

18 20.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

" COMPORTAMIENTO DINAMICO DE
ARENAS Y LIMOS "

FALTA DE INGENIERIA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JOSE RUBEN BENAVIDES BADILLO



MEXICO. D. F.

1990



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

CAPITULO I	
Introducción.	1

CAPITULO II	
Propiedades dinámicas.	
2.1 Definición de conceptos.	3
2.2 Variación del módulo dinámico de cortante y del amortiguamiento con la deformación angular.	7
2.3 Tipos de ondas que se generan en un suelo.	8
2.4 Arenas, correlaciones entre (G y e) y (G y N).	10
2.5 Limos, correlaciones entre (V _s y e) y (V _s y N).	13
2.6 Resumen y Conclusiones.	15

CAPITULO III	
Ensayes de laboratorio con arenas.	
3.1 Descripción del material empleado en los ensayos.	37
3.2 Equipo empleado.	37
3.3 Resultados.	44
3.4 Resumen y Conclusiones.	45

CAPITULO IV	
Ensayes de laboratorio con limos.	
4.1 Descripción del material empleado.	61
4.2 Equipo empleado.	62
4.3 Resultados.	68
4.4 Resumen y Conclusiones.	71

CAPITULO V
Aplicaciones.

5.1 Introducción.	105
5.2 Arenas parcialmente saturadas.	105
5.3 Limos de transición de la Ciudad de México.	106

CAPITULO VI
Conclusiones.

111

CAPITULO VII
Referencias.

114

CAPITULO I

INTRODUCCION

1. INTRODUCCION

En este trabajo se estudia el comportamiento dinámico de arenas en muestras parcialmente saturadas y formadas en el laboratorio con diferentes contenidos de agua y relaciones de vacíos. También se estudia la respuesta dinámica de limos de la zona de transición de la Ciudad de México.

En el capítulo II se definen las principales propiedades dinámicas de un suelo, y se presentan algunas fórmulas empíricas de utilidad. Se explican, de manera condensada, los tipos de onda que se generan y propagan a través de la estructura de un suelo cuando este se ve sometido a una sollicitación de tipo dinámico, y se presentan las fórmulas para obtener el módulo dinámico de cortante empleando las velocidades de algunos de esos tipos de ondas. Se mencionan los parámetros que afectan el comportamiento dinámico de un suelo.

Dentro del capítulo III se describe la arena ensayada, así como sus principales características. Se menciona la teoría en la que se basa la prueba de columna resonante a torsión y se describe el aparato para hacerla. Se mencionan los diferentes métodos para la formación de especímenes y se describe el método empleado para la formación de las probetas de arena ensayadas.

En el capítulo IV se proporcionan las características del limo de la zona de transición ensayado en el laboratorio y se presentan las localizaciones y perfiles estratigráficos de los sitios de donde se extrajeron las muestras. Se describen los aparatos componentes del equipo triaxial cíclico, y se hace una descripción del funcionamiento del mismo. Se explica el labrado y montaje de los especímenes en los aparatos empleados, también se menciona el tipo de consolidación con que fueron realizados los ensayos.

En el capítulo V, se describen algunas de las aplicaciones más importantes que se pueden hacer de los resultados de los ensayos y se hace un resumen de la metodología sugerida por Jaime et al (1988) para estimar los asentamientos permanentes inducidos por sismo.

Finalmente, en el capítulo VI se dan las principales conclusiones a las que se llegó después de llevar a cabo las pruebas de laboratorio y una vez que se obtuvieron los resultados del procesamiento de los datos recopilados.

CAPITULO II

PROPIEDADES DINAMICAS

2. PROPIEDADES DINAMICAS

2.1 DEFINICION DE CONCEPTOS

Las vibraciones que se presentan en un suelo pueden producirse por efectos de sismos, explosiones, vibraciones de maquinaria pesada, compactación de materiales, etc.

Todos los modelos, tanto numéricos y teóricos que han sido desarrollados hasta nuestros días para representar un depósito de suelo y poder evaluar su respuesta, necesitan alimentarse con las propiedades dinámicas del material. Dichas propiedades pueden obtenerse por medio de diferentes ensayos de laboratorio o de campo, tomando en cuenta la acción dinámica y el intervalo de deformaciones al que se verá sometido el suelo.

En todos los casos en que una excitación dinámica no induzca al suelo deformaciones residuales importantes, la respuesta del mismo estará gobernada principalmente por el módulo dinámico de cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento crítico del suelo, D . Otros parámetros que tienen menos importancia son: el módulo de compresibilidad volumétrica, B , la relación de Poisson, la resistencia al corte estática de arcillas y la compacidad de suelos granulares. Investigaciones recientes demuestran que el índice de plasticidad de los suelos cohesivos tiene mucha importancia en el comportamiento dinámico de estos suelos (Romo, Jaime y Taboada, 1989).

Módulo Dinámico de Cortante, G .- La gran mayoría de los suelos exhiben relaciones esfuerzo-deformación curvilíneas como la mostrada en la fig 2.1.

El módulo dinámico de cortante, G , se determina a partir de la curva histerética, midiendo la pendiente de la recta que une los puntos extremos de dicha curva. Se observa en la fig 2.1 que este módulo está en función de la magnitud de la deformación angular.

Relación de amortiguamiento, D .- Esta propiedad de los suelos también depende de la magnitud de la deformación angular. Es proporcional al área limitada por la curva histerética; se puede decir que es una medida de la

capacidad de disipación de energía del material. Este parámetro se encuentra definido como:

$$D = \frac{A_L}{2\pi (A_T + A_T')} \quad \dots(2.1)$$

donde:

A_L = Área de la curva histerética, fig 2.1

A_T = Área del triángulo OAB mostrado en la fig 2.1

A_T' = Área del triángulo OA'B' mostrado en la fig 2.1

En el caso que se tengan niveles pequeños de deformación, el suelo exhibe un módulo dinámico de cortante grande y un amortiguamiento pequeño, tal como se muestra en la fig 2.2 (a). Si las deformaciones inducidas son bastante pequeñas, hay poco movimiento relativo entre las partículas del suelo y éste se comporta como un cuerpo casi elástico. En niveles grandes de deformación angular se presenta un comportamiento muy marcado no lineal, el módulo dinámico de cortante es bajo, mientras que la relación de amortiguamiento es grande como lo indica la fig 2.2 (b).

Relación de Poisson, μ .- A pesar de que la relación de Poisson se puede conocer mediante técnicas de laboratorio y de campo, por lo regular se estima su valor, el cual varía de 0.5 para el caso de arcillas saturadas a 0.3-0.35 en el caso de suelos granulares.

Módulo de Compresibilidad Volumétrica, B.- Este módulo puede obtenerse a partir de G y μ por medio de la siguiente relación:

$$B = \frac{1}{3} \frac{2(1 + \mu)}{1 - 2\mu} G \quad \dots(2.2)$$

Resistencia Estática.- La resistencia no drenada de arcillas es de gran interés debido a que permite normalizar la variación del módulo G en función de la deformación.

Compacidad Relativa.- Para el caso de los suelos granulares, el grado de compacidad in situ de los mismos tiene una influencia muy importante en su comportamiento dinámico.

De acuerdo con los resultados de los experimentos realizados por Hardin y Drnevich (1972) y Hardin y Black (1968), se propone la siguiente expresión empírica para determinar el módulo de cortante dinámico máximo de un suelo (expresión válida para una deformación angular de $\gamma = 10^{-4}\%$).

$$G_{max} = 1230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^a (\bar{\sigma}_v)^{1/2} \dots (2.3)$$

donde:

G_{max} : libras por pulgada cuadrada

$(1 + 2K_o) \bar{\sigma}_v$

$\bar{\sigma}_v$: ----- en libras por pulgada cuadrada

3

K_o : coeficiente de empuje de tierras en reposo
 a : depende del índice plástico del suelo, IP, y varía entre 0 para suelos granulares y 0.5 para arcillas con un IP=100

$\bar{\sigma}_v$: esfuerzo vertical efectivo en libras por pulgada cuadrada

e : relación de vacíos

La expresión (2.3) se puede emplear tanto para arenas como para arcillas. Sin embargo, dicha expresión es aplicable a arcillas de baja plasticidad, de consistencia media y relaciones de vacíos en el intervalo $0.6 < e < 1.5$.

En caso que se tengan niveles muy bajos de deformación angular; es decir, niveles de 10^{-5} a 10^{-4} %, Kuribayashi, Iwasaki y Tatsuoka (1975) proponen la siguiente ecuación empírica para determinar el módulo de cortante dinámico de un suelo:

$$G_{max} = \frac{900 (2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_v)^{0.75} \dots (2.4)$$

donde:

G_{max} : módulo de cortante dinámico en kg/cm²

e : relación de vacíos

$\bar{\sigma}_v$: esfuerzo normal efectivo promedio en kg/cm²

Marcuson y Whals (1972) propusieron la ecuación empírica siguiente:

$$G_{max} = \frac{445 (4.4 - e)^2}{1 + e} \bar{\sigma}_v^{0.5} \dots (2.5)$$

G_{max} : en kN/m²

$\bar{\sigma}_v$: en kN/m²

la cual es aplicable a arcillas blandas con relaciones de vacíos de $1.5 < e < 2.5$.

Kokusho et al (1982) propusieron la siguiente fórmula:

$$G_{max} = \frac{90 (7.32 - e)^2}{1 + e} \bar{\sigma}_m^{0.4} \dots (2.6)$$

G_{max} : en kN/m^2

$\bar{\sigma}_m$: en kN/m^2

Esta ecuación se obtuvo de ensayos realizados con muestras inalteradas de arcilla blanda cuyo índice de plasticidad variaba entre 40 y 100, y su relación de vacíos en el intervalo $1.5 < e < 4$.

De acuerdo con Hardin y Drnevich (1970), existen varios parámetros que afectan al módulo dinámico de cortante y al amortiguamiento de los suelos.

Los parámetros que se consideran importantes son:

- a) Magnitud de la deformación angular.
- b) Esfuerzo principal efectivo promedio.
- c) Relación de vacíos.
- d) Número de ciclos de carga.
- e) Grado de saturación.

Resultados recientes (Kokusho et al, 1982; Romo et al 1989) muestran que el índice de plasticidad es también otro parámetro muy importante.

Existen otros parámetros que tienen una importancia menor que los anteriores y dentro de estos se incluyen:

- f) Esfuerzo cortante octaédrico.
- g) Grado de consolidación.
- h) Parámetros efectivos de resistencia c' y ϕ' .
- i) Efectos del tiempo.

Un suelo presentará comportamientos diferentes dependiendo de si estará sujeto a cargas vibratorias de magnitud baja o alta.

Las cargas de magnitud baja inducen deformaciones longitudinales del orden de 1×10^{-4} % o deformaciones angulares de 0.001 rad y regularmente se generan por máquinas que vibran.

Las cargas de magnitud alta producen, por lo general, cambio en la estructura del suelo y frecuentemente ocasionan variación en su resistencia. Este tipo de cargas se puede generar por vibración excesiva de máquinas, explosiones, sismos y algunos métodos de compactación.

Como se mencionó anteriormente, los valores del módulo dinámico de cortante y el amortiguamiento de un suelo,

dependen de la magnitud de la deformación angular; por lo tanto, al realizar un análisis dinámico dichos valores tendrán que ajustarse de acuerdo con el nivel de deformaciones al cual se verá sometido el suelo. En la fig 2.3 se muestran los diferentes rangos de deformación inducidos en el suelo por diferentes causas.

2.2 VARIACION DE G Y δ CON LA DEFORMACION ANGULAR

Por medio de la ecuación (2.3) y las relaciones que se mencionan a continuación se pueden obtener los valores de G al nivel de deformación bajo consideración.

$$G_y = \frac{G_{max}}{1 + \frac{Y}{Y_r}} \quad \dots(2.7)$$

donde:

$$Y_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad \dots(2.8)$$

y τ_{max} se obtiene con la siguiente expresión:

$$\tau_{max} = \left(\left(\frac{1+K_o}{2} \sigma_v \text{sen} \phi' + c' \text{cos} \phi' \right)^2 - \left(\frac{1-K_o}{2} \sigma_v \right)^2 \right)^{1/2} \quad \dots(2.9)$$

Los símbolos tienen el mismo significado que en la ecuación (2.3).

Hardin y Drnevich (1972) proponen expresiones para obtener las relaciones de amortiguamiento máximas de varios suelos correspondientes a grandes deformaciones.

a) Arena Limpia

$$D_{max} = A - 1.5 \log_{10} N \quad \dots(2.10)$$

donde:

A = 33% en el caso de arena limpia seca
 A = 28% en el caso de arena limpia saturada
 N = número de ciclos de carga

b) Arcillas saturadas

$$D_{max} = 31 - (3 + 0.03f)(\bar{\sigma}_m)^{1/2} + 1.5f^{1/2} - 1.5 \log_{10} N \quad \dots(2.11)$$

Para conocer la relación de amortiguamiento a deformaciones angulares menores se emplea la siguiente relación:

$$D_v = \frac{D_{max} \frac{Y}{Y_r}}{1 + \frac{Y}{Y_r}} \quad \dots(2.12)$$

Y_r se obtiene con la relación (2.8)

2.3 TIPOS DE ONDAS QUE SE GENERAN EN UN SUELO

Cuando a un suelo se le somete a una excitación dinámica se producen ondas que se propagan en su interior. De acuerdo con la forma en que se transmitan a través del suelo podrán ser de dos tipos: ondas de cuerpo y ondas de superficie.

Las ondas de cuerpo pueden ser:

1) Ondas longitudinales, también llamadas ondas primarias u ondas de compresión (ondas P). Estas ondas son las más rápidas y se propagan con una velocidad V_p dada por la ecuación siguiente:

$$V_p = \sqrt{\frac{\alpha + 2G}{\rho}} \quad \dots(2.13)$$

donde:

G : módulo dinámico de cortante

ρ : densidad de masa del material

α : constante de Lamé $\alpha = \frac{2 \mu G}{1 - 2 \mu}$

μ : relación de Poisson

Estas ondas excitan a las partículas de suelo en la misma dirección en que se propagan, produciendo cambio volumétrico en dichas partículas debido a que se producen en el suelo dilataciones y compresiones en forma alternada, fig 2.4 (a).

2) Ondas Transversales, también denominadas ondas secundarias u ondas de corte (ondas S). Se propagan con una velocidad V_s que puede obtenerse a través de la relación:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \dots(2.14)$$

donde G y ρ tienen el significado dado anteriormente.

Las ondas de corte son más lentas que las ondas primarias y excitan a las partículas del suelo en dirección perpendicular a su dirección de propagación, ocasionando en las partículas deformaciones angulares pero sin que haya cambio volumétrico. fig 2.4 (b).

Una vez que las ondas de cuerpo alcanzan la superficie libre del terreno se reflejan parcialmente y se transforman dando lugar a ondas superficiales, caracterizadas por viajar paralelamente a la superficie del terreno y porque su amplitud tiende a cero al aumentar la profundidad.

Cuando en un suelo se presentan varios estratos, tanto las ondas P como las ondas S, se reflejan o refractan produciéndose nuevamente ondas de los dos tipos anteriores.

Las ondas de superficie más importantes desde el punto de vista ingenieril son las siguientes:

a) Ondas de Love (ondas L), que provocan en las partículas del suelo desplazamientos horizontales perpendiculares a la dirección de propagación. fig 2.4 (c).

b) Ondas de Rayleigh (ondas R), que se transmiten en una franja angosta, limitada en la parte superior por la superficie del terreno. Las ondas de Rayleigh provocan en las partículas del suelo un movimiento elíptico retrógrado con respecto a la dirección de propagación de las mismas. fig 2.4 (d).

Biot, 1956, encontró que en los suelos saturados se desarrollan dos tipos de ondas de compresión (ondas P). Una de las ondas viaja a través del fluido, mientras que la otra se transmite por la estructura del suelo. La velocidad de onda en el fluido es mayor que la velocidad de la onda que viaja en la estructura del suelo; es por esto que hay que tener cuidado cuando se hagan mediciones en campo, ya que si el suelo se encuentra saturado, se identificará la velocidad de la onda de compresión en el agua en lugar de aquella que corresponde a la estructura del suelo.

Las ondas de corte sólo se transmiten a través de la estructura del suelo saturado, debido a que el agua tiene una rigidez al corte despreciable en comparación con la del suelo.

Las relaciones de V_s/V_p y V_R/V_p se pueden obtener por medio de la fig 2.5. En dicha figura se puede apreciar que las velocidades de las ondas S y R son muy parecidas y que la velocidad de las ondas P es del orden de dos veces mayor

que la velocidad de las ondas S para $\mu = 0.35$ (valor usual en suelos).

En la fig 2.6 aparecen algunas velocidades de ondas P y ondas S típicas de diferentes suelos y rocas.

2.4 ARENAS, CORRELACIONES ENTRE $(G \text{ Y } e)$ Y $(G \text{ Y } \delta)$

Las investigaciones que se han hecho con arenas muestran que los valores del módulo dinámico de cortante está influenciado por la presión confinante, la deformación angular y la relación de vacíos (o compacidad relativa). La granulometría del material influye muy poco. En general se puede decir que el módulo dinámico de cortante y la presión confinante se relacionan mediante la ecuación propuesta por Seed e Idriss (1970):

$$G = 1000 K_2 (\bar{\sigma}_m)^{1/2} \dots (2.15)$$

en donde $\bar{\sigma}_m$ (lb/ft²) y K_2 toman en cuenta la influencia de la deformación angular y de la relación de vacíos, respectivamente. La influencia que tienen otros factores en K_2 aparece en la fig 2.7, de donde se puede observar la importancia del ángulo de fricción interna (ϕ'), el esfuerzo vertical efectivo medio ($\bar{\sigma}_m$), K_0 y la relación de vacíos, en la relación entre K_2 y la amplitud de la deformación; se tiene que:

1) Cuando se tienen niveles de deformación angular pequeños ($\gamma < 10^{-3} \%$), el valor de K_2 depende solamente de la relación de vacíos, e .

2) En deformaciones angulares intermedias ($10^{-3} < \gamma < 10^{-1} \%$) la variación de K_2 depende fuertemente de la relación de vacíos. El esfuerzo confinante junto con variaciones en ϕ' o en K_0 tienen influencia poco significativa.

3) A niveles grandes de deformación angular ($\gamma > 10^{-1} \%$), los valores de K_2 están poco influenciados por el esfuerzo confinante y son prácticamente independientes de K_0 , ϕ' y e .

La expresión (2.15) y la fig 2.8 (a) se recomiendan cuando las características del depósito arenoso se proporcionan en función de la prueba de penetración estándar.

Cuando se conozca el módulo dinámico de cortante a niveles de deformación pequeños por medio de una prueba de campo, estos autores recomiendan la fig 2.8 (b) para determinar los valores de G a otras deformaciones angulares.

Por último, en la fig 2.8 (c) se presenta una correlación para estimar la relación de amortiguamiento de una arena en función del nivel de deformaciones.

De los estudios realizados por Hardin y Drnevich, se concluye que la relación de amortiguamiento depende del esfuerzo confinante, la relación de vacíos y el número de ciclos de carga. Otros factores como el grado de saturación y el ángulo de fricción interna tuvieron un efecto poco importante. Los resultados se presentan en la fig 2.9.

Hardin y Richart (1963) llevaron a cabo una serie de ensayos en arenas de grano redondo y de grano angular en estado seco. Las figuras 2.10 y 2.11 muestran la influencia que tienen la relación de vacíos y la presión confinante en la velocidad de onda de corte para materiales granulares limpios dentro del intervalo $0.37 < e < 1.26$.

La máxima variación de la velocidad de onda de corte con el cambio de la relación de vacíos se puede evaluar para cualquier arena considerando los valores de V_s correspondientes a la máxima y a la mínima relación de vacíos con un misma presión confinante.

La fig 2.10 ilustra el efecto que tiene la presión confinante en la velocidad de onda de corte en arenas limpias. Las líneas continuas se ajustaron a través de los puntos de prueba correspondientes a las diferentes presiones confinantes, y esas mismas líneas aparecen en la fig 2.11 como líneas continuas. También en la fig 2.11 aparecen líneas discontinuas que representan los resultados obtenidos en ensayos con materiales de grano angular.

En la fig 2.11 se incluye un pequeño diagrama que ilustra las variaciones del módulo dinámico de cortante G causadas por cambios en la relación de vacíos o en la presión confinante. Los valores de G pueden obtenerse a través de la ecuación (2.14).

Como resultado de los ensayos realizados, Hardin y Richart proponen expresiones empíricas para obtener los valores de V_s y G para arenas secas de grano redondo y de grano angular. Para arenas de grano redondo y $e < 0.8$ se tienen las siguientes expresiones:

$$V_s = (170 - (78.2)e) (\bar{\sigma}_v)^{0.25} \quad \dots (2.16)$$

$$G = \frac{2630 (2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_v)^{0.5} \quad \dots (2.17)$$

Para materiales de grano angular se tienen:

$$V_s = (159 - (53.5)e) (\bar{\sigma}_v)^{0.25} \quad \dots (2.18)$$

$$G = \frac{1230 (2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma_n)^{0.5} \dots (2.19)$$

donde:

e : relación de vacíos

V_w: velocidad de onda de corte (ft/sec)

G : módulo dinámico de cortante (lb/in²)

σ_n: esfuerzo normal efectivo promedio (lb/in²)

Silver y Seed (1971) realizaron una serie de pruebas empleando una arena seca uniforme de cuarzo angular (Cristal Sílica No. 20). Con los resultados obtenidos trazaron un grupo de gráficas, el cual muestra el parecido entre las curvas módulo dinámico de cortante-deformación angular para un número diferente de ciclos de carga, fig 2.12; las pruebas se llevaron a cabo con una densidad relativa de 60 %. Se nota un decremento en el módulo G y un aumento en la deformación angular al disminuir la presión confinante, tal como lo muestra la fig 2.12.

En la fig 2.13 aparecen los efectos del número de ciclos de carga en el módulo dinámico de cortante de arenas secas. Se puede apreciar que al incrementarse el número de ciclos de carga, el módulo dinámico G sufre un incremento, el cual, es más grande durante los primeros diez ciclos, después de este número, los cambios en el módulo G son relativamente pequeños.

De los resultados obtenidos por Hardin y Drnevich (1972) se nota una semejanza con los datos proporcionados por Silver y Seed (1971). Los resultados de Hardin y Drnevich (1972) se muestran en la fig 2.14; en esta figura se observan los efectos de la deformación angular, el esfuerzo efectivo medio principal y el número de ciclos de carga en el módulo dinámico de cortante para una arena limpia y seca.

A partir de la fig 2.14, se aprecia un incremento mayor en el módulo dinámico de cortante durante los primeros diez ciclos de carga, tal y como lo indican Silver y Seed.

El amortiguamiento, D, de un suelo granular se incrementa al aumentar la deformación, tal y como se aprecia en la fig 2.15. En dicha figura (Hardin y Drnevich, 1972) se muestra como el amortiguamiento decrece con el número de ciclos de carga y con el esfuerzo principal medio efectivo.

El manual de la Armada de E.U.A., proporciona una figura para obtener los valores del módulo dinámico de cortante máximo, con base en el número de golpes de penetración estándar. La gráfica es válida para deformaciones muy pequeñas y un número de golpes menor a 100, fig 2.16.

2.1 LÍNEA, CORRELACIONES ENTRE (V_s, γ_e) Y (V_s, γ_b)

Kim y Novak (1980) estudiaron las propiedades dinámicas de siete suelos cohesivos de Ontario, Canadá; en dichos estudios se empleó un aparato modificado de columna resonante tipo Drnevich. Las mediciones se llevaron a cabo después de 1000 minutos de iniciada la consolidación de las probetas.

Las pruebas se realizaron con el fin de determinar la influencia que ejercen el tiempo, la presión confinante, la relación de vacíos y la magnitud de la deformación en el comportamiento dinámico de los suelos.

De los resultados obtenidos en laboratorio, se observó que los incrementos en V_s y G_{max} pueden atribuirse a una disminución en la relación de vacíos, o bien, a un aumento en el esfuerzo efectivo. La variación que sufren tanto V_s como G_{max} puede apreciarse en las figuras 2.17 y 2.18.

De las investigaciones llevadas a cabo por Hardin y Black (1969), ellos proponen la siguiente ecuación empírica:

$$V_s = (159 - 53.5 e) OCR^{K/2} \bar{\sigma}_v^{0.25} \quad \dots(2.20)$$

donde:

- V_s : velocidad de la onda de corte (ft/sec)
- e : relación de vacíos
- OCR: relación de sobreconsolidación
- K : función del índice de plasticidad
- $\bar{\sigma}_v$: presión confinante (lb/ft²)

La ecuación convertida a unidades del Sistema Internacional es:

$$V_s = (103.6 - 34.93 e) OCR^{K/2} \bar{\sigma}_v^{0.25} \quad \dots(2.21)$$

donde:

- V_s : velocidad de la onda de corte (m/s)
- $\bar{\sigma}_v$: presión confinante (kPa)

En la fig (2.17) aparece la comparación de los valores de las velocidades de onda de corte medidas en el laboratorio y los valores proporcionados por la ecuación (2.21). Las velocidades V_s se dividieron entre la función de sobreconsolidación $OCR^{K/2}$ para eliminar su efecto en la comparación. De dicha figura se puede apreciar que los valores de V_s obtenidos por la ecuación (2.21) son mucho más grandes que los medidos en el laboratorio.

Kim y Novak propusieron ecuaciones de ajuste que se derivaron de los resultados de laboratorio, y asumieron que el módulo dinámico de cortante de suelos cohesivos se

incrementa en un valor igual a $\sigma_v^{0.25}$ para un cambio en la relación de vacíos igual a cero, tal y como lo propuso Anderson (1974). De esta manera la velocidad de onda puede expresarse como:

$$V_w = f(e) g(\text{OCR}) \sigma_v^{0.25} \quad \dots(2.22)$$

donde:

$f(e)$: función de la relación de vacíos

$g(\text{OCR})$: función de sobreconsolidación

$g(\text{OCR}) = \text{OCR}^{K/2}$

La fig 2.19 muestra la velocidad de onda de corte normalizada para los efectos de presión confinante y para los efectos de la función de sobreconsolidación, $V_w/(\text{OCR}^{K/2} \sigma_v^{0.25})$, contra la relación de vacíos a los 1000 minutos de consolidación. Al hacer un análisis de regresión lineal se obtuvo la siguiente ecuación para V_w :

$$V_w = (73.03 - 33.86 e) \text{OCR}^{K/2} \sigma_v^{0.25} \quad \dots(2.23)$$

donde:

V_w : velocidad de la onda de corte (m/s)

σ_v : presión confinante (kPa)

e : relación de vacíos

K : función del índice de plasticidad

OCR: relación de sobreconsolidación

En la fig 2.19 se comparan los valores obtenidos en laboratorio con los calculados por la ecuación de Hardin y Black, ecuación (2.18), y con los proporcionados por la ecuación de Anderson (1974):

$$V_w = (76.24 - 31.28 e) \text{OCR}^{K/2} \sigma_v^{0.25} \quad \dots(2.24)$$

cuyas unidades son las mismas que las de la ecuación (2.23).

La ecuación de Hardin y Black proporciona valores muy grandes y la ecuación de Anderson da valores más grandes que los de laboratorio.

El módulo dinámico de cortante también presentó discrepancias entre los valores experimentales de laboratorio y los valores dados por la ecuación que aparece en la fig 2.18

En la fig 2.20 se muestran líneas discontinuas que corresponden aproximadamente a los límites superior e inferior de los valores obtenidos con la ecuación de Hardin y Black para el final de la consolidación primaria en el rango normalmente consolidado. La línea discontinua y con puntos corresponde al rango de sobreconsolidación, mientras que las líneas continuas indican el intervalo normalmente consolidado.

En la fig 2.20 aparecen los siete suelos cohesivos ensayados por Kim y Novak y se pueden apreciar las pendientes de las relaciones $\log(G_{max}/f(e))$ vs $\log \bar{\sigma}_o$ en el intervalo normalmente consolidado. Si los resultados se representan por medio de una línea recta para cada material, entonces el efecto de la presión confinante puede representarse por $\bar{\sigma}_o$ a una potencia n. La fórmula de Hardin y Black puede escribirse en una forma más general como sigue:

$$G = C_o \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \bar{\sigma}_o^n \quad \dots(2.24)$$

en la cual el valor de n puede ser igual a la pendiente de la línea recta para el intervalo normalmente consolidado y C_o es la ordenada al origen.

Tomando en cuenta la función de sobreconsolidación (OCR^K), la ecuación anterior llega a ser:

$$G = C_o \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} OCR^K \bar{\sigma}_o^n \quad \dots(2.25)$$

donde:

C_o : ordenada de la recta al origen. Kim y Novak proponen valores para C_o entre 443 y 1450

e : relación de vacíos

OCR: relación de sobreconsolidación

K : función del índice de plasticidad. Hardin y Drnevich (1972) proponen un valor de 0 para suelos granulares y 0.5 para arcillas con un índice de plasticidad $IP=100$

n : pendiente de la línea recta. Kim y Novak proponen un rango de 0.51 a 0.73 para el valor de n

2.6 RESUMEN Y CONCLUSIONES

- Resumen

En este capítulo se definieron las propiedades dinámicas de los suelos y se presentaron algunas fórmulas empíricas para estimarlas.

