



01163 2
2ej-

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

PRESION DE PORO POR CARGA DINAMICA EN ARCILLA
RECONSTITUIDA DE LA CIUDAD DE MEXICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS
que para obtener el grado académico de
MAESTRO EN INGENIERIA

(Mecánica de suelos)

presenta

Víctor Manuel Hernández Cruz



Universidad Nacional
Autónoma de México

UNAM



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.

CONTENIDO

1. INTRODUCCION	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Alcance	2
1.4 Organización de la tesis	3
2. SUELOS ENSAYADOS Y PROCEDIMIENTO DE RECONSTITUCION	4
2.1 Características geotécnicas del sitio	7
2.2 Procedimiento de reconstitución	7
2.2.1 Preparación del lodo arcilloso	7
2.2.2 Odómetro	12
2.3 Evolución de la sedimentación y consolidación	12
2.4 Muestra reconstituida	17
3. EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA	19
3.1 Equipos utilizados	19
3.1.1 Triaxial estático	19
3.1.2 Triaxial cíclico	20
3.2 Programación de ensayos	26
3.3 Procedimiento de prueba	29
3.3.1 Ensayos estáticos	29
3.3.2 Ensayos cíclicos	31
4. COMPORTAMIENTO PRESION DE PORO-ESFUERZO-DEFORMACION BAJO CARGA CICLICA	33
4.1 Antecedentes	33
4.1.1 Medición de presión de poro sísmica <i>in situ</i>	34
4.2 Factores que influyen en la generación de presión de poro	37
4.2.1 Trayectoria de consolidación	37
4.2.2 Frecuencia de aplicación de las cargas	39
4.2.3 Amplitud del esfuerzo desviador cíclico	39
4.2.4 Número de ciclos aplicados	43
4.2.5 Relación de preconsolidación	43
4.3 Ensayos estáticos realizados	46
4.3.1 Compresibilidad	46
4.3.2 Consolidación	46
4.3.3 Comportamiento esfuerzo-deformación	50
4.3.4 Comportamiento de la presión de poro	50
4.3.5 Trayectoria de esfuerzos efectivos (T.E.E.)	50
4.4 Ensayos dinámicos realizados	55
4.4.1 Compresibilidad	55
4.4.2 Consolidación	58
4.4.3 Comportamiento esfuerzo máximo-deformación axial cíclica	58
4.4.4 Módulo de rigidez al corte, G	61
4.4.5 Relación de amortiguamiento, λ	66

4.4.6 Deformación axial permanente (ϵ_p)	71
4.4.7 Comportamiento presión de poro dinámica (u_{cy})	74
4.4.8 Presión de poro post-cíclica (u_{pc})	82
4.4.9 Presión de poro dinámica en la falla	98
4.4.10 Trayectoria de esfuerzos efectivos (T.E.E.)	108
5. ANALISIS Y MODELACION DE RESULTADOS	110
5.1 Pruebas estáticas	110
5.1.1 Análisis de resultados	110
5.1.2 Modelación de resultados	114
5.2 Pruebas dinámicas, análisis de resultados	117
5.2.1 Esfuerzo desviador cíclico	117
5.2.2 Presión de poro dinámica (u_{cy})	120
5.2.3 Presión de poro post-cíclica (u_{pc})	126
5.2.4 Deformación axial permanente (ϵ_p)	129
5.2.5 Envolventes de falla estática y dinámica en términos de esfuerzos efectivos	134
5.2.6 Módulo de rigidez al corte, G	135
5.2.7 Relación de amortiguamiento, λ	142
5.3 Pruebas dinámicas, modelación de resultados	142
5.3.1 Esfuerzo máximo-deformación axial cíclica	142
5.3.2 Presión de poro dinámica (u_{cy})	146
5.3.3 Presión de poro post-cíclica (u_{pc})	149
5.3.4 Deformación permanente (ϵ_p)	154
5.3.5 Módulo de rigidez al corte, G	155
5.3.6 Relación de amortiguamiento, λ	159
5.4 Conceptos básicos del estado crítico	167
5.4.1 Pruebas estáticas	169
5.4.2 Pruebas dinámicas	171
6. RESUMEN Y CONCLUSIONES	175
REFERENCIAS	181

NOTACION

RPC	relación de preconsolidación
u_f	presión de poro a la falla en condiciones estáticas
$(u_{cy})_f$	presión de poro a la falla en condición cíclica en la etapa de compresión
u_{cy}	presión de poro cíclica en la etapa de compresión
u_{pc}	presión de poro post-cíclica
s'	semisuma de los esfuerzos efectivos principales
t	semidiferencia de los esfuerzos efectivos principales
α	ángulo que define la línea K_f
ϵ_{cy}	deformación axial cíclica unitaria en compresión
ϵ_p	deformación axial permanente
γ_c	deformación angular cíclica en aparato de corte simple cíclico
γ_{pp}	deformación angular cíclica pico a pico
$\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$	esfuerzo desviador en condición estática
$\sigma_{fe} = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$	esfuerzo desviador a la falla en condición estática
$\sigma_{cyc} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{cy}$	esfuerzo desviador cíclico en la etapa de compresión
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{fcy}$	esfuerzo desviador a la falla en condición cíclica en la etapa de compresión
σ_{oct}	esfuerzo octaédrico efectivo de consolidación
σ_v	esfuerzo sostenido en condición anisotrópica
σ_{cy}	esfuerzo desviador cíclico pico a pico
$\sigma'_c = \sigma_3$	esfuerzo de consolidación en condición isotrópica
τ_{cyc}	esfuerzo cortante máximo cíclico en la etapa de compresión
$s_u = \tau_{fe}$	resistencia no drenada en condiciones estáticas
$(\tau_{cyc})_c$	esfuerzo crítico en compresión
τ_{cyc}_f	esfuerzo cortante máximo de falla en condición cíclica

Además de las indicadas explícitamente en el texto y las usuales en mecánica de suelos.

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Diversos estudios se han efectuado a nivel mundial acerca del comportamiento de arcillas sujetas a cargas cíclicas que involucran la medición de presión de poro; estos se han orientado primordialmente al caso de obras marinas y plataformas fuera de costa sujetas a oleaje producido por tormentas. En estas obras la frecuencia de aplicación de carga es pequeña durante lapsos que suelen ser de horas; por el contrario, en un sismo la frecuencia de carga es mayor (del orden de 10 veces) actuando durante lapsos de varios segundos a unos cuantos minutos.

A pesar de que la ciudad de México se localiza en una zona sísmica, el conocimiento del comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México era escaso hasta hace apenas unas décadas; sin embargo, las investigaciones sobre el tema se han intensificado en los últimos años. Estos estudios se han enfocado principalmente a conocer las variaciones, con el nivel de deformación inducido al suelo, de propiedades dinámicas tales como el módulo de rigidez y el amortiguamiento histerético. Con respecto a la presión de poro en condiciones dinámicas, Taboada (1989) realizó mediciones de la presión de poro dinámica ($f=1.0$ Hz); si bien no llevó

un registro continuo de dicha presión, pudo observar su variación directamente en el panel de registro digital del equipo triaxial cíclico empleado, señalando que fue despreciable.

1.2 Objetivos

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo depende del esfuerzo efectivo; en general, es conveniente realizar el análisis de estabilidad en mecánica de suelos, con parámetros en términos de esfuerzos efectivos, lo que permite involucrar la resistencia al esfuerzo cortante efectiva del suelo en estudio, así como su evolución con el tiempo. Para el caso de la arcilla de la ciudad de México bajo acciones sísmicas, y a fin de realizar un eventual análisis en términos de esfuerzos efectivos, mismo que no está dentro del alcance de esta tesis, es necesario medir la presión de poro desarrollada bajo dichas condiciones de carga.

Los objetivos fueron la medición y el estudio del comportamiento de la presión de poro generada tanto bajo cargas dinámicas, como la desarrollada después del ciclaje bajo un estado de esfuerzos constante, así como la definición de parámetros dinámicos de resistencia en términos de esfuerzos efectivos.

1.3 Alcance

Para cumplir con los objetivos se efectuaron pruebas triaxiales cíclicas del tipo consolidado no drenado con medición de presión de poro, involucrando especímenes inalterados reconstituidos artificialmente de la arcilla de la ciudad de México, así como materiales inalterados naturales. De pruebas triaxiales estáticas \overline{CU} realizadas con especímenes reconstituidos de dicha arcilla, se determinó que el comportamiento mecánico del material así obtenido, es representativo de las muestras inalteradas naturales de la arcilla de la ciudad de México; la utilización de este tipo de material permitió contar con suficientes muestras comparables y homogéneas entre sí.

Dentro de los factores que influyen en la generación y medición de presión de poro están:

- amplitud del esfuerzo desviador cíclico y reversión del mismo,
- número de ciclos de carga aplicados,
- trayectoria de consolidación,
- estado previo de esfuerzos,
- relación de preconsolidación,
- frecuencia de aplicación de las cargas,
- condiciones de drenaje,
- rigidez del sistema de medición,

- tiempo de espera,
- dimensiones del espécimen.

En las pruebas triaxiales realizadas se estudió la influencia de algunos de estos factores. Las muestras se consolidaron anisotrópicamente para diferentes relaciones de K (0.5 y 1.0) y diferentes esfuerzos octaédricos confinantes (0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm^2). La frecuencia de aplicación de carga fue constante e igual a 0.5 Hz, que fue la dominante en ciertas regiones de los depósitos blandos de la zona del Lago en las que se tuvieron los mayores daños durante el sismo de 1985; el número de ciclos aplicados de carga fue de 60. La amplitud del esfuerzo desviador cíclico se varió crecientemente en cinco o seis etapas, hasta llevar al espécimen a la falla; en cada etapa se midió la presión de poro desarrollada durante el ciclaje en condiciones no drenadas y se observó su evolución después del mismo hasta alcanzar un estado de equilibrio; posteriormente se permitió la disipación de esa presión de poro post-cíclica, antes de iniciar la etapa siguiente.

1.4 Organización de la tesis

En el capítulo 2 se hace una descripción breve de los suelos ensayados y del procedimiento de reconstitución de las muestras de arcilla a partir de una suspensión.

La descripción de los equipos utilizados para la realización de las pruebas triaxiales estáticas y cíclicas, así como el procedimiento de ejecución de las mismas se lleva a cabo en el capítulo 3.

En el capítulo 4 se exponen los resultados arrojados por las pruebas triaxiales realizadas, tanto de muestras reconstituídas como de naturales. También se describen los factores que influyen en la generación de presión de poro cíclica, comparando los resultados obtenidos en este trabajo, con los publicados por otros investigadores.

El análisis y comparación de los resultados arrojados por las pruebas estáticas y cíclicas, entre ensayos isotrópicos y anisotrópicos, así como los de muestras reconstituídas y naturales se lleva a cabo en el capítulo 5. También se revisan diversos modelos analíticos para expresar los resultados experimentales.

Finalmente en el capítulo 6 se expone un resumen de los resultados más significativos de este estudio, así como las conclusiones derivadas del mismo.

2. SUELOS ENSAYADOS Y PROCEDIMIENTO DE RECONSTITUCION

Los suelos no son materiales homogéneos ya que sus propiedades varían en pequeñas distancias tanto en extensión horizontal como en profundidad. Lo anterior se puso de manifiesto al determinar el contenido natural de agua de arcilla de la ciudad de México, subdividiendo en diferentes partes, especímenes extraídos con muestreadores de 12.7 cm de diámetro, *Marsal y Mazari (1969)*; en la Fig. 2.1 se indican las variaciones medidas en dos porciones de un mismo tubo, observándose una marcada tendencia a aumentar el contenido de agua (w) de la periferia hacia el centro; entre las dos muestras existe una diferencia de elevación de 4 cm y sin embargo también hay variación de w en sentido vertical. Por lo anterior, para efectuar una campaña experimental amplia sería muy recomendable contar con un número de muestras suficiente y con características comparables. Lo cual ha sido resuelto en parte al utilizar muestras inalteradas formadas en el laboratorio, por medio de un proceso artificial de sedimentación y consolidación a partir de una suspensión arcillosa; se obtuvo un material cuya representatividad se demostró, por medio de la comparación de las curvas esfuerzo-deformación-presión de poro de dichos materiales con las de muestras inalteradas naturales, *Mendoza et al (1990)*. En la Fig. 2.2 se muestran esquemáticamente los pasos a seguir en la formación de muestras reconstituidas, los cuales se explicarán en el inciso 2.2.

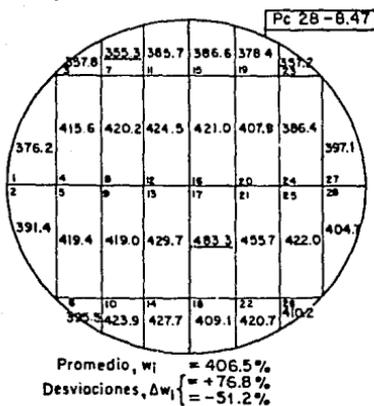
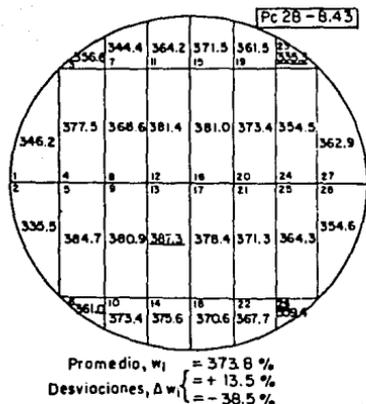


Fig. 2.1 Variación del contenido de agua natural en un muestreador de 12.7 cm de diámetro (Marsal y Mazari, 1969)

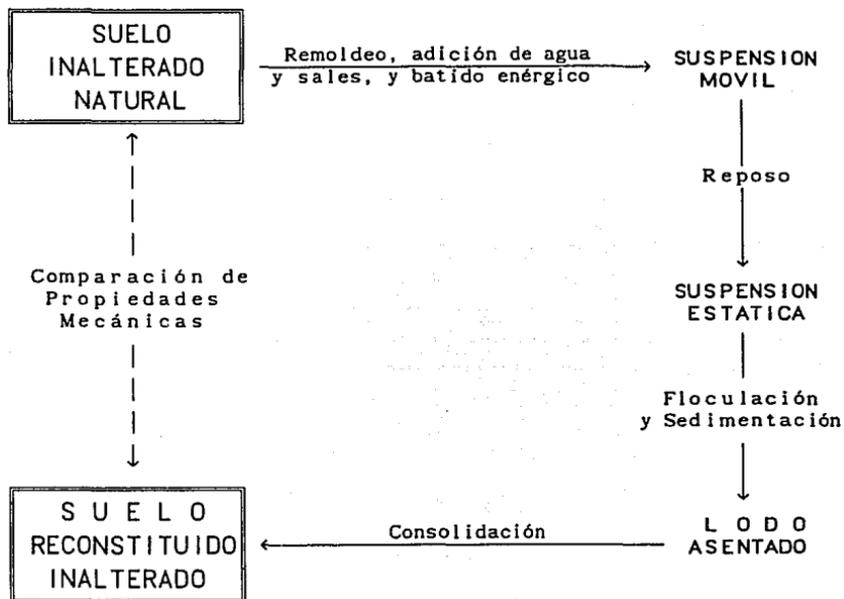


Fig. 2.2 Pasos en la formación de muestras reconstituidas (Mendoza et al, 1990)

2.1 Características geotécnicas del sitio

El material arcilloso empleado en la formación artificial de las muestras utilizadas en este estudio se obtuvo de un sondeo continuo de tipo inalterado, realizado en el cruce de las calles Fco. del Paso y Troncoso y Avena, cuya localización de acuerdo a la zonificación geotécnica de la ciudad de México corresponde a la zona del Lago. El perfil estratigráfico del sitio se muestra en la Fig. 2.3, el cual está constituido hasta 1.0 m por rellenos. De 1.0 a 39.0 m la Formación Arcillosa Superior (FAS), de 39.0 a 42.0 m la capa dura, de 42.0 a 52.0 m la Formación Arcillosa Inferior (FAI) y de 52.0 a 60.0 m los depósitos profundos.

En el mismo perfil se indican con un triángulo las profundidades correspondientes a las muestras que se utilizaron en la elaboración de la mezcla, provenientes de la FAS; se localizaban entre los 7.0 y 15.0 m, con un contenido de agua promedio de 350%.

2.2 Procedimiento de reconstitución

2.2.1 Preparación del lodo arcilloso

El remoldeo de las muestras se realizó sobre un vidrio y con espátula de abanico, agregándole pequeñas cantidades de agua. El contenido de agua del suelo ya remoldeado fue de 370%, su peso total de 3750 gr.

A continuación se procedió a llevar el suelo remoldeado a la condición de suspensión, para lo cual se tomaron porciones de 1800 gr del mismo y se le agregaron aproximadamente 2.0 lts de agua destilada para someterlo a un batido intenso durante 30 minutos con una batidora, para posteriormente vaciarlo en un recipiente en el cual se homogenizó la mezcla. La cantidad total de agua destilada agregada fue de 4.5 lt, lo que permitió tamizar el material utilizando la malla 40. Con la adición de agua, la mezcla se llevó a un contenido de agua de 929%; es decir, 2.5 veces el contenido inicial de agua.

Se reprodujo lo mejor posible la concentración salina propia de la zona de la Central de Abasto Frigorífico (CAF), que se encuentra cerca del sitio de sondeo. Con tal objeto, se extrajo agua de una muestra del sondeo CAF, sometiéndola a consolidación unidimensional, y aplicándole una presión máxima de 12 kg/cm². El análisis químico de esta agua arrojó los resultados indicados en la Tabla 2.1, *Mendoza et al (1990)*.

