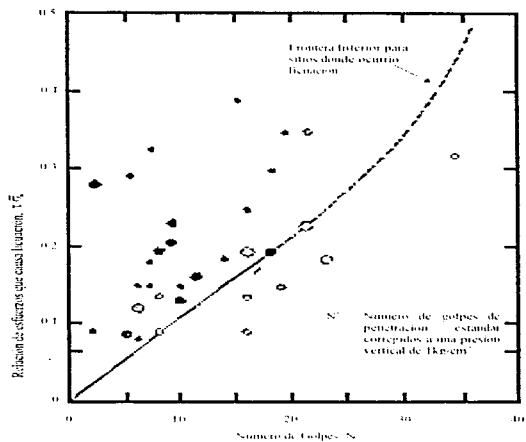
g aceleración de la gravedad

σ_v esfuerzo vertical total a la profundidad media del esfuerzo

rd factor de reducción de esfuerzos (varia entre 1 y 0.9)

Con el valor de τ/σ_v , y el número de golpes, N' , normalizado, se entra en la siguiente figura y se determina si el estrato cae en el área licuable o no.

Este criterio es aparentemente fácil, sin embargo una de sus limitaciones es la erraticidad propia de la prueba de penetración estándar, así como las diferencias de la practica usual en los diferentes lugares de donde se ha tomado el dato de si ocurrió ó no licuación.



- Licuección $N^* = \left(1 - 1.25 \log \frac{\sigma_0}{\sigma_1} \right) N$
- Licuección σ_0 Esfuerzo vertical efectivo
- No Licuección σ_1 1kg/cm²
- ◻ No Licuección N resistencia SPV

fig. A.2.2.1

A.2.3 ENSAYES CÍCLICOS

El criterio de ensayos cíclicos hace uso de pruebas con aplicación de cargas repetidas, ya sea triaxial cíclica o de corte simple cíclico, estos simulan las condiciones de esfuerzo a las que se somete el suelo bajo la acción de un temblor.

En la prueba triaxial cíclica se estudia la susceptibilidad a licuarse de las arenas finas saturadas bajo la acción de un sismo. En ella se intenta reproducir el esfuerzo cortante cíclico inducido en un estrato de arena, ocasionado por las ondas de cortante sísmicas que se propagan de las capas más profundas hacia la superficie del terreno (teoría de amplificación unidimensional).

Para lograr la condición de esfuerzo cortante cíclico alternante en el plano a 45° se hace constante la presión confinante y variando cíclicamente el esfuerzo desviador.

El comportamiento de las muestras de arena en estado suelto, se caracteriza por un aumento gradual de la presión de poro sin que haya deformación axial apreciable, hasta que se produce un incremento que eleva la presión al mismo valor de la confinante y el espécimen se deforma súbitamente, más del 20%.

Las arenas en estado compacto exhiben un comportamiento similar al de las sueltas, pero al igualarse la presión de poro con la confinante, la deformación axial es pequeña, menor del 5%; se requiere la aplicación de un número mayor de ciclos de carga para se deformen un 20%. Es decir, no se presenta una deformación grande de manera súbita, sino que las deformaciones se incrementan gradualmente después de que alcanzada la condición $u = \sigma_v$. Se puede decir que durante las pruebas anteriores aplicadas a arenas en estado compacto y suelto se desarrollan heterogeneidades, de manera especial en la zona superior en donde se concentran las deformaciones axiales del espécimen.

En el ensaye triaxial cíclico, el hecho de mantener constante la presión confinante implica hacer variable el esfuerzo normal actuante en el plano a 45°.

Con objeto de superar las limitaciones del ensaye triaxial cíclico, existe el ensaye de corte simple cíclico que consiste en aplicar esfuerzos cortantes cíclicos alternantes a un espécimen de arena. Se considera que este ensaye reproduce de manera más fiel las condiciones impuestas por un sismo en el campo.

El ensayo se realiza aplicando un esfuerzo vertical, a un espécimen de arena saturado, para consolidarlo. Posteriormente se aplican cargas horizontales cíclicas, no se permite cambio de volumen durante el ensayo y se miden la deformación horizontal y la presión de poro desarrollada en la muestra de suelo. Sin embargo, hay una diferencia, en ensayo de corte simple cíclico y es que se requiere un esfuerzo cortante aproximado del 70% del requerido en prueba triaxial cíclica para que la muestra de arena alcance la condición $u = \sigma_v$.

Dado el pequeño tamaño de las muestras de arena para ensayar en corte simple cíclico (6 cm de diámetro * 2 de altura) y las condiciones de frontera impuestas por el aparato, por esta razón se trabaja con muestras grandes de arena saturada (230 * 110 * 10 cm de espesor) sometidas a esfuerzo cortante cíclico en una mesa vibradora, la cual prevé el tipo de condiciones de campo libre en la parte central del espécimen, aplicándole al mismo, esfuerzos cortantes que aceleran la base hacia atrás y hacia adelante mientras que una pesada masa descansa en la parte superior del espécimen, ésta es suficientemente flexible para proveer una presión uniforme, pero bastante rígida lateralmente para servir como bloque de reacción inercial.

A.2.4 FACTOR DE SEGURIDAD EN LA EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

En la evaluación del potencial de licuación de depósitos de arena saturada bajo condición de algún sismo se da un factor de seguridad que se expresa como:

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\text{Esfuerzo cortante uniforme requerido para causar licuación inicial}}{\text{Esfuerzo cortante medio inducido por el sismo en N ciclos}}$$

Este factor depende de la aproximación que puede hacerse de cada una de las estimaciones en cada caso

COMENTARIOS

Cuando se conocen las condiciones de un depósito de arena (fronteras, C_r y geometría) el procedimiento para analizar la susceptibilidad a licuación, con base en los resultados de un ensaye triaxial cíclico consiste en:

- a) Obtener el comportamiento en pruebas triaxiales cíclicas.
- b) Corregir los resultados obtenidos debido a el tipo de prueba, condiciones de esfuerzo, historia de deformación y antecedentes sísmicos del sitio.
- c) Determinar el sismo de diseño, aceleración máxima, magnitud, duración y número de ciclos.