Se trató de los tipos de ondas que se generan y propagan a través de la estructura de un suelo cuando este se encuentra sujeto a una excitación de tipo dinámico, ya sea originada por una explosión, un sismo, etc.

Se presentaron algunos de los trabajos realizados en arenas y limos, y dentro de este aspecto, aparecen los

efectos que tienen varios parámetros en el comportamiento dinámico de los suelos. Asimismo, se proporcionan las gráficas correspondientes a los resultados obtenidos y las fórmulas propuestas por diferentes investigadores.

- Conclusiones

1.- Los valores del módulo de cortante dinámico y de la relación de amortiguamiento de un suelo dependen principalmente de los siguientes parámetros: la magnitud de la deformación angular, la presión confinante, la relación de vacíos y el número de ciclos de carga.

2.- En niveles pequeños de deformación angular, el suelo tiene un módulo dinámico de cortante grande y un amortiguamiento pequeño, pero en niveles grandes de deformación angular sucede todo lo contrario, es decir, módulo dinámico G pequeño y amortiguamiento grande.

3.- En ensayos realizados con arena en estado seco, las velocidades de onda de corte y los valores del módulo dinámico de cortante, aumentaron al incrementarse la presión confinante y el número de ciclos de carga, y al disminuir la relación de vacíos. En caso de tener arenas en estado saturado, sucede todo lo contrario debido a que el agua toma parte de los esfuerzos que estamos aplicando, pudiendo presentarse el fenómeno de licuación.

4.- El amortiguamiento de los suelos decrece con el número de ciclos de carga, con el esfuerzo confinante y la relación de vacíos en el caso de arenas secas. En arenas saturadas aumentará el amortiguamiento para los parámetros mencionados anteriormente.

5.- Las ecuaciones propuestas por Hardin y Black (1969) y Anderson (1974), proporcionan valores confiables en ciertos tipos de suelos, condición que las limita en su uso.

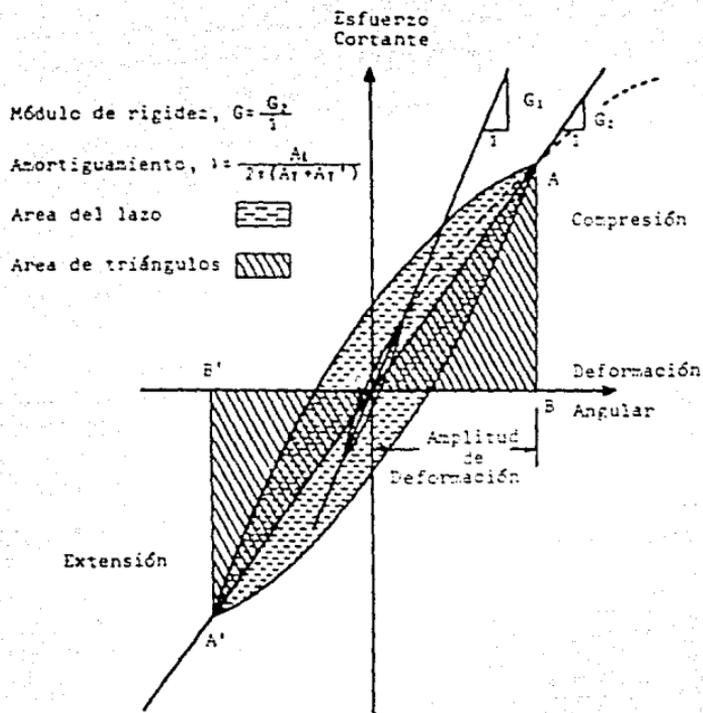
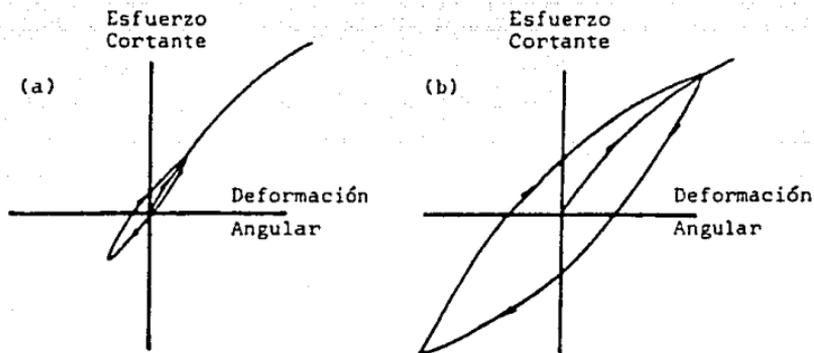


Fig. 2.1 Relación histéretica esfuerzo-deformación para diferentes amplitudes de deformación.



Deformación pequeña
Módulo dinámico G grande
Amortiguamiento pequeño

Deformación grande
Módulo dinámico G pequeño
Amortiguamiento grande

Fig. 2.2 Efecto de la deformación angular en las propiedades dinámicas de un suelo.

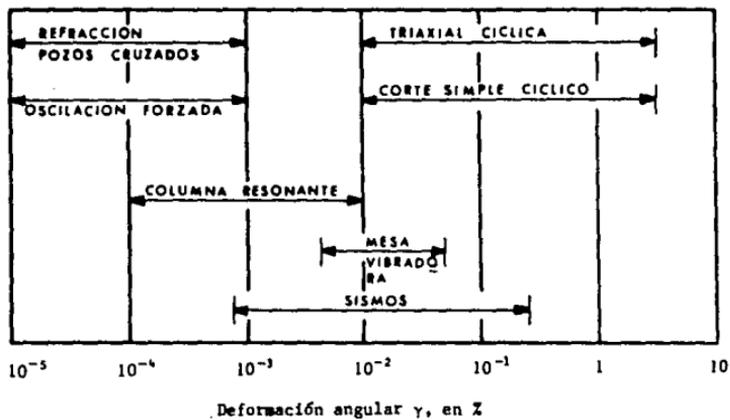


Fig. 2.3 Deformaciones inducidas en el suelo por diversas causas (Jaime, 1980).

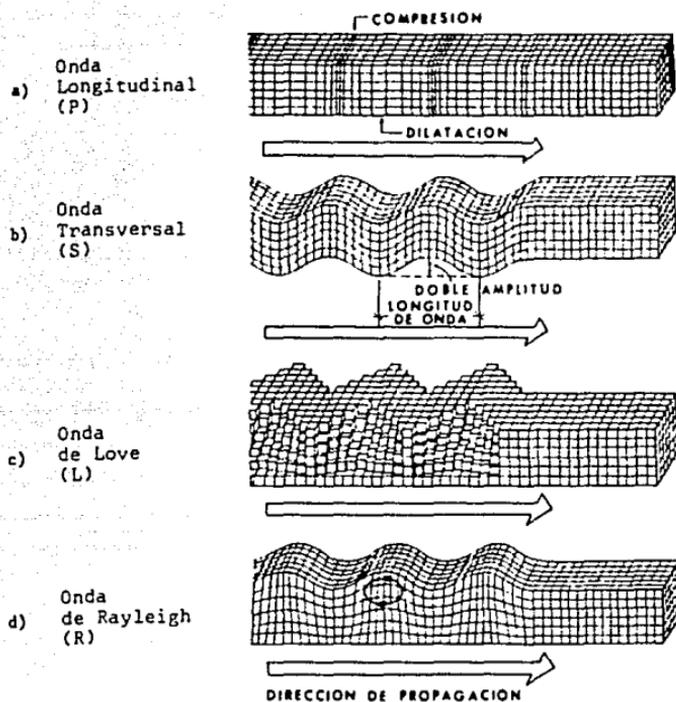


Fig. 2.4 Tipos de ondas que se generan en un suelo.

(Fundación ICA, A.C., 1988).

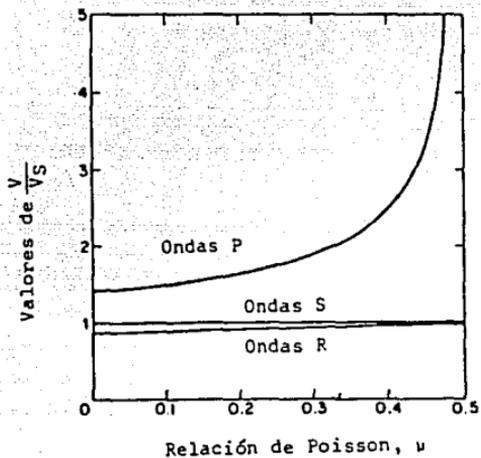


Fig. 2.5 Relación entre las velocidades V_p , V_s y V_r , normalizadas con respecto a V_s vs relación de Poisson, ν [Richart, 1962].

Material	c_p (m/seg)	c_s (m/seg)
Agua	1525	-
Aluvión	480-1980	360 - 700
Arena	300-1000	100 - 500
Arcilla	1000-2800	
Grava	450-1220	
Limo	400- 610	
Caliza	1700-6400	900 - 3800
Lutita	1800-4000	

Fig 2.6 Velocidades de ondas P y S típicas de algunos suelos y rocas (Jaime, 1980).

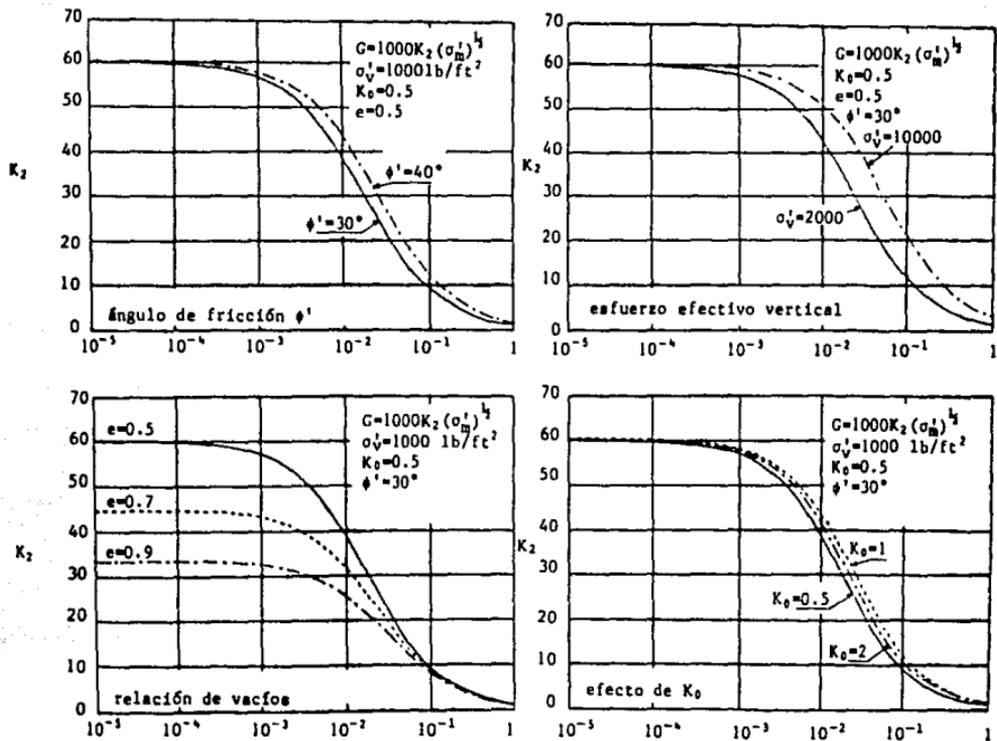


Fig. 2.7 Influencia de varios factores sobre el módulo de rigidez al cortante de arenas (Seed e Idriss, 1970).

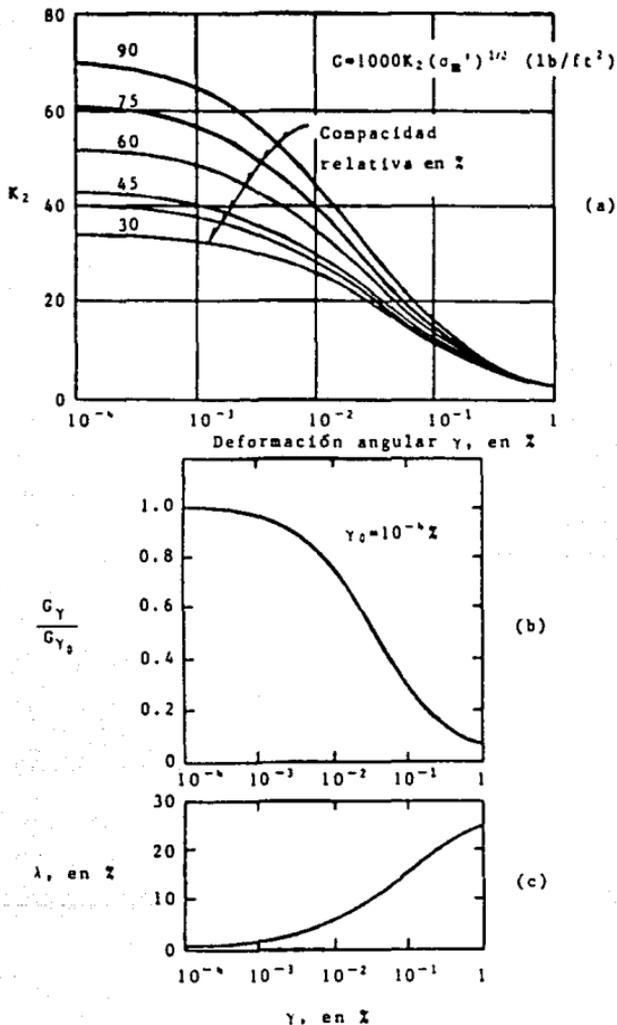


Fig. 2.8 Módulo de constante dinámico y relación de amortiguamiento de arenas, en función de la deformación angular y la compacidad del depósito (Seed e Idriss, 1970).

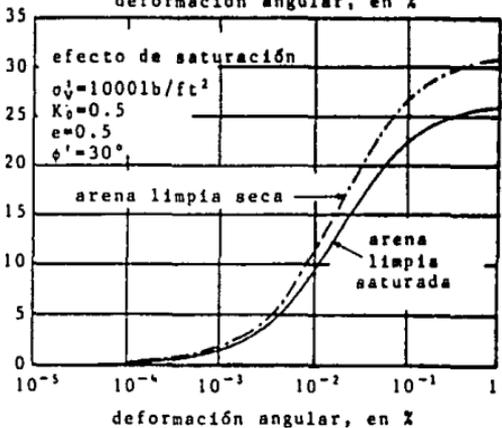
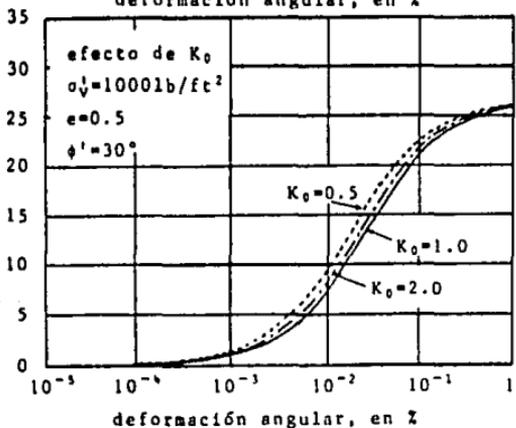
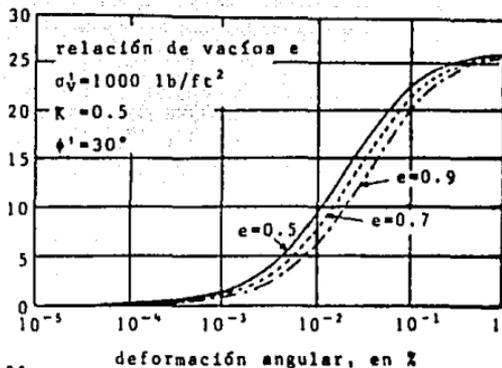
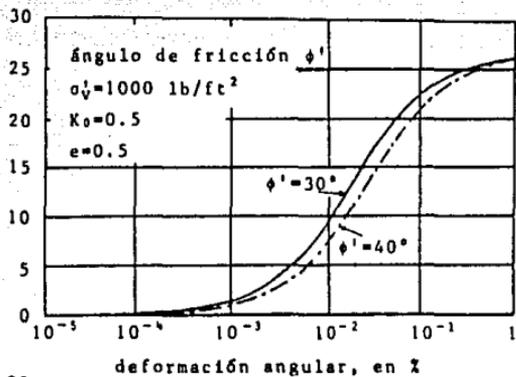


Fig. 2.9 Influencia de varios factores sobre la relación de amortiguamiento para arenas (Seed e Idriss, 1970).

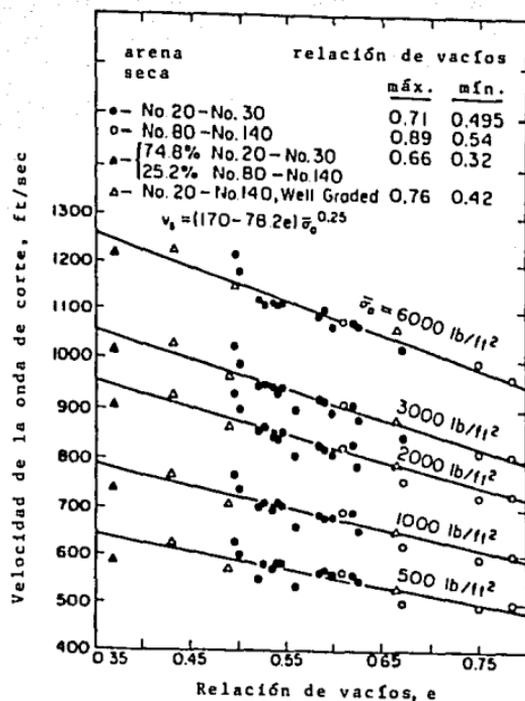


Fig. 2.10 Variación de la velocidad de la onda de corte con la relación de vacíos para diferentes presiones confinantes y granulometrías en arena de Ottawa (Hardin y Richart, 1963).

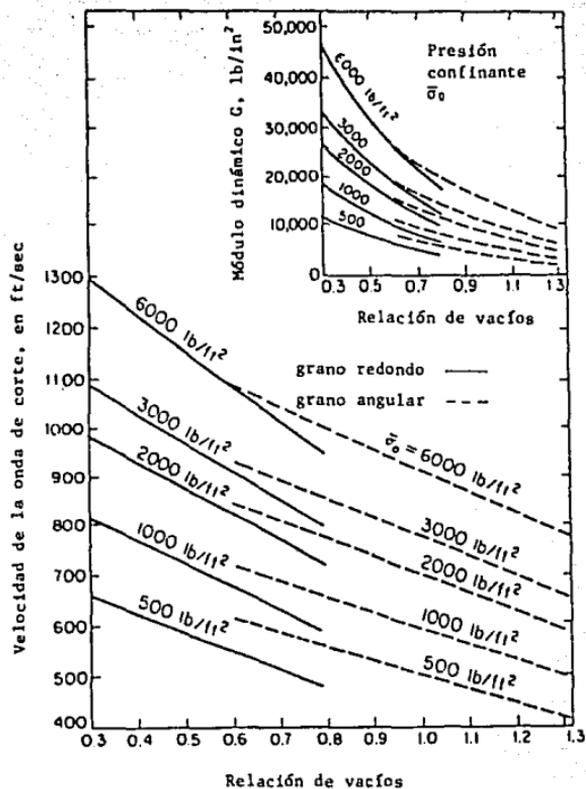


Fig. 2.11 Variación de la velocidad de la onda de corte y módulo dinámico de cortante con la relación de vacíos y presión confinante para arenas de grano redondo y de grano angular (Hardin y Richart, 1963).

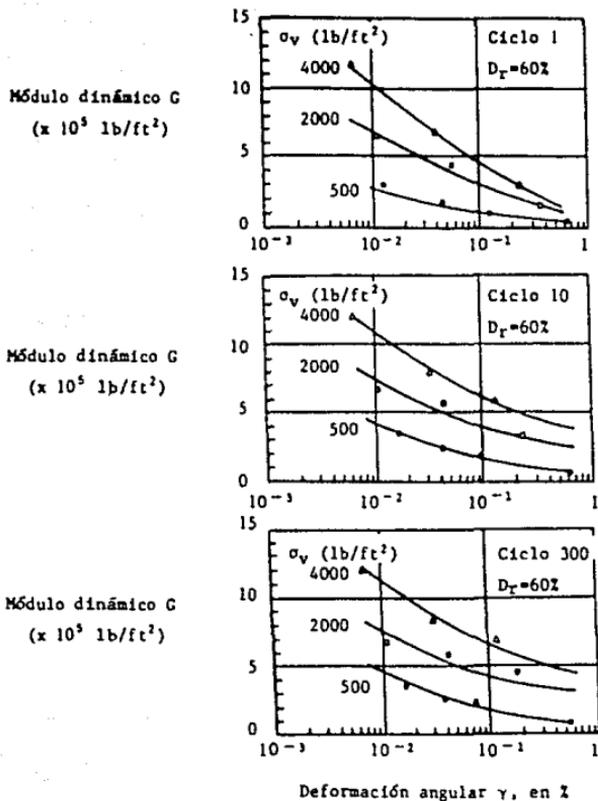


Fig. 2.12 Relación módulo dinámico de cortante-deformación angular para una arena seca con densidad media (Silver y Seed, 1971).

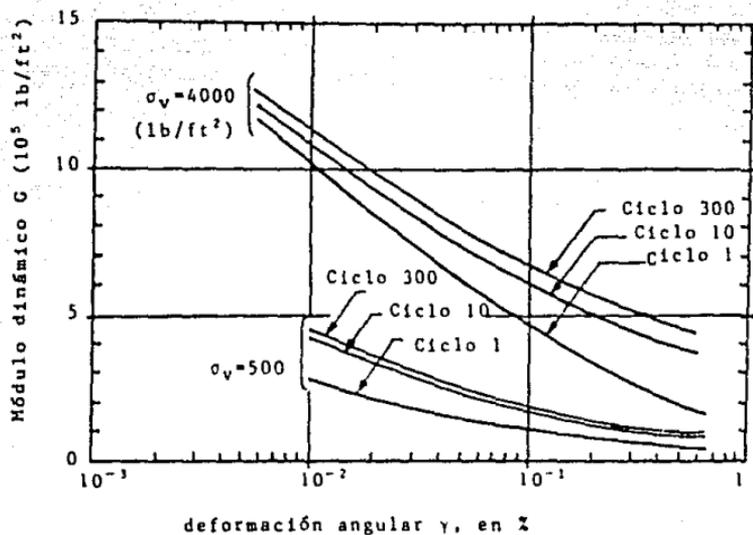


Fig. 2.13 Efecto del número de ciclos de carga en la relación módulo dinámico de constante-deformación angular para una arena con densidad media ($D_r=60\%$) (Silver y Seed, 1971).

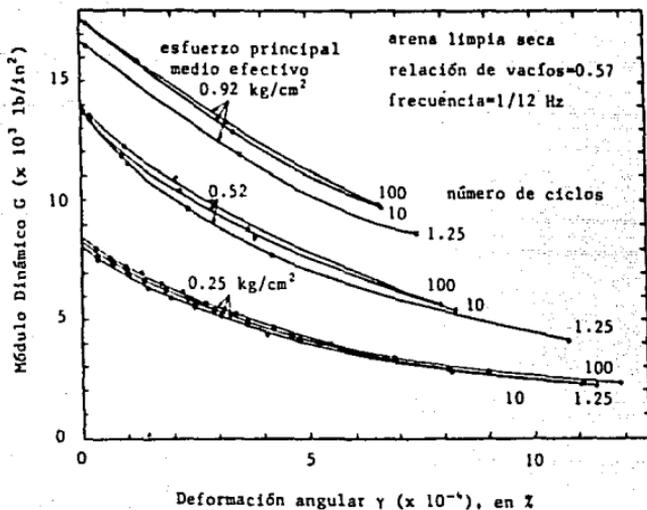


Fig. 2.14 Efecto de la magnitud de la deformaci\u00f3n angular, esfuerzo principal medio efectivo y n\u00famero de ciclos de carga en el m\u00f3dulo din\u00e1mico de cortante de una arena l\u00edmpia (Hardin y Drnevich, 1972).

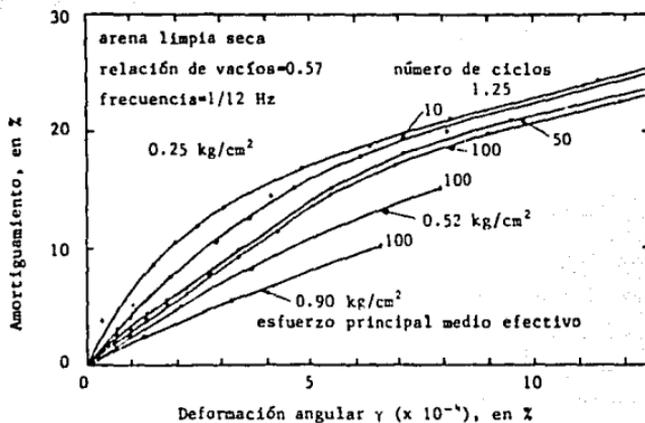


Fig. 2.15 Relación amortiguamiento-deformación angular para arena limpia seca (Hardin y Drnevich, 1972).

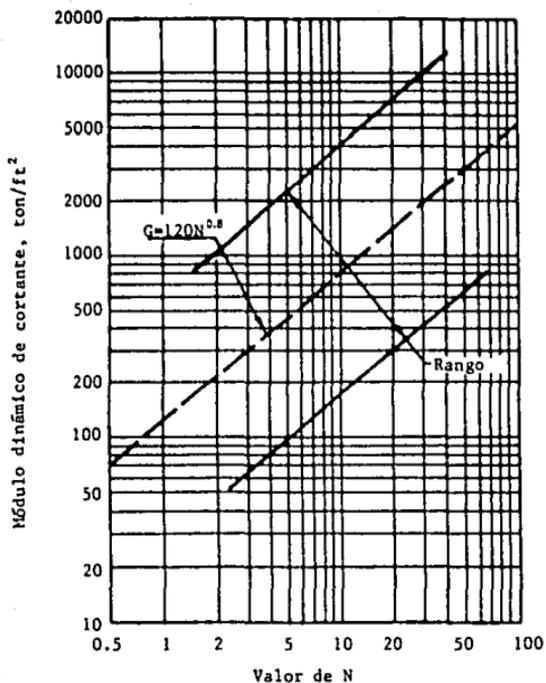


Fig. 2.16 Relación módulo dinámico de cortante-número de golpes de penetración estándar (NAVFAC, 1982).

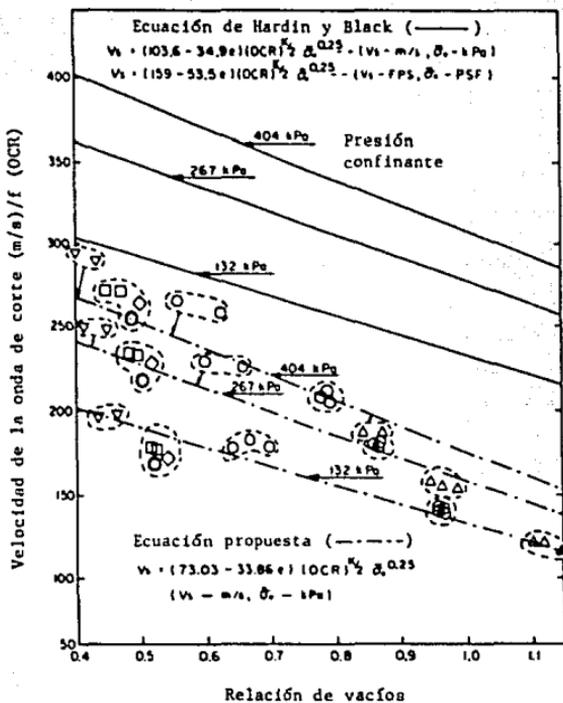


Fig. 2.17 Variación de la velocidad de la onda de corte con la relación de vacíos y presión confinante (Kim y Novak, 1981).