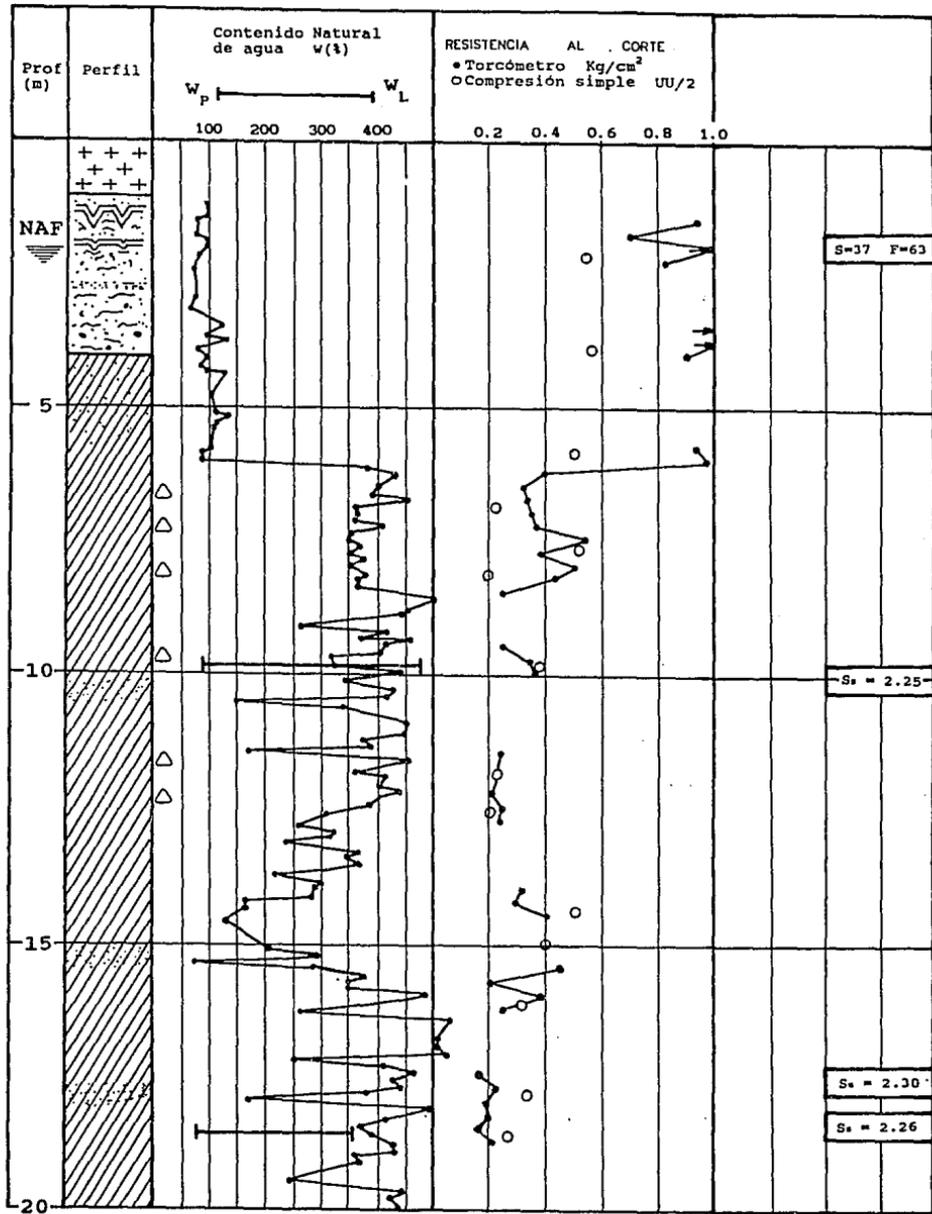
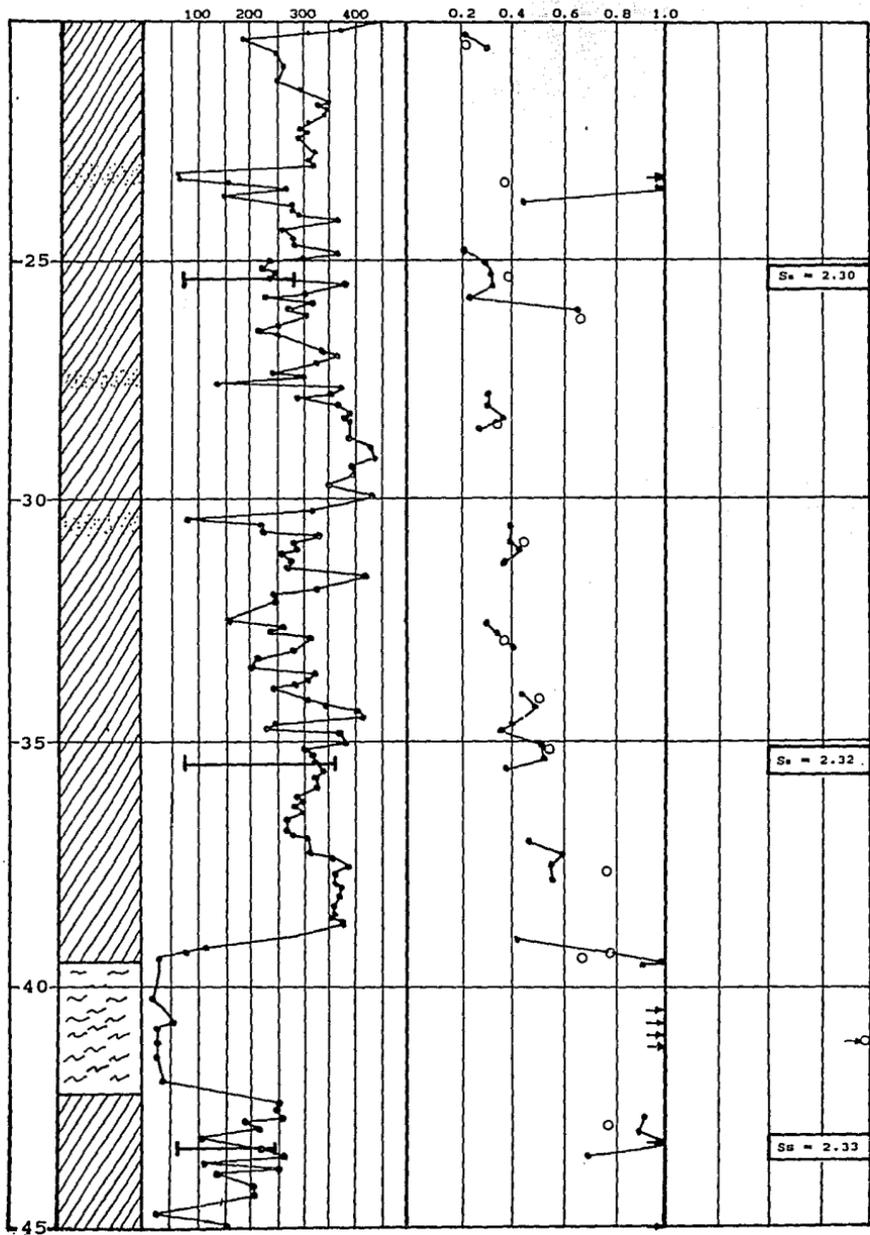
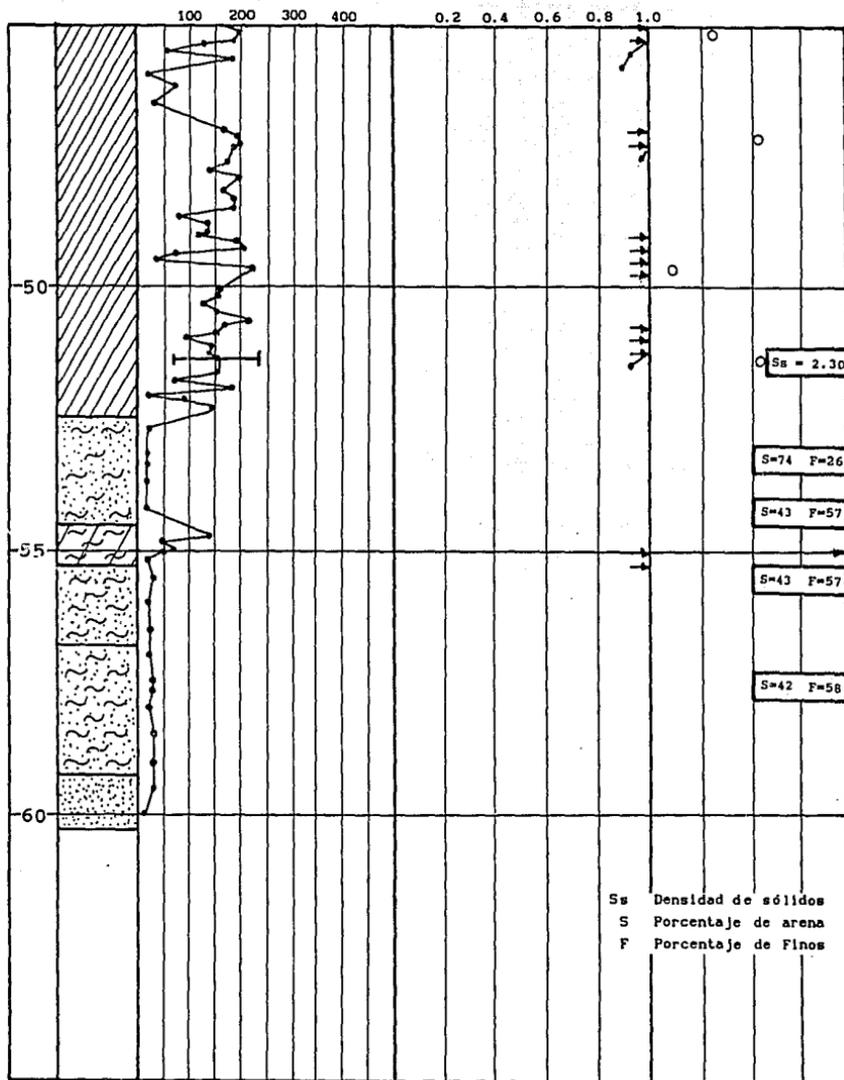


Fig. 2.3 Perfil estratigráfico del sitio
(Jaime y Romo, 1988)





Limo



Mat. Orgánica



Relleno



Arcilla



Grava



Arena

Tabla 2.1 Compuestos químicos del agua intersticial representativa del sondeo CAF

Compuesto	Cantidad mg/l
Cl^-	414.87
$SO_4^{=}$	2.317
$CO_3^{=}$	64.0
HCO_3^-	258.0
Na^+	269.67

Las cantidades de los reactivos agregados a la mezcla, previamente disueltos en agua destilada, se indican en la Tabla 2.2. Estas se prepararon para 4.5 lt de agua y se adicionaron a 3750 gr de suelo remoldeado, de tal manera que la concentración de compuestos en el agua agregada fue igual a la mitad de las indicadas en la Tabla 2.1. La solución salina se mezcló con la suspensión ya homogenizada, para lo cual se sometió aproximadamente durante diez minutos a la acción de una mezcladora de lodos.

Tabla 2.2 Reactivos agregados a la Mezcla

Compuesto	Símbolo	Cantidad gr/lt	Total gr
Sulfato de sodio	Na_2SO_4	1.713	7.708
Carbonato de sodio	Na_2CO_3	0.057	0.257
Bicarbonato de sodio	$NaHCO_3$	0.178	0.801
Cloruro de sodio	$NaCl$	0.246	1.107
Cloruro de potasio	KCl	0.122	0.594

Una vez concluida la adición de sales, se procedió a vaciar la mezcla en el odómetro, el cual se describirá en el inciso 2.2.2. Para evitar la inclusión de aire en un vaciado de caída libre, se utilizó una manguera conectada a un embudo, permaneciendo ésta sumergida en la suspensión durante el tiempo de vaciado; sin

embargo, se observó que el vórtice generado en el embudo incluyó un poco de aire a la mezcla, al final del vaciado.

2.2.2 Odómetro

Para obtener las muestras de arcilla reconstituidas, el material tuvo que pasar por dos etapas: sedimentación y consolidación. Ambas etapas se llevaron a cabo en un cilindro de lucita con diámetro interior de 18 cm, con un espesor de paredes de $\frac{1}{4}$ de pulgada y altura de 60 cm; que permitió obtener 13 muestras de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura. El tubo se adosa a una base del mismo material, la cual cuenta con una perforación al centro, con objeto de proporcionar drenaje a la muestra, Fig 2.4(a); a dicha perforación se conectó una manguera de $\frac{1}{4}$ de pulgada con la cual fue posible someter la muestra a gradiente hidráulico controlado.

Se dispuso como filtro en el fondo del odómetro una capa de 3 cm de arena cuarzosa 60-100 limpia, vibrándola, apizonándola y saturándola después; el objetivo de este filtro fue proporcionar un flujo uniforme en el material y evitar la concentración del mismo hacia el centro.

Para la aplicación de carga a la muestra, durante la etapa de consolidación, se dispuso una base de lucita y un portapesas de igual diámetro (separadas por un tubo) Fig 2.4(b), con objeto de guiar el sistema y lograr que la superficie de la muestra se mantuviera horizontal.

2.3 Evolución de la sedimentación y consolidación

Durante la etapa de sedimentación del material y para que ésta fuera efectiva, se mantuvo la suspensión en reposo absoluto impidiendo el drenaje.

A continuación se procedió a colocar sobre la muestra la base del portapesas y la barra; esto se llevó a cabo una vez que la muestra adquirió cierta consistencia para soportar dicha carga, lo que ocurrió aproximadamente 6 días después de vertido el material. Se colocó el portapesas y poco después se inició el proceso de carga colocando pesas. La Tabla 2.3 resume los esfuerzos aplicados así como la correspondiente relación de vacíos estimada al final de cada incremento.

En la Fig. 2.5 se muestra la curva de compresibilidad para la mezcla y en la Fig. 2.6 su curva de consolidación. El tiempo en que ocurrió la sedimentación fue de 6

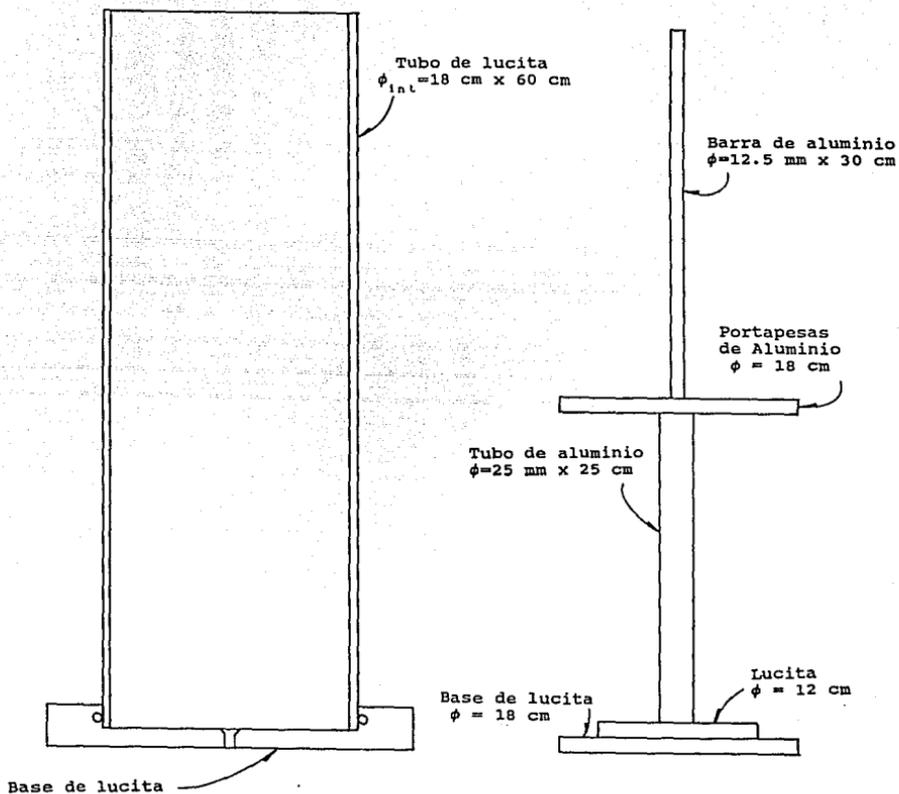


Fig. 2.4 Odómetro de sedimentación y consolidación

días, lapso en el que se apreció un tirante de agua libre; este tiempo resultó mucho menor al requerido en el caso de contenidos de agua iniciales de 5 veces el natural el cual fue de 20 días, según datos reportados por *Mendoza et al (1990)*.

Tabla 2.3 Esfuerzos aplicados a la muestra arcillosa durante su etapa de consolidación

σ kg/cm ²	e
0	22.4
0.003	19.21
0.005	18.94
0.010	15.95
0.020	13.47
0.040	12.40
0.082	10.65
0.160	9.17
0.256	8.80

El efecto del contenido salino en la compresibilidad de la mezcla se muestra en la Fig. 2.7, una mayor concentración salina en la mezcla ocasiona una mayor floculación y deformación que aquella a la cual no se le adicionaron sales; es importante indicar que a la Mezcla I no se le agregaron sales, a la Mezcla II (a y b) se le adicionó el doble de la cantidad indicada en la Tabla 2.2. El material utilizado en este estudio se obtuvo del tubo etiquetado como Mezcla IIIb.

Las muestras de suelos obtenidas de las Mezcla I y Mezcla II (a y b), fueron empleadas en investigaciones realizadas por *Mendoza et al (1990 y 1991)*.