En general, al estimar las propiedades dinámicas de los suelos que representen el comportamiento del material en el campo, se tienen que tomar en cuenta las heterogeneidades propias de los depósitos del suelo. No se puede suponer que una probeta de material de unos cuantos centímetros cúbicos de volumen pueda representar fielmente un estrato de varios cientos o miles de metros cúbicos. Por esta razón en dinámica de suelos es siempre recomendable complementar los estudios de laboratorio con estudios de campo y viceversa.

CAPÍTULO IV

ÁNALISIS DE RESULTADOS

IV DISCUSION E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Con objeto de medir los niveles de deformación y esfuerzo, dentro de los cuales se puede hacer un estudio cuantitativo de los módulos de deformación elástica y plástica, se llevó a la falla una probeta de arena suelta, cuyos resultados se indicaron en la gráfica 3.1. Observándose un tramo inicial de acomodo de la cabeza sobre la probeta; otro tramo se presenta posteriormente en donde los niveles de deformación son pequeños y finalmente un tercer tramo donde las deformaciones son considerables y donde los módulos de deformación son grandes.

En las gráficas de las figuras 3.2 a 3.6 indican las curvas esfuerzo-deformación para el primer y octavo ciclos de carga-descarga y; la razón es demostrar que después de un cierto número de ciclos, a bajos niveles de deformación la muestra "entra" en un "estado hiperelástico" donde es posible medir un módulo "constante" durante muchos ciclos después. Esto es congruente con lo que sucede en pruebas dinámicas en donde no se define un módulo elástico debido al lazo de histéresis, pero se establece un ciclo donde el material tiende al estado hiperelástico.

La gráfica 3.7 muestra el resumen de dichos módulos, donde se observa que podría existir una relación lineal, con el esfuerzo desviador, pero debido al número limitado de prueba realizadas, esto no se puede afirmar contundentemente. Estos resultados podrían ser útiles si fuese posible establecer, mediante pruebas experimentales, una correlación entre los módulos hiperelásticos y los módulos de rigidez al esfuerzo cortante obtenidos de pruebas dinámicas.

En particular, es interesante notar en la gráfica 3.7 que las dos curvas M_s vs σ_d mostradas, convergen en un cierto valor para un esfuerzo desviador nulo ($M_s = 0.0032 \text{ cm}^2/\text{kg}$), convendría saber si este valor se relaciona con el módulo de rigidez al cortante inicial pero no se inició su estudio debido a que no es uno de los objetivos de la tesis.

En la figura 3.8 se presenta una gráfica que muestra la relación M_e ó módulo elástico contra deformación unitaria mostrando mucha similitud con la gráfica inicial con características muy parecidas presentando la misma curva aunque con menos puntos que la figura 3.1. Conjuntamente la figura 3.9 expresa una relación del M_p que en este caso se le conoce como el módulo plástico contra cierta deformación unitaria esto para poder observar la tendencia del M_p ya que en la figura 3.7 es difícil de apreciar a simple vista la tendencia del módulo plástico, no obstante realizando una gráfica en la cual se presenta el M_p contra deformación unitaria donde se preciar de manera mas ilustrativa que la tendencia del M_p no es lineal sino todo lo contrario.

Finalmente mencionaremos la ultima de las graficas la cual se muestra en la figura 3.10 quedando como una reproducción total de la figura numero 3.1, esto se lleva acabo mediante la formula que expresa la reproducción de una probeta con sedimentación de agua dicha formula esta expresada en la propia figura siendo $\sigma_x = E' (M_p + M_e) \epsilon$. Con ello observamos la reproducción de la gráfica 3.1 conjuntamente con la gráfica estimada, demostrando la eficacia de la fórmula mencionada.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

V CONCLUSIONES

Con base en el trabajo desarrollado en esta tesis se pueden establecer las siguientes conclusiones:

1. Se expuso un modelo físico para el estudio del comportamiento plástico de las arenas, que ofrecen resultados más cercanos a la realidad que los que proporciona el modelo físico de Coulomb.
2. Se realizaron pruebas de laboratorio para medir la confiabilidad del modelo, obteniéndose resultados con una aproximación muy cercana al comportamiento real de las arenas, queda pendiente establecer su aplicación y comprobación en campo.
3. La aplicación y comprobación en campo, del modelo propuesto, es trabajo para una nueva investigación, la cual deberá comprobar los datos obtenidos en laboratorio y ratificar la confiabilidad del método.

REFERENCIAS

- Roberto Magaña del Toro, Agustín Demeneghi Colina, Hector Sangínez García. Introducción al Comportamiento de los Materiales, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Ing. Ricardo Padilla Velázquez. Pruebas Triaxiales de Deformación, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- M.I Agustín Demeneghi Colina. Órgano Oficial de la Facultad de Ingeniería. Revista de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez. Fundamentos de Mecánica de Suelos. Tomo I. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Norma ASTM Instituto del Petróleo. Maximum Index Density of Soils Usin a Vibratory Table, Instituto del Petróleo.
- Dr. Leonardo Zeevart. Mechanics and Dificult Subsoils, Edificio de Posgrado Dr. Leonardo Zeevart
- Dr. Leonardo Zeevart. Actualidades Geotécnicas, Ciclo de Conferencias Internacionales, Facultad de Ingeniería, UNAM.