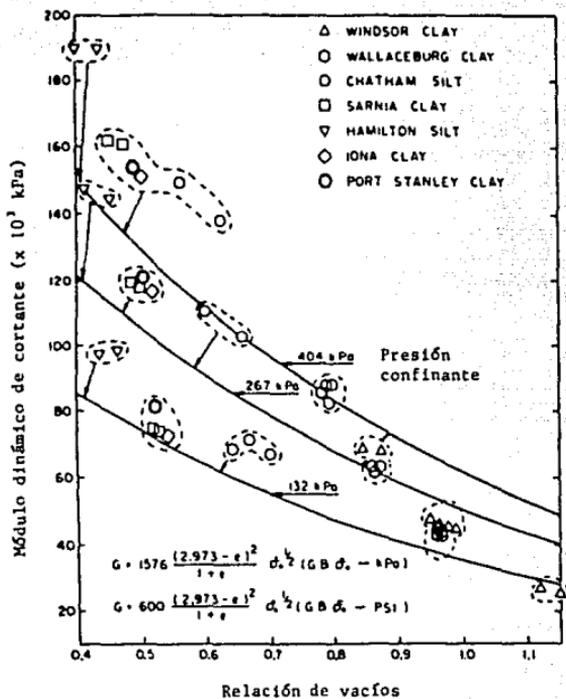


Fig. 2.18 Efecto de la relación de vacíos y de la presión confinante en el módulo dinámico de cortante (Kim y Novak, 1981).

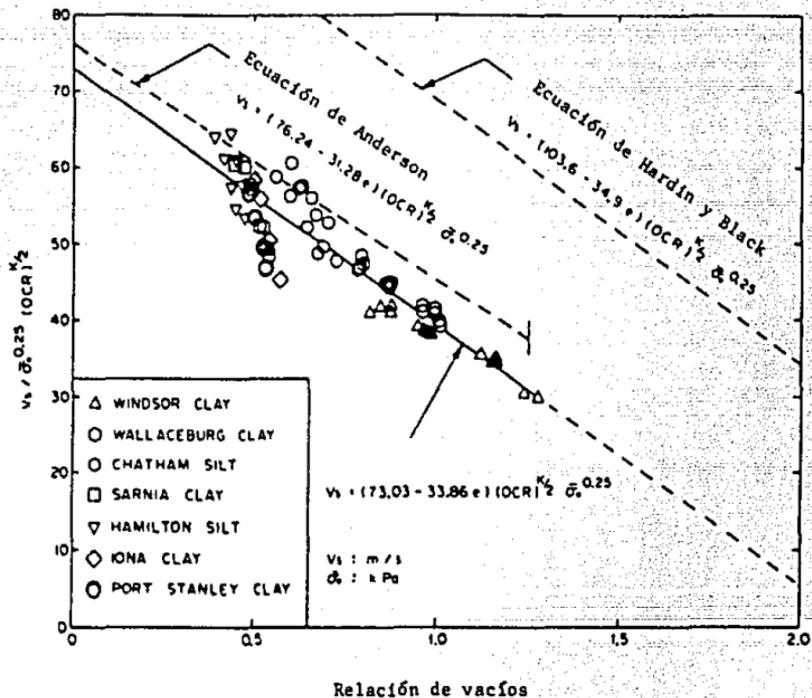


Fig. 2.19 Velocidad de la onda de corte normalizada vs relación de vacíos (Kim y Novak, 1981).

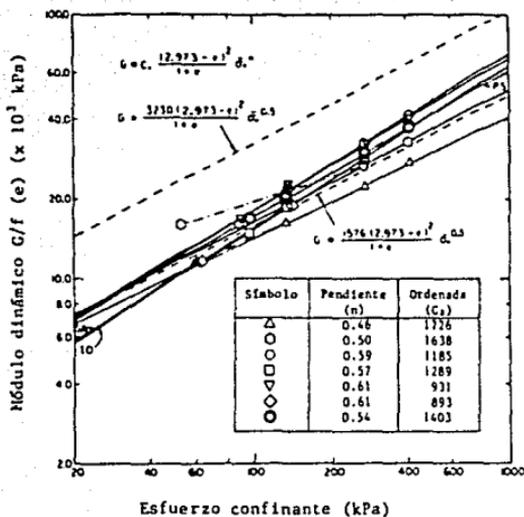


Fig. 2.20 Efecto de la presión confinante en el módulo dinámico de cortante normalizado con respecto a la función de la relación de vacíos (Kim y Novak, 1981).

CAPITULO III

ENSAYES DE LABORATORIO CON ARENAS

3. ENSAYES DE LABORATORIO CON ARENAS

3.1 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL EMPLEADO EN LOS ENSAYES

Para llevar a cabo los ensayos de laboratorio, se utilizó una muestra de arena proveniente de San Carlos, Baja California Sur.

Las características de la muestra de arena son las que se mencionan en lo que sigue:

La arena se extrajo de 2.35 metros de profundidad. Se encuentra formada por granos finos de color café claro constituidos fundamentalmente por cristales de cuarzo y plagioclasas, en menor cantidad hornblenda, augita y calcita con escasos fragmentos de rocas volcánicas. El tamaño de los granos se encuentra comprendido entre la malla No. 20 y la malla No. 200 con un contenido de finos de 19 %, la curva granulométrica se muestra en la fig 3.1.

La densidad de sólidos del material es $S_s=2.69$, el contenido de agua natural es de 4 % y la relación de vacíos correspondiente de 0.71.

Con objeto de estudiar la influencia del grado de saturación en la respuesta dinámica del suelo, se llevaron a cabo ensayos de columna resonante con muestras de arena parcialmente saturadas con diferentes contenidos de agua y relaciones de vacíos de consolidación.

3.2 EQUIPO EMPLEADO

El ensayo de columna resonante consiste en aplicar a una muestra de suelo vibraciones forzadas, ya sean longitudinales o torsionantes.

El ensayo de columna resonante para determinar el módulo dinámico de cortante, G , y el smortiguamiento, D , de suelos, se basa en la teoría de la propagación de ondas en barras prismáticas (Jaime, 1980). Con base en esta teoría, la frecuencia de resonancia de una barra depende de las

condiciones de frontera, presentándose tres casos muy importantes:

Caso I: los extremos de la barra están libres o empotrados

$$W_n = \frac{n \pi}{L} c_w \quad \dots (3.1)$$

para $n=1,2,3,\dots$

Caso II: un extremo empotrado y el otro libre

$$W_n = \frac{n \pi}{2 L} c_w \quad \dots (3.2)$$

para $n=1,3,5,\dots$

Caso III: un extremo empotrado y en el otro se encuentra un peso W_m

$$\frac{W_n L}{c_w} \tan \frac{W_n L}{c_w} = \frac{W_b}{W_m} \text{ ó } \frac{I_b}{I_m} \quad \dots (3.3)$$

en donde:

W_n : frecuencia circular del modo de vibración correspondiente (rad/s)

n : modo de vibración

L : longitud de la barra (m o cm)

c_w : velocidad del tipo de onda generada en el medio que forma la barra (m/s o cm/s), ya sea de cortante o compresional.

W_b, W_m : peso de la barra y de la masa sujeta en el extremo

I_b, I_m : momentos polares de inercia de las masas de la barra y del peso sujeta en el extremo

Las ecuaciones (3.1) a (3.3) son válidas para el caso de ondas longitudinales de barra y para ondas de cortante. Para el caso de ondas de cortante la velocidad c_w es igual a la velocidad de onda de corte del suelo en el campo (si el medio es homogéneo). La velocidad de onda de barra, aunque de compresión de la muestra de suelo, c_b , es diferente de la velocidad de onda compresional en el campo. Cuando la muestra se excita con ondas longitudinales es necesario que la relación longitud-diámetro del espécimen sea mayor de 2.

La frecuencia natural f_n en cps está dada por la ecuación:

$$f_n = \frac{w_n}{2\pi} \dots(3.4)$$

En el ensayo de columna resonante, sea longitudinal o torsionante, se varía la frecuencia de la vibración forzada inducida en el espécimen, hasta que se obtiene la condición de resonancia para el primer modo de vibración. La resonancia es la condición en la que la amplitud de vibración de respuesta del espécimen de suelo es máxima.

Como se observa en las ecuaciones (3.1) y (3.2) las frecuencias de resonancia de los modos más altos son para el primer caso 2,3,... veces la frecuencia del primer modo; mientras que para el caso de la ecuación (3.2), las frecuencias de resonancia de los modos altos son 3,5,... veces la frecuencia del primer modo. Lo anterior es válido para cualquier tipo de onda que se genera, longitudinal o de torsión. Es recomendable que se determinen las frecuencias de resonancia en los primeros tres modos de vibración para obtener una estimación más precisa de la velocidad de onda bajo consideración.

Una vez que se conocen las frecuencias de resonancia para cualquiera de los tres primeros modos y tomando en cuenta las condiciones de frontera del espécimen de suelo y el tipo de onda generado, se pueden obtener las velocidades de onda c_b o c_s del suelo, usando alguna de las ecuaciones (3.1) a (3.3). Los módulos dinámicos G y E se obtienen a través de las expresiones:

$$E = c_b^2 P \dots(3.5)$$

$$G = c_s^2 P \dots(3.6)$$

en donde:

P = Y/g

Y = peso volumétrico del suelo

g = aceleración de la gravedad

Si se determinan las velocidades c_b y c_s del espécimen de suelo, la relación de Poisson, μ , se obtiene de la expresión:

$$\frac{E}{G} = 2(1 + \mu) \dots(3.7)$$

Los equipos comerciales para hacer el ensayo de columna resonante son el tipo de torsión (mas común) o longitudinal.

El aparato de columna resonante a torsión tipo Drnevich con que cuenta el Instituto de Ingeniería, UNAM, consta de

una cámara de confinamiento, instrumentación y equipo electrónico periférico, fig (3.2).

Se coloca una muestra de suelo en el aparato, se monta sobre ella un oscilador que posee dos imanes en cada uno de sus extremos. Un juego de cuatro bobinas se colocan por pares en los dos soportes que tiene la base rígida del aparato de manera que se inserten en los imanes y procurando que las bobinas queden en el centro de la separación que tienen éstos. A continuación, sobre el oscilador se apoya un micrómetro para poder medir las deformaciones verticales del espécimen durante la consolidación.

El oscilador que se coloca en la parte superior de la muestra posee una perforación con rosca en la parte central del mismo y es ahí donde se conecta un vástago unido a un resorte que se encarga de contrarrestar el peso total de la placa metálica; dicho resorte se encuentra sujeto en su parte superior a una columna metálica unida a la base rígida del aparato.

Finalmente, se conectan los cables que llegan a las bobinas y al acelerómetro. Se coloca el cilindro de lucita que contendrá a la probeta y se conectan los cables de las bobinas en el dispositivo que se localiza en la tapa superior del aparato; por último, se coloca dicha tapa en su lugar y se aprieta por medio de cuatro tuercas.

A través de la conexión localizada en la parte inferior del aparato, se hace circular agua hacia el interior del cilindro de lucita hasta que se alcanza un nivel por encima del espécimen. Entonces, se aplica la presión confinante deseada por medio de aire a presión inyectado por la tapa de la cámara y se consolida la muestra de suelo.

Una vez que la probeta de suelo está consolidada, se pone a funcionar el equipo periférico y se procede a realizar el ensayo de columna resonante. Para la descripción siguiente, véase la fig 3.2. En el generador de funciones (1) se elige la forma de onda deseada por medio de (a), la amplitud de voltaje se regula con el botón (b) y la frecuencia con (c). El generador de funciones (1) envía un voltaje de frecuencia regulable hacia el amplificador de potencia (2); para medir con precisión la frecuencia enviada por el generador de funciones (1), se emplea un frecuencímetro (3). El amplificador de potencia (2) envía una señal modificada al dispositivo (4); aquí la corriente se bifurca y una línea va hacia las bobinas excitadoras (5) a través de la conexión (d), mientras que la otra va al osciloscopio (6) por medio de (e).

Las bobinas al ser excitadas generan un campo magnético variable de igual forma de onda que el voltaje de entrada, lo cual provoca que los imanes se desplacen induciendo un

momento torsionante cíclico en el espécimen, fig 3.3. El acelerómetro (7) colocado en la placa superior de la muestra, envía una señal a través de (f) y la recoge el amplificador de carga (8) para después enviarla hacia el osciloscopio (6). La magnitud de la señal que aparece en la pantalla del osciloscopio, se verifica mediante un voltímetro (9), el cual, nos sirve para obtener los voltajes de las señales de entrada y salida durante una prueba.

El arreglo del espécimen corresponde al caso de una barra empotrada en un extremo y libre en el otro.

Durante la ejecución de los ensayos es sumamente importante conocer el voltaje máximo que está circulando por las bobinas, así como el voltaje máximo que envía el acelerómetro montado en el oscilador que se halla en la parte superior de la probeta; por último, se necesita obtener la frecuencia. Todos estos datos se obtienen al momento en que la probeta entra en resonancia en vibración forzada (f_r) y para el caso en que se tiene una frecuencia $f_r' = \sqrt{2} f_r$.

Para poder obtener los valores de la deformación angular, el módulo dinámico de cortante y el amortiguamiento de un suelo, se emplean los datos mencionados en el párrafo anterior y las siguientes fórmulas, producto de la calibración previa del equipo y las cuales son:

a) Para la deformación angular (en por ciento)

$$\gamma = 27.61 \frac{(\text{mvolts salida}) (\theta)}{(1000) (f_r)^2 (h)} \quad \dots(3.8)$$

b) Para el módulo dinámico de cortante (en kg/cm²)

$$G = \frac{(128 \pi) (29.29 h)}{1000 (\theta^2)} f_r^2 \quad \dots(3.9)$$

c) Para el amortiguamiento (en por ciento)

$$D=25 \frac{\text{mvolts entrada}}{\text{mvolts salida}} \frac{\text{mvolts salida}}{\text{mvolts entrada}} \quad \dots(3.10)$$

(f=f_r) (f=f_r)

donde:

θ : diámetro del espécimen al iniciarse el ensayo

h : altura del espécimen al inicio del ensayo

f_r : frecuencia de resonancia en vibración forzada

(f=f_r) : datos obtenidos para el caso de resonancia en vibración forzada

(f=f_r') : datos obtenidos para una frecuencia $f_r' = \sqrt{2} f_r$

- Formación de especímenes

La formación de los especímenes de arena se puede hacer mediante tres procedimientos que son: formación en estado saturado, en estado húmedo y en seco.

A continuación se explica en forma breve en que consiste cada uno de dichos procedimientos (Jaime, 1978):

a) Formación en estado saturado

En un matraz de cuello largo se colocan unos 300 gramos de arena y se agrega agua destilada hasta tener un nivel por encima de la arena, a continuación se aplica vacío al matraz para extraer el aire de la mezcla agua-arena. Después de esta operación, se agrega agua destilada y desaireada hasta que se derrame por la boca del matraz, finalmente se coloca un tapón de hule con un tubo de vidrio.

Una membrana de látex confinada en un molde por medio de vacío, se llena con agua desaireada. El matraz ya preparado como se indicó antes, se invierte haciendo que la boca del tubo de vidrio haga contacto con la superficie del agua del molde, estableciéndose un intercambio en volumen de arena del matraz por agua del molde, fig 3.4. Al término de este paso se coloca la tapa del espécimen.

Con este procedimiento se pueden formar especímenes en estado muy suelto.

b) Formación en estado húmedo

A una cantidad de arena se le agrega el porcentaje de agua deseado en peso para preparar una mezcla con la que se formará el espécimen en varias capas. La membrana y el molde se colocan en posición y el material correspondiente a cada capa se deja caer libremente en su interior y se da un número determinado de cubrimientos por capa con una barra de acrílico, la cual tiene colocado en su extremo superior un peso definido (este peso se varía para obtener diferentes relaciones de vacíos).

Este procedimiento permite la formación de especímenes desde muy sueltos hasta compactos.

c) Formación en estado seco

Con la membrana y el molde se forma un recipiente en el que se vierte arena seca en tres capas; sobre cada una de las capas se coloca un cilindro con peso conocido y se vibra el molde durante dos minutos con un vibrador eléctrico manual.

Mediante este procedimiento se pueden obtener especímenes compactos.

Para llevar a cabo los ensayos de columna resonante a torsión con arenas, la formación de los especímenes se hizo en estado húmedo y se llevó a cabo de la manera siguiente:

Se colocan 150 gramos del material a emplear en varios recipientes y se meten al horno a una temperatura de 110°C para dejarlos un tiempo mínimo de 18 horas con el fin de lograr su secado; una vez que el material está seco, se retira del horno y se deja enfriar dentro de un recipiente de secado.

Una membrana de látex se sujeta a la base fija del aparato de columna resonante por medio de dos arosellos, a continuación, la membrana se confina empleando un molde cilíndrico de doble caña cuyo diámetro es de 3.6 cm y su altura de 8.5 cm aproximadamente. Enseguida se aplica un vacío de 0.1 kg/cm² a través de los dos orificios que existen en el molde, con el fin de asegurar la adherencia de la membrana en el molde.

Los 150 gramos de arena se reparten en 10 cápsulas de vidrio, cada una de ellas contendrá 15 gramos y se le agrega el porcentaje de agua en peso que le corresponde; por último, se tapan todas las cápsulas para evitar la pérdida de humedad.

Se toma una cápsula y con una espátula se mezclan la arena y el agua para obtener un material con humedad uniforme. A continuación, se vierte libremente el contenido de la cápsula en el interior del molde y se procede a dar un número determinado de aplicaciones con la barra de acrílico con un peso dado para obtener una cierta relación de vacíos.

El procedimiento descrito anteriormente se repite para todas y cada una de las capas siguientes con un número de aplicaciones de 11,11,13,13,15,15,17,17,19,19 y cuando se llega al ras del molde se coloca la tapa del espécimen, la cual se encuentra sujeta a un oscilador que tiene cuatro imanes en sus extremos, además, tiene un acelerómetro en la parte frontal y un contrapeso en la parte posterior, los dos se hallan diametralmente opuestos para evitar que se produzca algún desbalanceo; la membrana que envuelve a la probeta y que se encontraba adherida al molde se sella a la tapa del espécimen por medio de otros dos arosellos.

El siguiente paso consiste en aplicar un vacío de 0.1 kg/cm² al espécimen recién formado a través de la válvula que se encuentra en la base del aparato, y retirar el molde metálico que sirvió para formar la probeta; después de

realizar lo anterior, se procede a armar el aparato de columna resonante.

Una vez que se tiene totalmente armado el aparato de columna resonante a torsión, se aplica una presión confinante dentro de la cámara de 0.1 kg/cm^2 . Para aplicar la presión confinante se emplea una línea con aire a presión y con un regulador se da la presión necesaria; la magnitud de la presión de confinamiento se verifica por medio de un manómetro de mercurio. La presión confinante se aplica al espécimen por medio de la conexión que existe para tal fin en la tapa del aparato.

Se deja que el espécimen se estabilice; a continuación, se quita el vacío que tenía la probeta; finalmente, se aplica la presión confinante deseada y se deja consolidar la probeta.

Por último, se procede a realizar el ensaye de columna resonante a torsión y después se obtienen los valores de la deformación angular, el módulo dinámico de cortante y el amortiguamiento del suelo.

3.3 RESULTADOS

El programa de pruebas de columna resonante llevado a cabo tenía como propósito principal determinar el comportamiento dinámico de la muestra de arena al variar su contenido de agua y su relación de vacíos, pero la presión confinante sería la misma en todos los casos (la presión confinante en los ensayos fue de 0.23 kg/cm^2). Dicho programa comprendió la realización de tres series de ensayos; la primera serie se ejecutó con probetas de arena que tenían un contenido de agua de 4%, para la segunda serie fue de 8% y la tercera serie se hizo con 12%. Cabe mencionar que todos los especímenes formados fueron sólidos y sus medidas iniciales fueron prácticamente iguales.

Con el conjunto de los datos obtenidos de los ensayos de laboratorio, se construyeron las gráficas que aparecen en las figuras 3.5 a 3.8. Asimismo, los resultados de los ensayos se presentan resumidos en la tabla 3.1.

En las figuras 3.5 (a), 3.6 (a) y 3.7 (a) se muestran los cambios en el valor del módulo dinámico G al aumentar la deformación angular y al incrementarse el contenido de agua.

Las figuras 3.5 (b), 3.6 (b) y 3.7 (b) presentan la variación en el amortiguamiento al incrementarse la deformación angular.

La figura 3.8 muestra el incremento o el decremento que sufre el módulo dinámico máximo G al aumentar el contenido de agua de la muestra.

A partir de las gráficas mencionadas anteriormente, se puede hacer el siguiente resumen de los datos obtenidos en el laboratorio:

1.- El módulo dinámico G se incrementa al disminuir la relación de vacíos para una presión confinante constante.

2.- El contenido de agua tiene una influencia importante en el comportamiento dinámico de arenas, ya que en el presente caso el módulo dinámico G tuvo un incremento en su valor al aumentar el contenido de agua a 8%, pero se tuvo un decremento en los valores del módulo G al aumentar el contenido de agua a 12%.

3.- Se aprecia que existe un contenido de agua, con el cual se obtiene el máximo valor del módulo dinámico G .

4.- La relación de vacíos mínima que se puede obtener para esta muestra de arena es de aproximadamente 0.62, y si se observa la figura 3.8, las curvas G_{max} -e tienden a ser asintóticas para dicho valor de la relación de vacíos, independientemente del contenido de agua que se tenga.

3.4 RESUMEN Y CONCLUSIONES

- Resumen

Dentro del temario del capítulo III, se proporcionaron las características de la arena empleada y la manera en que se realizó la formación de los especímenes, la teoría sobre el funcionamiento del aparato de columna resonante y se hizo una síntesis del funcionamiento del aparato de columna resonante a torsión con que cuenta el Instituto de Ingeniería, UNAM.

Asimismo, se presentan los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio y aparecen las fórmulas para calcular los valores de la deformación angular, el módulo dinámico de cortante y el amortiguamiento del suelo; por último aparecen las gráficas que se construyeron con los datos de laboratorio obtenidos.

- Conclusiones

1.- La relación de vacíos y el contenido de agua, para el caso de los ensayos realizados, tienen una influencia muy importante en el comportamiento dinámico de la arena ya que de ellos depende el que el módulo dinámico de cortante tenga un incremento o un decremento en sus valores. Por ejemplo,

para el caso en que $e=0.64$ y $w=8\%$ se tiene que $G=493.5$ kg/cm^2 , pero si $e=0.64$ y $w=12\%$ entonces $G=480$ kg/cm^2 . En caso de que se tenga un mismo contenido de agua, el módulo dinámico de cortante sufrirá un decremento en su valor al aumentar la relación de vacíos e .

2.- Es importante mencionar que el contenido de agua que pueda presentar el suelo en campo, influirá determinadamente en su comportamiento dinámico al presentarse una sollicitación dinámica.

3.- El rango de deformación angular para la muestra ensayada es de 10^{-3} a 10^{-2} %; excepto para el caso en que la relación de vacíos es cercana a 0.62, ya que entonces se lograron tener deformaciones angulares en el rango de 10^{-4} %. Cabe recordar que la deformación angular es uno de los parámetros que afectan en mayor grado al módulo dinámico de cortante.

4.- De los ensayos realizados en el laboratorio, se puede apreciar que el módulo dinámico decrece bruscamente al aumentar la deformación angular en un mismo intervalo, lo cual afecta el comportamiento de la arena ante una carga dinámica.

SONDEO: SAN CARLOS B.C.S.
 MUESTRA: ARENA
 PRESION CONFINANTE: 0.23 kg/cm²
 DENSIDAD DE SOLIDOS: 2.69

ENSAYE No	RELACION VACIOS	CONT AGUA %	DEF ANG Y %	MOD G kg/cm ²	AMORT D %	G máx kg/cm ²
1	0.99	4	3.400E-03	149.25	2.84	149.25
			5.838E-03	144.48	2.32	
			6.289E-03	130.99	7.1	
			8.018E-03	118.64	13.77	
			1.986E-02	97.61	25.15	
			2.769E-02	93.39	23.77	
2	0.76	4	2.321E-03	195.47	4.22	195.47
			4.436E-03	181.51	3.41	
			7.208E-03	176.48	3.03	
			1.367E-02	149.8	4.88	
			1.487E-02	147.95	5.35	
			2.247E-02	134.57	7.99	
3	0.72	4	2.206E-03	217.1	3.33	217.1
			4.557E-03	201.93	2.58	
			7.997E-03	186.25	2.73	
			1.362E-02	167.77	3.43	
			1.698E-02	157.69	3.71	
			2.063E-02	146.86	4.92	
7	0.81	4	2.030E-03	181.5	9.22	181.5
			3.906E-03	170.79	10.35	
			7.081E-03	156.38	12.02	
			1.299E-02	137.21	12.76	
			1.578E-02	129.83	12.09	
			1.926E-02	121.18	14.74	
8	0.66	4	7.170E-04	330.8	8.83	330.8
			1.516E-03	302.93	8.28	
			3.917E-03	266.44	9.12	
			6.599E-03	238.65	13.5	
			8.675E-03	229.65	12.62	
			1.218E-02	202.79	16.12	
1.750E-02	188.18	15.53				
2.542E-02	170.56	14.93				
3.594E-02	162.07	14.99				

Tabla 3.1 Resultados de las probetas de arena ensayadas en el aparato de columna resonante a torsión.

SONDEO: SAN CARLOS R.C.S.
 MUESTRA: ARENA
 PRESION CONFINANTE: 0.23 kg/cm²
 DENSIDAD DE SOLIDOS: 2.69

ENSAYE No	RELACION VACIOS	CONT AGUA Z	DEF ANG Y Z	MOD G kg/cm ²	AMORT D Z	G max kg/cm ²
4	0.76	8	1.718E-03	265.05	6.44	265.05
			2.956E-03	258.92	7.03	
			3.774E-03	248.35	11.56	
			4.703E-03	238.63	18.03	
			5.467E-03	231.92	19.73	
			1.041E-02	190.12	22.71	
			1.297E-02	182.06	22.73	
			2.309E-02	153.89	22.08	
			3.125E-02	129.59	23.89	
5	0.88	8	2.838E-03	177.45	6.18	177.45
			5.201E-03	165.54	7.63	
			7.171E-03	159.91	10.14	
			1.281E-02	138.83	13.78	
			1.564E-02	132.5	14.04	
			1.868E-02	122.7	14.99	
			1.966E-02	119.38	18.51	
			2.053E-02	117.5	21.72	
			2.269E-02	110.09	26.84	
6	0.98	8	2.372E-03	166.72	5.95	166.72
			3.895E-03	154.52	9.23	
			7.344E-03	140.45	11.66	
			1.335E-02	126.14	13.91	
			1.674E-02	118.96	14.93	
			2.092E-02	112.27	16.27	
12	0.8	8	2.391E-03	179.73	16.01	179.73
			4.756E-03	166.33	15.39	
			8.358E-03	154.03	14.2	
			1.368E-02	141.09	13.56	
			1.719E-02	127.91	14.66	
13	0.64	8	9.798E-04	493.53	5.64	493.53
			1.631E-03	472.77	3.62	
			2.509E-03	440.08	2.05	
			3.828E-03	392.36	2.14	
			4.513E-03	366.99	3.97	
			6.402E-03	341.99	4.92	
			7.779E-03	323.03	5.61	
			1.114E-02	285.09	21.49	

Continuación de la Tabla 3.1

SONDEO: SAN CARLOS B.C.S.
 MUESTRA: ARENA
 PRESION CONFINANTE: 0.33 kg/cm²
 DENSIDAD DE SOLIDOS: 2.69

ENSAYE No	RELACION VACIOS	CONT AGUA %	DEF ANG		MOD G kg/cm ²	AMORT D %	G máx kg/cm ²
			Y	Z			
9	0.88	12	3.305E-03	149.92	149.92	5.74	149.92
			4.851E-03	143.88	143.88	7.66	
			9.038E-03	127.03	127.03	8.44	
			1.241E-02	118.99	118.99	11.79	
			1.302E-02	112.43	112.43	13.97	
			1.983E-02	97.78	97.78	16.1	
10	0.74	12	2.033E-03	193.98	193.98	9.04	193.98
			2.366E-03	152.86	152.86	7.21	
			4.317E-03	141.69	141.69	8.42	
			8.989E-03	126.45	126.45	6.98	
			1.124E-02	121.31	121.31	5.92	
11	0.64	12	7.286E-04	480.98	480.98	6.47	480.98
			1.254E-03	454.66	454.66	4.33	
			1.946E-03	422.47	422.47	2.39	
			2.918E-03	385.69	385.69	1.64	
			3.471E-03	360.78	360.78	3.24	
			4.449E-03	333.36	333.36	6.99	
			5.579E-03	309.71	309.71	9.2	
			7.528E-03	277.84	277.84	10.69	
9.604E-03	255.44	255.44	6.85				

Continuación de la Tabla 3.1.