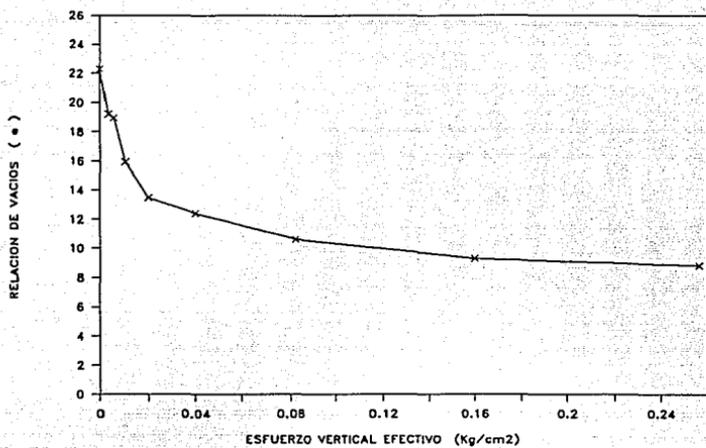


Fig. 2.5 Curva de compresibilidad de la mezcla

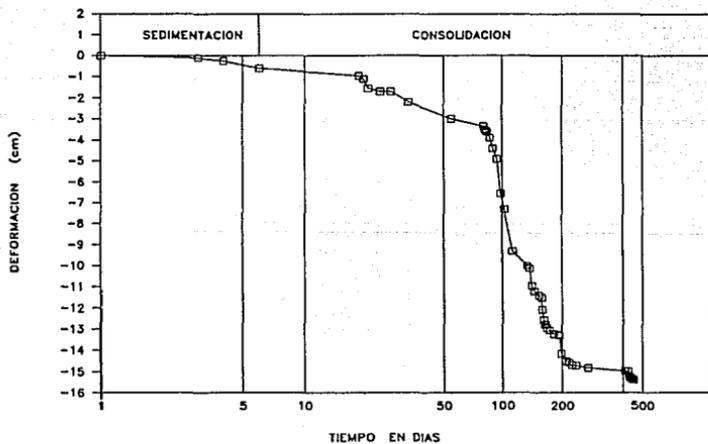


Fig. 2.6 Curva de consolidación de la mezcla

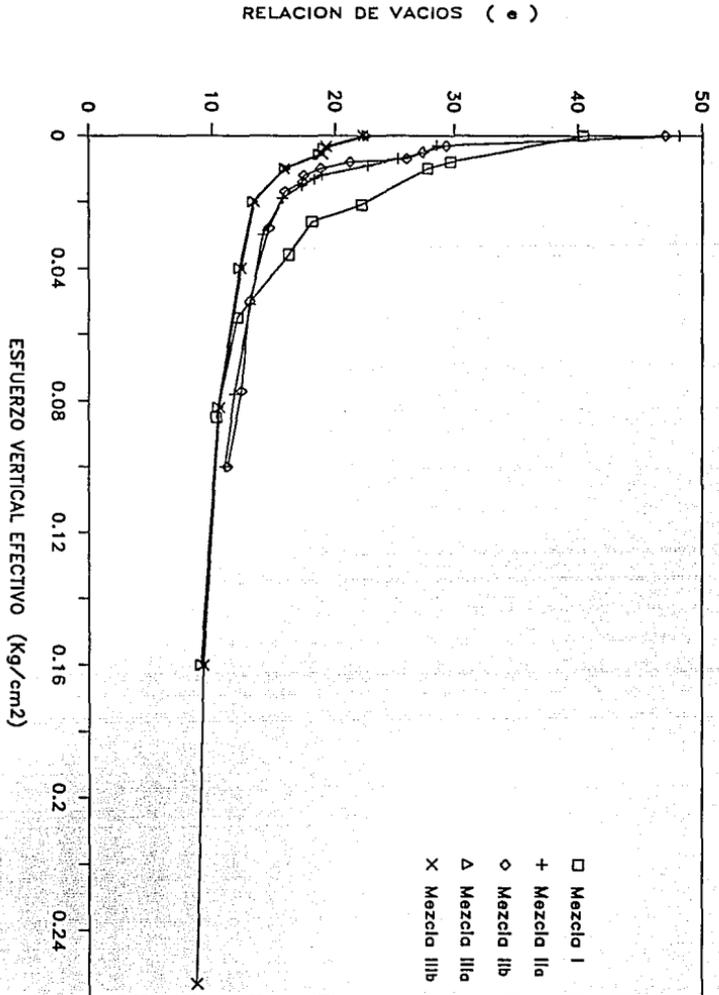


Fig. 2.7 Efecto del contenido salino en la compresibilidad de la mezcla

2.4 Muestra reconstituida

La altura de la muestra reconstituida fue de 11.0 cm, obteniéndose 13 probetas de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura. Las propiedades índice del material extraído fueron:

$$w = 377 \%$$

$$w_L = 421 \%$$

$$w_P = 140 \%$$

$$PI = 281 \%$$

$$G_s = 2.35$$

$$e = 8.86$$

Consistencia relativa *blanda*

Clasificación SUCS *MH*

Como se aprecia, el contenido de agua del suelo reconstituido resultó semejante al valor medido de éste en los suelos inalterados de partida, ver inciso 2.2.1.

Un criterio para conocer que tan homogénea resultó la muestra reconstituida fue la determinación del contenido de agua de la misma; en la Fig. 2.8 se muestran los contenidos de agua obtenidos para cada una de las probetas labradas, la primera cantidad indica el valor correspondiente al recorte superior de la probeta, la intermedia a los recortes laterales y la tercera al del recorte en la base. Es de notar el incremento de contenido de agua hacia el centro de la muestra, debido a la condición de drenaje lateral el cual fue mayor en las zonas en contacto con el tubo; en el sentido vertical, el menor contenido de agua se obtuvo en la parte superior. En términos generales no obstante, la muestra reconstituida resultó homogénea, ya que la variación (rango) del contenido de agua en sentido vertical fue de 25% y en sentido horizontal de 8.7%; compárense estos datos con los resultados indicados en la Fig. 2.1 (Marsal y Mazari, 1969), en los que el rango es de 96% en sentido vertical y de 72% en sentido horizontal.

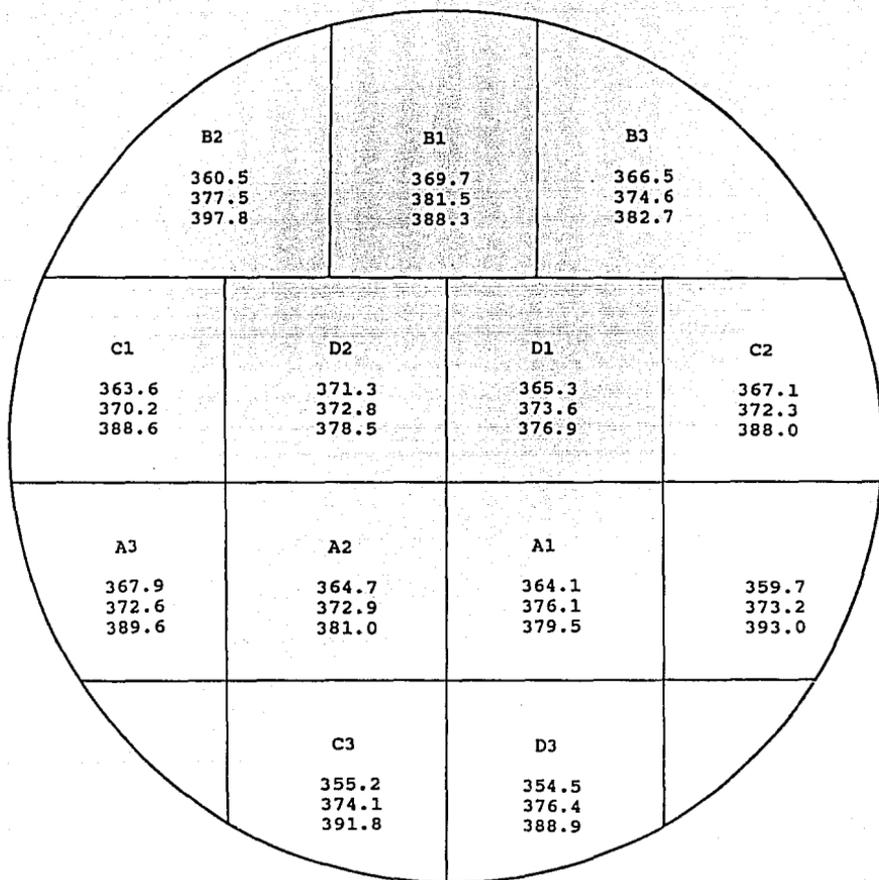


Fig. 2.8 Distribución del contenido de agua en la muestra reconstituida

3. EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA

En este capítulo se describen los equipos utilizados en la realización de las pruebas estáticas y cíclicas, así como la programación de las pruebas y sus procedimientos de ejecución.

3.1 Equipos utilizados

3.1.1 Triaxial estático

Para la realización de la serie de pruebas estáticas, se empleó la cámara triaxial de precisión INING 2, Santoyo y Reséndiz (1969). La característica principal de este aparato es el mecanismo de carga axial, en el que la carga se transmite por medio de un sistema de alambres a tensión, lo cual permite que la fricción en el sistema de carga sea muy baja. En esta cámara es posible determinar esfuerzos axiales en especímenes de 10 cm^2 de sección transversal con aproximación de 10 gr/cm^2 .

La cámara consta de base y tapa de latón y camisa de acrílico, y en la que se pueden ensayar especímenes de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura. La presión confinante se suministra por la base de la cámara y se controla por medio de un regulador neumático de precisión ($\pm 2 \text{ mm}$ de columna de mercurio), Fig. 3.1.

En la Fig. 3.2 se muestra el dispositivo de carga, el cual se divide en un sistema de carga delantero (*s.c.d*) que permite aplicar cargas en compresión, y el sistema de carga trasero (*s.c.t*) con el cual se pueden efectuar pruebas en extensión. La carga se aplica a la muestra mediante una placa (*a*), a la cual se conecta una cánula (*b*) la que fuera de la cámara se une a un alambre (*d*) (*s.c.t*), y tres alambres periféricos (*c*) (*s.c.d*). El alambre (*d*) pasa por una polea montada en baleros y está finalmente ligado a un portapesas trasero (*g*); los tres alambres periféricos que salen de la cámara hacia abajo a través de pequeños bujes de teflón y bisulfuro de molibdeno (*h*), se ligan a otra placa similar (*e*) que soporta la barra de un portapesas delantero (*f*). Inicialmente se establece una condición de equilibrio con cargas muy semejantes en ambos portapesas.

Cada uno de los dos sistemas de carga puede accionarse colocando peso muerto en el portapesas correspondiente, o mediante un mecanismo de velocidad de deformación controlada. Los ensayos realizados en este estudio fueron bajo carga controlada; es decir, se colocó peso muerto en el portapesas delantero.

La medición de los cambios volumétricos se realiza mediante una bureta, con una capacidad de 14.6 cm^3 y una aproximación de 0.05 cm^3 , a la cual se encuentran conectados los drenes superior e inferior (*DS* y *DI*). A través de la bureta se puede aplicar contrapresión a la muestra; para evitar el contacto directo entre el aire a presión y el agua desaerada que tiene la bureta, se utiliza una interfase de aceite de silicón; en este mismo sistema se encuentra conectado un transductor de presión con una capacidad de 7.0 kg/cm^2 , que permite medir la presión de poro generada en el espécimen con una aproximación de 0.01 kg/cm^2 .

Para conocer la deformación axial del suelo se cuenta con un micrómetro (*l*) con aproximación de 0.01 mm , el cual se fija en la parte superior de la cámara y su barra de medición se apoya en una placa (*j*) sujeta a la cánula (*b*), Fig. 3.2.

3.1.2 Triaxial cíclico

Para la realización de las pruebas cíclicas, se empleó un equipo que está constituido por: una cámara triaxial cíclica instrumentada, servoconsola electroneumática, sistema de adquisición de datos (computadora IBM y sistema A/D Keithley) y sistemas complementarios (amplificador de señal y graficador *x-y*), Fig. 3.3.

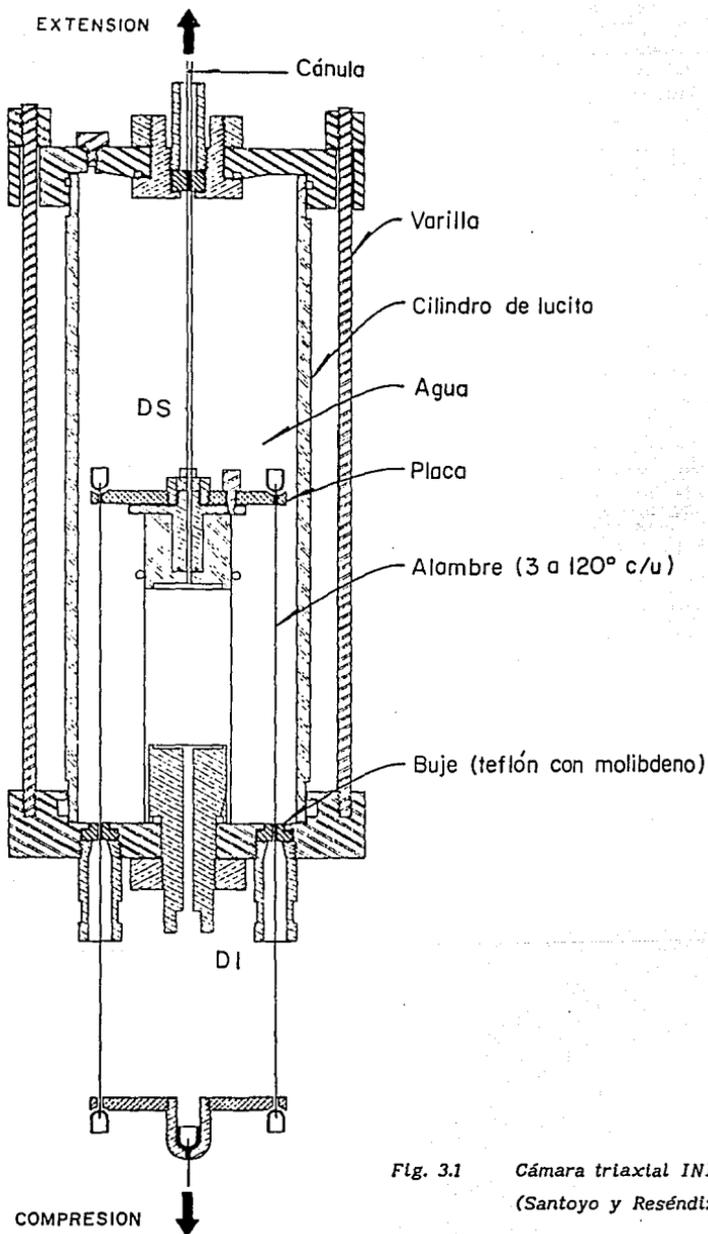


Fig. 3.1 Cámara triaxial INING 2
(Santoyo y Reséndiz, 1969)

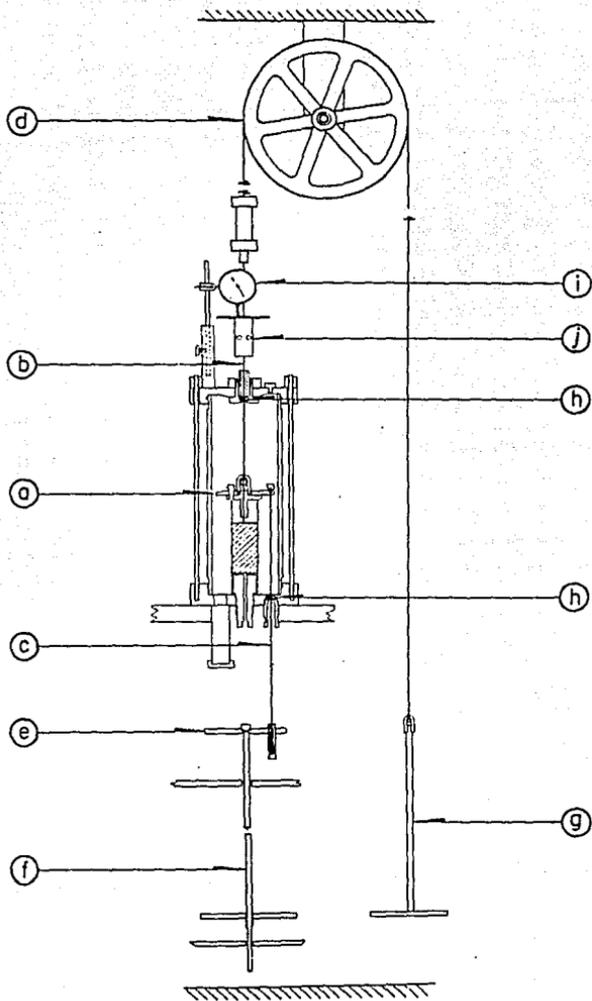


Fig. 3.2 Sistema de carga de la cámara triaxial INING 2
(Santoyo y Reséndiz, 1969)

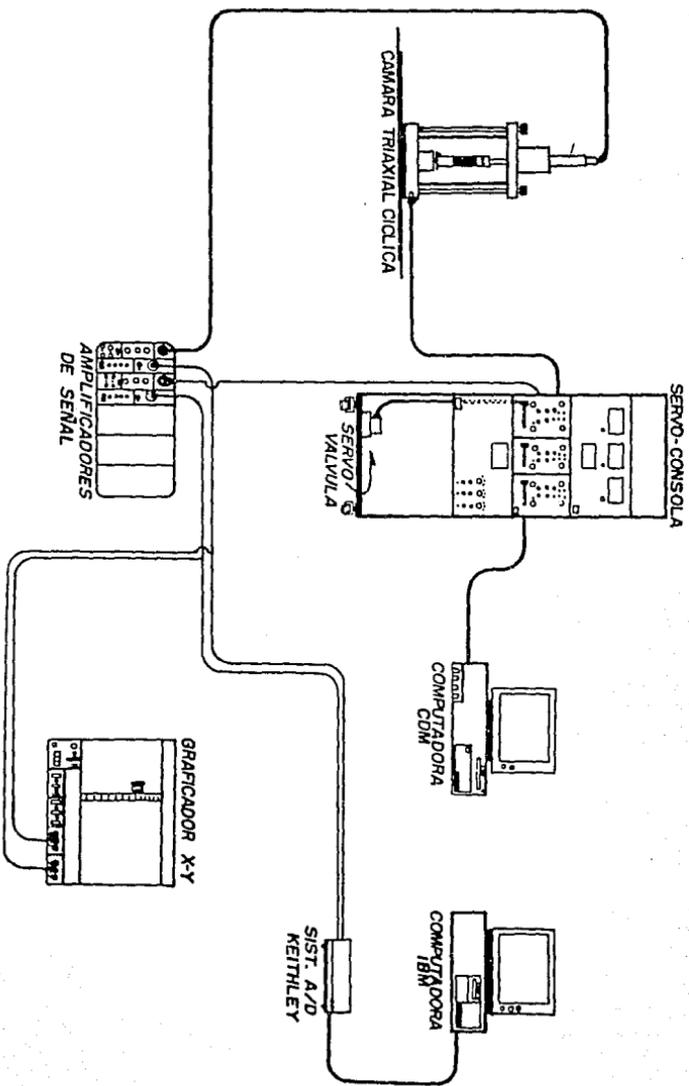


Fig. 3.3
 Vista esquemática general del equipo triaxial ciclico
 (Jalme y Legorreta, 1989)

Cámara triaxial cíclica

Es una celda triaxial convencional instrumentada que lleva un cilindro neumático (adosado en su parte superior), Fig. 3.4. Consta de base y tapa de acero inoxidable y camisa de acrílico (lucita); en ella se pueden montar especímenes de 3.6 cm de diámetro y 8.5 de altura ó de 7.1 cm de diámetro y 20 cm de altura. La presión confinante se suministra a través de la tapa de la cámara y se controla por medio de un regulador neumático de precisión (± 2 mm de columna de mercurio).