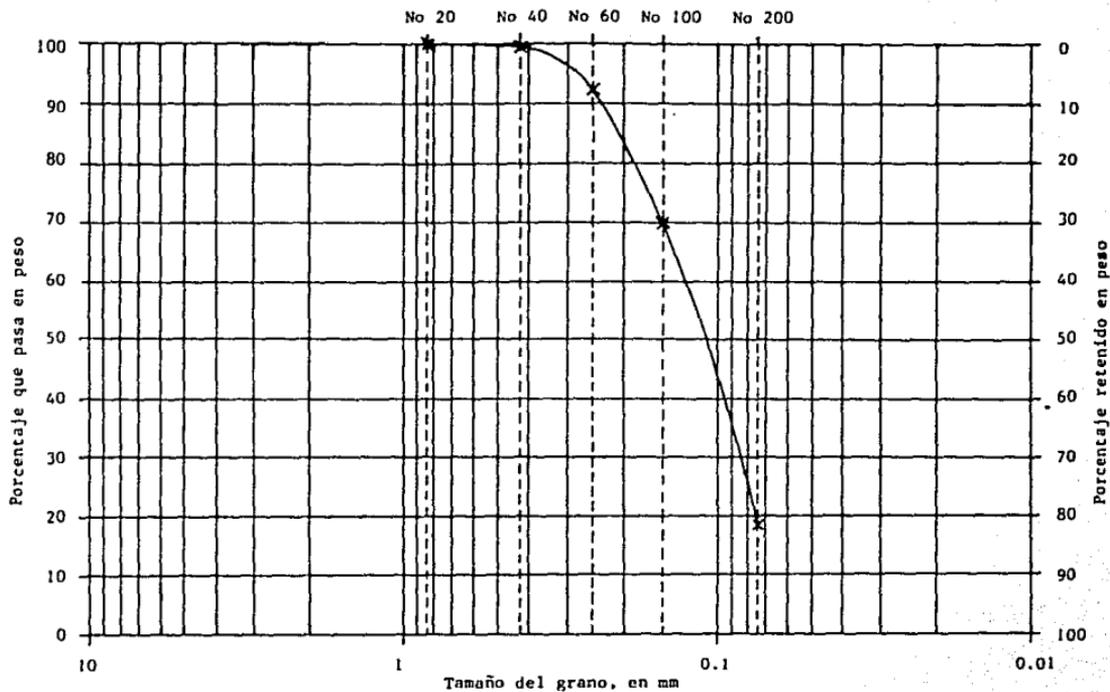


Fig. 3.1 Curva granulométrica de la arena empleada.

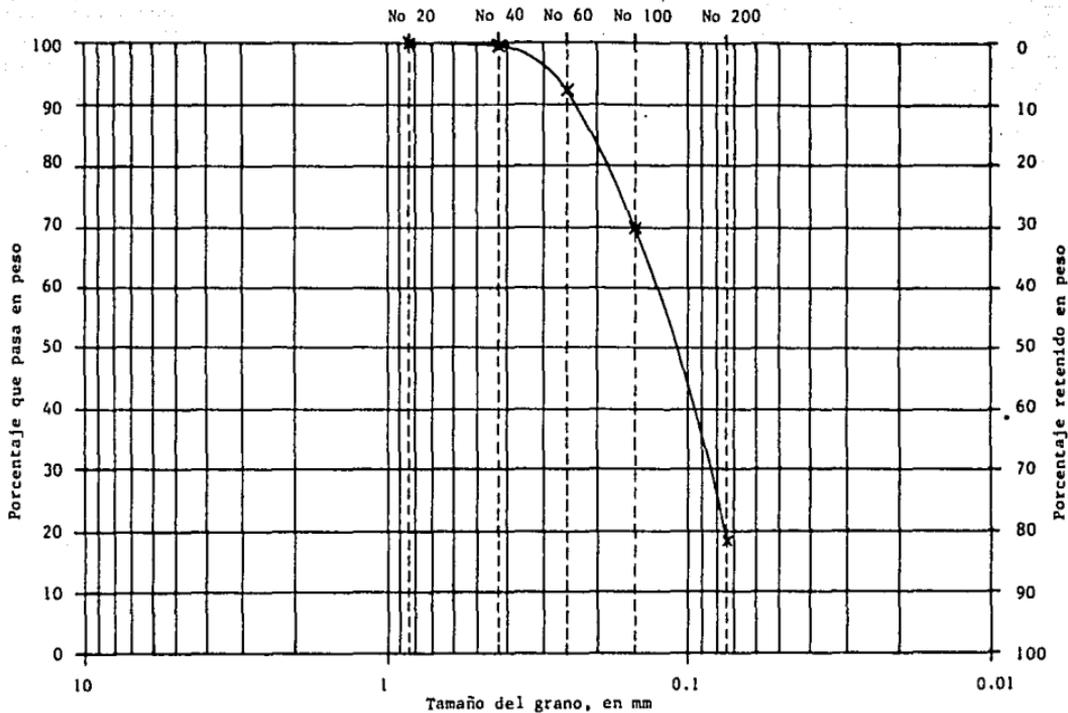


Fig. 3.1 Curva granulométrica de la arena empleada.

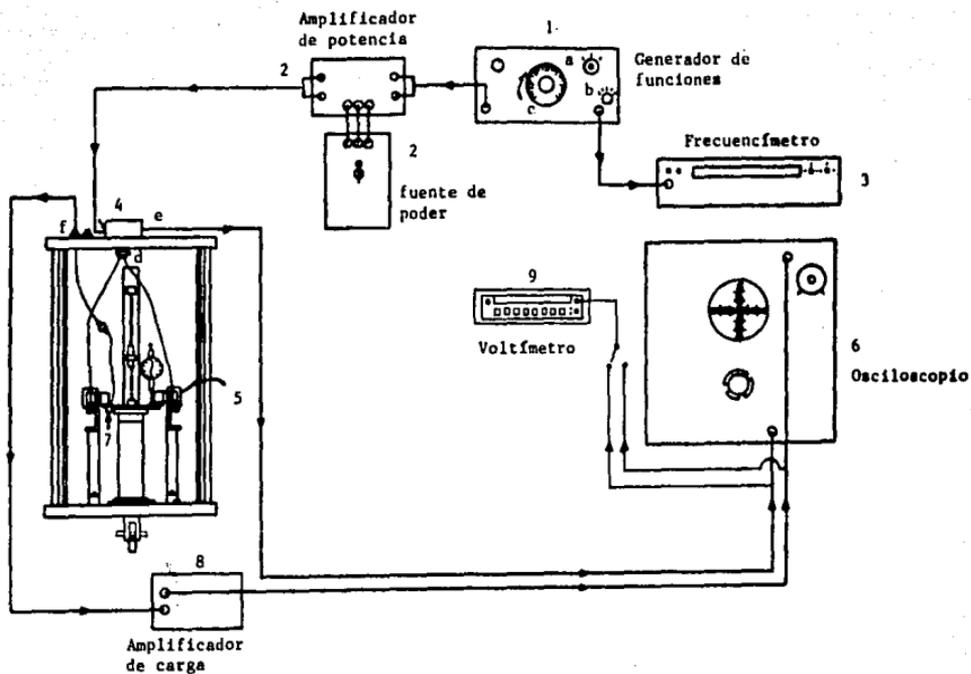


Fig. 3.2 Esquema del equipo eléctrico del aparato de columna resonante a torsión.

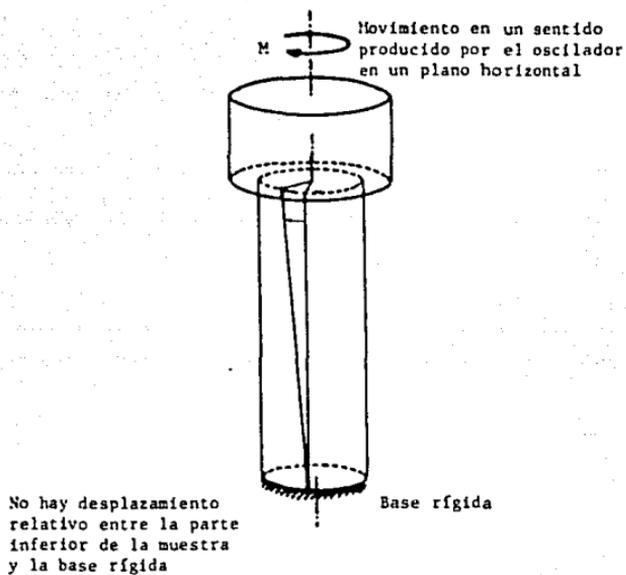


Fig. 3.3 Forma de trabajo del aparato de columna resonante a torsión.

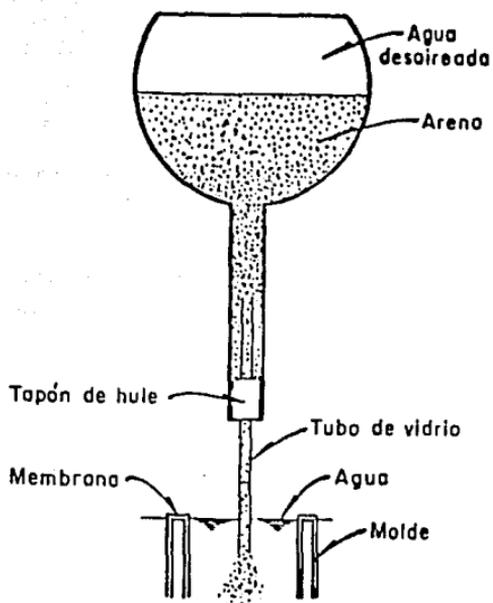


Fig.3.4 Formación de muestras en estado saturado
(Jaime, 1978).

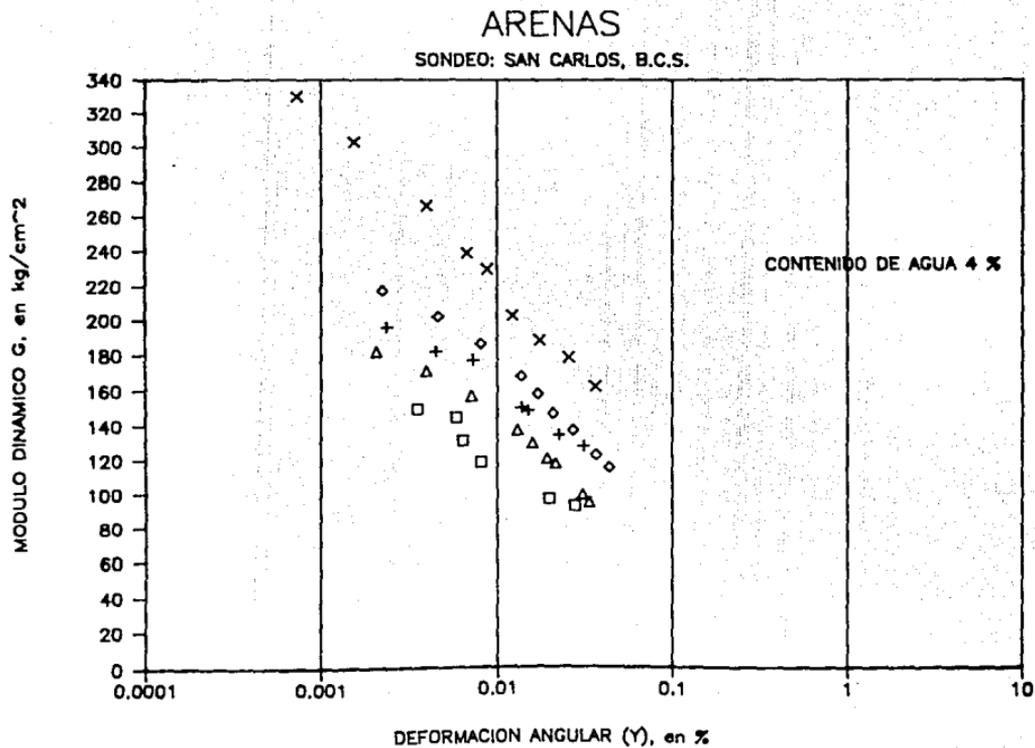


Fig. 3.5 (a) Relación G vs γ para muestras con un contenido de agua de 4%.

ARENAS

SONDEO: SAN CARLOS, B.C.S.

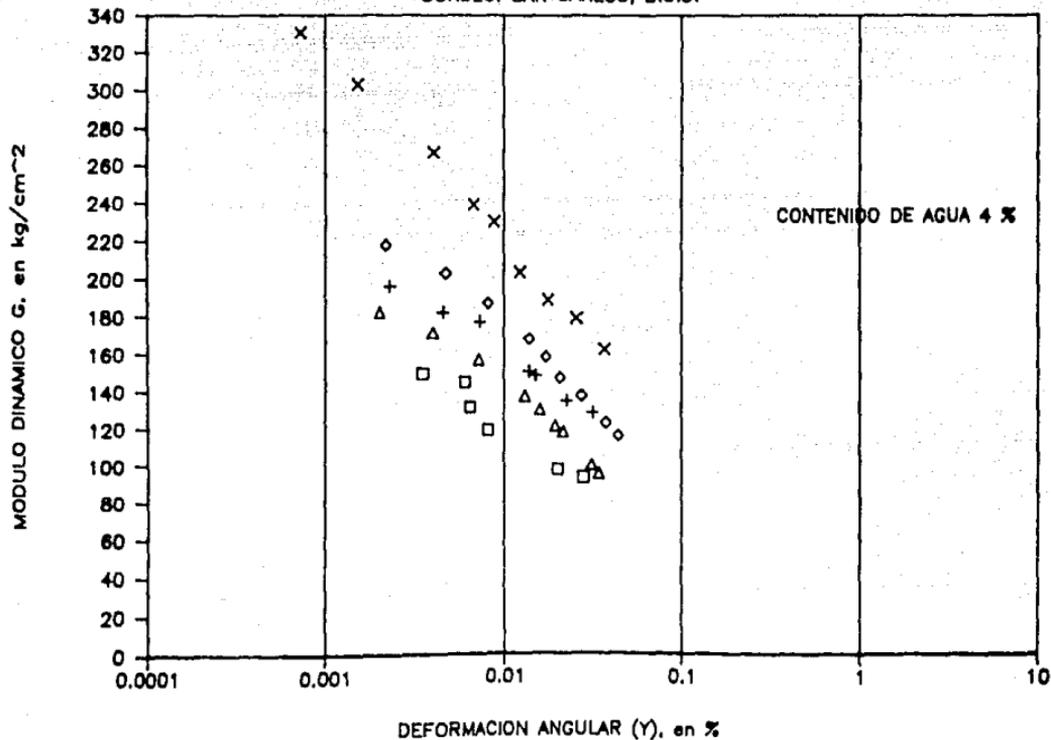


Fig. 3.5 [a] Relación G vs γ para muestras con un contenido de agua de 4%.

ARENAS

SONDEO: SAN CARLOS, B.C.S.

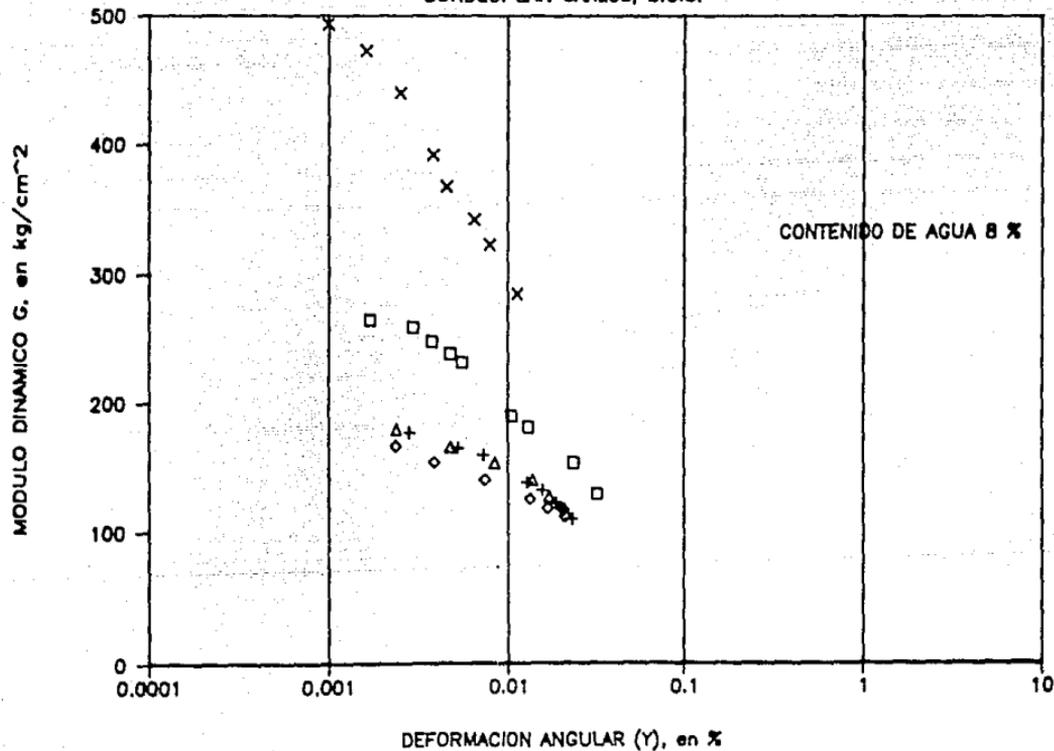


Fig. 3.6 (a) Relación G vs γ para muestras con un contenido de agua de 8%.

ARENAS

SONDEO: SAN CARLOS, B.C.S.

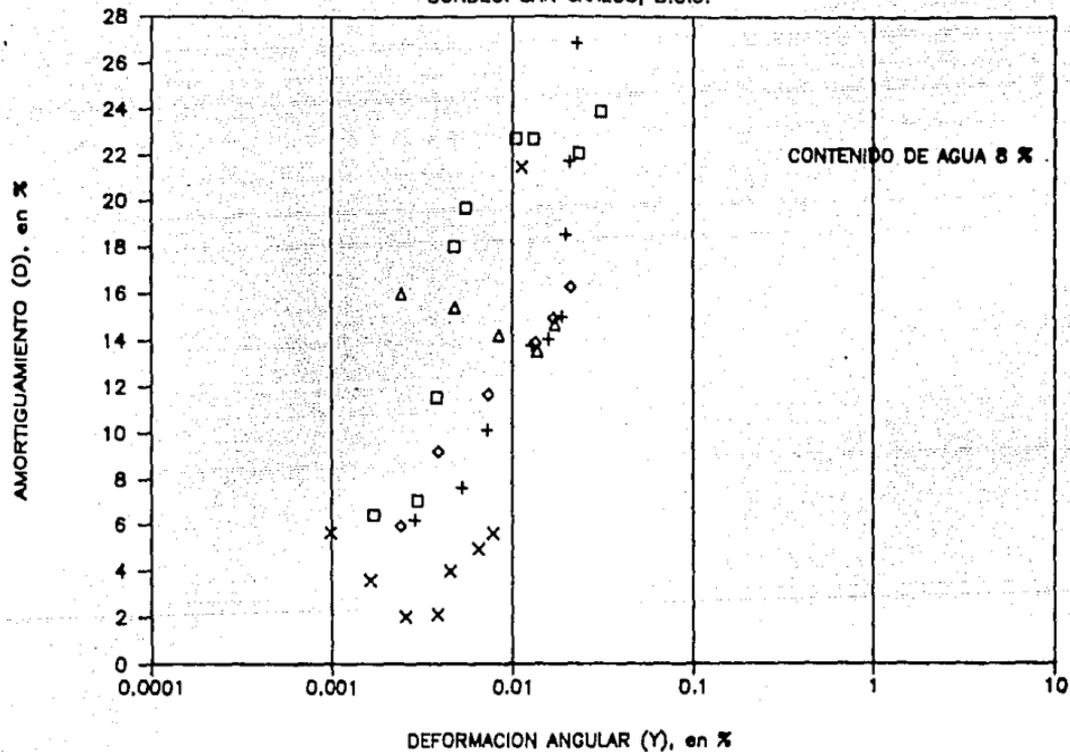


Fig. 3.6 (b) Relación D vs γ para muestras con un contenido de agua de 8%.

ARENAS

SONDEO: SAN CARLOS, B.C.S.

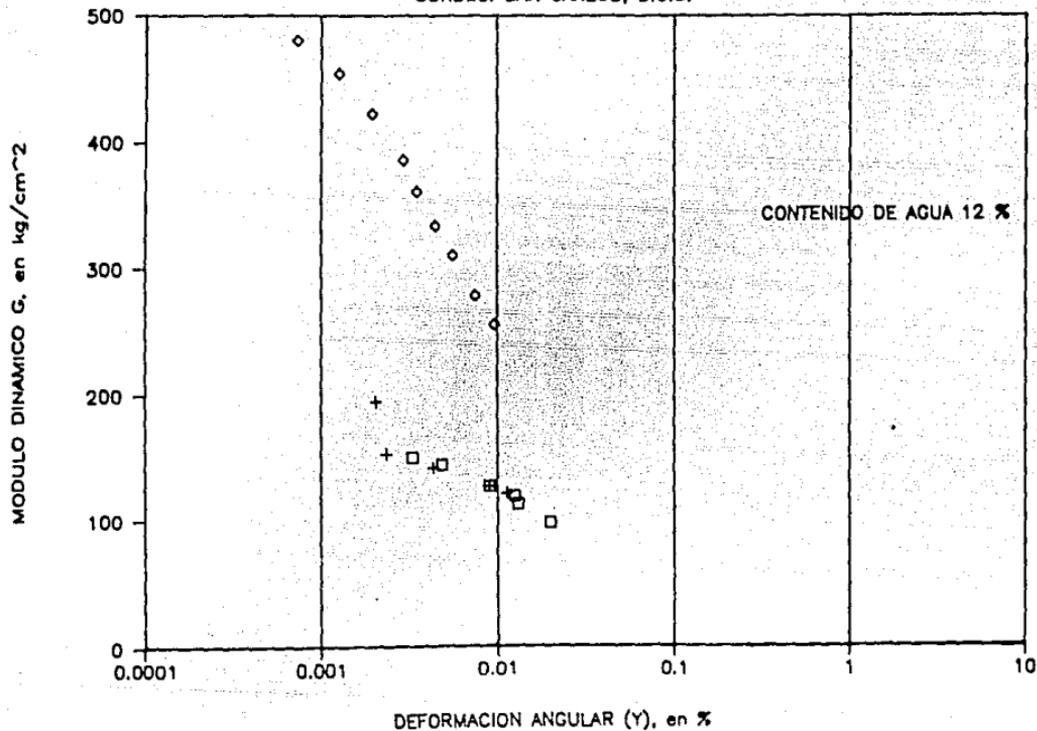


Fig. 3.7 (a) Relación G vs γ para muestras con un contenido de agua de 12%.

ARENAS

SONDEO: SAN CARLOS, B.C.S.

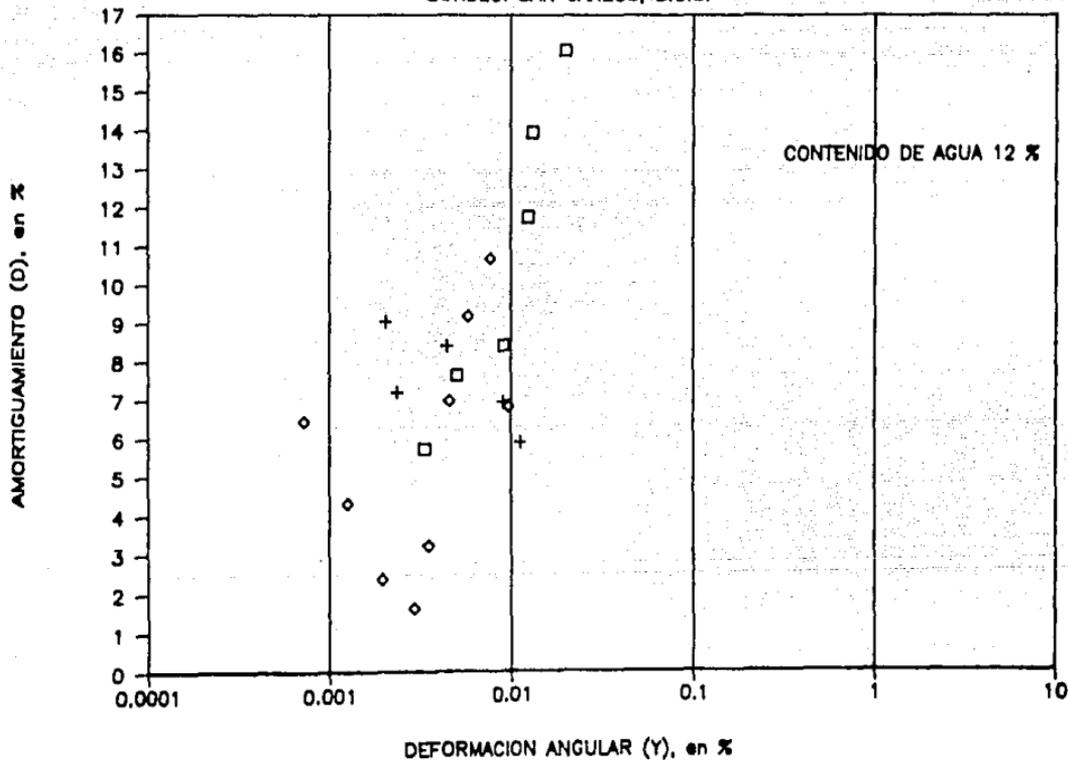


Fig. 3.7 (b) Relación D vs γ para muestras con un contenido de agua de 12%.

ARENAS

SONDEO: SAN CARLOS, B.C.S.

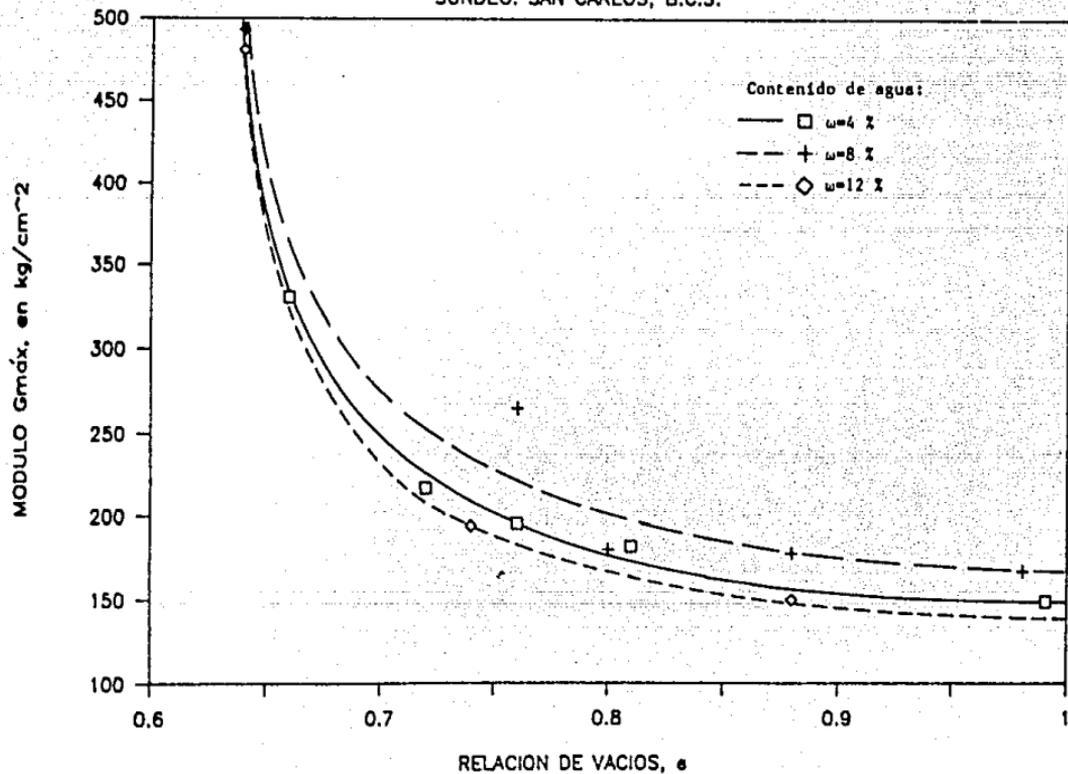


Fig. 3.8 Relación $G_{máx}$ vs e para muestras con diferentes contenidos de agua.

CAPITULO IV

ENSAYES DE LABORATORIO CON LIMOS

4. ENSAYES DE LABORATORIO CON LIMOS

4.1 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL EMPLEADO

De acuerdo con las características del subsuelo, el valle de México se divide en tres zonas: zona de lago, zona de transición y zona de lomas (fig 4.1, Jaime 1987). Se ensayaron muestras de suelo provenientes de la zona de transición.

Las muestras de suelos ensayadas en el laboratorio comprendían limos francos cementados y compactos de color gris verdoso, limos arcillosos de color café o verde grisáceo, limos arenosos cementados y en algunos casos se encontró materia vegetal y fósiles en pequeñas cantidades.

Los sitios de donde se extrajeron las muestras son los siguientes:

- a) Xola y División del Norte (XDDN)
- b) Parque de los Venados (PAVE)
- c) División del Norte y Tlalpan (DDNT)
- d) Alemania y División del Norte (ADDN)

Las ubicaciones de los sondeos aparecen en la fig 4.2. Las muestras fueron extraídas mediante tubos shelly de 10 cm de diámetro.

La lista de muestras que fueron ensayadas en los aparatos de columna resonante a torsión y/o equipo triaxial cíclico aparece a continuación:

SONDEO:	MUESTRA:	PROFUNDIDAD (m):
XDDN	4-2	3.65
	24-1	17.75
PAVE	5-2	5.37
	29-3	23.00
DDNT	3-1	3.62
	6-3	5.65
	10-2	9.25
ADDN	24-3	18.32
	41-3	26.00

Los perfiles estratigráficos de cada uno de los sondeos se muestran en las figuras 4.3 a 4.6. En cada perfil se indican las localizaciones de las muestras ensayadas en el laboratorio. Las características de cada muestra se presentan en la tabla 4.1.

4.2 EQUIPO EMPLEADO

Con objeto de conocer el comportamiento dinámico de los limos en un amplio rango de deformación angular, se realizaron ensayos con el aparato de columna resonante a torsión, el cual induce deformaciones angulares en el rango de 10^{-4} a 10^{-2} %, y en el equipo triaxial cíclico servocontrolado, el cual induce deformaciones angulares de 10^{-2} a 5 %.

Con el aparato de columna resonante a torsión (explicado con detalle en el capítulo 3) se realizaron pruebas con consolidación isotrópica, para lo cual el suelo se sometió a una presión confinante igual al esfuerzo vertical efectivo correspondiente a su profundidad media en el campo. Una vez que las probetas se consolidaban, se llevaba a cabo la prueba dinámica en condiciones no drenadas.

Con el equipo triaxial cíclico se llevaron a cabo pruebas en condiciones de consolidación isotrópica y anisotrópica. Para la condición isotrópica se aplicó al suelo una presión confinante igual al esfuerzo vertical efectivo correspondiente a su profundidad media en el campo, mientras que para el caso de consolidación anisotrópica se empleó una relación de esfuerzos principales de consolidación $\sigma_1/\sigma_3 = 2$. Se utilizó este valor, ya que Alberro (1969) y Jaime (1987) han encontrado que parece ser que esta magnitud de la relación de esfuerzos principales es la que tienen las arcillas en el campo. En todas las pruebas realizadas con este equipo, se aplicaron diferentes

magnitudes de esfuerzos axiales cíclicos, con un número máximo de ciclos de carga de valor constante de 40 aproximadamente y con una frecuencia de 1 Hz.

El ensaye triaxial cíclico consiste en colocar una muestra de suelo en una cámara triaxial y consolidarla a la presión confinante deseada. Después se aplica un esfuerzo desviador cíclico (esfuerzo controlado), σ_{aa} , o una deformación axial cíclica (deformación controlada) con una forma de onda conocida (generalmente es de tipo senoidal o cuadrada) y con la frecuencia deseada. La cámara triaxial cíclica (Jaime, 1980) del Instituto de Ingeniería, UNAM, aparece en la fig 4.7.

Si la prueba cíclica se lleva a cabo con esfuerzo controlado, la fuerza inducida en la probeta y su deformación axial se registran empleando transductores de fuerza y de desplazamiento (DCDT), fig 4.7. Las señales detectadas por estos dispositivos se registran con un graficador o se almacenan en computadora. La presión de poro se puede medir por medio de un transductor de presión. Una vez que se tienen los datos de fuerza y desplazamiento se construyen gráficas del tipo de la fig 2.1, para cada uno de los ciclos de carga; las gráficas son de esfuerzo normal vs deformación axial en lugar de esfuerzo cortante vs deformación angular. De esta curva se determina el módulo secante dinámico de Young E y con la ecuación 4.1 se conoce el valor del módulo dinámico G :

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad \dots(4.1)$$

donde:

E : módulo dinámico de Young, en lb/in²

μ : relación de Poisson

G : módulo dinámico de cortante, en lb/in²

El porcentaje de amortiguamiento crítico se conoce de la manera como se explicó en el subcapítulo 2.1.

Dependiendo de la forma en que se aplique el esfuerzo desviador cíclico, σ_{aa} , el ensaye triaxial se puede realizar de distintas maneras:

- a) En compresión solamente, con el espécimen sujeto a confinamiento hidrostático o anisotrópico.
- b) En compresión y extensión, bajo confinamiento hidrostático o anisotrópico.

En la fig 4.8 aparecen las variantes más utilizadas y su representación en el plano de Mohr τ vs σ_n . Se dice que la prueba cíclica es de compresión únicamente, cuando el esfuerzo axial mínimo es siempre mayor o igual que el esfuerzo confinante, σ_c . La prueba es de compresión y

extensión cuando el esfuerzo axial máximo es mayor que el σ_c y el mínimo menor que este valor, pero mayor que cero.

Con la prueba triaxial cíclica en sus distintas variantes, además de G y D se puede determinar el número de ciclos de esfuerzo desviador cíclico, σ_{ca} , de cierta magnitud, necesario para inducir la falla y la combinación de esfuerzos estáticos y cíclicos más desfavorable.

Las deformaciones angulares que se producen en el suelo en la prueba triaxial cíclica son mayores de 10^{-2} s, en el plano a 45° .

El equipo triaxial cíclico controlado por computadora con que cuenta el Instituto de Ingeniería, UNAM (Jaime y Legorreta, 1989) consta de tres cámaras triaxiales cíclicas instrumentadas, una servoconsola electroneumática, una computadora personal que sirve para controlar la servoconsola, software, un graficador analógico X-Y, acondicionadores de señal para transductores eléctricos, un adquisidor de datos análogo digital (Keithley) y una computadora personal, ver fig 4.9.

Este equipo permite realizar ensayos de tipo estático o dinámico en condiciones isotrópicas o anisotrópicas y con deformación o carga controlada. Se pueden ensayar especímenes de 3.6 cm de diámetro y 9 cm de altura, o bien, de 7.1 cm de diámetro y 20 cm de altura.

A continuación se hace la descripción de un ensayo triaxial cíclico con carga controlada, en condiciones de consolidación isotrópica y anisotrópica, ver fig 4.9. Una vez que la probeta montada en la cámara triaxial ha sido consolidada, se carga el programa de control en la computadora (A) y se selecciona la forma de onda deseada para la carga (esta onda puede ser de tipo senoidal, cuadrada, triangular, etc.), se indican los valores de la carga cíclica en extensión y en compresión (pueden ser o no iguales), se elige la frecuencia y se proporcionan las constantes de calibración de los transductores de desplazamiento y fuerza.

Ya que se ha inicializado el programa de control, se prepara el sistema de adquisición de datos Keithley-IBM (B). Este sistema tiene su propio programa, a través del cual, el operador proporciona el número de puntos que desea muestrear, la velocidad a la que se hará el muestreo, los límites en volts de la gráfica que aparecerá en la pantalla de la computadora IBM y el nombre del archivo en el que se guardarán los resultados.

La computadora (A) envía una señal en volts hacia la servoconsola (C), la cual registra la señal y la manda a la servoválvula (D) para que esta proporcione aire a presión

al cilindro neumático de la cámara triaxial (E) (fig 4.10). La carga se transmite a la probeta a través del vástago del cilindro. Por medio del trasductor de fuerza, localizado en la base del espécimen, se conoce la carga soportada por la probeta en cualquier momento de la prueba. Las deformaciones que sufre el espécimen durante la aplicación de la carga se conocen por medio del trasductor de desplazamiento que se atornilla en la parte superior del vástago del cilindro neumático. En caso que se desee medir la presión de poro generada por la aplicación de cargas se emplea el trasductor de presión localizado en la base de la bureta.

Las señales de salida enviadas por los trasductores son tan pequeñas que se tienen que amplificar mediante acondicionadores de señal con diferentes ganancias (F). Una vez que las señales han sido amplificadas, se envían en paralelo hacia los voltímetros, localizados en la parte superior de la servoconsola (C), hacia el equipo de adquisición de datos (B) y al graficador analógico XY (G). Este graficador nos permite observar durante el ensaye las señales de salida de los trasductores de fuerza y desplazamiento; dibuja los ciclos histeréticos de esfuerzo vertical vs deformación axial.

El procedimiento anterior se repite para cada magnitud de esfuerzo desviador cíclico elegido. Al finalizar la prueba se procesan los datos archivados en la computadora, tomando en cuenta las calibraciones previas de los trasductores, y se obtienen los valores de la deformación angular, el módulo dinámico de cortante y el amortiguamiento, entre otros.

Los datos de fuerza y desplazamiento obtenidos de las pruebas se procesan por medio del programa LOTUS 1-2-3, con el que se hace el promedio de las oscilaciones de los voltajes iniciales y se corrigen, con estos valores, los demás datos correspondientes a cada ciclo del ensaye. Lo que realmente se hace es una corrección con el cero inicial. Los voltajes ya corregidos se multiplican por las constantes de calibración respectivas, obteniéndose de esta manera los pares de valores fuerza-deformación.

Mediante el uso del programa PROCESOS elaborado por Legorreta (Jaime y Legorreta, 1989) se procesan los archivos de datos de las pruebas triaxiales cíclicas. El programa PROCESOS se encuentra dividido en tres partes. La primera PROCES01.EXE, requiere las líneas base o cero inicial de las lecturas de los trasductores de fuerza y desplazamiento, las constantes de calibración de los trasductores, dimensiones de la probeta de suelo al inicio de cada serie de cargas cíclicas; además, se necesitan el número de puntos muestreados, el número de puntos de cada ciclo, la velocidad de muestreo, el punto de partida del primer ciclo y el número de ciclos que fueron aplicados. Este programa se

encarga de leer el archivo original de la prueba y crea las parejas de puntos esfuerzo-deformación para cada ciclo y, además, origina un cuarto archivo empleado en las siguientes partes del programa.

PROCESO2.EXE lee el archivo que contiene los datos esfuerzo-deformación; conocidos los puntos de los ciclos, obtiene para cada uno de ellos los puntos extremos, con lo cual calcula el módulo dinámico E y con este valor determina el módulo dinámico de cortante, G, usando la expresión (4.1) y considerando un valor de $\mu=0.5$. De manera análoga se puede determinar la deformación angular correspondiente a la deformación axial medida con la expresión:

$$\frac{Y}{2} = \frac{(1 + \mu) \cdot \epsilon_a}{2} \quad \dots(4.2)$$

donde:

Y : deformación angular
 μ : relación de Poisson
 ϵ_a : deformación axial

Para calcular la relación de amortiguamiento, el programa determina las áreas del ciclo histerético y las de los triángulos (fig 2.1).

Por último, se obtiene la relación de amortiguamiento a través de la expresión (2.1).

El programa PROCESO3.EXE realiza el acomodo final de los datos y forma la tabla de resultados.

-Formación, preparación y montaje de especímenes en el equipo triaxial

El equipo requerido para montar la muestra de suelo en la cámara triaxial consiste en un distendedor de membranas partido (en dos medias cañas), una abrazadera (que aprieta las dos medias cañas), una membrana de látex (con dimensiones adecuadas al tamaño de la muestra), cuatro arosellos, látex líquido y pasta de silicón.

En los bordes longitudinales de las medias cañas del molde se aplica una capa de látex líquido, se empatan correctamente y se presionan con la abrazadera para mantenerlas unidas. Los arosellos se colocan por pares en los extremos del molde; se introduce la membrana en el molde y se doblan sus extremos hacia afuera del mismo. A través del orificio lateral que tiene el molde, se aplica vacío para provocar que la membrana se adhiera a la parte interior de este.

De una muestra inalterada de suelo extraída con tubo shelby se toma una porción y se coloca en un torno para labrado de especímenes. Con navajas adecuadas se va cortando un cilindro y se recoge el material de algunos recortes para poder determinar el contenido de agua que tiene el suelo; al terminar el labrado del espécimen se recorta un cilindro de 8.5 cm de altura y 3.6 cm de diámetro; finalmente, se pesa la probeta y se toman tres o cuatro medidas de la altura y del diámetro para obtener sus medidas promedio, y calcular de esta manera el volumen del espécimen.

Los filtros, bureta y las líneas de drenaje del espécimen se saturan previamente con agua desaireada. La probeta se envuelve con una rejilla de papel filtro saturado y se coloca en su base de lucita; se desliza el molde a todo lo largo del espécimen y se coloca la tapa de la probeta, el vacío se retira para que la membrana se adhiera a la muestra de suelo. Se desdobra la membrana hacia la base y tapa de la probeta y se colocan dos arosellos en cada una de estas.

Una vez colocado el espécimen de suelo, se pone la camisa de lucita y se coloca la tapa de la cámara triaxial asegurándola por medio de cuatro barras de cierre. La cámara se llena con agua, procurando dejar en su parte superior un colchón de aire de 1 cm, aproximadamente.

Para terminar el montaje, por medio de la servoconsola se baja el vástago del pistón, el cual tiene sujeto en su extremo la parte superior de la tapa del espécimen. Para asegurar la unión del vástago a la tapa del espécimen, se aplica un ligero vacío a través de la conexión en la tapa de la cámara, o bien, se deja a la presión atmosférica.

Se eligen las ganancias convenientes para el funcionamiento adecuado de los transductores de fuerza y desplazamiento. La presión de confinamiento se aplica por la tapa de la cámara con aire a presión y se abren los drenes para permitir la consolidación del suelo; por último se realiza el ensaye de la manera como se explicó en párrafos anteriores.

- Montaje de los especímenes en el aparato de columna resonante

Se procede como ya se describió en el capítulo 3. Sin embargo, hay algunas variantes, ya que las muestras de limos son inalteradas y no se reconstituyen como en el caso de las arenas.

La línea de drenaje de la probeta, los filtros y la bureta se saturan con agua desaireada. Para montar el espécimen, este se envuelve con una rejilla de papel filtro saturado, y se coloca en la base de metal. El molde se desliza a lo largo de la probeta hasta cubrirla completamente, se coloca la tapa del espécimen y se quita el vacío del molde para

permitir que la membrana se adhiera a la probeta de suelo; la membrana se desdobra hacia la base y tapa del espécimen y se colocan dos arosellos para que sujeten a la membrana a cada una de ellas. Una vez hecho lo anterior, se retira el molde de doble caña quitándole la abrazadera.

Las cuatro bobinas se colocan en sus lugares correspondientes y se pone el micrómetro sobre el oscilador para medir la deformación del espécimen durante el proceso de consolidación. A continuación, se conectan los cables que llegan a las bobinas y al acelerómetro.

Se coloca la camisa de lucita que contendrá al espécimen y se hace la conexión de los cables de las bobinas en el dispositivo de la tapa del aparato para después colocar ésta en su lugar correspondiente. Por medio de la válvula localizada en la base del aparato, se hace circular agua hacia el interior de la camisa hasta alcanzar un nivel por encima de la probeta. La presión de confinamiento se aplica por la tapa de la cámara con aire a presión y se deja que el espécimen se consolide; finalmente, se realiza el ensaye de columna resonante tal y como se explicó en el capítulo 3.

4.3 RESULTADOS

En las tablas 4.2 a 4.4 se presentan en resumen los resultados obtenidos de los ensayos de columna resonante (consolidación isotrópica) y triaxial cíclico con consolidación isotrópica y anisotrópica, respectivamente.

Los resultados de G vs Y de los ensayos de columna resonante y triaxial cíclica con consolidación isotrópica se normalizaron dividiendo G entre el valor de G_{max} de la prueba de columna resonante. Para consolidaciones en condición isotrópica se empleó una presión confinante igual al esfuerzo vertical efectivo, a la profundidad de la muestra en campo. En las figuras 4.11 y 4.12 se muestran los resultados de G/G_{max} vs Y y D vs Y respectivamente. De la fig 4.11 se observa que G disminuye su valor un 20 % entre $Y=10^{-4}$ y $Y=10^{-2}$ %, pero decrece rápidamente en el intervalo de 10^{-2} a 1 % hasta tener valores de 0.2 a 0.3 G_{max} .

La ecuación que se propone para ajustar los datos experimentales es el modelo hiperbólico general (Jaime, 1987), tipo Masing, que tiene la forma:

$$\frac{G}{G_{max}} = 1 - \frac{\frac{Y}{Y_r}}{A + B \frac{Y}{Y_r}} \quad \dots(4.3)$$

En la fig 4.13 aparecen las curvas del modelo hiperbólico general obtenidas con los datos experimentales. El ajuste se realizó determinando por inspección el valor de Y_r cuando G/G_{max} es igual a 0.5, para el caso presente se tuvieron valores de $Y_r=0.07$, $Y_r=0.14$ y $Y_r=0.23$.

Con los resultados de laboratorio G/G_{max} vs Y se hizo un ajuste para obtener los parámetros A y B. Para esto se llevó a cabo una transformación de ejes de la hipérbola, ecuación (4.3), haciendo eje de las abscisas a Y/Y_r y de las ordenadas a $(Y/Y_r)/(1 - G/G_{max})$; de esta manera, si los datos experimentales se ajustan a una hipérbola, en el sistema de ejes transformados deben alinearse a una línea recta. La ecuación de la recta se puede obtener por medio de la teoría de mínimos cuadrados. La ordenada al origen de ésta es el parámetro A y su pendiente es el parámetro B.

En el caso de pruebas triaxiales cíclicas con consolidación anisotrópica se consideró una relación de esfuerzos $\sigma_1/\sigma_3=2$; la presión confinante fue igual al esfuerzo vertical efectivo, a la profundidad de la muestra en campo. Con los resultados de estas pruebas se obtuvo la deformación axial acumulada permanente, ϵ_{aa} , correspondiente al esfuerzo vertical máximo, σ_{max} , para cada uno de los ciclos histeréticos. El esfuerzo vertical máximo se define en la fig 4.14. Con estos datos se trazaron las gráficas σ_{max}/σ_o vs ϵ_{aa} . Al tipo de curvas generadas se les trató como hipérbolas de acuerdo con Kondner (1963) y Duncan et al (1970); de esta manera las curvas σ_{max}/σ_o vs ϵ_{aa} se pueden expresar como:

$$\sigma = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_o} = \frac{\epsilon_{aa}}{a + b \epsilon_{aa}} \quad \dots (4.4)$$

Para el caso de consolidación anisotrópica se tiene:

$\sigma_1 = \sigma_{aa} + \sigma_o$ σ_{aa} : esfuerzo desviador estático

$\sigma_3 = \sigma_o$ σ_o : esfuerzo confinante

σ_1

-----2

σ_3

Y tomando en cuenta la figura 4.14

$\sigma_{max} = \sigma_{aa} + \sigma_o$ σ_{aa} : esfuerzo desviador cíclico en tensión o compresión

Si se toma en cuenta a σ_{max}

$\sigma_{max} = \sigma_{aa} + \sigma_o$

y normalizando σ_{max} con respecto a σ_o

$$\sigma = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_o} = \frac{\sigma_{aa}}{\sigma_o} + \frac{\sigma_o}{\sigma_o} = \frac{\epsilon_{aa}}{a + b \epsilon_{aa}} \quad (A)$$

Como se tiene que:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_{aa} + \sigma_o \\ \sigma_1 &= 2\sigma_2 = 2\sigma_o \\ 2\sigma_o &= \sigma_{aa} + \sigma_o \\ \sigma_{aa} &= \sigma_o\end{aligned}$$

Por lo tanto se cumple que:

$$\frac{\sigma_{aa}}{\sigma_o} = 1$$

y sustituyendo este valor en la ecuación (A):

$$\sigma^* = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_o} = 1 + \frac{\sigma_{oy}}{\sigma_o} = 1 + \frac{a_{aa}}{a+b_{aa}}$$

De donde se concluye que:

$$\frac{\sigma_{oy}}{\sigma_o} = \frac{a_{aa}}{a+b_{aa}}$$

Esta última ecuación representa la curva hiperbólica que se inicia a partir del valor 1 en las figuras 4.15 a 4.21; por lo tanto, si se quieren obtener las curvas hiperbólicas que aparecen en las figuras antes mencionadas, se tendrá que emplear la siguiente ecuación:

$$\sigma^* = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_o} = 1 + \frac{\sigma_{oy}}{\sigma_o} = 1 + \frac{a_{aa}}{a+b_{aa}} \quad \dots(4.5)$$

y que viene a ser la forma desarrollada de la ecuación 4.4.

En caso de que se tenga consolidación isotrópica, y haciendo un análisis similar al anterior se obtiene la siguiente ecuación:

$$\sigma^* = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_o} = \frac{a_{aa}}{a+b_{aa}} \quad \dots(4.6)$$

Dicha ecuación representa curvas hiperbólicas que se inician en el origen.

Como antes, para ver si los datos se ajustan a una hipérbola, se dibujan los puntos de la curva experimental en un sistema de ejes coordenados $a_{aa}/(\sigma_{max}/\sigma_o)$ vs a_{aa} . En caso positivo los datos deben ajustarse a una línea recta. Haciendo un análisis de regresión lineal se obtienen los parámetros a y b; donde, a es la ordenada al origen y b es la pendiente de la línea recta. Estos datos pueden apreciarse en las figuras 4.15 a 4.21.

De las figuras mencionadas anteriormente se aprecia que en la mayoría de las muestras ensayadas se tuvo un ajuste muy bueno, y del análisis de regresión lineal se obtuvieron

coeficientes de correlación mayores a 0.90; sin embargo, para el caso de las muestras del sitio denominado Alemania y División del Norte, los ajustes no fueron tan adecuados y esto se debe a que las muestras tuvieron deformaciones pequeñas que no se pudieron registrar adecuadamente por medio del trasductor de desplazamiento (D.C.D.T.).

Con ayuda de este tipo de figuras se pueden estimar los asentamientos permanentes inducidos por una excitación sísmica como se verá en el capítulo 5.

Los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos con consolidación anisotrópica se redibujaron para observar la influencia del número de ciclos aplicados de un esfuerzo desviador cíclico contra la deformación permanente. En las figuras 4.22 a 4.28 se observa que para esfuerzos desviadores cíclicos bajos la deformación permanente ocurre en los primeros ciclos; mientras que a esfuerzos desviadores cíclicos grandes las deformaciones permanentes continúan creciendo a cada ciclo.

4.4 RESUMEN Y CONCLUSIONES

- Resumen

En este capítulo se describen los limos de la zona de transición que fueron empleados en la realización de ensayos de laboratorio, se proporcionan los datos referentes a cada una de las muestras, y se presentan los perfiles estratigráficos de los sitios donde se extrajeron dichos materiales. Se mencionan cuales fueron los tipos de pruebas que se llevaron a cabo en laboratorio y las condiciones en que ejecutaron los ensayos

Se explica el ensayo triaxial cíclico y en forma condensada las características y el funcionamiento del equipo triaxial cíclico con que cuenta el Instituto de Ingeniería, UNAM. También se describe la formación de especímenes y la manera de montar las probetas en los aparatos de columna resonante a torsión y cámara triaxial cíclica. Se mencionan los programas y la forma de procesar los datos obtenidos en los ensayos.

Por último, se presentan los resultados de los ensayos de columna resonante y triaxial cíclico. Los resultados se ajustaron a modelos hiperbólicos y se dan los parámetros que los definen.

- Conclusiones

1.- En pruebas con cargas dinámicas, los limos no presentan un comportamiento tan elástico como suele suceder

con las arcillas, y por tanto, sus valores del módulo G decrecen rápidamente.

2.- La mayor degradación del módulo dinámico G ocurre en un rango de deformación angular de 10^{-2} a 1% .

3.- Las deformaciones más grandes de los suelos limosos ocurren durante los primeros 20 a 30 ciclos de carga dinámica con una frecuencia de 1 Hz.

4.- De las gráficas σ_{max}/σ_o vs γ_{max} se concluye que los datos obtenidos en laboratorio siguen una forma hiperbólica como la propuesta por Kondner (1963).

5.- A partir de las curvas G/G_{max} vs γ , se aprecia que el modelo hiperbólico general, tipo Masing, es el que mejor representa el comportamiento de los suelos ensayados.

MUESTRAS DE LINDS ENSAYADAS EN EL EQUIPO DE COLUMNA RESONANTE A TORSION, CONSOLIDACION ISOTROPICA.

SITIO	MUESTRA No	PROFUN DIDAD (m)	CONTENI DO AGUA (%)	RELACION VACIOS e	PESO VOLU METRICO (ton/m ³)	S _v	ESF VERT EFECTIVO (kg/cm ²)	TIPO DE SUELO (SUCS)
XBH	4-2	3.65	62.66	1.43	1.55	2.30	0.65	MC
	24-1	17.75	53.10	1.25	1.54	2.36	1.22	ML
PWE	5-2	5.37	56.85	1.30	1.58	2.29	0.20	MS
DBT	3-1	3.42	51.93	1.20	1.30	2.30	0.41	MS
	6-3	5.65	40.44	0.94	1.58	2.31	0.54	MS
	10-2	9.25	107.96	2.49	1.37	2.31	0.80	MS

MUESTRAS DE LINDS ENSAYADAS EN EL EQUIPO TRIAXIAL CICLICO, CONSOLIDACION ISOTROPICA.

SITIO	MUESTRA No	PROFUN DIDAD (m)	CONTENI DO AGUA (%)	RELACION VACIOS e	PESO VOLU METRICO (ton/m ³)	S _v	ESF VERT EFECTIVO (kg/cm ²)	TIPO DE SUELO (SUCS)
XBH	4-2	3.65	66.57	1.53	1.50	2.30	0.65	MC
PWE	5-2	5.37	59.42	1.36	1.53	2.29	0.20	MS
DBT	3-1	3.42	33.34	0.77	1.50	2.30	0.41	MS
	6-3	5.65	52.79	1.21	1.62	2.30	0.55	MS
	10-2	9.25	112.33	2.50	1.30	2.30	0.80	MS

MUESTRAS DE LINDS ENSAYADAS EN EL EQUIPO TRIAXIAL CICLICO, CONSOLIDACION ANISOTROPICA.

SITIO	MUESTRA No	PROFUN DIDAD (m)	CONTENI DO AGUA (%)	RELACION VACIOS e	PESO VOLU METRICO (ton/m ³)	S _v	ESF VERT EFECTIVO (kg/cm ²)	ESFUERZO SOSTENIDO (kg/cm ²)	TIPO DE SUELO (SUCS)
XBH	4-2	3.65	66.57	1.53	1.50	2.30	0.65	0.65	MC
PWE	5-2	5.37	59.42	1.36	1.53	2.29	0.20	0.20	MS
	29-3	23.00	41.34	0.97	1.73	2.35	0.85	0.85	MS
DBT	6-3	5.65	52.79	1.21	1.62	2.30	0.55	0.55	MS
	10-2	9.25	112.33	2.50	1.30	2.30	0.80	0.80	MS
ABH	24-3	18.32	26.27	0.62	1.89	2.35	0.80	0.80	MS
	41-3	26.00	36.06	0.87	1.72	2.40	1.27	1.27	MS

Tabla 4.1 Características de las muestras ensayadas con los equipos de columna resonante a torsión y triaxial cíclico.

PRUEBAS DE LIMOS ENSAYADAS EN COMBINACION SIMETRICA, ENSAYO DE COLUMNA RESONANTE A TORSION												
SECCION	DIAMETRO No	PROFUNDIDAD (cm)	CONTENIDO DE AGUA (%)	RELACION VACIO INICIAL (%)	PERMEABILIDAD METRICA (1cm ² /s)	Q _u	RELACION VACIO FINAL (%)	TIPO DE SUELO (SMC)	ESFUEZOS EFECTIVOS (kg/cm ²)	DEF. ADM. (mm)	MOD. G (kg/cm ²)	AMORT. B (1)
XIII	4-2	2.65	62.06	1.43	1.35	2.20	1.32	ML	0.45	1.845E-03	171.230	0.234
										3.424E-03	169.295	4.300
										4.451E-03	167.257	3.207
										1.104E-02	150.971	2.931
										1.339E-02	134.079	2.072
										2.437E-02	109.547	2.910
										2.663E-02	144.271	3.114
										3.070E-02	134.897	3.543
										5.780E-02	124.343	4.073
										XIII	24-1	17.75
4.705E-04	645.530	5.943										
8.374E-04	641.243	0.800										
1.450E-03	652.210	5.401										
1.793E-03	641.413	5.744										
2.547E-03	625.912	5.437										
3.259E-03	610.251	5.155										
4.413E-03	378.945	5.345										
4.504E-03	251.159	5.749										
PANE	3-2	5.37	56.05	1.30	1.30	2.79	1.25	ML	0.20			
										3.800E-03	141.235	4.953
										4.300E-03	134.775	4.922
										1.430E-02	120.241	4.347
										1.700E-02	121.075	6.737
										1.570E-02	119.529	7.001
										2.240E-02	102.247	9.163
										2.470E-02	90.993	11.379
										3.200E-02	95.779	12.548
										BUNT	3-1	3.62
4.992E-03	179.17	2.327										
8.745E-03	118.152	2.150										
1.590E-02	105.004	2.379										
1.940E-02	101.949	2.712										
2.177E-02	93.007	3.644										
1.995E-02	79.043	4.13										
5.554E-02	70.356	3.301										
8.240E-02	53.420	6.154										
BUNT	6-3	5.65	46.64	0.94	1.30	2.31	0.94	ML	0.54			
										2.003E-03	202.773	5.002
										4.053E-03	196.649	5.333
										9.131E-03	181.231	4.990
										1.110E-02	180.157	4.919
										1.435E-02	179.257	4.074
BUNT	10-2	9.25	107.76	2.09	1.37	2.31	2.26	ML	0.00	2.507E-03	105.343	5.423
										4.983E-03	104.704	3.194
										9.540E-03	103.44	2.055
										1.705E-02	99.973	2.293
										2.174E-02	90.391	2.345
										3.052E-02	94.809	2.300
										4.934E-02	90.399	2.841
										5.003E-02	85.771	13.14
										4.900E-02	82.950	14.501

Tabla 4.2 Resultados de las probetas de limos ensayadas en el aparato de columna resonante a torsión.