El sistema para realizar la medición de los cambios volumétricos consiste en una bureta, la cual se sujeta directamente a la base de la cámara; los drenes superior e inferior se conectan a la base de la cámara y de aquí hacia la bureta. En este mismo sistema se localiza un transductor de presión (capacidad de 7 kg/cm^2) que permite medir la presión de poro generada en el espécimen; en la Fig. 3.4 se muestra la unión de bureta y drenes.

La instrumentación de la cámara consiste en un transductor de fuerza o celda de carga, transductor de desplazamiento y de presión. Mediante la celda de carga (con capacidad de 110 kg), localizada en la base del espécimen, se mide la carga axial soportada por la muestra de suelo en cualquier momento de la prueba; esta disposición de la celda permite conocer la fuerza neta que se transfiere a la probeta de suelo, y con ello indirectamente se toma en cuenta la pérdida de carga por fricción que se desarrolla en el pistón. Para conocer la deformación axial de la muestra de suelo se cuenta con un transductor de desplazamientos o DCDT (*Direct Current Displacement Transducer*), que se encuentra ubicado en la parte superior de la cámara triaxial y tiene una carrera de ± 6.35 mm.

Servoconsola controlada con computadora

La servoconsola está montada en un gabinete vertical. Su tablero de control consta de varios compartimientos que alojan diversos sistemas electrónicos. Cuenta con un sistema de voltímetros digitales y contador de eventos, sistema servocontrolador, un sistema de acondicionamiento de señales para transductores de strain gages y LVDT's y en la parte inferior tres servoválvulas electroneumáticas.

El sistema servocontrolador se controla con una computadora personal, en la que se tiene una tarjeta generadora de funciones. Se programa el servocontrolador con la función patrón con la que se pretende llevar a cabo la prueba (por ejemplo: senoidal, rampa, escalón, etc); el servo verifica que la señal de control (salida de un

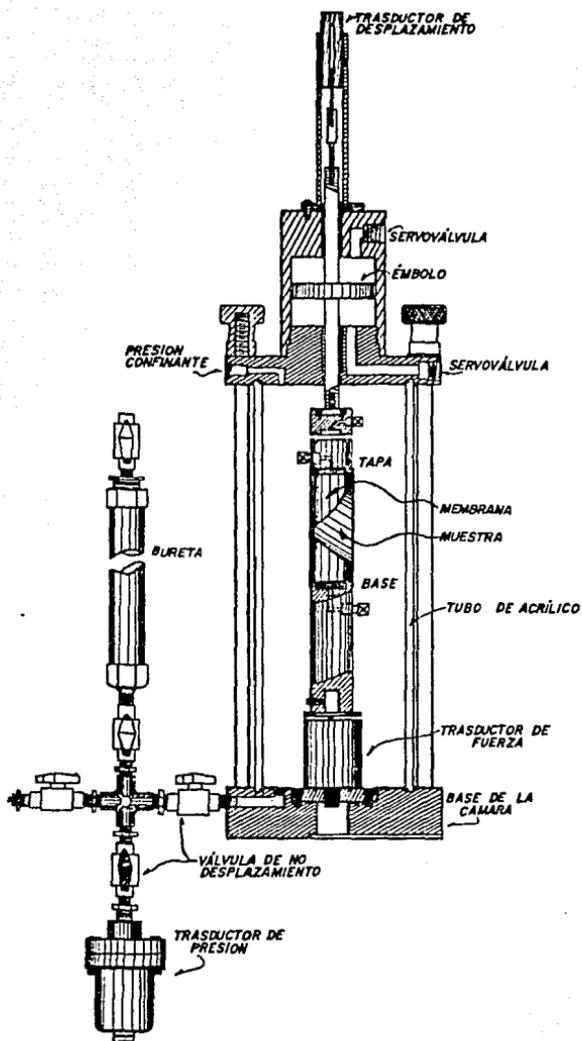


Fig. 3.4 Cámara triaxial cíclica
 (Jaime y Legorreta, 1989)

transductor) corresponda con la patrón, con un cierto margen de error; si no es así, la servoválvula ajusta la presión al pistón, para que las señales correspondan.

Sistema de adquisición de datos

El sistema de adquisición de datos Keithley-serie 500 está conectado a una computadora IBM-XT; dicho sistema consta de una tarjeta de comunicación IBM-Keithley y una caja con fuente de voltaje. El equipo cuenta con su propio software, compatible con la computadora IBM.

La unidad Keithley cuenta con las tarjetas AIM1 y ADM2. La primera permite acondicionar las señales analógicas recibidas, además de ser necesaria como interfase análogo-digital; la tarjeta ADM2 hace la conversión (14 bits) de la señal analógica a digital, en un tiempo de 35 microsegundos.

La comunicación entre el usuario y el Keithley se hace por medio del software especializado SOFT500 en lenguaje BASIC, que se almacena en la memoria RAM de la computadora. Por medio de subrutinas se muestrean los voltajes de los diferentes canales correspondientes a celda de carga, transductor de desplazamientos y transductor de presión de poro. Se grafican las señales recibidas en la pantalla y se almacenan en un archivo ya sea en el disco duro o en un disco flexible.

Sistemas complementarios

Se tienen como sistemas complementarios un conjunto de acondicionadores de señal y un graficador analógico x - y . Los primeros son necesarios para llevar a cabo la conexión del DCDT al sistema ya que éste está diseñado para utilizar LVDT's. Con el graficador x - y se dibujan directamente las señales combinadas de carga y desplazamiento; es decir, los ciclos histeréticos en caso de carga cíclica.

3.2 Programación de ensayos

De investigaciones realizadas con arcilla de la ciudad de México, se encontró que la resistencia a la falla bajo carga dinámica es mayor que la obtenida en condiciones estáticas. La resistencia a la falla dinámica no drenada, varía entre 1.2 y 1.4 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas, *Romo et al (1989)*.

Inicialmente para definir la ley de variación de la resistencia no drenada del material inalterado reconstituido artificialmente, se programó una serie de pruebas

triaxiales en condiciones estáticas.

El equipo triaxial cíclico empleado, es capaz de aplicar una carga mínima, con un comportamiento relativamente uniforme de la misma de ± 3.5 kg, lo que implica una carga cíclica desviadora total de 7.0 kg; es posible aplicar fuerzas menores, pero la respuesta del equipo es tal que la fuerza aplicada sobre la muestra se va incrementando y al parecer sin tendencia a alcanzar un valor fijo, por lo menos en los primeros 100 ciclos. Por tal motivo y en función de la resistencia que se midió en ensayos estáticos previos, *Mendoza et al (1990)*, empleando muestras reconstituidas e inalteradas naturales, el mínimo esfuerzo confinante aplicado fue de 0.5 kg/cm^2 , tanto en los ensayos estáticos como cíclicos. Se pretendía aplicar un valor mínimo $\sigma'_3 = 0.25 \text{ kg/cm}^2$; sin embargo, como se puede observar en la Fig. 3.5, para tal esfuerzo isotrópico el esfuerzo desviador estático es del orden de 0.34 kg/cm^2 lo que implica una fuerza aplicada a la falla de 3.03 kg; esta fuerza o la ligeramente mayor carga dinámica caerían cerca de la carga mínima del sistema.

El programa de ensayos triaxiales se dividió en cinco series, las que se describen en la Tabla 3.1; la primera (*Serie A*) consistió de tres ensayos anisotrópicos estáticos; la segunda serie (*Serie B*) de tres ensayos cíclicos anisotrópicos. En ambas series se eligió un valor $K=0.5$, con base en los resultados de estudios teórico-experimentales de *Alberro (1969)*, que muestran que el coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 , varía entre 0.4 y 0.6 aproximadamente, en las arcillas normalmente consolidadas de la ciudad de México. La tercera serie (*Serie C*) incluyó ensayos cíclicos isotrópicos; la cuarta (*Serie D*) estáticos isotrópicos; todas las series anteriores se realizaron con material inalterado reconstituido artificialmente. Una quinta serie (*Serie E*) de dos ensayos triaxiales cíclicos, uno anisotrópico con $K=0.5$ y el otro isotrópico, se efectuaron con material inalterado natural obtenido del sitio descrito en el inciso 2.1, a una profundidad de 7.5 m. En todos los ensayos anisotrópicos se cumplió que el esfuerzo octaédrico fuera igual que uno en condición isotrópica, y todos ellos normalmente consolidados.

Utilizando el perfil estratigráfico mostrado en la Fig. 2.3, los esfuerzos empleados en la consolidación de las muestras en condiciones isotrópicas ($0.5, 1.0$ y 1.5 kg/cm^2), representan profundidades de 10.6 m, 36.5 m y 54.5 m respectivamente. Con respecto a los anisotrópicos, estos mismos esfuerzos octaédricos implican esfuerzos verticales de $0.75, 1.5$ y 2.25 kg/cm^2 para un K de 0.5; representan profundidades de 25.5 m, 54.5 m y 82.0 m respectivamente.

SONDEO C.A.F.

MATERIAL RECONSTITUIDO

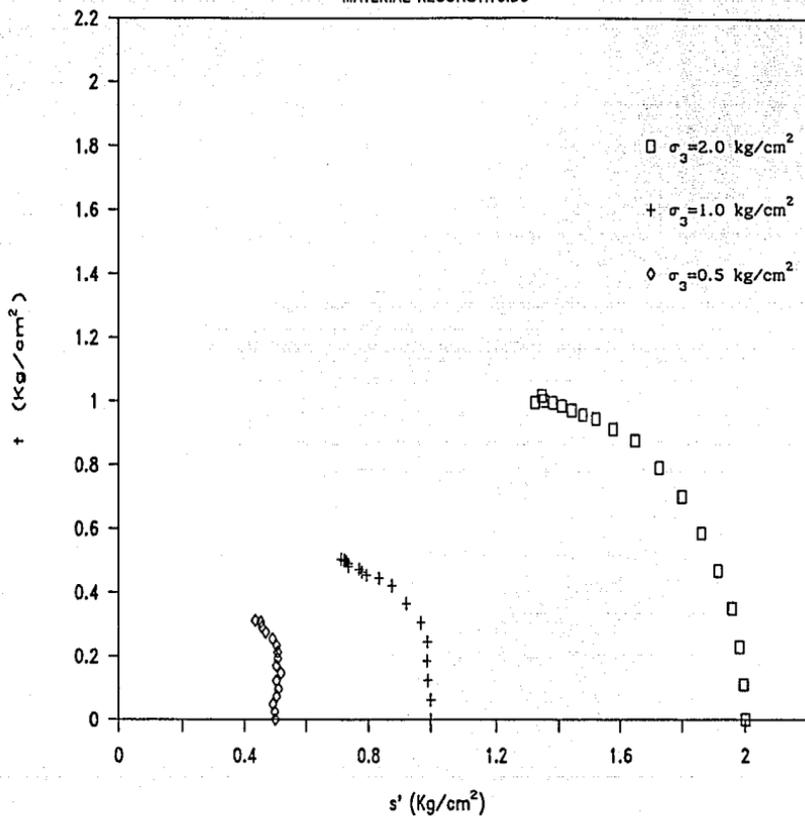


Fig. 3.5 Trayectoria de esfuerzos efectivos
(Mendoza et al, 1990)

Tabla 3.1 Programa de ensayos

Tipo de prueba	Ensaye	K	σ_1 kg/cm ²	σ_3 kg/cm ²	σ_{oct} kg/cm ²
Estática	A1	0.5	0.75	0.375	0.5
	A2	0.5	1.5	0.75	1.0
	A3	0.5	2.25	1.125	1.5
Cíclica	B1	0.5	0.75	0.375	0.5
	B2	0.5	1.5	0.75	1.0
	B3	0.5	2.25	1.125	1.5
	C1	1.0	0.5	0.5	0.5
	C2	1.0	1.0	1.0	1.0
	C3	1.0	1.5	1.5	1.5
Estática	D1	1.0	0.5	0.5	0.5
	D2	1.0	1.0	1.0	1.0
	D3	1.0	1.5	1.5	1.5
Cíclica	E1	0.5	1.5	0.75	1.0
	E2	1.0	1.0	1.0	1.0

3.3 Procedimiento de prueba

3.3.1 Ensayes estáticos ,

Las muestras sometidas a ensayos triaxiales estáticos se consolidaron isotrópica o anisotrópicamente. La falla se realizó en condiciones no drenadas con medición de presión de poro, en la base del espécimen; las condiciones de drenaje fueron lateral y en ambos extremos. Cada ensaye consistió de las siguientes etapas: saturación, consolidación y de falla.

a) Etapa de saturación

Para disolver las posibles burbujas de aire que pudieron atraparse durante el montaje de la muestra, se aplicó contrapresión en cuatro incrementos de 0.5 kg/cm² cada uno, así como simultáneamente presión confinante, de tal manera que el esfuerzo efectivo aplicado fuera de 0.05 kg/cm². Este diferencial se mantuvo en cada

incremento, hasta llevar al espécimen a una presión confinante de 2.0 kg/cm², lo cual se realizó en un lapso de 2 horas y la última condición de presiones se mantuvo durante 18 horas aproximadamente. En estas condiciones se realizó la medición del coeficiente B de Skempton, y su valor se determinó a partir de la siguiente expresión:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3.1)$$

donde: Δu es el incremento de presión de poro ocasionado por el incremento del esfuerzo confinante

$\Delta \sigma_3$ incremento de la presión confinante, que en todas las pruebas fue de 0.5 kg/cm²

el valor del coeficiente B obtenido en las pruebas estáticas efectuadas se indica en la Tabla 3.2

Tabla 3.2 Valores del coeficiente B de Skempton, ensayos estáticos con muestras reconstituidas

Ensaye	σ_{oct} kg/cm ²	Coef. B
A1	0.5	1.0
A2	1.0	1.0
A3	1.5	1.0
D1	0.5	1.0
D2	1.0	1.0
D3	1.5	1.0

b) Etapa de consolidación

El esfuerzo confinante isotrópico con el que se efectuó la falla, se alcanzó en tres fases. Con respecto a la consolidación anisotrópica, para evitar llevar a la falla las muestras, se decidió aplicar un primer incremento de esfuerzo confinante isotrópico durante 2 horas; posteriormente se procedió a aplicar en 7 incrementos iguales el esfuerzo desviador requerido para alcanzar la condición K=0.5 en un tiempo

de 10 horas, dejando actuar dicha condición 24 horas y la última fase de consolidación 2 días, tiempo suficiente para sobrepasar considerablemente el tiempo requerido para la consolidación primaria. Se registró la lectura de micrómetro y bureta con el tiempo, en cada una de las etapas; con dichos datos se trazaron las curvas de consolidación respectivas, así como las de compresibilidad.

c) Etapa de falla

Manteniendo constante la presión confinante se procedió a fallar el espécimen en condición no drenada, bajo esfuerzo controlado. La secuencia de carga consistió en dar el 10% de la carga de falla estimada hasta alcanzar el 70% de la misma; a partir de ese momento los incrementos se reducían entre un 50 a 70%. El lapso entre cada incremento fue tal que se permitía la estabilización de la presión de poro inducida; éste varió entre 2 y 2.5 horas en las pruebas anisotrópicas y entre 0.5 y 0.75 horas en las isotrópicas.

El criterio para determinar el tiempo a la falla (t_f) fue con respecto al t_{50} de la última fase de consolidación; por lo tanto:

$$t_f = 8 t_{50} \quad (3.2)$$

el tiempo así calculado permite que la presión de poro generada se uniformice en un 95%, *Blight (1964)*.

3.3.2 Ensayes cíclicos

Los ensayos cíclicos se desarrollaron cubriendo las etapas de *saturación, consolidación y falla bajo carga dinámica*. También fueron ensayos triaxiales del tipo isotrópica y anisotrópicamente consolidados y con medición de presión de poro al impedirse el drenaje.

a) Etapa de saturación

Se realizó de la misma manera que en los ensayos estáticos, con la variante de que se llevaron hasta una contrapresión de 2.45 kg/cm^2 y de confinante 2.5 kg/cm^2 . Los valores obtenidos del coeficiente B de Skempton para cada ensayo se indican en la Tabla 3.3.

b) Etapa de consolidación

Se procedió de la misma manera que en los ensayos estáticos, inciso 3.3.1.

Tabla 3.3 Valores del coeficiente B de Skempton, ensayos dinámicos con muestras reconstituidas y naturales

Ensaye	σ_{oct} kg/cm ²	Coef. B
B1	0.5	1.0
B2	1.0	1.0
B3	1.5	1.0
C1	0.5	1.0
C2	1.0	1.0
C3	1.5	1.0
E1	1.0	0.99
E2	1.0	0.99

c) Etapa de falla

El esfuerzo cíclico de falla se alcanzó en siete incrementos de esfuerzo desviador con diferente amplitud. El procedimiento consistió en que cada incremento se aplicaba en condiciones no drenadas y con carga en dos sentidos (*doble amplitud*); el número de ciclos aplicados fue de 60, con una frecuencia de 0.5 Hz, igual a la registrada en ciertas regiones de los depósitos blandos de la zona de Lago durante los sismos de 1985. En cada incremento se midió la presión de poro desarrollada durante el ciclaje y al finalizar éste se observó su evolución durante tres horas; posteriormente se abrió el drenaje superior y se registró la disipación de la presión de poro en un lapso de 3 horas.

4. COMPORTAMIENTO PRESION DE PORO-ESFUERZO-DEFORMACION BAJO CARGA CICLICA.

4.1 Antecedentes

A nivel mundial se han efectuado estudios sobre el comportamiento de arcillas sujetas a cargas cíclicas que involucran medición de presión de poro, enfocándose al caso de obras marinas, plataformas fuera de costa sujetas a oleaje producido por tormentas; o bien, pruebas cíclicas con grandes periodos de carga para lograr una adecuada uniformización de la presión de poro dentro del espécimen. En las obras marinas, la frecuencia de aplicación de carga es pequeña durante lapsos que suelen ser de horas; por el contrario, un sismo ocurre en un tiempo muy corto y la frecuencia es mayor.

Para el caso de plataformas fuera de costa uno de los estudios más completos fue el realizado por *Andersen et al (1980)*, en el que efectuaron pruebas triaxiales cíclicas y de corte simple cíclico con muestras de arcilla de Drammen (CH, $PI=27\%$) con un periodo de carga de 10 segundos; estudiaron la influencia en el comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro de la relación de preconsolidación, del nivel de esfuerzo cortante aplicado y del efecto del drenaje post-cíclico en la resistencia del material. Todo esto con objeto de dar una solución adecuada a la cimentación de

plataformas marinas. Si bien la frecuencia de aplicación de carga es menor a la que se puede presentar durante un sismo, dicho estudio puede proporcionar alguna idea del comportamiento de la presión de poro en condiciones dinámicas.

Existen otros estudios sobre comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro en arcillas; en algunos de ellos se varió la frecuencia de aplicación de la carga desde 0.02 a 1.0 Hz, *Matsui et al (1980)* (CH, PI=55%), *Yasuhara et al (1982)* (MH, PI=58%); estos estudios de alguna manera cubren el rango de frecuencias que se presentan durante un sismo, con el inconveniente de que el número de ciclos aplicados fue muy grande, del orden de 10^4 . El pretender aplicar las conclusiones obtenidas en los estudios arriba indicados, al comportamiento de la presión de poro en la arcilla de la ciudad de México bajo cargas dinámicas no sería aceptable por la diferencia en los suelos empleados, ya que es muy probable que el comportamiento sea diferente; por lo tanto, fue necesario realizar una serie de ensayos con la arcilla de la ciudad de México midiendo presión de poro y bajo frecuencias de carga comparables a las de un sismo.

Con respecto al comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México, en los últimos años se ha acentuado su estudio debido a la ocurrencia de los sismos de septiembre de 1985. Los trabajos de *Romo y Jaime (1986)*, *Díaz y Casales (1986)*, *Jaime (1987)*, *Romo et al (1988)*, *Díaz y Leyte (1989)*, *Romo et al (1989)* y *Taboada (1989)* se encaminaron principalmente a conocer sus propiedades dinámicas tales como el módulo de rigidez, el amortiguamiento histerético y su variación con el nivel de deformación inducido en el suelo, así como el efecto de las cargas cíclicas en su proceso de consolidación. En todos estos estudios no se abordó del todo el comportamiento de la presión de poro en condiciones dinámicas; en algunos de ellos se reportan valores medidos de presión de poro cíclica (*Díaz y Casales (1986)*) y presión de poro post-cíclica (*Taboada (1989)*), sin llegar a conclusiones que intenten clarificar su comportamiento. En este capítulo se exponen los resultados de los ensayos cíclicos y estáticos realizados con arcilla reconstituida de la ciudad de México.

4.1.1 Medición de presión de poro sísmica in-situ

Si bien existen estudios suficientes de laboratorio para conocer el comportamiento de la presión de poro bajo cargas cíclicas y dinámicas, la información concerniente a la presión de poro *in-situ* durante un sismo es escasa y más aún para el caso de depósitos arcillosos. Sin embargo, en forma accidental o indirecta se ha detectado el incremento de la presión de poro durante un sismo; por ejemplo, *Seed et*

al (1975) reportaron un incremento en el nivel de agua de los piezómetros colocados en la presa San Fernando (EE.UU.) durante el sismo de febrero de 1971; sin embargo, el tiempo exacto en que se presentó el cambio de la presión de poro no se registró.

Ishihara et al (1981) instalaron en una isla artificial en la bahía de Tokio un sismógrafo y un conjunto de piezómetros localizados a diferentes profundidades y en estratos de arena fina y fina limosa; el NAF se localizaba a una profundidad de 1.0 m. Si bien el comportamiento de estos materiales es muy diferente al de una arcilla, es importante conocer las mediciones e interpretaciones realizadas, ya que éstas permitirán entender el comportamiento de la presión de poro ante sollicitaciones sísmicas en dichos materiales y por lo tanto comprender la necesidad de contar con instrumentación de ese tipo en los depósitos arcillosos de la ciudad de México para un mejor entendimiento del fenómeno. En septiembre de 1980 ocurrió en la bahía de Tokyo un sismo de magnitud $M = 6.1$, registrándose el incremento de la presión de poro del sitio simultáneamente con la aceleración de la superficie del terreno. En la Fig. 4.1 se muestran los registros de aceleración y presión de poro obtenidos durante el sismo, la presión de poro a las profundidades de 6 y 14 m empiezan a incrementarse simultáneamente con la presencia del pico de la aceleración. Una vez ocurrida la máxima intensidad del sismo, la presión de poro disminuye rápidamente en los 3 segundos inmediatos. El incremento de la presión de poro a la profundidad de 6 m se ha disipado un 75% a los 10 segundos, mientras que en el depósito a los 14 m sólo el 50% en el mismo tiempo. Esta diferencia en la disipación de la presión de poro se explica teniendo en cuenta que la arena limosa de los 14 m de profundidad es menos permeable, ya que contiene 27% de finos contra los 12% del depósito de los 6 m. A las dos horas después del sismo la presión de poro generada se había disipado completamente. La presión de poro generada en exceso fue del orden de 0.12 del esfuerzo vertical efectivo, para ambas profundidades. El incremento en la carga hidráulica de los piezómetros representó un 15% de la presión de poro hidrostática a la profundidad de 6.0 m y del 10% a la profundidad de 14.0 m.

Si bien la presión de poro se incrementa en la etapa de ciclaje alcanzando un valor determinado, ésta no se conserva después de que cesa la acción transitoria; de la Fig 4.1 se estima que la respuesta de la presión de poro se mantiene en fase con la aceleración sísmica. La presión de poro regresa a un valor ligeramente mayor del que se tenía antes del sismo; es decir, se tiene una presión de poro remanente que con el tiempo se disipa. Para este caso historia la disipación total de la presión de poro remanente ocurrió dos horas después del sismo. Por lo anterior es muy probable

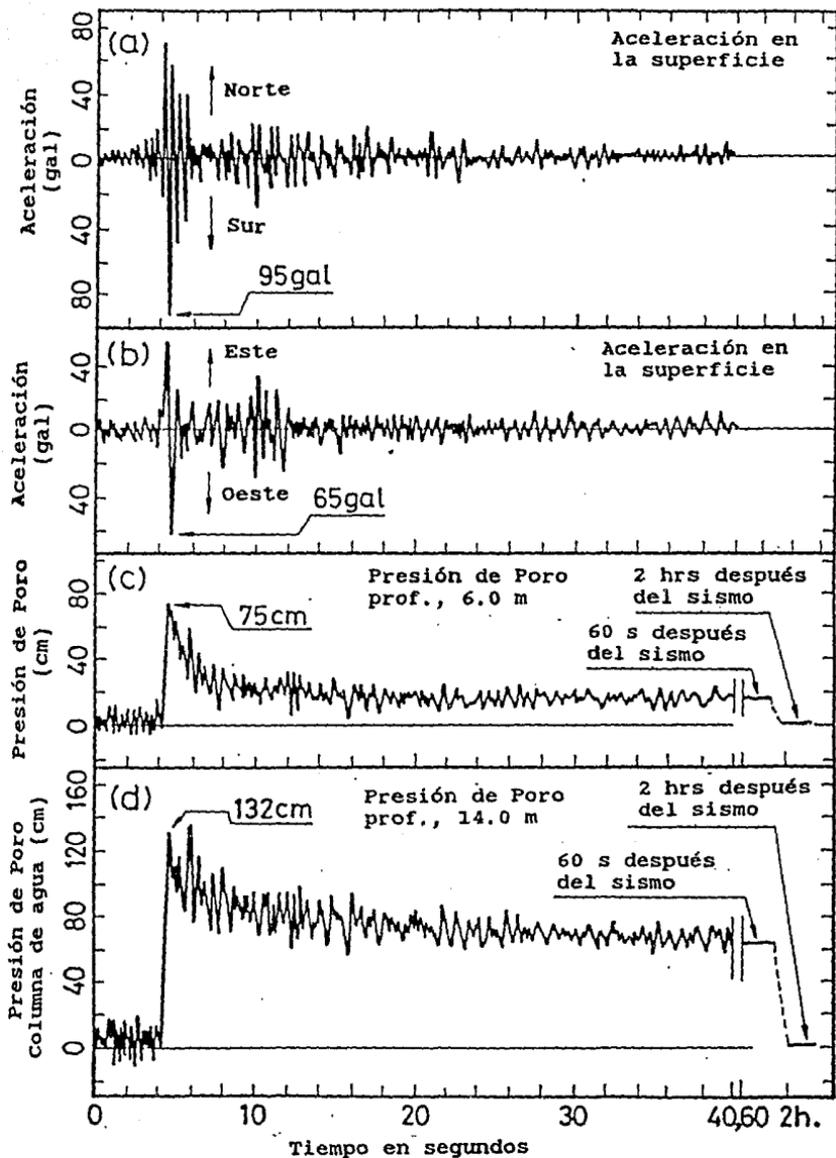


Fig. 4.1 Registros de aceleración en la superficie y presión de poro durante el sismo de septiembre 25, 1980 (Ishihara et al, 1981)

que después de un sismo en la ciudad de México, el subsuelo presente cierta presión de poro remanente.

4.2 Factores que influyen en la generación de presión de poro

Dentro de los factores que influyen en la generación de presión de poro están:

- amplitud del esfuerzo desviador cíclico
- reversión de los esfuerzos de corte cíclicos
- número de ciclos de carga aplicados
- relación de preconsolidación
- plasticidad de la arcilla
- condiciones de drenaje
- trayectoria de consolidación
- frecuencia de la aplicación de las cargas
- dimensiones del espécimen
- rigidez del sistema de medición de la presión de poro

4.2.1 Trayectoria de consolidación

La presión de poro generada durante la etapa de falla en una prueba estática, resulta diferente para las muestras consolidadas isotrópica y anisotrópicamente. La presión de poro en una prueba isotrópica es mayor que en la anisotrópica, debido a que en esta última ya se ha disipado presión de poro inducida por el esfuerzo cortante aplicado en la etapa de consolidación; lo anterior también se ve reflejado en la presión de poro cíclica generada.

Saada et al (1978) realizaron pruebas triaxiales cíclicas con acción axial (compresión y extensión) y triaxiales cíclicas torsionante (unidireccional y bidireccional), con un período de 30 segundos ($f=0.033$ Hz), utilizando muestras reconstituídas de caolín, isotrópica y anisotrópicamente consolidadas. Analizaron el efecto del esfuerzo confinante, la aplicación de carga unidireccional y bidireccional y el número de ciclos aplicados. Tanto en muestras anisotrópicas como isotrópicas, al aumentar el esfuerzo confinante y el número de ciclos, la presión de poro también aumenta, lo cual se puede observar en las partes a y b de las Figs. 4.2 y 4.3, en las que se trazaron las envolventes de los datos registrados. Al comparar las Figs. 4.2 y 4.3 se nota que las muestras isotrópicas generaron mayor presión de poro que las anisotrópicas, comportamiento también observado por Yasuhara et al (1982). En las muestras anisotrópicas la presión de poro aumenta tendiendo a un valor asintótico

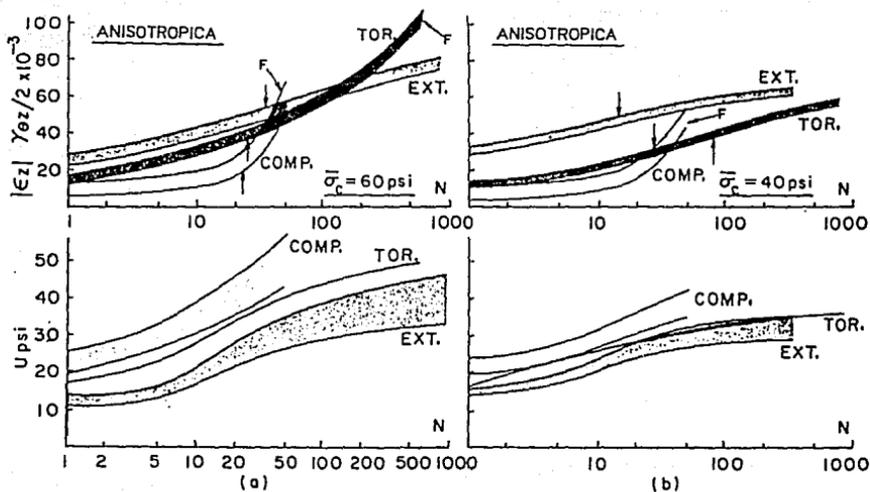


Fig. 4.2 Carga cíclica unidireccional sobre arcilla consolidada anisotrópicamente (Saad et al, 1978)

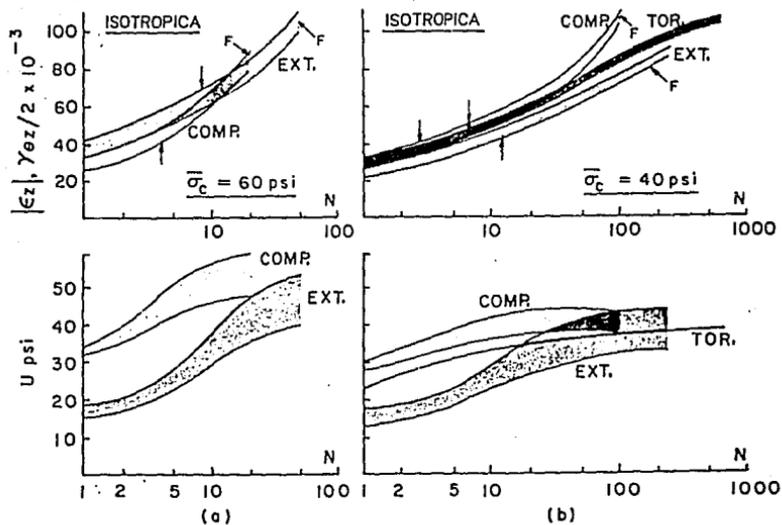


Fig. 4.3 Carga cíclica unidireccional sobre arcilla consolidada isotrópicamente (Saad et al, 1978)

después de los 20 ciclos, Fig. 4.3; sin embargo, la presión de poro no se incrementa a tal punto que se iguale la presión confinante. Con respecto a las isotrópicas, éstas generan rápidamente presión de poro, en los primeros 15 ciclos. Comparando las Figs. 4.2 y 4.4 así como las Figs. 4.3 y 4.5, se observa que al someter las muestras en prueba triaxial torsionante a cargas cíclicas en dos direcciones simultáneamente y en la triaxial axial a compresión y extensión (*doble amplitud*), la presión de poro generada es mucho mayor que en el caso de carga aplicada en una dirección, en compresión o extensión (*amplitud sencilla*).

4.2.2 Frecuencia de aplicación de las cargas

Como lo indicó Sangrey *et al* (1969) para lograr una uniformización de la presión de poro generada, la carga repetida debería aplicarse lentamente, es decir que se tendrían periodos muy grandes; sin embargo, en condiciones sísmicas los periodos son pequeños. En el caso del sismo de 1985 el periodo dominante en algunas regiones de los depósitos blandos de la zona de Lago fue de 2 segundos (0.5 Hz).

La presión de poro, al igual que la resistencia al corte del suelo, se ve afectada por la velocidad de aplicación de carga, aspecto que puso de manifiesto Takahashi *et al* (1980) al someter muestras reconstituidas de una arcilla arenosa de baja plasticidad, a prueba triaxial cíclica con periodos de carga típicos de obras fuera de costa. Encontraron que a mayor periodo de carga (450 s) se generaba una presión de poro del orden de un 20% mayor que en periodos cortos (50 s).

Matsui *et al* (1980) realizaron pruebas triaxiales cíclicas con medición de presión de poro y frecuencias de carga entre 0.02 y 0.5 Hz utilizando muestras reconstituidas de arcilla (CH, PI=55%); en la Fig. 4.6 se observa que la presión de poro normalizada por el esfuerzo confinante efectivo y la deformación axial pico a pico aumentan conforme la frecuencia de aplicación de carga disminuye, lo que también fue observado por Yasuhara *et al* (1982). Tanto la presión de poro como la deformación axial están íntimamente relacionadas con la frecuencia de aplicación de la carga.