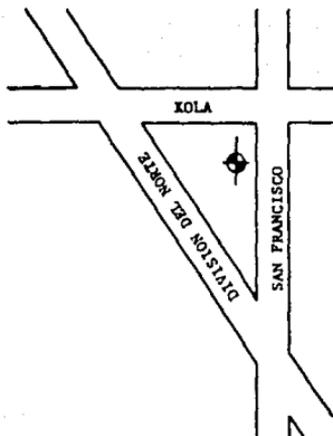
PRUEBAS DE LIMOS ENSAYADAS EN CONDICIONACION (ISOTROPICA, EQUIPO TRIAXIAL CICLICO)

SITIO	PRUEBA No	PROFUNDIDAD (ft)	CONTENIDO DE AGUA (%)	RELACION VACIOS (E) (E)ICIAL	PESO VOLUMETRICO (Lbm/ft ³)	σ_v	RELACION VACIOS FINAL	TIPO DE SUELO (SUCE)	COEFICIENTE DE ESPESOR (1/g/cm ²)	VELOCIDAD DE DEFORMACION (1/g/cm ²)	NUMERO DE CICLOS	MODULO ELASTICO (kg/cm ²)	MODULO DE COMPRESION (kg/cm ²)	MODULO DE TANGENCIAL (1)	MODULO DE PUNZON (1)	MODULO DE TORSION (1)	ANCHO DE SUELO (1)	ESPESOR DE SUELO (1/g/cm ²)
XNUM	4-2	3.43	44.57	1.53	1.50	2.30	1.41	MC	0.45	0.330	29	744.771	81.990	0.14	0.004	0.105	0.774	0.05
										0.506	29	214.509	71.303	0.230	0.203	0.179	1.000	0.977
										0.743	20	173.246	57.749	0.27	0.181	0.177	3.024	1.12
										0.904	31	129.494	46.432	0.321	0.253	0.193	4.361	1.16
										1.439	31	116.317	38.773	0.706	0.579	0.59	4.700	1.19
POME	5-2	5.27	39.42	1.34	1.53	2.29	1.30	MH	0.30	0.094	30	132.454	44.210	0.120	0.015	0.094	3.242	0.25
										0.484	24	104.809	34.757	0.643	0.004	0.097	6.704	0.46
BMT	3-1	3.62	33.34	0.77	1.50	2.30	0.71	MH	0.41	0.153	42	321.208	107.049	0.9519	0.063	0.439	1.221	0.51
										0.257	35	303.216	101.072	0.909	0.006	0.667	1.020	0.50
										0.414	26	209.502	69.024	0.172	0.947	0.129	3.199	0.50
										0.444	27	189.116	63.185	0.242	0.115	0.101	2.282	0.63
										0.711	21	147.577	49.192	0.373	0.045	0.295	4.171	0.79
BMT	6-3	5.65	52.79	1.21	1.62	2.30	1.10	MH	0.55	0.175	31	422.741	140.92	0.630	0.001	0.629	5.361	0.45
										0.345	30	437.021	144.341	0.991	0.000	0.660	0.900	0.77
										0.381	20	407.587	125.062	0.993	0.000	0.67	1.074	0.77
										0.919	34	230.731	76.911	0.325	0.147	0.244	1.425	1.03
										1.001	32	204.011	60.471	0.437	0.121	0.320	2.429	1.14
BMT	10-2	9.25	112.52	2.50	1.30	2.30	2.10	MH	0.80	0.304	27	301.499	47.167	0.704	0.014	0.153	0.011	1.05
										0.423	25	173.794	57.921	0.660	0.027	0.274	1.207	1.21
										0.946	30	122.179	40.727	0.725	0.253	0.351	3.008	1.27
										1.343	30	95.149	33.45	1.053	0.24	0.709	7.119	1.51
										1.742	31	71.046	23.929	1.90	0.329	1.005	6.794	1.7

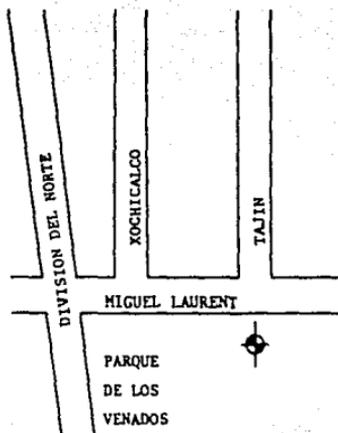
Tabla 4.3 Resultados de las probetas de limos ensayadas en el equipo triaxial cíclico en condición isotrópica.

SITIO	CULTIVO	PUNTO DE MUESTREO	INDICADORES DE CALIDAD ORGANOLÉPTICA					INDICADOR DE CALIDAD QUÍMICA	INDICADOR DE CALIDAD MICROBIOLÓGICA	INDICADOR DE CALIDAD FÍSICA	INDICADOR DE CALIDAD BIOLÓGICA	INDICADOR DE CALIDAD AMBIENTAL	INDICADOR DE CALIDAD SOCIAL	INDICADOR DE CALIDAD ECONÓMICA	INDICADOR DE CALIDAD CULTURAL	INDICADOR DE CALIDAD EDUCATIVA	INDICADOR DE CALIDAD TECNOLÓGICA	INDICADOR DE CALIDAD LEGAL	INDICADOR DE CALIDAD ÉTICA	INDICADOR DE CALIDAD DE OTRAS ÁREAS
			Color	Olor	Sabor	Textura	Aspecto													
1	1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
2	2	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	
3	3	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	
4	4	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	
5	5	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	
6	6	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	
7	7	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	
8	8	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	
9	9	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1	
10	10	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	

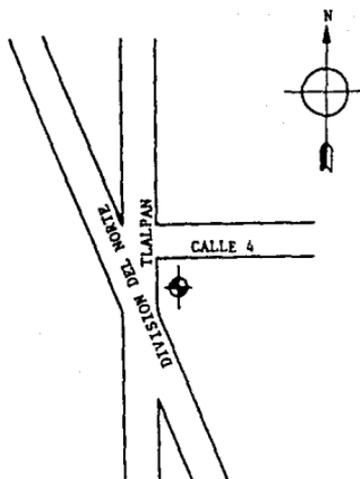
Tabla 4.4 Resultados de las pruebas de limos ensayadas en el equipo triaxial cíclico en condición anisotrópica.



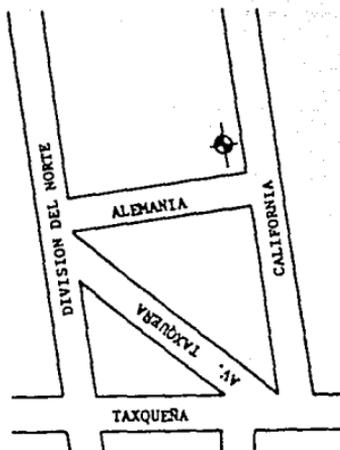
a) Sondeo Kola y División del Norte.



b) Sondeo Parque de los Venados.



c) Sondeo División del Norte y Tlalpan.



d) Sondeo Alemania y División del Norte.

Fig. 4.2 localización de los sondeos.

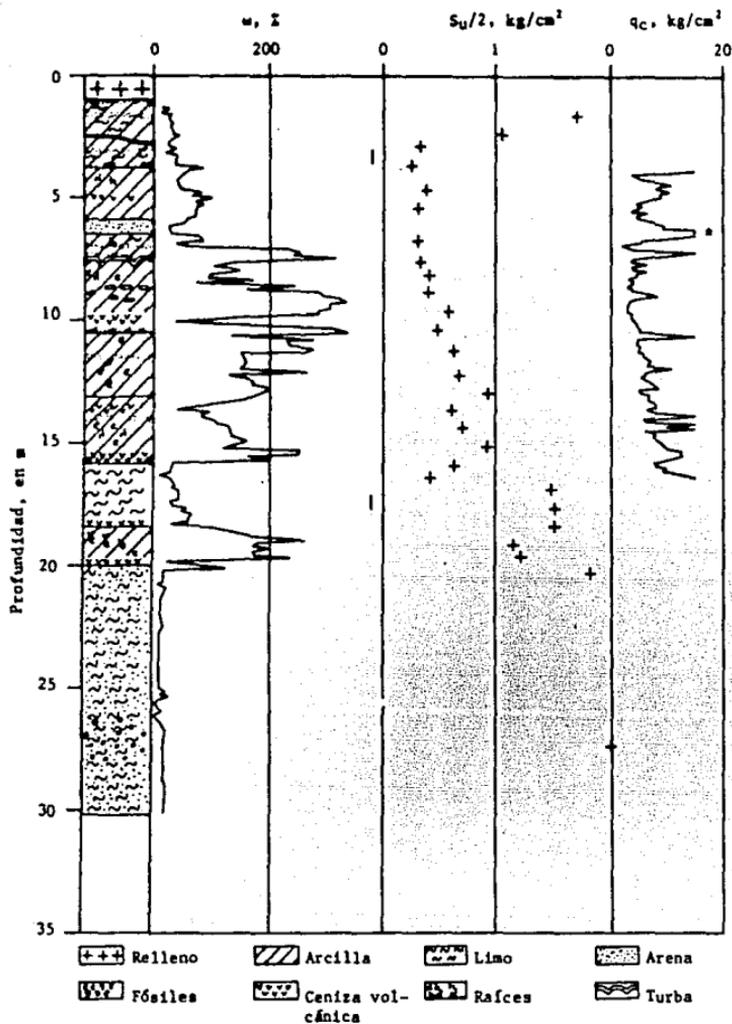


Fig. 4.3 Perfil estratigráfico del sitio Kola y División del Norte.

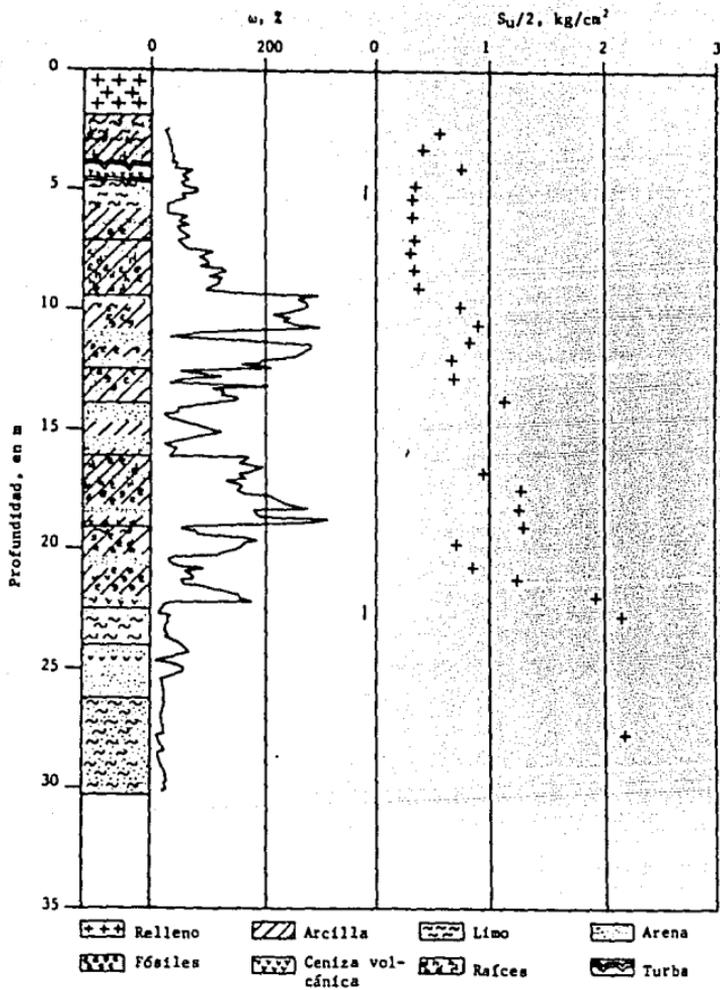


Fig. 4.4 Perfil estratigráfico del sitio Parque de los Venados.

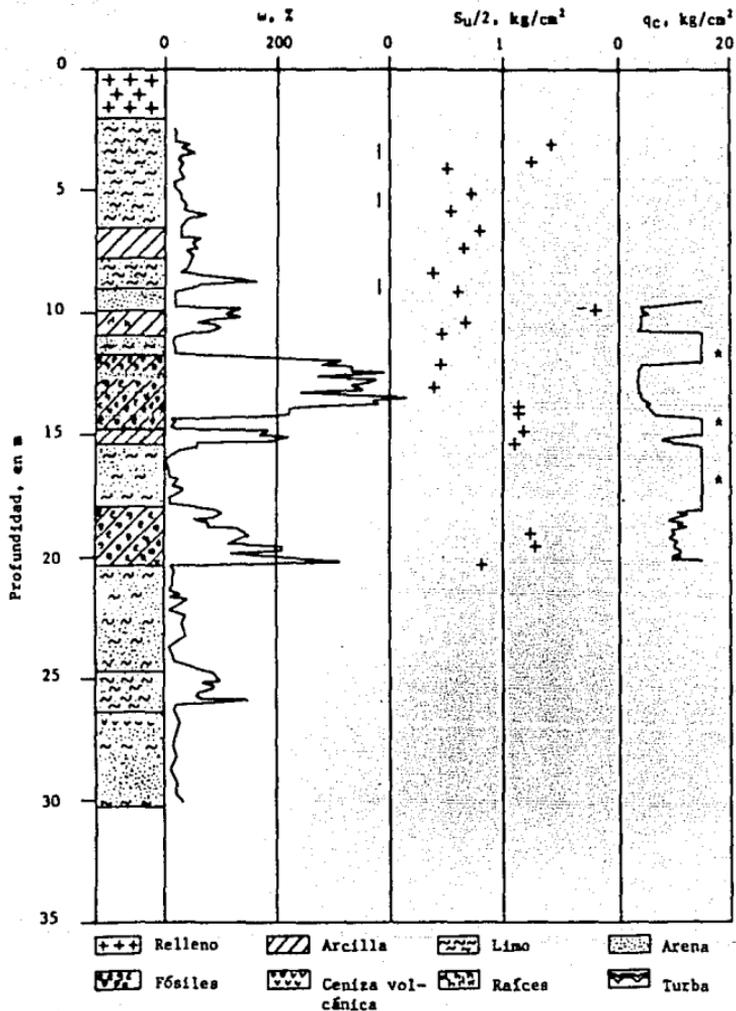
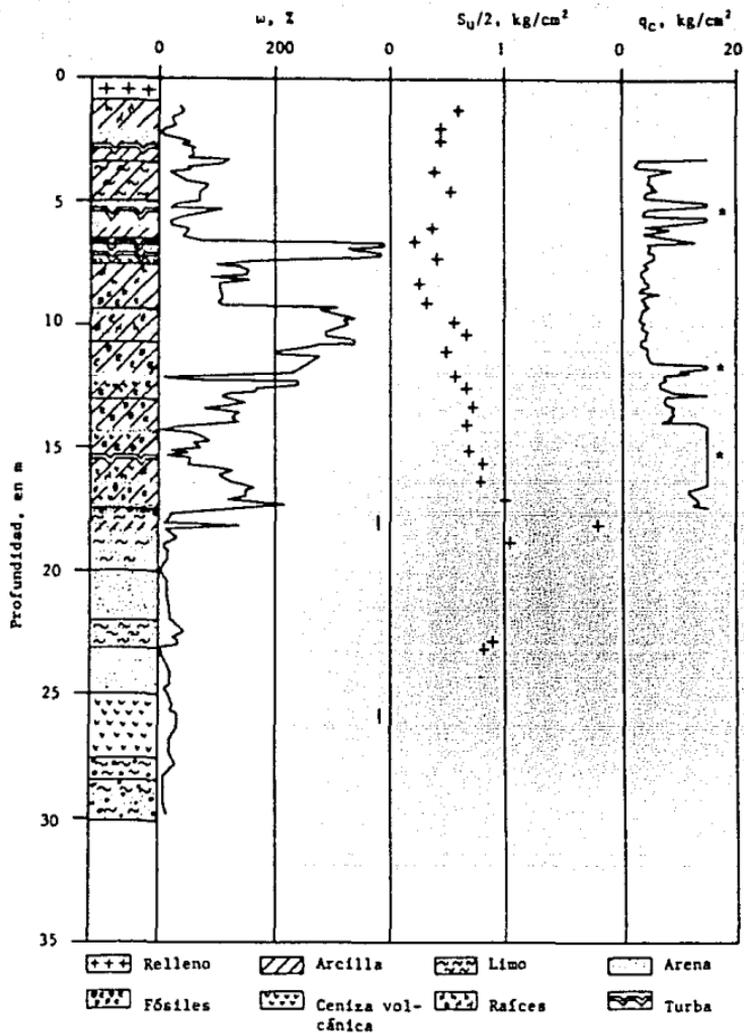


Fig. 4.5 Perfil estratigráfico del sitio División del Norte y Tlalpan.



* Avance con broca tricónica

Fig. 4.6 Perfil estratigráfico del sitio Alemania y División del Norte.

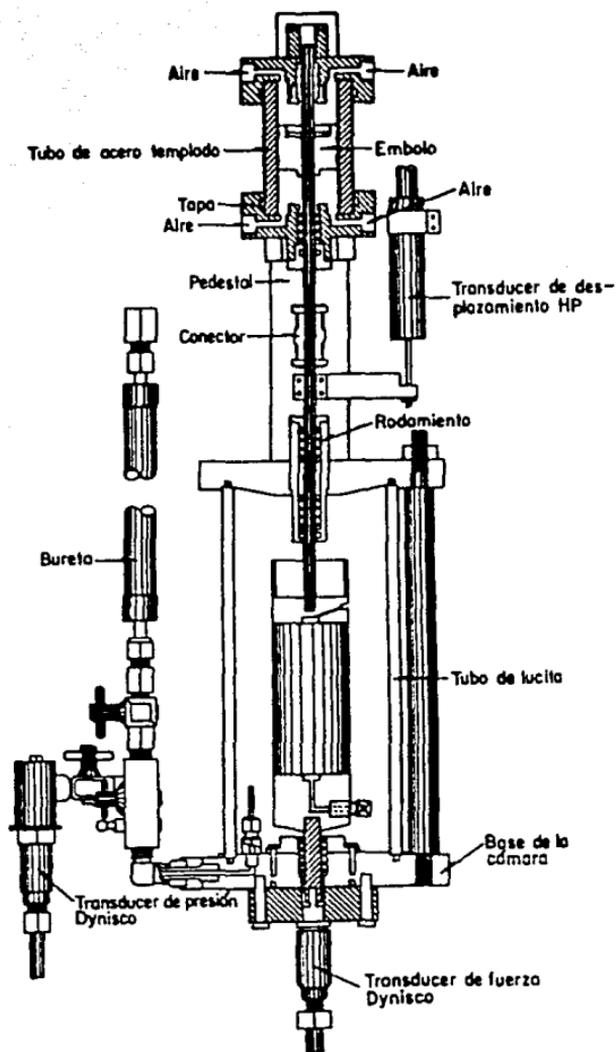


Fig. 4.7 Cámara triaxial cíclica (Jaime, 1980).

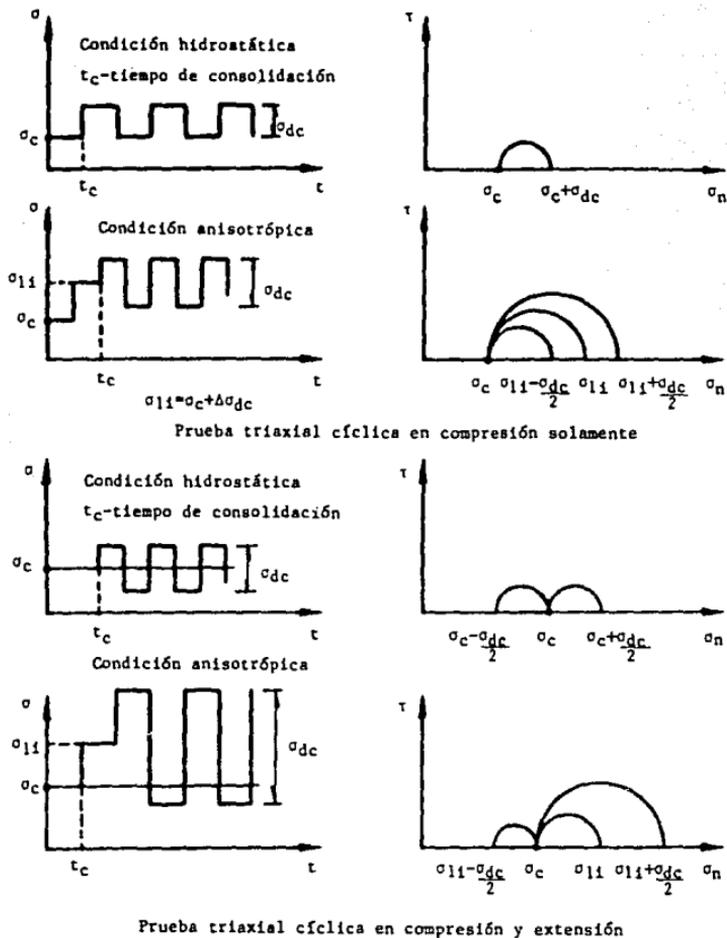


Fig. 4.8 Algunas variantes de la prueba triaxial cíclica (Jaime, 1980).

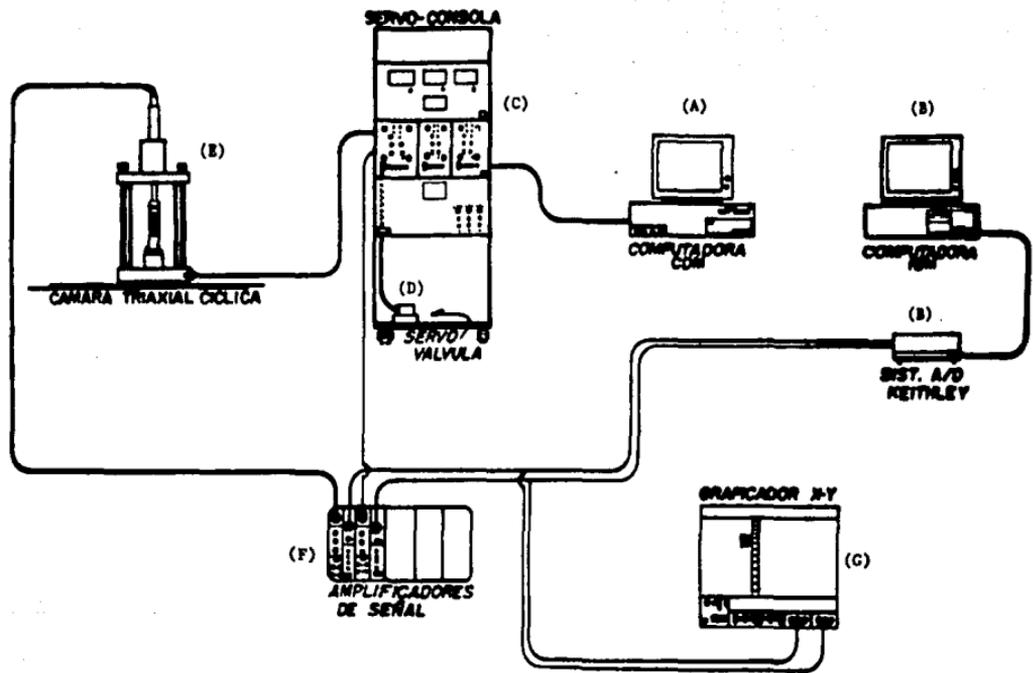


Fig. 4.9 Equipo triaxial ciclico servocontrolado (Jaime y Legorreta, 1989).

LIMOS

SUELOS DE LA ZONA DE TRANSICION

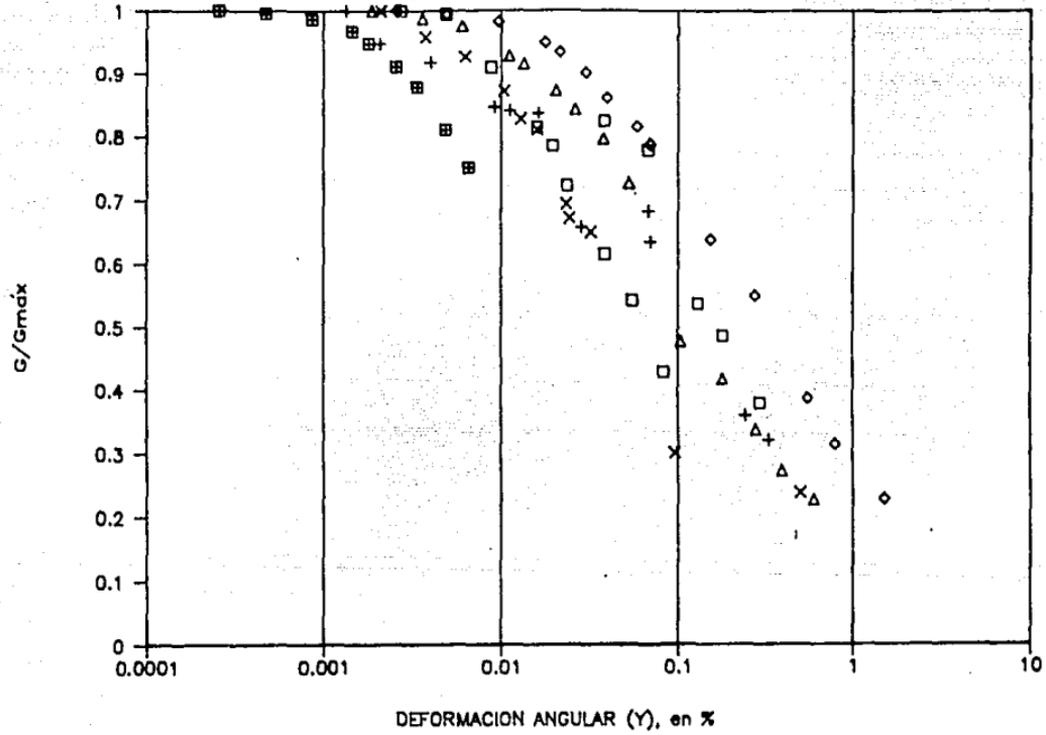


Fig. 4.11 Relación G/G_{max} vs γ para muestras de Limos.

LIMOS

SUELOS DE LA ZONA DE TRANSICIÓN

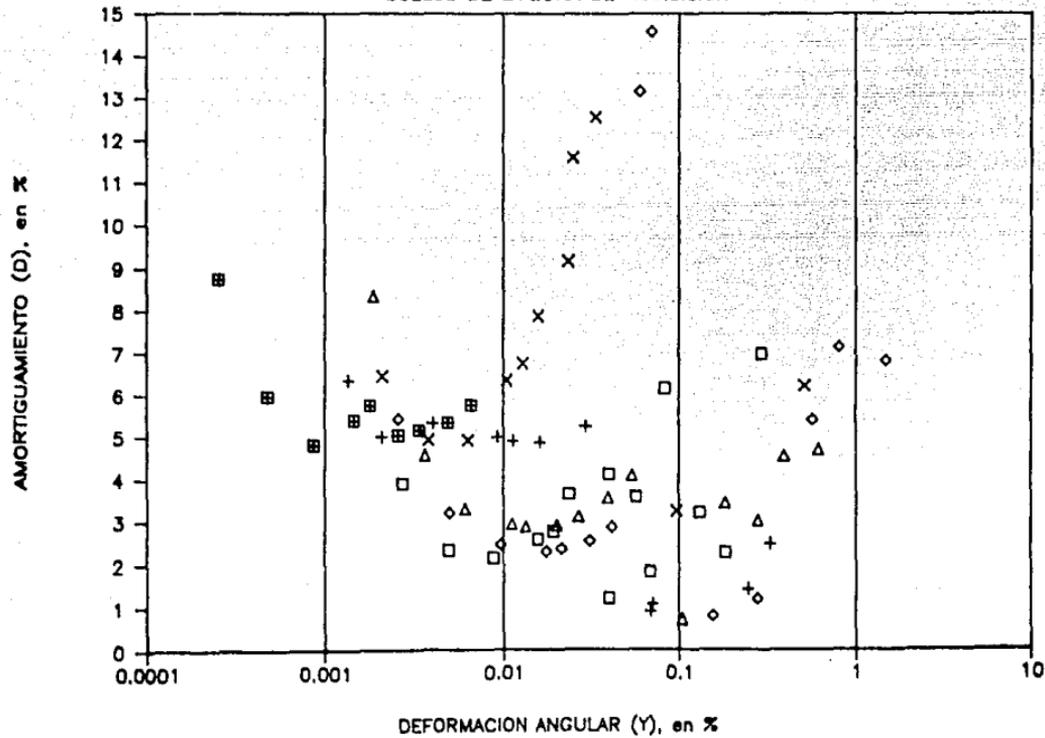


Fig. 4.12 Relación amortiguamiento vs γ para muestras de limos.