4.2.3 Amplitud del esfuerzo desviador cíclico

En la Fig. 4.7 se muestra el efecto del nivel del esfuerzo cortante aplicado a muestras reconstituidas normalmente consolidadas y preconsolidadas. La presión de poro generada, para un cierto número de ciclos, aumenta conforme el nivel de esfuerzo cíclico cortante crece. Para niveles de esfuerzo τ_{cyc}/τ_{fc} arriba de 0.5, la presión de poro se incrementa más rápidamente que proporcionalmente con el logaritmo del

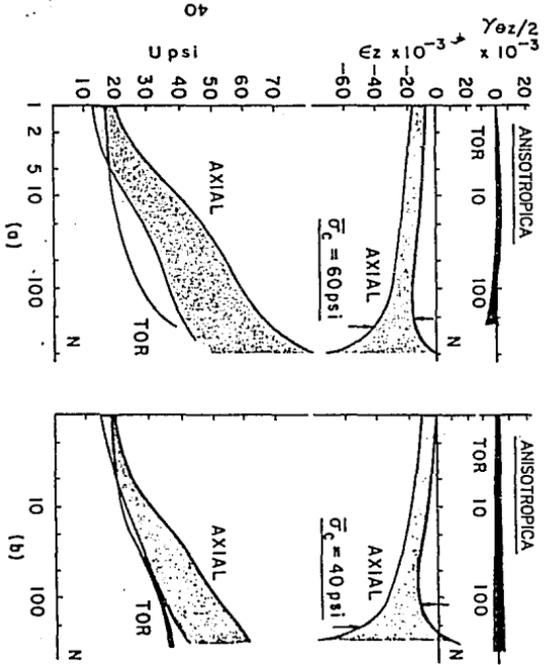


Fig. 4.4 Carga cíclica bidireccional sobre arcilla consolidada anisotrópicamente (Saad et al, 1978)

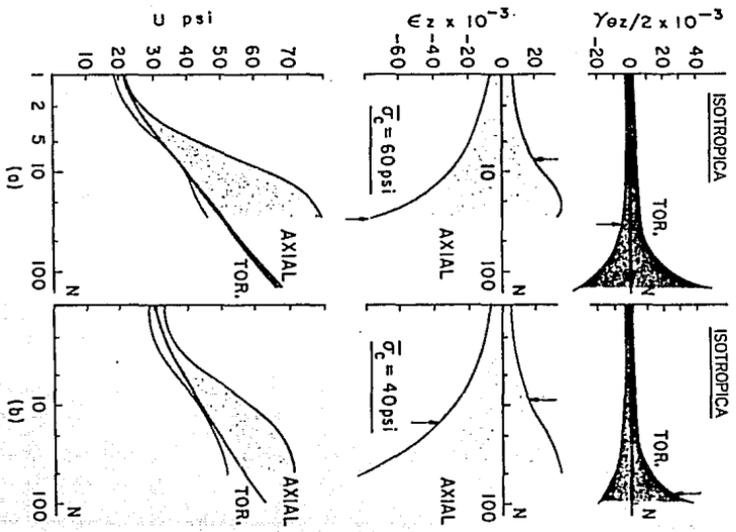


Fig. 4.5 Carga cíclica bidireccional sobre arcilla consolidada isotrópicamente (Saad et al, 1978)

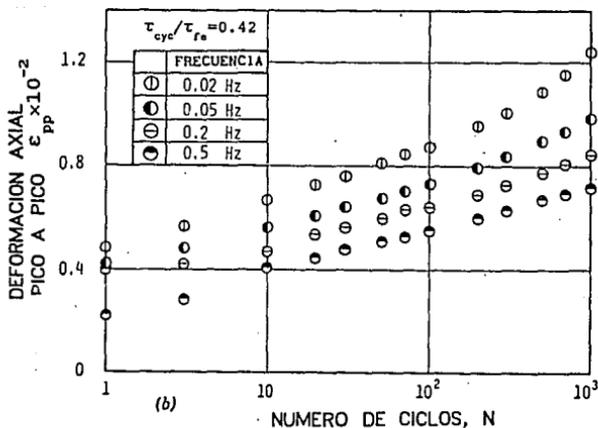
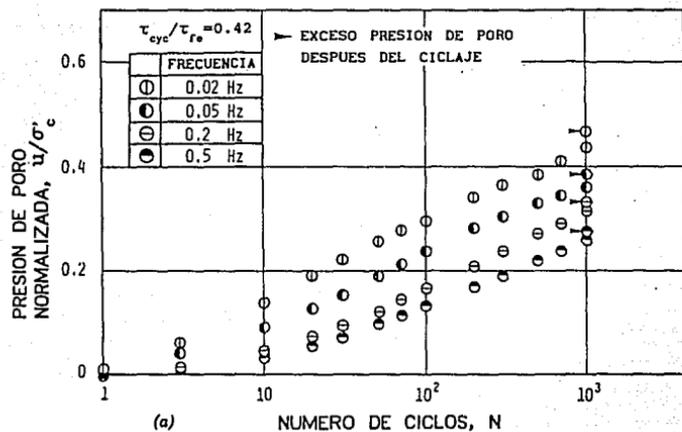


Fig. 4.6 Influencia de la frecuencia de aplicación de la carga cíclica (Matsui et al, 1980)

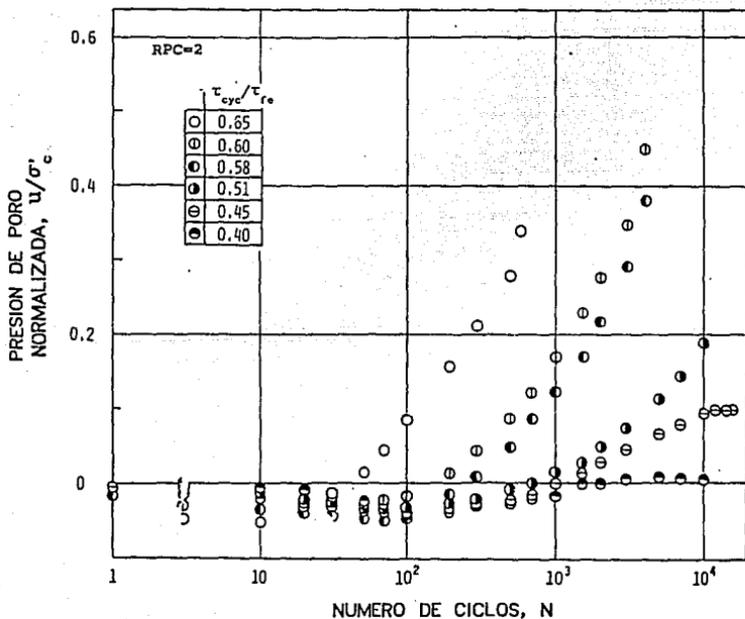
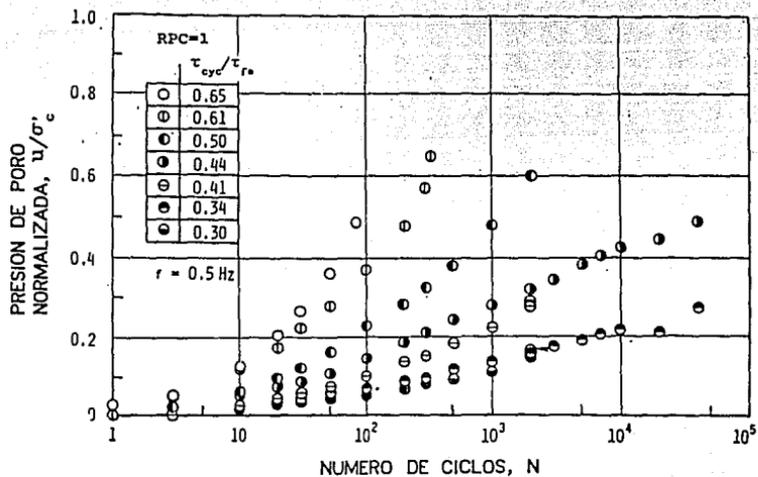


Fig. 4.7 Influencia de la amplitud del esfuerzo desviador cíclico (Matsui et al, 1980)

número de ciclos, mientras que para los niveles inferiores el incremento es proporcional al incremento de $\log N$. Así como se ve influenciada la presión de poro por el nivel de esfuerzo cortante aplicado, la deformación que sufre el espécimen depende también de dicho nivel.

4.2.4 Número de ciclos aplicados

Si se observan las Figs. 4.2 a 4.7, en todas ellas se ha graficado la presión de poro o su normalización, como función directa del número de ciclos aplicados; es decir, conforme aumenta el número de ciclos que se aplican a la muestra de suelo, la presión de poro también se incrementa. Saada *et al* (1978), encontraron que en muestras reconstituidas de caolín la presión de poro no crece *ad infinitum* con el número de ciclos aplicados, sino que tiende a un valor asintótico, además de que no iguala a la presión confinante.

En la Fig. 4.8(a) se observa la variación de la presión de poro (u) con el número de ciclos aplicados (N) en una prueba de corte simple cíclico con arcilla de Drammen (CH, $PI=27\%$), en la cual el tramo *AB* está asociado al primer cuarto del ciclo y es semejante a la presión de poro desarrollada en una prueba estática, Van Eekelen y Potts (1978); el subsecuente incremento de u con N se debe a la carga cíclica, el que se puede asociar a una modificación de la estructura del suelo con la aplicación de la carga, Andersen (1976).

En la Fig. 4.9 se muestra que para un mismo nivel de esfuerzo cortante cíclico aplicado, la presión de poro se incrementa con el número de ciclos de carga e incluso es mayor a la que acusa en condiciones estáticas; dicho comportamiento es semejante para diferentes grados de preconsolidación, pero el límite del número de ciclos en que la presión de poro cíclica excede la estática depende de la relación de preconsolidación (RPC).

4.2.5 Relación de preconsolidación

Brown *et al* (1975) realizaron pruebas triaxiales cíclicas utilizando muestras reconstituidas de arcilla limosa (CL, $PI=18\%$), consolidadas bajo diferentes relaciones de preconsolidación (RPC= 2, 4, 10, 20) y con una frecuencia de aplicación de carga de 10 Hz; encontraron que las muestras con un $RPC=20$ generaron más lentamente presión de poro que aquellas con un $RPC=2$; además, las primeras presentaron un comportamiento dilatante durante todo el ensaye y las segundas uno contractivo, Fig. 4.10. Esto mismo fue corroborado por Matsui *et al* (1980),

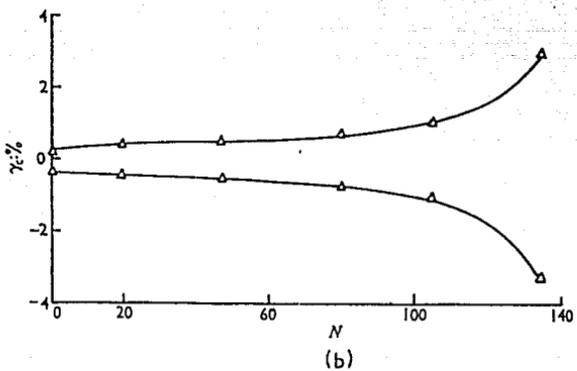
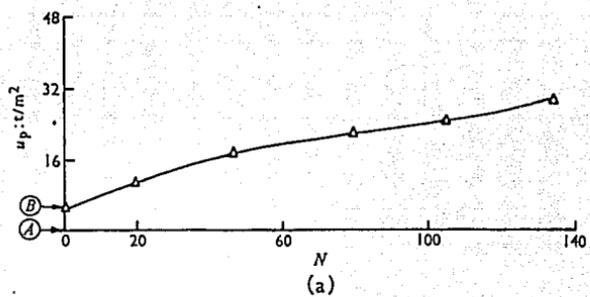


Fig. 4.8 Prestión de poro y amplitud de deformación en una prueba de corte simple cíclico en arcilla de Drammen (Van Eekelen y Potts, 1978)

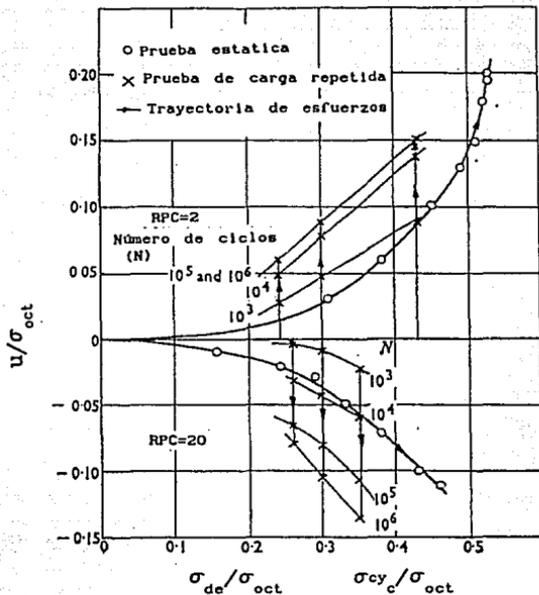


Fig. 4.9 Influencia de la amplitud del esfuerzo desviador cíclico (Brown et al, 1975)

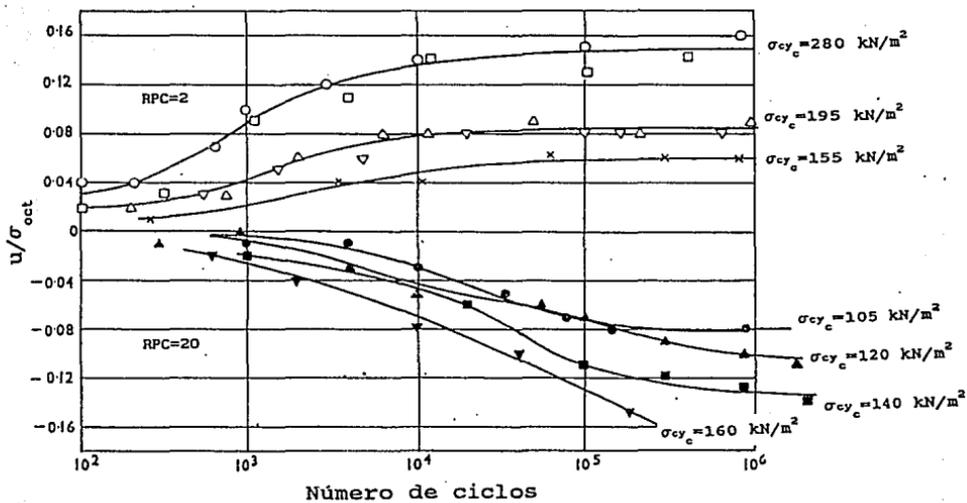


Fig. 4.10 Influencia de la relación de preconsolidación (Brown et al, 1975)

encontrando que para $RPC \leq 1.5$, la presión de poro negativa es despreciable; para $RPC > 2$, la presión de poro positiva es despreciable dentro de los 10^4 ciclos. Las arcillas preconsolidadas tienen un comportamiento dilatante al comienzo del ciclaje, el cual dependiendo de la RPC se torna en el de una arcilla normalmente consolidada y la presión de poro generada cambia de negativa a positiva, Fig. 4.11. Vucetic y Dobry (1988) realizaron pruebas de corte simple cíclico en arcillas marinas midiendo presión de poro cíclica; la variación de ésta con la deformación angular se muestra en la Fig. 4.12. El comportamiento de la presión de poro con la RPC es semejante al ya indicado, para $RPC = 1.4$ y 2 y dada una deformación angular, al inicio la presión de poro decrece pero posteriormente aumenta con el número de ciclos; sin embargo, para $RPC = 4$ y para cualquier deformación angular γ_c y número de ciclo, la presión de poro siempre es negativa.

4.3. Ensayes estáticos realizados

4.3.1 Compresibilidad

Como se indicó en el inciso 3.3.1 las pruebas estáticas constaron de dos series de tres ensayos cada una consolidadas isotrópica y anisotrópicamente, hasta alcanzar el esfuerzo octaédrico confinante efectivo en el que se llevaron a la falla. Con los datos obtenidos en la etapa de consolidación para cada incremento de esfuerzo confinante se calculó la relación de vacíos y se graficaron las curvas de compresibilidad que se muestran en las Figs. 4.13 y 4.14; la carga de preconsolidación se estimó utilizando el método de A. Casagrande, para los ensayos anisotrópicos (Serie A) es de 0.15 kg/cm^2 , mientras que para los ensayos isotrópicos (Serie D) es de 0.13 kg/cm^2 ; valores muy semejantes al máximo esfuerzo octaédrico aplicado durante la formación de los especímenes y que fue de 0.16 kg/cm^2 . Con respecto a los índices de compresibilidad, $\bar{C}_c = 4.59$ en la Serie A y $\bar{C}_c = 3.97$ en la Serie D. En la Tabla 4.1 se indican los valores del contenido de agua inicial (w_1), relación de vacíos inicial (e_1), relación de vacíos al final de la etapa de consolidación (e_f), índice de recompresión (Cr) e índice de compresibilidad (C_c).

4.3.2 Consolidación

Durante toda la etapa de consolidación y en cada uno de los incrementos de carga, el tiempo en que se presentó la consolidación primaria fue aproximadamente de 24 horas. Los valores del coeficiente de consolidación C_v para el último incremento de carga se indican en la Tabla 4.2, así como los correspondientes valores del coeficiente de permeabilidad.

PRESION DE PORO NORMALIZADA, u/σ'_v

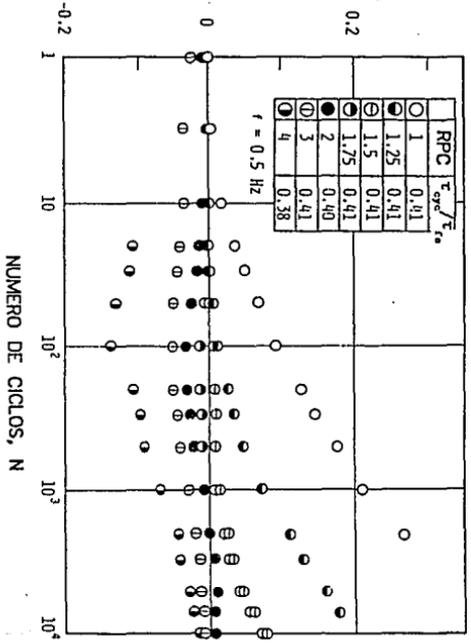
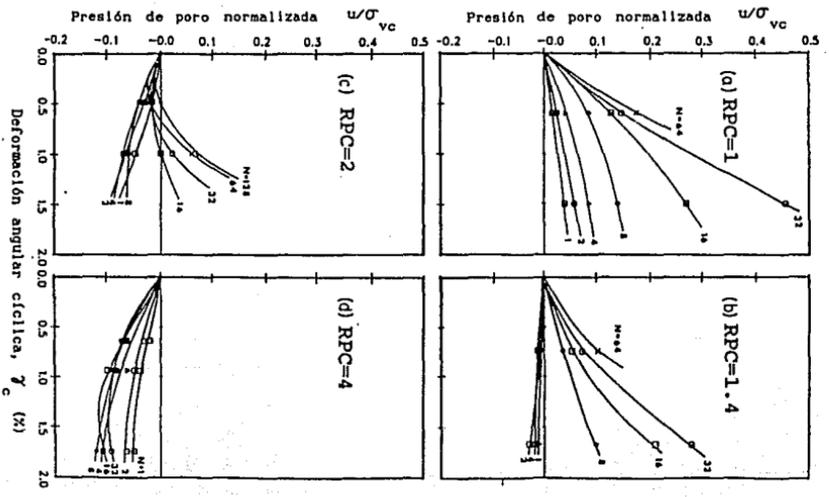


Fig. 4.11 Influencia de la relación de preconsolidación (Matsui et al, 1980)

Fig. 4.12 Influencia de la relación de preconsolidación (Dobry y Vucetic, 1987)



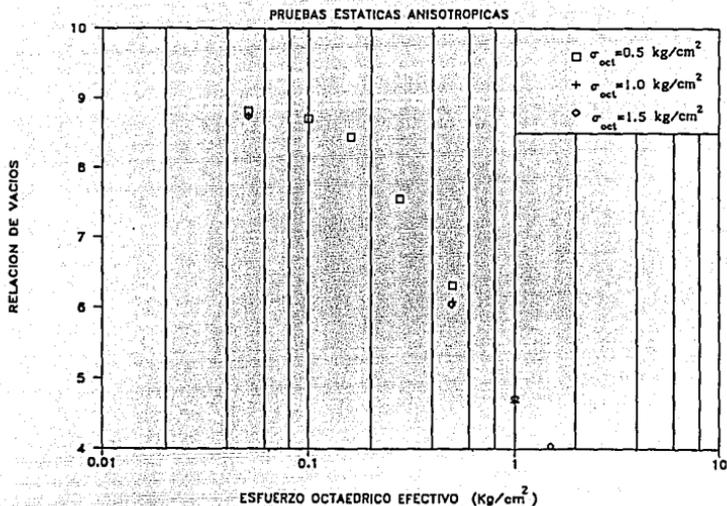


Fig. 4.13 Curvas de compresibilidad, muestras reconstituidas

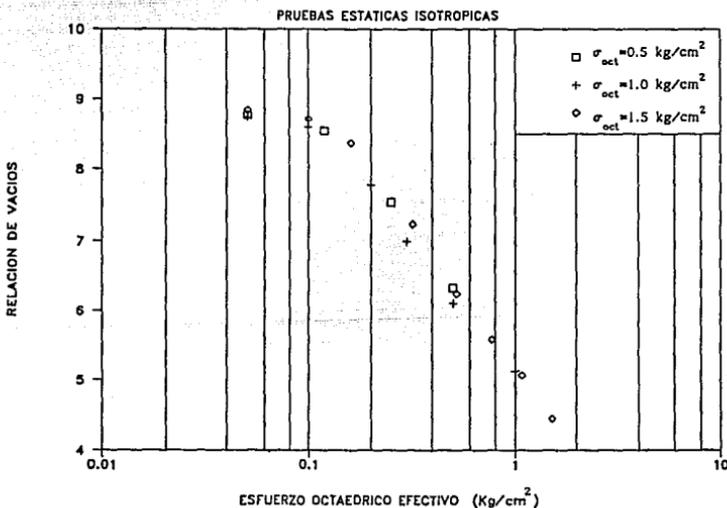


Fig. 4.14 Curvas de compresibilidad, muestras reconstituidas

Tabla 4.1 Parámetros de compresibilidad, ensayos estáticos con muestras reconstituidas

Serie	Ensaye	w _l	e _l	e _r	C _r	C _c
A	A1	376	8.83	6.31	0.47	4.92
	A2	373	8.76	4.67	0.55	4.69
	A3	373	8.75	4.04	0.55	4.17
D	D1	374	8.78	6.32	0.48	4.03
	D2	372	8.75	5.12	0.52	3.78
	D3	376	8.84	4.45	0.43	4.09

El valor de C_v se calculó a partir de la siguiente ecuación, *Bishop y Henkel (1962)*, válida para las condiciones de drenaje impuestas en ambos extremos y lateralmente.

$$C_v = \frac{\pi h^2}{4 t_{100}} \left[\frac{1}{(1+2h/R)^2} \right] \quad (4.1)$$

- donde C_v coeficiente de consolidación
t₁₀₀ tiempo en que se alcanzó el 100% de consolidación
2h altura de la muestra
R radio de la muestra

Tabla 4.2 Valores de C_v y k, ensayos estáticos con muestras reconstituidas

Serie	Ensaye	t ₁₀₀ min	C _v cm ² /s	k cm/s
A	A1	2000	2.81x10 ⁻⁶	2.132x10 ⁻⁹
	A2	1000	5.58x10 ⁻⁶	2.170x10 ⁻⁹
	A3	800	6.57x10 ⁻⁶	1.490x10 ⁻⁹
D	D1	500	1.20x10 ⁻⁵	7.746x10 ⁻⁹
	D2	410	1.29x10 ⁻⁵	4.067x10 ⁻⁹
	D3	700	6.79x10 ⁻⁶	1.532x10 ⁻⁹

4.3.3 Comportamiento esfuerzo-deformación

En las Figs. 4.15(a) y 4.16(a) se muestran las curvas esfuerzo deformación; a mayor esfuerzo confinante se alcanza una mayor resistencia. Para mismo esfuerzo octaédrico confinante las muestras consolidadas anisotrópicamente presentan una resistencia mayor que las isotrópicas. La gráfica normalizada, Fig. 4.17, permite apreciar que:

$$\text{pruebas anisotrópicas: } (\sigma_1 - \sigma_3)_f = (1.30 \text{ a } 1.42) \sigma_{\text{oct}}$$

$$\text{pruebas isotrópicas: } (\sigma_1 - \sigma_3)_f = (1.00 \text{ a } 1.20) \sigma_{\text{oct}}$$

4.3.4 Comportamiento de la presión de poro

En las Figs. 4.15(b) y 4.16(b), se muestran las curvas presión de poro-deformación, en las cuales se observa la influencia del esfuerzo octaédrico confinante; a mayor esfuerzo confinante, mayor presión de poro.

La influencia de la trayectoria de consolidación se observa en la Fig. 4.18, en la que la presión de poro se ha normalizado con respecto al esfuerzo octaédrico confinante y de la que se concluye que las muestras consolidadas anisotrópicamente generan menor presión de poro que las isotrópicas, de tal forma que:

$$\text{pruebas anisotrópicas: } u_f = (0.42 \text{ a } 0.51) \sigma_{\text{oct}}$$

$$\text{pruebas isotrópicas: } u_f = (0.70 \text{ a } 0.76) \sigma_{\text{oct}}$$

4.3.5 Trayectoria de esfuerzos efectivos (T.E.E.)

Con los valores de la presión de poro registrados inmediatamente antes de aplicar un nuevo incremento desviador de carga, se trazaron las trayectorias de esfuerzo seguidas por cada ensaye. En la Fig. 4.19 se muestra la trayectoria de esfuerzos efectivos de la serie anisotrópica en el plano $s'-t$, donde $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ y $t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$. De acuerdo a la presión de poro generada, el comportamiento del material fue contractivo, ocasionando que la T.E.E. se desvíe hacia la izquierda, forma típica que presentan las arcillas normalmente consolidadas; el ángulo α que define la línea K_f es del orden de 36° , lo que implica un ϕ' de 46.6° y una cohesión nula; valores que son semejantes a los parámetros de Hvorslev determinados en muestras reconstituidas artificialmente de la arcilla de la ciudad de México, *Mendoza et al* (1991). En la Fig. 4.20 se tiene la T.E.E. para los ensayos isotrópicos que también presentan la forma típica de las arcillas normalmente consolidadas, la desviación hacia la izquierda es más marcada debido a que generan mayor presión de poro que las

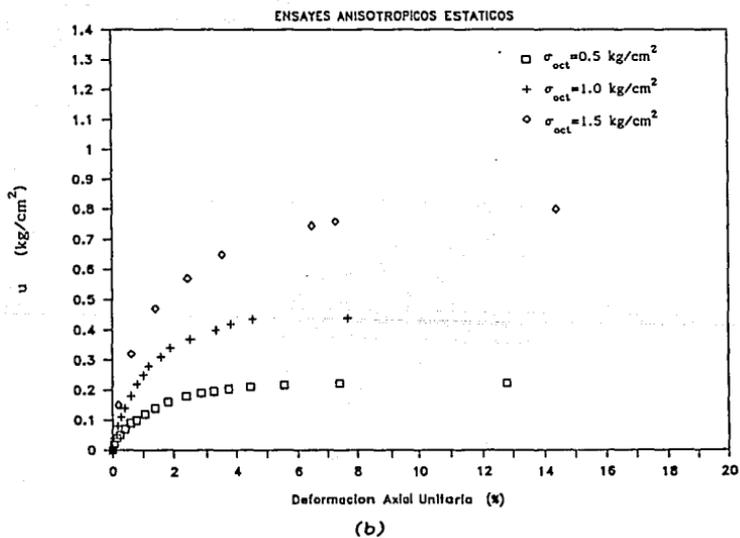
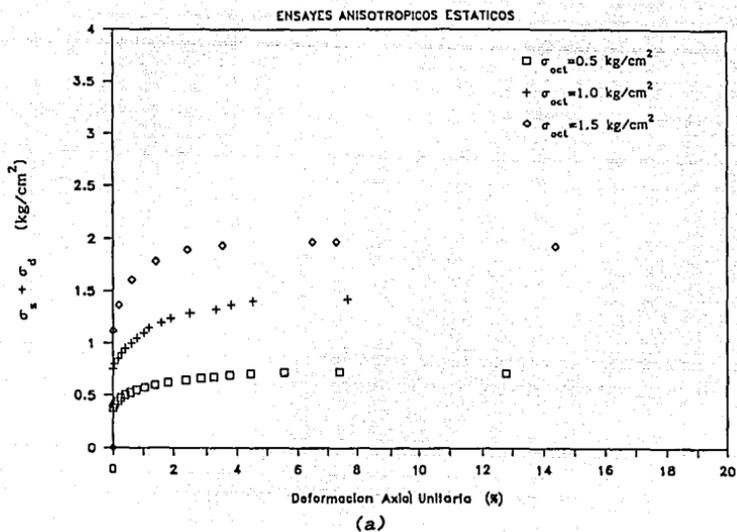


Fig. 4.15 Curvas esfuerzo-deformación-presión de poro, muestras reconstituidas

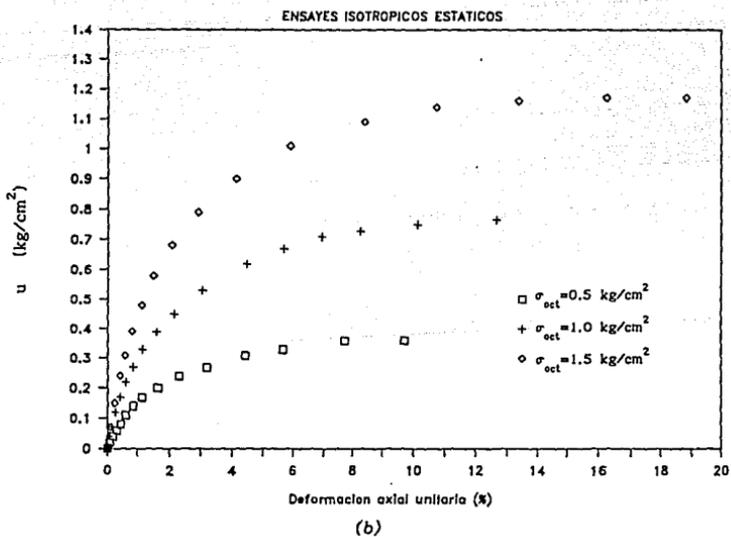
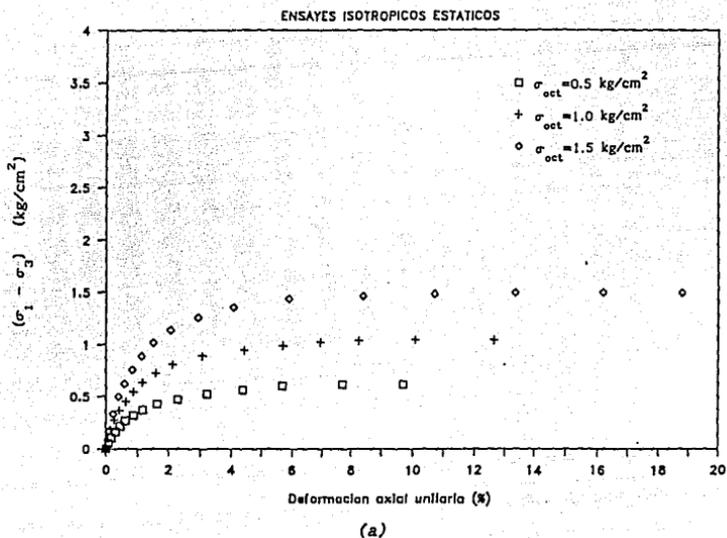


Fig. 4.16 Curvas esfuerzo-deformación-presión de poro, muestras reconstituidas

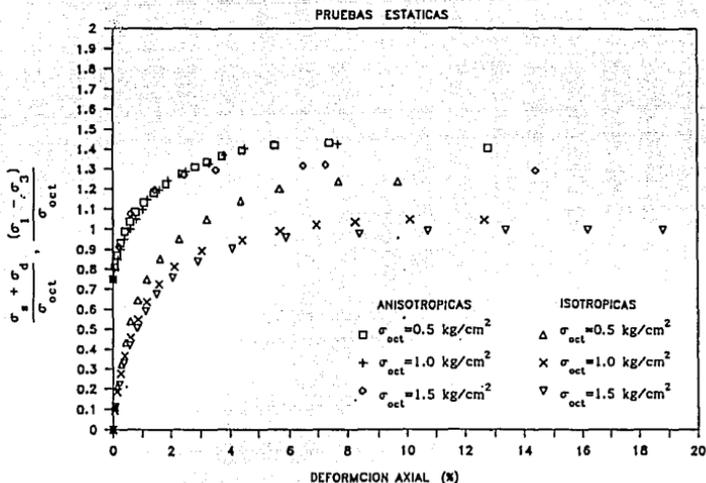


Fig. 4.17 Curvas normalizadas esfuerzo-deformación, muestras reconstituidas

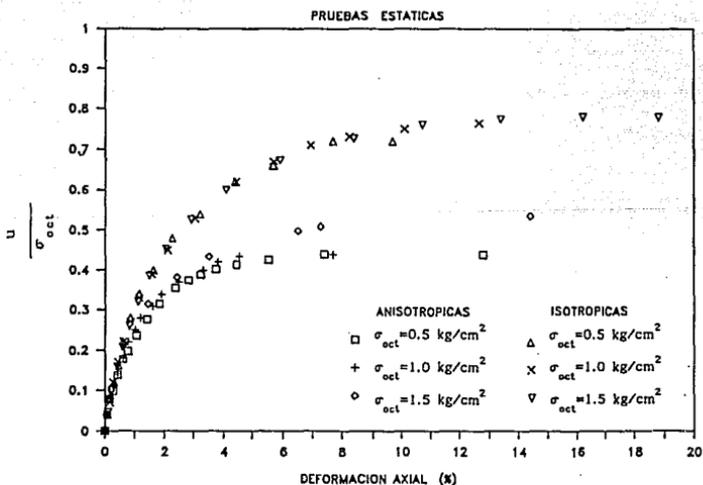


Fig. 4.18 Curvas normalizadas presión de poro-deformación, muestras reconstituidas

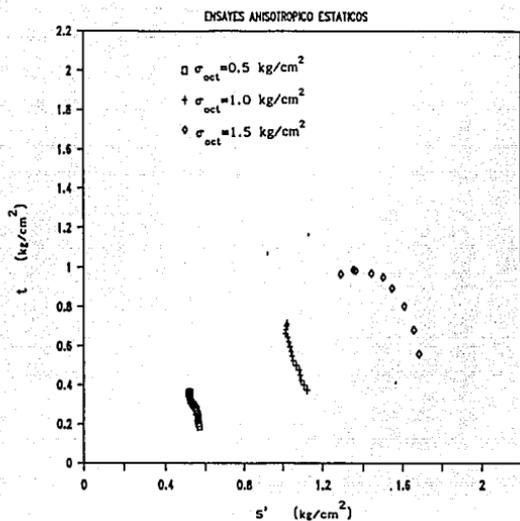


Fig. 4.19 Trayectoria de esfuerzos efectivos, muestras reconstituidas

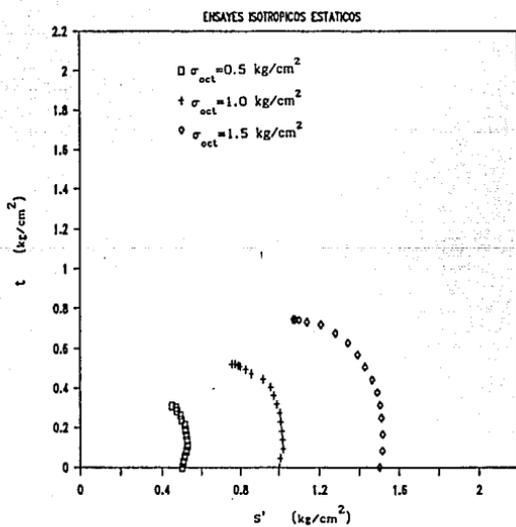


Fig. 4.20 Trayectoria de esfuerzos efectivos, muestras reconstituidas

anisotrópicas; el ángulo α es del orden de 36° , lo que implica un ϕ' de 46.6° y una cohesión nula. Es decir, que tanto muestras consolidadas isotrópica como anisotrópicamente definen una misma envolvente de falla.

4.4 Ensayes dinámicos realizados

4.4.1 Compresibilidad

De la misma manera que en las pruebas estáticas, se realizaron dos series una consolidada anisotrópica (Serie B) y otra isotrópicamente (Serie C); además se efectuaron dos ensayos con material inalterado natural representativo del reconstituido (Serie E).