LIMOS

SUELOS DE LA ZONA DE TRANSICION

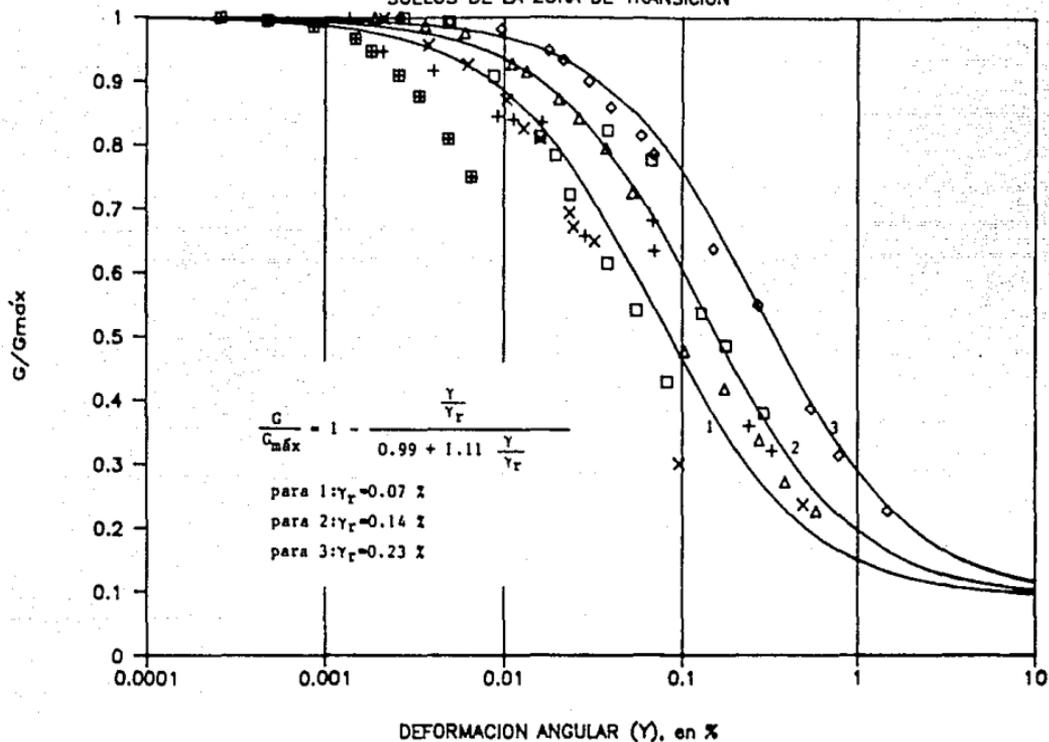


Fig. 4.13 Ajuste de los resultados de columna resonante y triaxial cíclica isotrópica al modelo hiperbólico general.

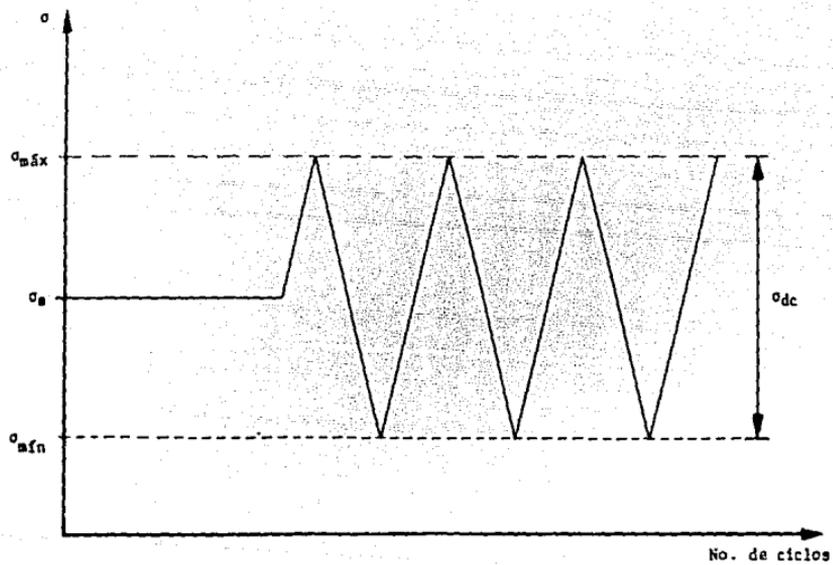


Fig. 4.14 Representación gráfica del esfuerzo vertical máximo para un ensayo triaxial cíclico.

XOLA Y DIVISION DEL NORTE, MTRA:4-2

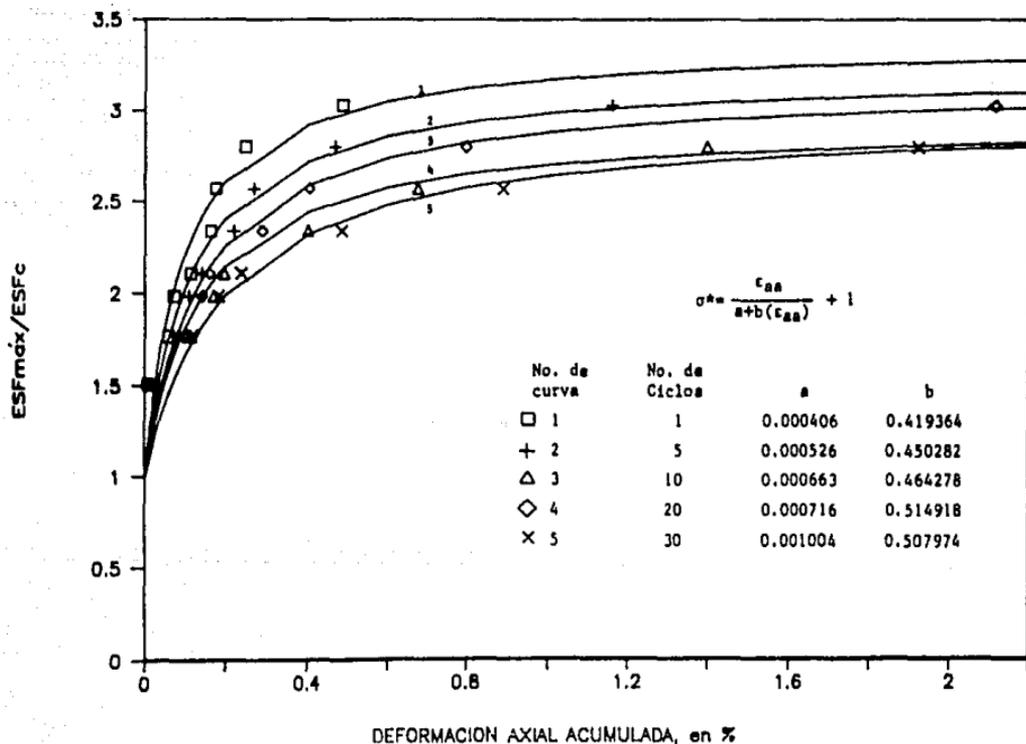


Fig. 4.15 Esfuerzo máximo normalizado vs deformación axial en consolidación anisotrópica. Muestra XDDN 4-2.

PARQUE DE LOS VENADOS, MTRA:5-2

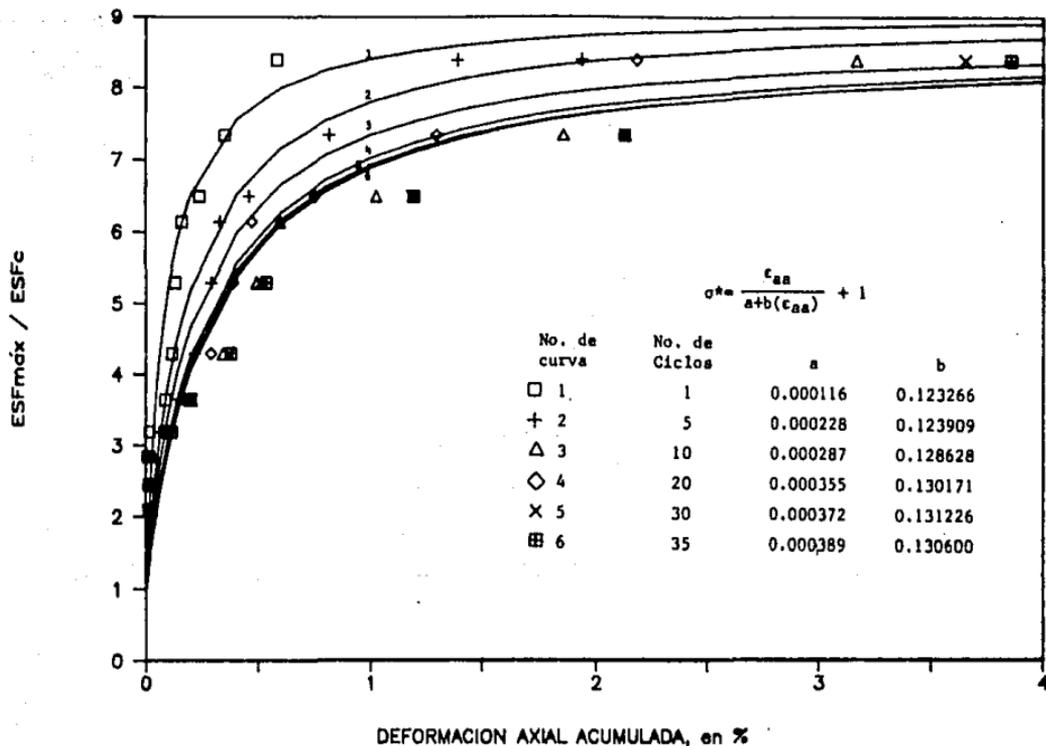


Fig. 4.16 Esfuerzo máximo normalizado vs deformación axial en consolidación anisotrópica. Muestra PAVE 5-2.

PARQUE DE LOS VENADOS, MTRA:29-3

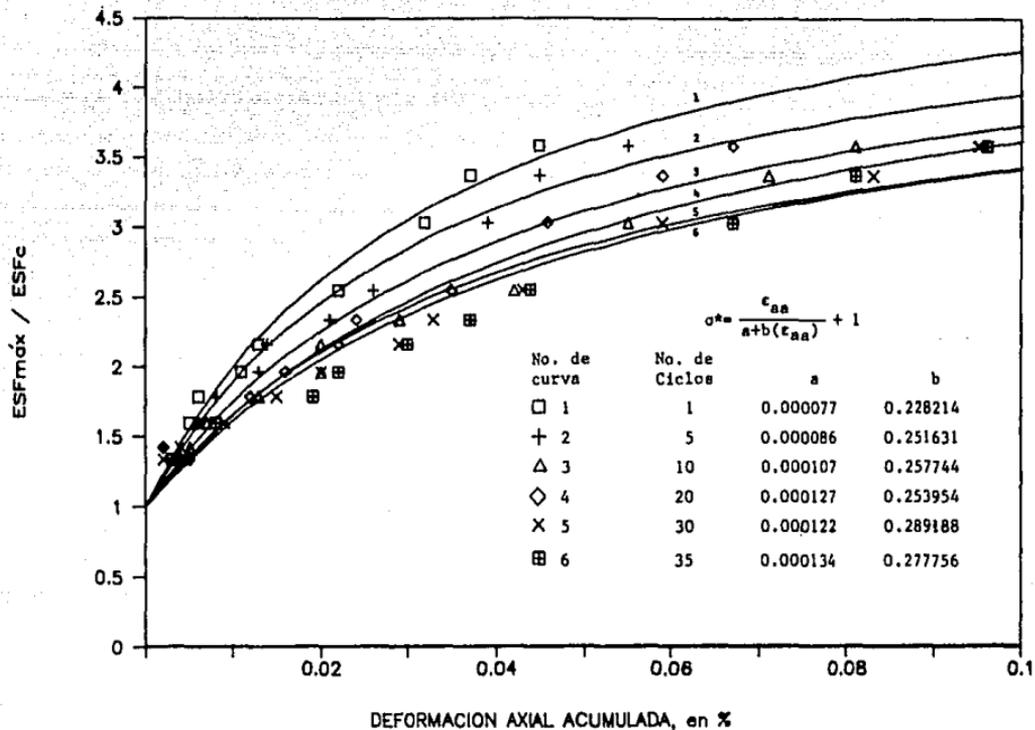


Fig. 4.17 Esfuerzo máximo normalizado vs deformación axial en consolidación anisotrópica. Muestra PAVE 29.

DIVISION DEL NORTE Y TLALPAN, MTRA:6-3

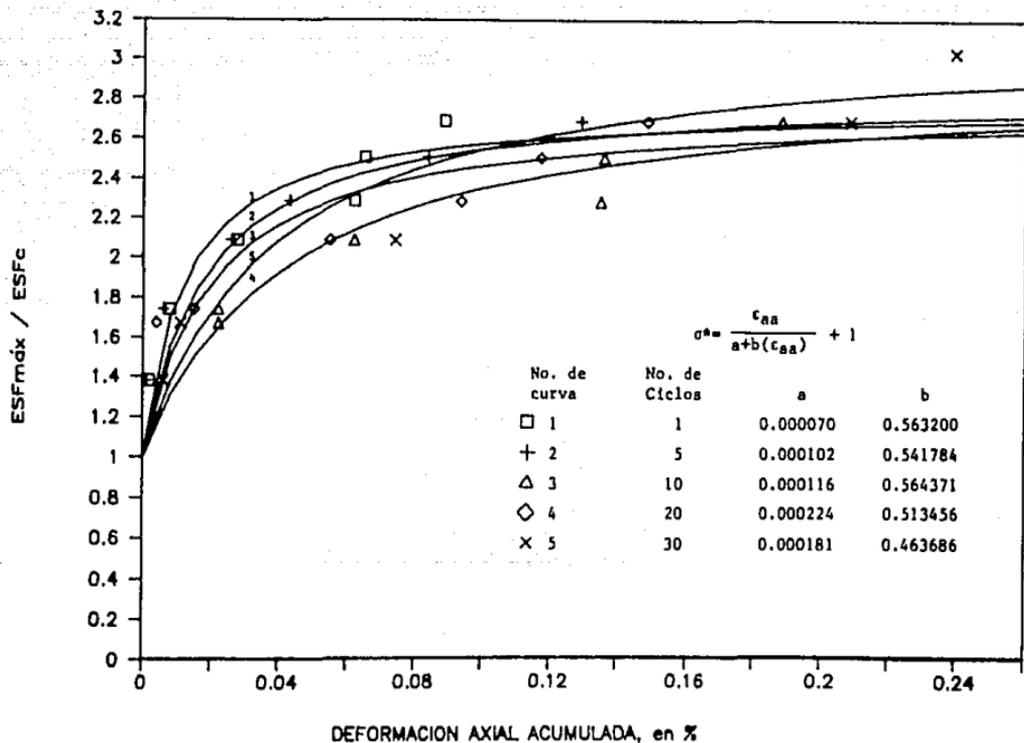


Fig. 4.18 Esfuerzo máximo normalizado vs deformación axial en consolidación anisotrópica. Muestra DDNT 6-3.

DIVISION DEL NORTE Y TLALPAN, MTRA:10-2

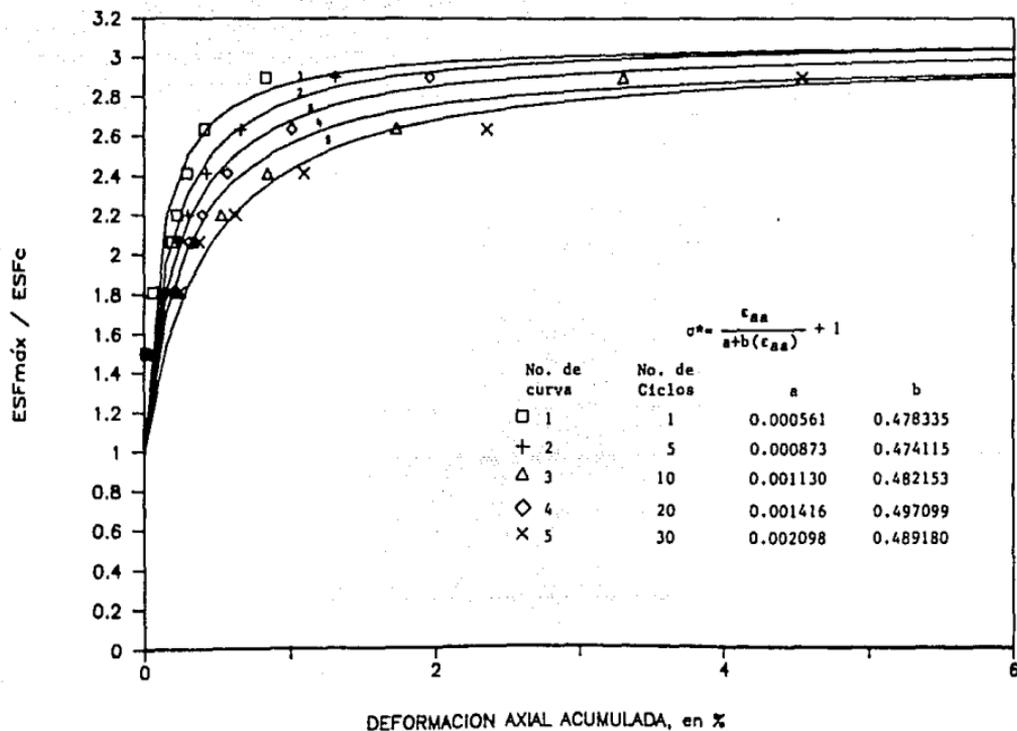


Fig. 4.19 Esfuerzo máximo normalizado vs deformación axial en consolidación anisotrópica. Muestra DDNT 10-2.

ALEMANIA Y DIV. DEL NORTE, MTRA:24-3

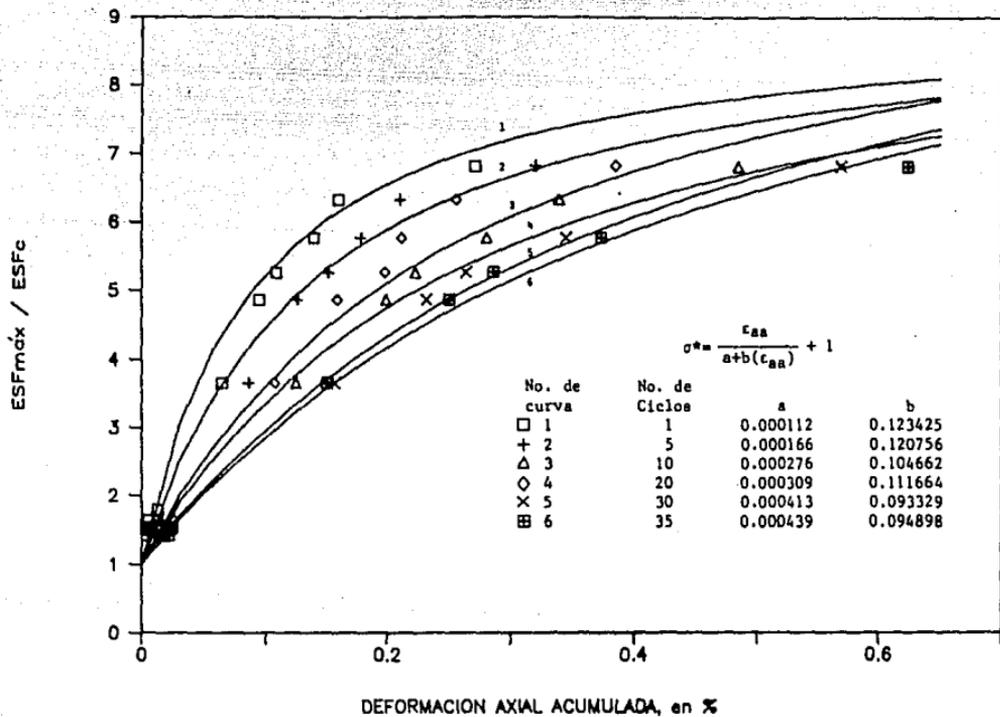


Fig 4.20 Esfuerzo máximo normalizado vs deformación axial en consolidación anisotrópica. Muestra ADDN 24-3.

ALEMANIA Y DIV. DEL NORTE, MTRA:41-3

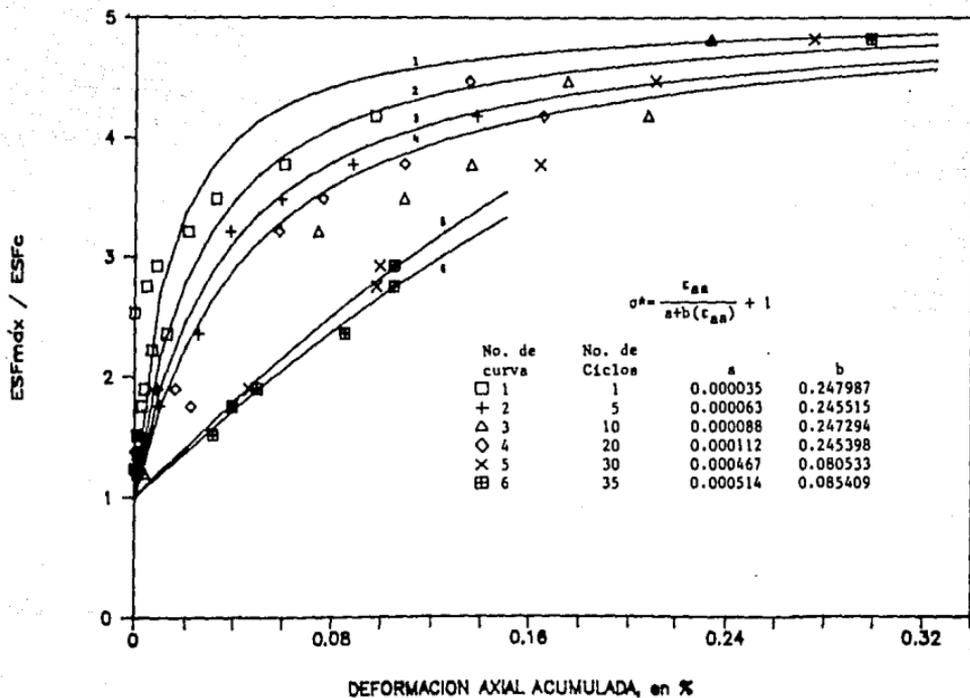
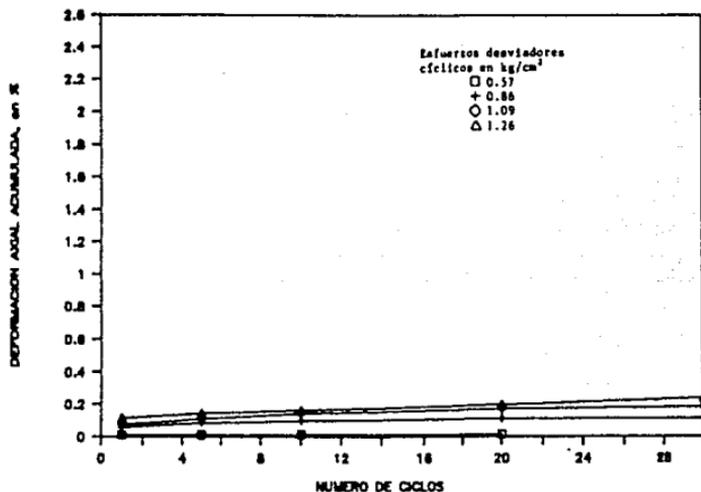


Fig 4.21 Esfuerzo máximo normalizado vs deformación axial en consolidación anisotrópica. Muestra ADDN 41-3.

XOLA Y DIVISION DEL NORTE, MTRA:4-2

98



XOLA Y DIVISION DEL NORTE, MTRA:4-2

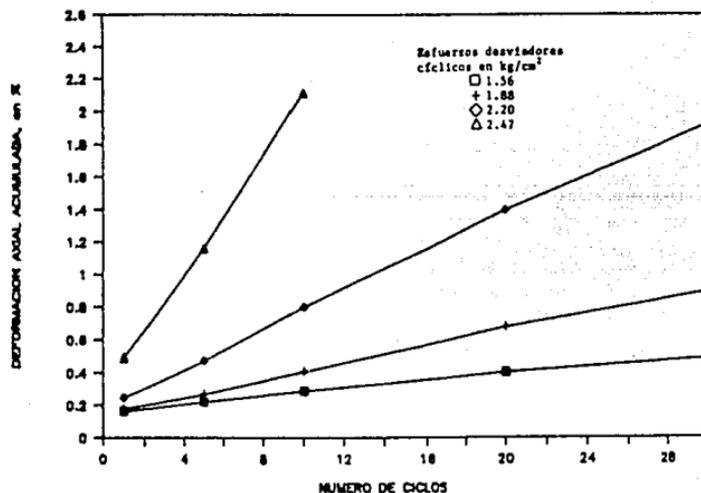
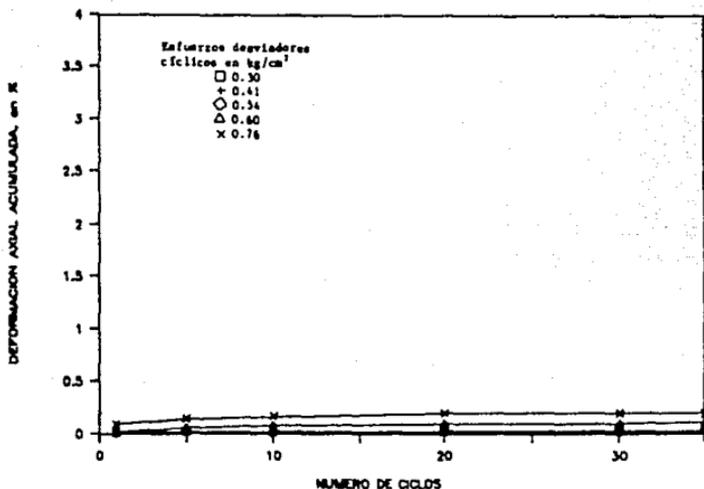


Fig. 4.22 Influencia del número de ciclos aplicados de un esfuerzo desviador cíclico, muestra 4-2 XDDN.

PARQUE DE LOS VENADOS, MTRA:5-2

99



PARQUE DE LOS VENADOS, MTRA:5-2

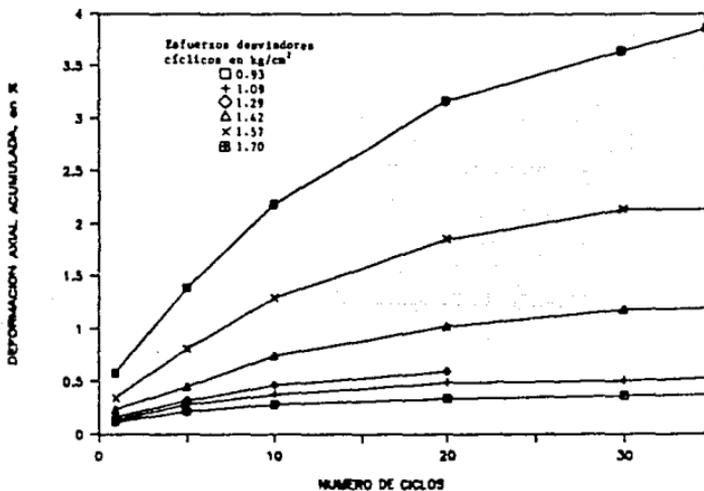
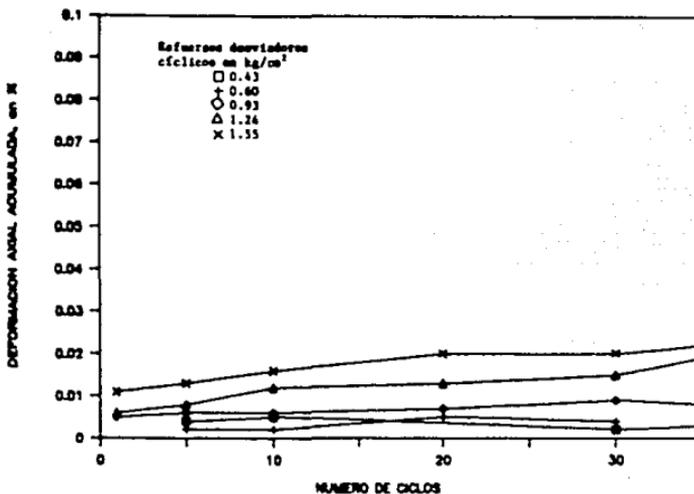


Fig. 4.23 Influencia del número de ciclos aplicados de un esfuerzo desviador cíclico, muestra 5-2 PAVE.

PARQUE DE LOS VENADOS, MTRA:29-3



PARQUE DE LOS VENADOS, MTRA:29-3

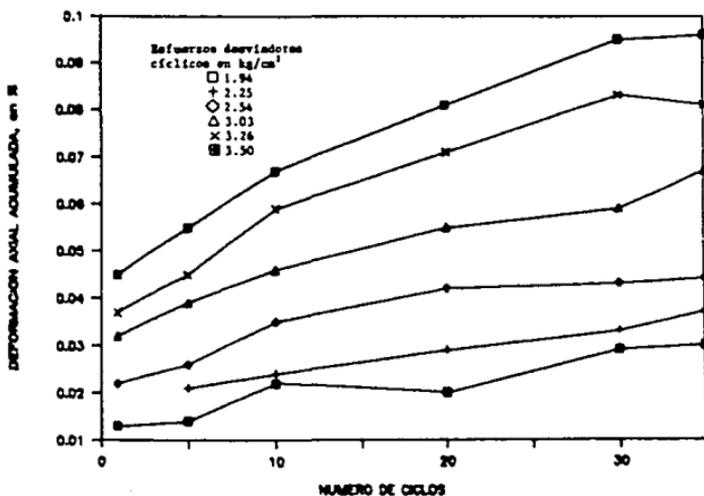
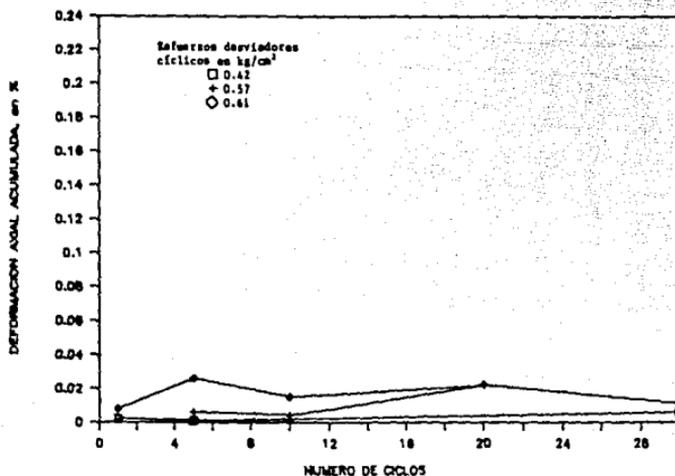


Fig. 4.24 Influencia del número de ciclos aplicados de un esfuerzo desviador cíclico, muestra 29-3 PAVE.

DIVISION DEL NORTE Y TLALPAN, MTRA:6-3



DIVISION DEL NORTE Y TLALPAN, MTRA:6-3

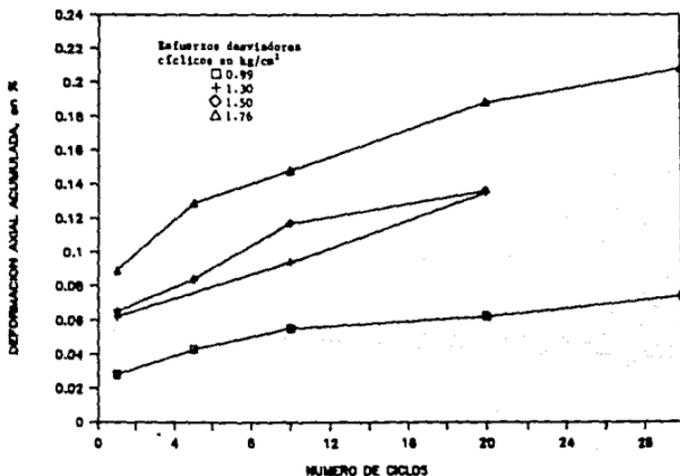
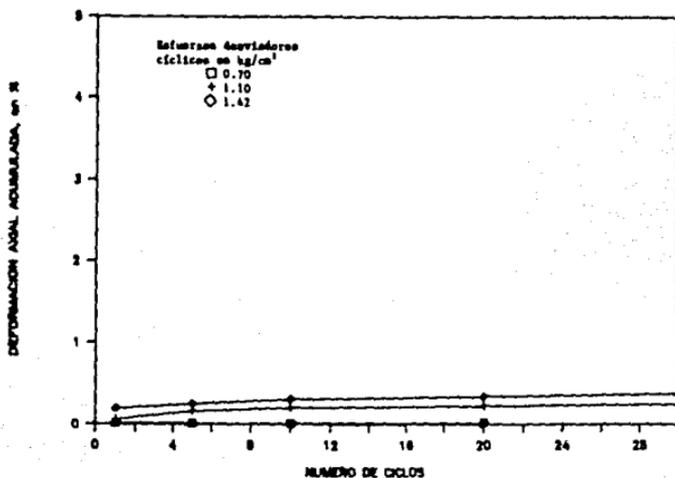


Fig. 4.25 Influencia del número de ciclos aplicados de un esfuerzo desviador cíclico, muestra 6-3 DNT.

DIVISION DEL NORTE Y TLALPAN, MTRA:10-2



DIVISION DEL NORTE Y TLALPAN, MTRA:10-2

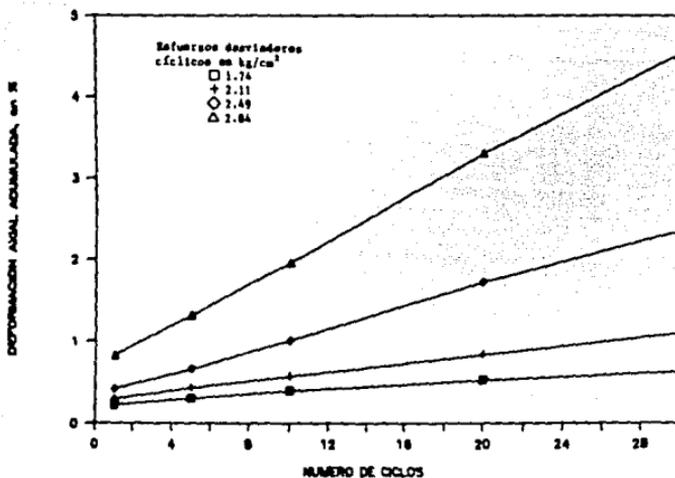


Fig 4.26 Influencia del número de ciclos aplicados de un esfuerzo desviador cíclico, muestra 10-2 DDNT.

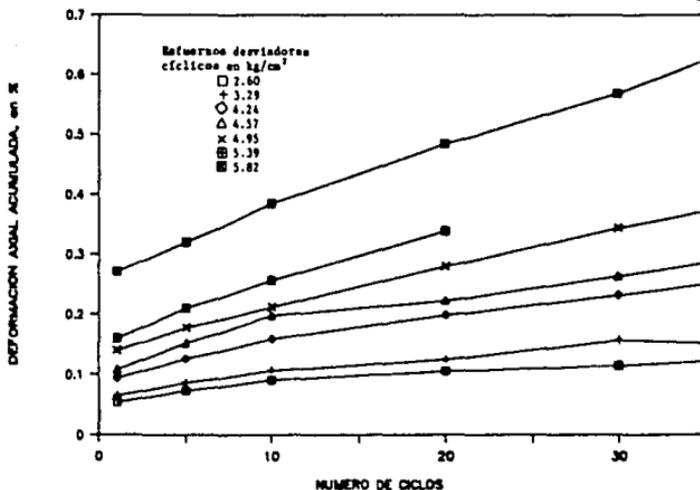
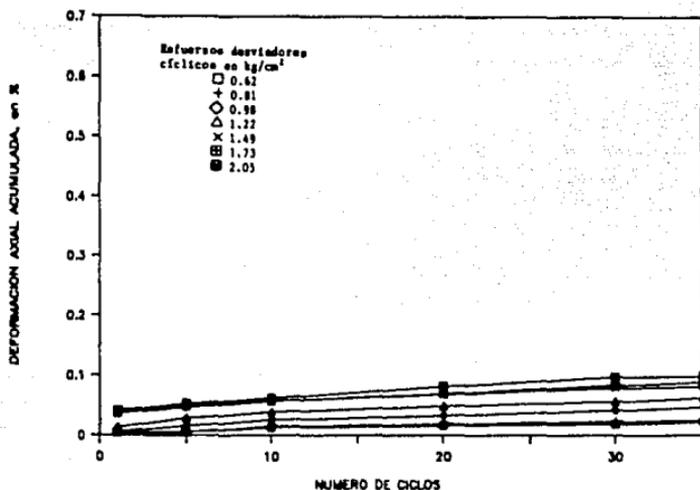
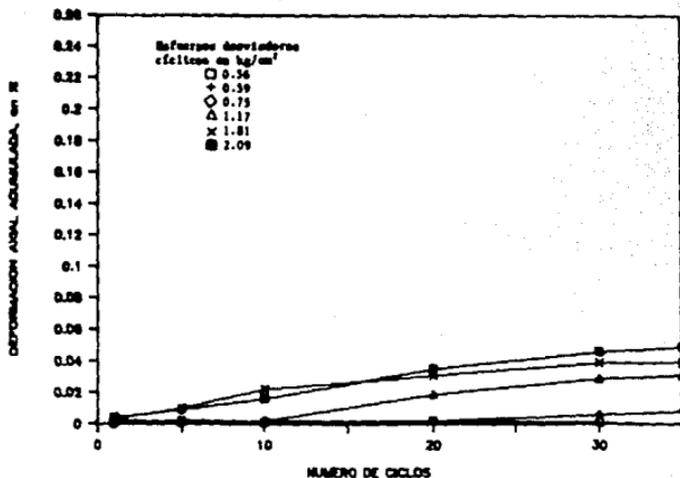


Fig. 4.27 Influencia del número de ciclos aplicados de un esfuerzo desviador cíclico, muestra 24-3 ADDN.

ALEMANIA Y DIV. DEL NORTE, MTRA:41-3



ALEMANIA Y DIV. DEL NORTE, MTRA:41-3

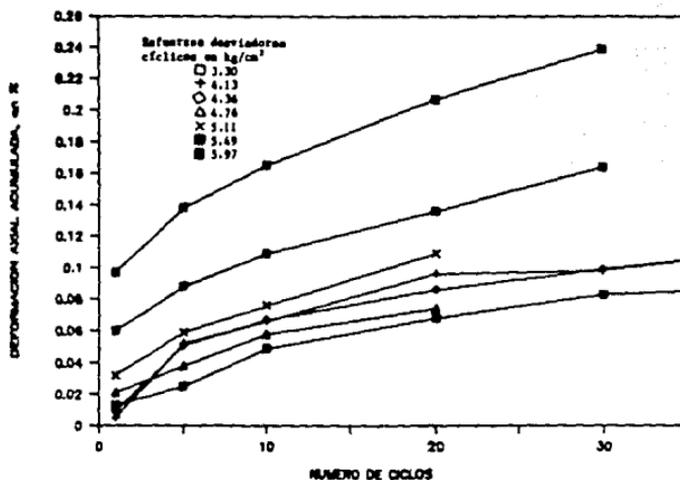


Fig 4.28 Influencia del número de ciclos aplicados de un esfuerzo desviador cíclico, muestra 41-3 ADDN.

CAPITULO V

APLICACIONES

5. APLICACIONES

5.1 INTRODUCCION

Con los resultados de los ensayos en arenas y limos realizados se pueden obtener datos necesarios para su aplicación en problemas de interés para el ingeniero en la práctica.

Así, es posible determinar los módulos dinámicos máximos para ser utilizados en un análisis del comportamiento de una maquinaria. También se puede determinar el módulo G correspondiente a la deformación angular inducida por la excitación dinámica bajo consideración.

5.2 ARENAS PARCIALMENTE SATURADAS

De los ensayos llevados a cabo se observó que la respuesta dinámica de la arena parcialmente saturada depende del contenido de agua y de su relación de vacíos. De tal manera que en un problema práctico habría que tener en cuenta esto, ya que si el contenido de agua del material varía, su respuesta dinámica también lo hará. De aquí se desprende que deben tomarse medidas para que el contenido de agua de la arena permanezca constante durante la vida útil de la obra. O bien diseñar para las peores condiciones, las cuales deberán definirse en el laboratorio variando el contenido de agua desde cero hasta la saturación total.

En el caso de cimentaciones superficiales debe buscarse dar confinamiento al material aumentando el ancho de la cimentación, ya que se observa que a mayor presión confinante la respuesta dinámica del suelo es mejor (su módulo G se incrementa).

En todos los casos debe tomarse en cuenta que el nivel de deformación angular inducido por la excitación dinámica es muy importante en el módulo G . A mayor deformación angular menor G y viceversa.

5.3 LÍNEAS DE TRANSICIÓN DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Con el modelo hiperbólico general se logró un buen ajuste de los datos experimentales. Con este modelo se puede obtener el módulo G a cualquier deformación angular inducida por la excitación dinámica. Con los datos proporcionados en el cuerpo de este trabajo bastaría contar con el módulo dinámico de cortante máximo determinado ya sea en campo o en el laboratorio y con el modelo se podrían determinar los correspondientes a cualquier otra deformación angular.

Con los datos de los ensayos triaxiales cíclicos con consolidación anisotrópica es posible determinar los desplazamientos permanentes que pueden producirse en estructuras debido a una excitación dinámica. Para esto se puede emplear la metodología propuesta por Jaime et al (1988) para el caso de un sismo, la cual se resume brevemente a continuación.

- Estado de esfuerzos

Antes de que se presente un evento sísmico, el suelo tiene un estado inicial de esfuerzos, el cual es más complejo para un elemento que se encuentra bajo la cimentación que para un elemento que se encuentra en campo libre, fig 5.1. Estos esfuerzos cambian debido a que un sismo induce esfuerzos cíclicos en la masa del suelo (debidos a los esfuerzos por la propagación de ondas) y a través de la interacción con estructuras cimentadas en éste (debido a los efectos cinemáticos e inerciales).

Los esfuerzos verticales iniciales se calculan con procedimientos conocidos de mecánica de suelos: los esfuerzos horizontales iniciales son proporcionales a los esfuerzos verticales y la constante de proporcionalidad varía de 0.4 a 0.6 para los suelos de la Ciudad de México. El incremento en los esfuerzos de la masa del suelo debidos al edificio se puede calcular empleando la teoría de la elasticidad (Carta de Newmark, etc.) o por otros métodos.

Los esfuerzos cíclicos inducidos en el suelo por efectos sísmicos, se pueden calcular por soluciones continuas o discretas del problema de propagación de ondas, o aproximaciones simples basadas en estudios paramétricos de depósitos de suelos, los cuales consideran una propagación vertical de ondas de corte. Para obtener los esfuerzos cortantes inducidos por la propagación vertical de ondas de corte horizontales, Seed e Idriss (1969) proponen la siguiente ecuación:

$$\frac{\tau_a}{\sigma_{v1}'} = \frac{\sigma_v}{\sigma_{v1}'} \frac{a_m}{g} \tau_a \quad \dots(5.1)$$

donde:

- τ_m : esfuerzo cortante máximo inducido por el sismo
- σ_{v1} : esfuerzo vertical efectivo
- σ_v : esfuerzo vertical total
- a_m : aceleración máxima en la superficie del terreno
- g : aceleración de la gravedad
- r_a : factor adimensional que toma en cuenta la flexibilidad del suelo. Varía de 1 en la superficie del terreno a 0.75 para 20 m de profundidad (Seed e Idriss, 1969).

Para obtener los efectos de interacción inercial los esfuerzos inducidos en el suelo se pueden calcular sumando los esfuerzos inducidos por la fuerza inercial horizontal del edificio, τ_m , y la variación de la presión de contacto producida por el momento de volteo, τ_{ot} , ambos se pueden calcular usando la teoría de la elasticidad. El esfuerzo cortante total es la suma de la interacción más los esfuerzos de campo libre, ecuación (5.1).

- Asentamiento permanente inducido por sismo

Tomando en cuenta el número de ciclos significativos del sismo de diseño con una aceleración de $0.67 a_m$ (aceleración máxima). El asentamiento inducido por el evento sísmico puede estimarse por medio de la siguiente relación:

$$H)_m = \sum_i M_{1p})_i \sigma_{oy})_i d_i \quad \dots(5.2)$$

donde M_{1p} es un módulo de deformación irrecuperable después de N ciclos y se calcula como $M_{1p} = \epsilon_m / \sigma_{oy}$ donde ϵ_m se obtiene de los resultados de las pruebas de laboratorio, figs 4.15 a 4.21, para lo cual deben emplearse los niveles de esfuerzo en campo.

En la fig 5.2 (a) se muestran esquemáticamente las condiciones de esfuerzos antes y durante un sismo. Al inicio, las direcciones vertical y horizontal son principales; cuando el sismo afecta al suelo, se desarrollan esfuerzos cortantes en ambos planos (debido a las condiciones de equilibrio). Esos esfuerzos cíclicos de corte, causan una rotación de los ejes principales, como se muestra en la fig 5.2 (b). Los esfuerzos normales cíclicos con variación de magnitud se inducen en todos los planos. El máximo incremento en esfuerzos normales cíclicos σ_{oy} se desarrolla en un ángulo α con respecto a la vertical. Para determinar α se puede usar el círculo de Mohr como se aprecia en la fig 5.2 (b). De manera similar, σ_{oy} se evalúa de la fig 5.2 (b).

Usando la ecuación (5.1) los valores estimados de σ_{ov} ,
(fig 5.2) y los valores de M_{ap} de las figuras 4.15 a 4.21 se
puede determinar el asentamiento inducido por sismo.

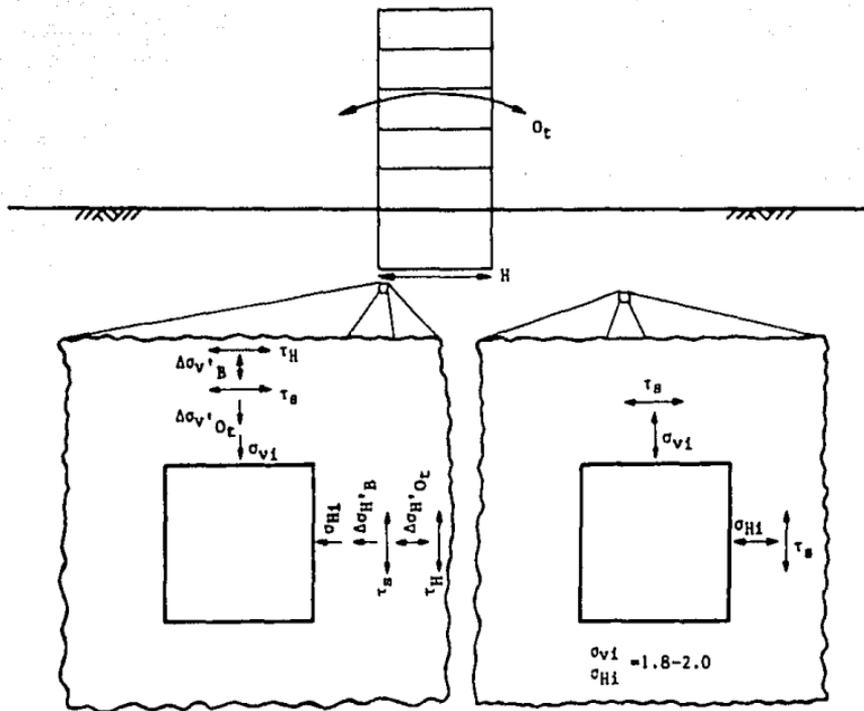


Fig. 5.1 Estado de esfuerzos en dos elementos de suelo
(Jaime y Romo, 1987).

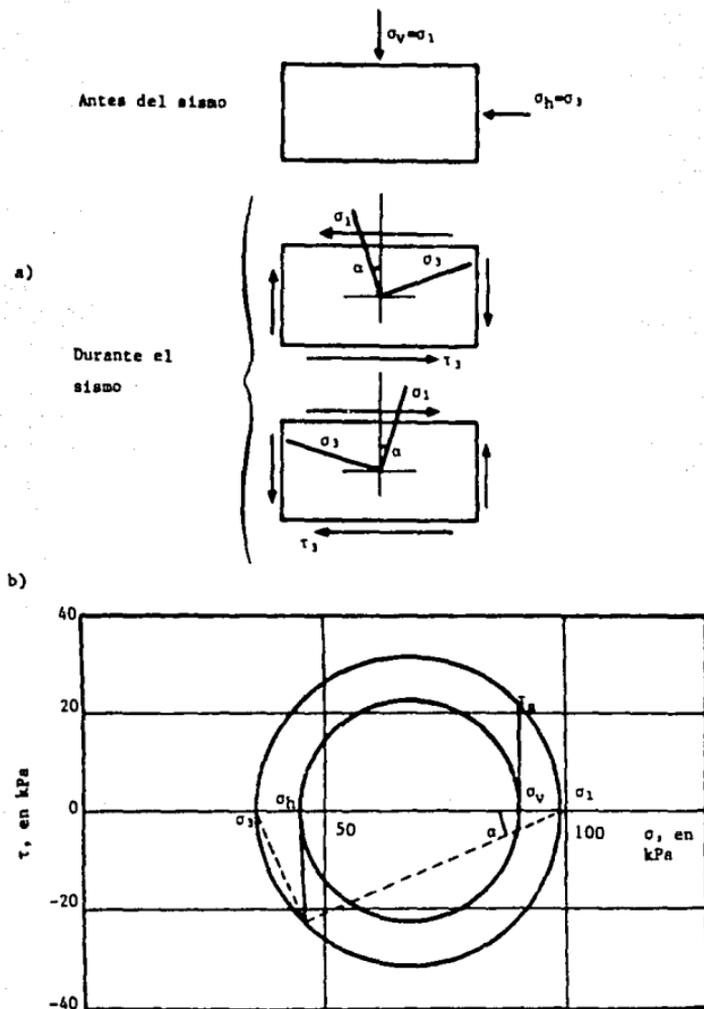


Fig. 5.2 Rotación de ejes [Jaime y Romo, 1987].

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

6. CONCLUSIONES

Los valores del módulo de cortante dinámico y de la relación de amortiguamiento de un suelo dependen principalmente de los siguientes parámetros: la magnitud de la deformación angular, la presión confinante, la relación de vacíos, el número de ciclos y el grado de saturación.

En niveles pequeños de deformación angular, el suelo tiene un módulo dinámico de cortante grande y un amortiguamiento pequeño, en niveles grandes de deformación angular sucede lo contrario; es decir, módulo dinámico de cortante pequeño y amortiguamiento grande.

En ensayos realizados con arena en estado seco, las velocidades de onda de corta y los valores del módulo dinámico de cortante, aumentan al incrementarse la presión confinante y el número de ciclos de carga, y al disminuir la relación de vacíos. En caso de tener arenas en estado saturado, sucede todo lo contrario debido a que el agua toma parte de los esfuerzos aplicados, pudiendo presentarse el fenómeno de licuación.

El amortiguamiento de los suelos decrece con el número de ciclos de carga, con el esfuerzo confinante y la relación de vacíos en el caso de arenas secas. En arenas saturadas aumentará el amortiguamiento para los parámetros mencionados anteriormente.

Las ecuaciones propuestas por Hardin y Black (1969) y Anderson (1974), proporcionan valores confiables en ciertos tipos de suelos, condición que las limita en su uso.

La relación de vacíos y el contenido de agua, para el caso de los ensayos realizados, tienen una influencia muy importante en el comportamiento dinámico de la arena ya que de ellos depende el que el módulo dinámico de cortante tenga un incremento o un decremento en sus valores. Por ejemplo, para el caso en que $e=0.64$ y $w=8\%$ se tiene que $G=493.5$ kg/cm^2 , pero si $e=0.64$ y $w=12\%$ entonces $G=480$ kg/cm^2 . En caso de que se tenga un mismo contenido de agua, el módulo dinámico de cortante sufrirá un decremento en su valor al aumentar la relación de vacíos e .

Es importante mencionar que el contenido de agua que pueda presentar el suelo en el campo, influirá determinadamente en su comportamiento dinámico al presentarse una sollicitación dinámica.

De los ensayos realizados en el laboratorio, se puede apreciar que el módulo dinámico de cortante decrece bruscamente al aumentar la deformación angular en un mismo intervalo, lo cual afecta el comportamiento de la arena ante una carga dinámica.

En pruebas con cargas dinámicas, los limos no presentan un comportamiento tan elástico como suele suceder con las arcillas, y por tanto, sus valores del módulo G decrecen más rápidamente con el nivel de deformación angular.

La mayor degradación del módulo dinámico G de los limos ocurre en un rango de deformación angular de 10^{-2} a 10^{-1} .

Las deformaciones más grandes de los suelos limosos ocurren durante los primeros 20 a 30 ciclos de carga dinámica con una frecuencia de 1 Hz.

De las gráficas σ_{max}/σ_v vs γ_{max} se concluye que los datos obtenidos en laboratorio siguen una forma hiperbólica como la propuesta por Kondner (1963).

A partir de las curvas G/G_{max} vs γ , se aprecia que el modelo hiperbólico general, tipo Masing, es el que mejor representa el comportamiento de los suelos ensayados.

Los ensayos de columna resonante a torsión con arenas, indicaron que existe un contenido de agua con el cual se tienen los valores máximos del módulo dinámico de cortante, lo que nos muestra que suelos de este tipo tendrán un comportamiento dinámico determinado de acuerdo con el contenido de agua y la relación de vacíos que posean en campo.

Las arenas que se encuentren en estado seco o con contenidos de agua sumamente bajos tenderán a aumentar su resistencia al aplicárseles cargas dinámicas, pero arenas que se encuentren totalmente saturadas podrían sufrir el fenómeno de licuación.

De los diferentes modelos de comportamiento dinámico de suelos se eligió el modelo hiperbólico general, tipo Masing, debido a que es un modelo sencillo y además es el que representó más adecuadamente el comportamiento de los materiales limosos ensayados en laboratorio.

Las curvas σ_{max}/σ_v vs γ_{max} trazadas con los datos de laboratorio se ajustan al modelo hiperbólico propuesto por Kondner (1963). De donde se deduce que el valor del esfuerzo

vertical máximo que puede soportar el suelo es el correspondiente a aquel en que la curva se hace asintótica.

CAPITULO VII

REFERENCIAS

7. REFERENCIAS

Anderson D. G. y Woods R. D., (1975), "Comparison of field and laboratory shear moduli", Proceedings of the Conference on In Situ Measurements of Soil Properties, North Carolina State University, Raleigh, M. C., Specialty Conference of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Junio.

Fundación ICA A.C., (1988), "Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985", Noriega Editores y Editorial Limusa, Elaboración: Sistemas editoriales técnicos, S.A. de C.V., Primera edición, México, D.F.

Hardin B. O. y Richart Jr. F. E., (1963), "Elastic wave velocities in granular soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 89, No SM1, Febrero.

Hardin B. O. y Drnevich V. P., (1972), "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 98, No SM6, Junio.

Jaime A., (1978), "Comportamiento de arenas bajo carga estática y cíclica", Tesis de Maestría, DEPEFI, UNAM, México, Abril.

Jaime A., (1980), "Comportamiento dinámico de suelos", X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia, Michoacán, Noviembre.

Jaime A., (1987), "Comportamiento dinámico de las arcillas del valle de México", Tesis Doctoral, DEPEFI, UNAM, México, Noviembre.

Jaime A., Romo M. P. y Jasso M., (1987), "Seismic Induced Settlement in a Building", Memorias del VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de

Cimentaciones, Vol II, editado por Lisandro Beltrán M., Cartagena, Colombia.

Jaime A. y Legorreta H., (1989), "Equipo triaxial cíclico controlado por computadora", informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, Agosto.

Kim T. C. y Novak M., (1981), "Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario", Canadian Geotechnical Journal, Vol 18, No 3, Agosto.

León J. L. y Rábago A., (1974), "Un aparato de columna resonante a torsión", informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, Julio.

Mavfac DM-7.1, "Soil Mechanics Design Manual 7.1", U.S. Navy, EUA, Mayo 1982.

Richard P. R. y Woods R. D., (1988), "Modulus and Damping due to uniform and variable cyclic loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 114, No 588, Agosto.

Richart Jr. F. E., Hall Jr. J. R. y Woods R. D., (1970), "Vibrations of soils and foundations", Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.

Richart Jr. F. E., "Field and Laboratory measurements of dynamic soil properties", "Dynamical methods in soils and rock mechanics", editado por B. Prange, Vol 1, A. A. Balkema/Rotterdam/1978.

Romo M. P., Jaime A. y Taboada V., (1989), "Comportamiento cíclico de arcilla normalmente consolidada de la Ciudad de México", Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, Octubre.

Seed H. B. e Idriss M. I., (1970), "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis". Reporte No EERC 70-10, College of Engineering, University of California Berkeley, Diciembre.

Silver M. L. y Seed H. B., (1971), "Deformation characteristics of sands under cyclic loading", Journal of

the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 97, No SMS, Agosto.

Timmerman H. D. y Wu H. T., (1969), "Behavior of dry sands under cyclic loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 95, No SM4, Julio.

Woods, R. D., "Parameters affecting elastic properties", "Dynamical methods in soils and rock mechanics", editado por B. Prange, Vol I, A. A. Balkema/Rotterdam/1978.