En la Fig. 4.21 se muestran las curvas de compresibilidad de la serie B, con una carga de preconsolidación de 0.14 kg/cm^2 y un $\bar{C}_c = 3.98$. Con respecto a la serie C la carga de preconsolidación fue de 0.13 kg/cm^2 y el índice de compresibilidad de 3.94, en la Fig. 4.22 se muestran las respectivas curvas de compresibilidad. Con respecto al material inalterado natural, el consolidado isotrópicamente presentó una carga de preconsolidación de 0.65 kg/cm^2 y un $C_c=6.65$, mientras que el consolidado anisotrópicamente su carga de preconsolidación fue de 0.64 kg/cm^2 y un $C_c=6.59$; en la Fig. 4.23 se muestran las respectivas curvas. En la Tabla 4.3 se indican los valores del contenido de agua inicial (w_i), relación de vacíos inicial (e_i) y relación de vacíos al final de la etapa de consolidación (e_f).

Tabla 4.3 Parámetros de compresibilidad, ensayos dinámicos con muestras reconstituidas y naturales

Serie	Ensaye	w_i	e_i	e_f	C_r	C_c
B	B1	381	8.96	6.34	0.67	4.30
	B2	378	8.87	4.71	0.61	3.92
	B3	375	8.80	4.39	0.60	3.72
C	C1	370	8.69	6.08	0.65	3.87
	C2	372	8.75	5.11	0.50	3.89
	C3	374	8.79	4.60	0.45	4.07
E	E1	384	9.03	7.19	0.15	6.59
	E2	385	9.05	7.23	0.22	6.65

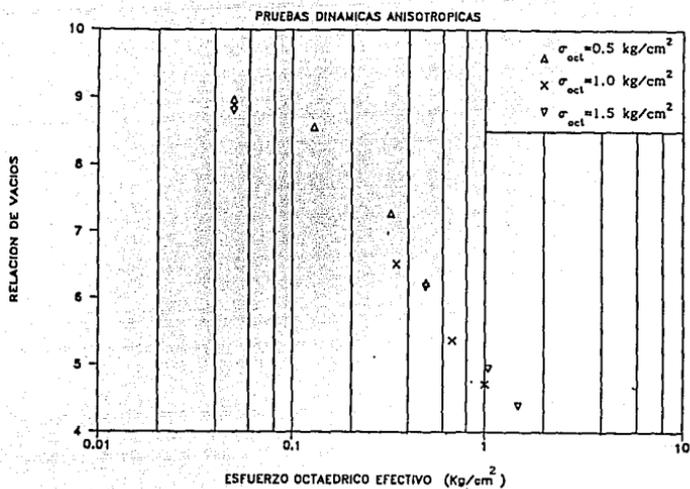


Fig. 4.21 Curvas de compresibilidad, muestras reconstituidas

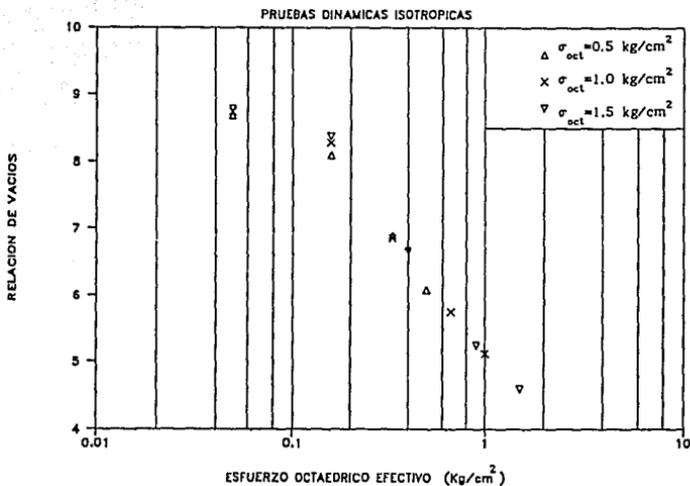


Fig. 4.22 Curvas de compresibilidad, muestras reconstituidas

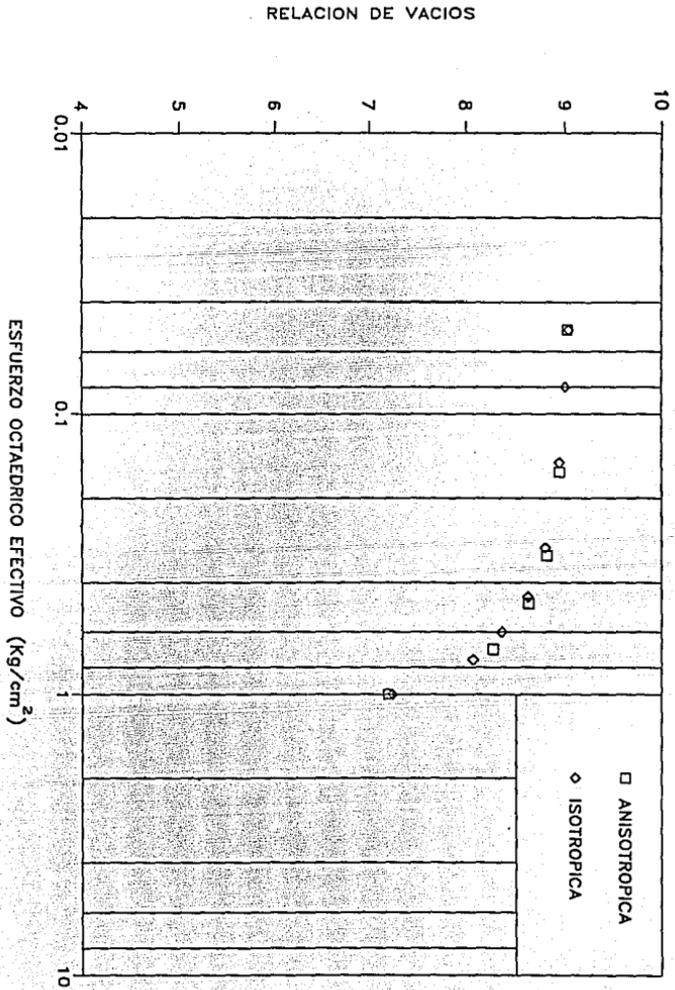


Fig. 4.23 Curvas de compresibilidad, muestras naturales

4.4.2 Consolidación

A partir de la curva de consolidación del último incremento de consolidación y utilizando la ecuación 4.1 se calculó el coeficiente de consolidación y el correspondiente coeficiente de permeabilidad, los cuales se indican en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Valores de C_v y k , ensayos dinámicos con muestras reconstituídas y naturales

Serie	Ensaye	t ₁₀₀ min	C_v cm ² /s	k cm/s
B	B1	850	4.54×10^{-6}	3.308×10^{-9}
	B2	880	5.94×10^{-6}	2.038×10^{-9}
	B3	800	7.09×10^{-6}	1.565×10^{-9}
C	C1	540	5.67×10^{-6}	3.350×10^{-9}
	C2	500	5.38×10^{-6}	1.713×10^{-9}
	C3	450	5.90×10^{-6}	1.233×10^{-9}
E	E1	2900	1.37×10^{-6}	0.567×10^{-9}
	E2	900	4.18×10^{-6}	1.542×10^{-9}

4.4.3 Comportamiento esfuerzo máximo-deformación axial cíclica

La etapa de ciclaje de las muestras hasta la falla se llevó a cabo en condiciones no drenadas. Se muestrearon los voltajes de la celda de carga y transductor de desplazamientos (ver inciso 3.1.2), a partir de los cuales se obtuvieron el esfuerzo desviador aplicado y la correspondiente deformación axial cíclica sufrida por la muestra. En la Fig. 4.24(a) se muestran las relaciones entre estas dos variables para los ensayos anisotrópicos (Serie B) y en la Fig. 4.25(a) las correspondientes a la serie C; es importante indicar que los puntos graficados corresponden al máximo valor del último ciclo, en cada incremento de esfuerzo desviador. Es claro que a mayor esfuerzo octaédrico confinante el material presenta una mayor resistencia. En la Fig. 4.26 se puede observar el efecto de la trayectoria de consolidación en la resistencia del suelo; es decir, los ensayos anisotrópicos presentaron una mayor resistencia que los isotrópicos, para idénticos esfuerzos octaédricos confinantes, de tal manera que:

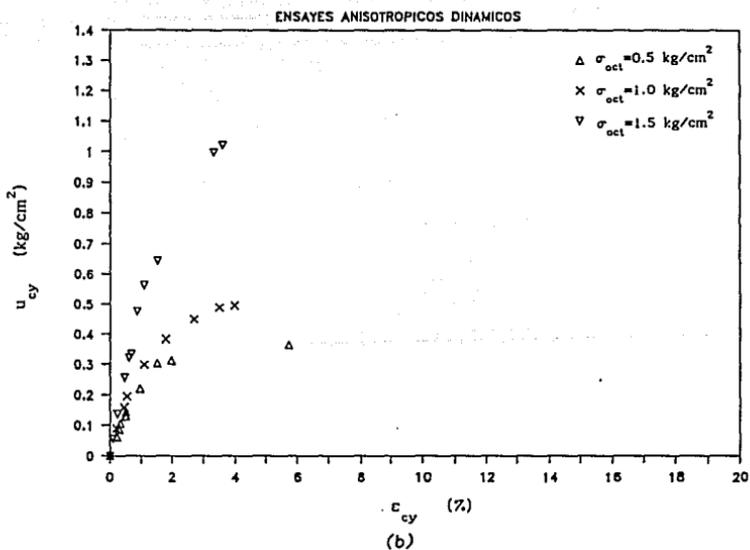
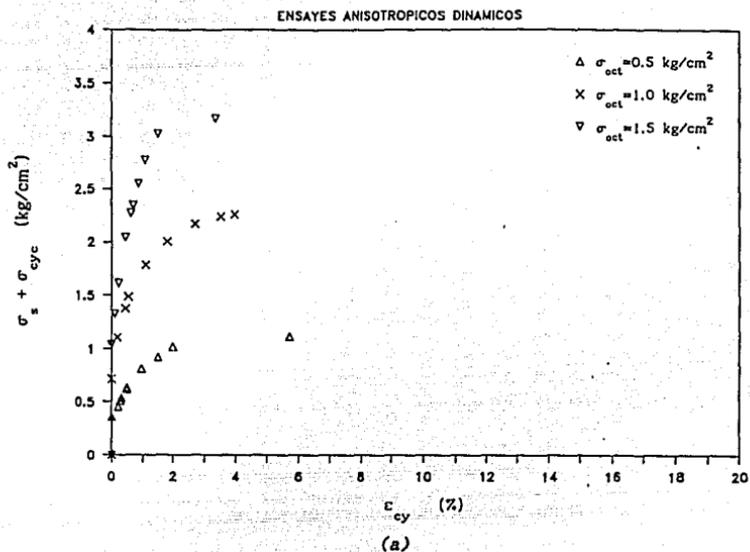


Fig. 4.24 Curvas esfuerzo-deformación cíclica-presión de poro, muestras reconstituidas

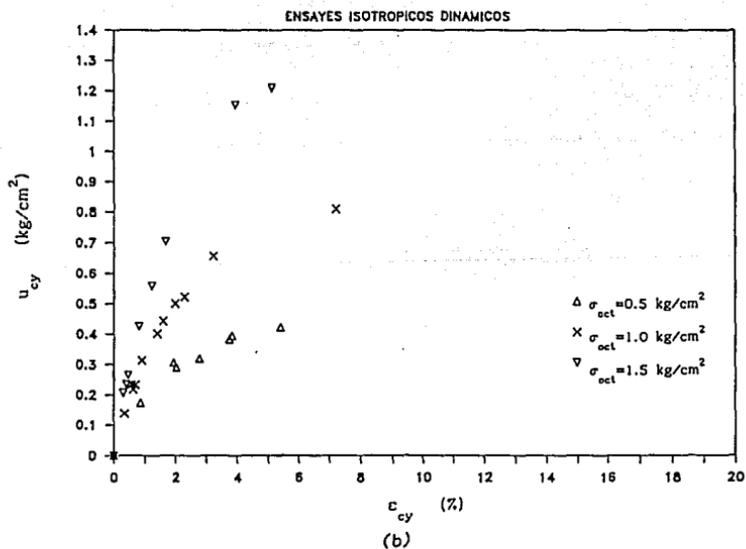
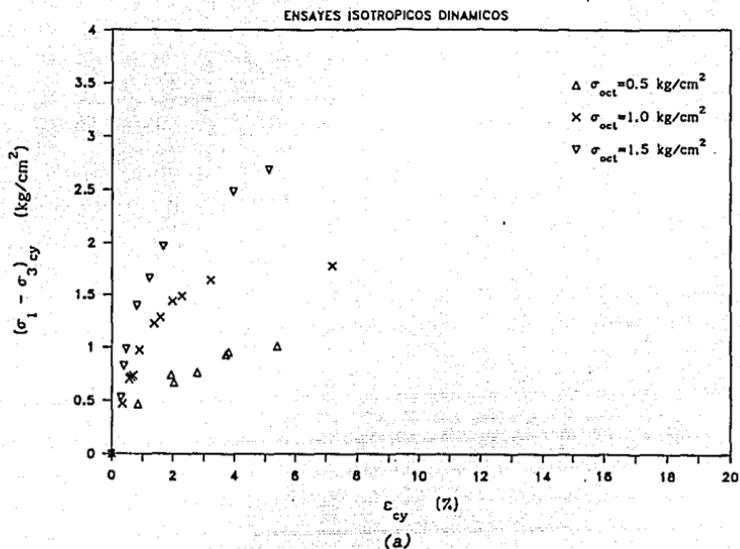


Fig. 4.25 Curvas esfuerzo-deformación cíclica-presión de poro, muestras reconstituidas

pruebas anisotrópicas: $(\sigma_1 - \sigma_3)_{fcy} = (2.1 \text{ a } 2.28) \sigma_{oct}$

pruebas isotrópicas: $(\sigma_1 - \sigma_3)_{fcy} = (1.8 \text{ a } 2.0) \sigma_{oct}$

En el inciso 5.2.1 se compararán estos valores con los obtenidos en los ensayos estáticos.

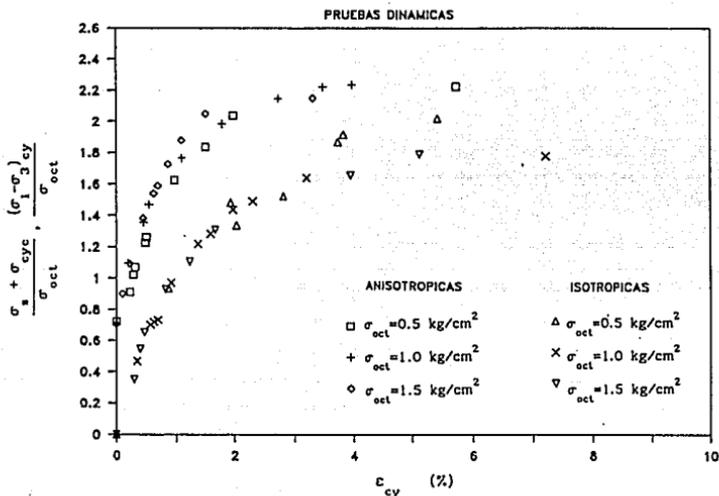


Fig. 4.26 Curvas normalizadas esfuerzo-deformación cíclica muestras reconstituidas

4.4.4 Módulo de rigidez al corte, G

La rigidez de los suelos se expresa a través del módulo G, o del módulo de Young dinámico, E. La relación entre ambos es:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.2)$$

en donde ν es el módulo de Poisson; para arcillas saturadas se asumió que $\nu=0.5$.

Los valores de este módulo se determinaron indirectamente a partir del módulo dinámico E. El módulo E, para cada ciclo, se obtuvo como la pendiente de la recta que

une los puntos extremos del correspondiente lazo de histéresis esfuerzo-deformación.

Debido al funcionamiento propio del equipo, el esfuerzo desviador varía en los primeros 10 ciclos de carga y posteriormente mantiene razonablemente la amplitud deseada del esfuerzo; este funcionamiento ocasiona discrepancias en los valores del módulo E calculado para los primeros ciclos; por lo tanto se aplicaron 70 ciclos tomando como primero el número diez efectivo aplicado. Cuando el esfuerzo desviador aplicado fue pequeño, las curvas esfuerzo-deformación de cada ciclo no se definieron convenientemente; a medida que el esfuerzo desviador se incrementó los lazos histeréticos se definieron mejor, lo cual permitió observar una clara degradación del módulo G con el número de ciclos, Figs. 4.27 y 4.28. Para un mismo esfuerzo desviador cíclico conforme se aplican los ciclos el módulo G disminuye; además, G decrece más rápido en las isotrópicas conforme aumenta el cociente σ_{cy}/σ_{oct} .

En las Figs. 4.29 y 4.30 se muestra la variación del módulo G con la deformación angular pico a pico sufrida por las muestras. Pueden distinguirse los valores crecientes de G conforme se tienen mayores niveles de esfuerzo octaédrico confinante. Las pruebas anisotrópicas presentan valores mayores, lo que implica que tienen un comportamiento más rígido que las isotrópicas. Es de notarse la rápida disminución de G a partir de una deformación angular pico a pico aproximada del 0.6%, siendo más acentuada para los niveles altos de esfuerzo confinante.

En la Fig. 4.31 se muestran las curvas G vs γ_{pp} (pico a pico) para las muestras inalteradas naturales, una de ellas consolidada anisotrópicamente (Ensaye E1) y la otra en condiciones isotrópicas (Ensaye E2); al comparar las curvas anteriores con sus respectivas reconstituidas (Ensayes B2 y C2), las naturales presentan valores menores de G y con una disminución del mismo menos marcada que las reconstituidas.

En el inciso 5.2.6 se realizan más comparaciones entre las muestras reconstituidas y las naturales.

La deformación angular cíclica se obtuvo a partir de la deformación axial cíclica de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{(1+\nu)}{2} \epsilon \quad (4.3)$$

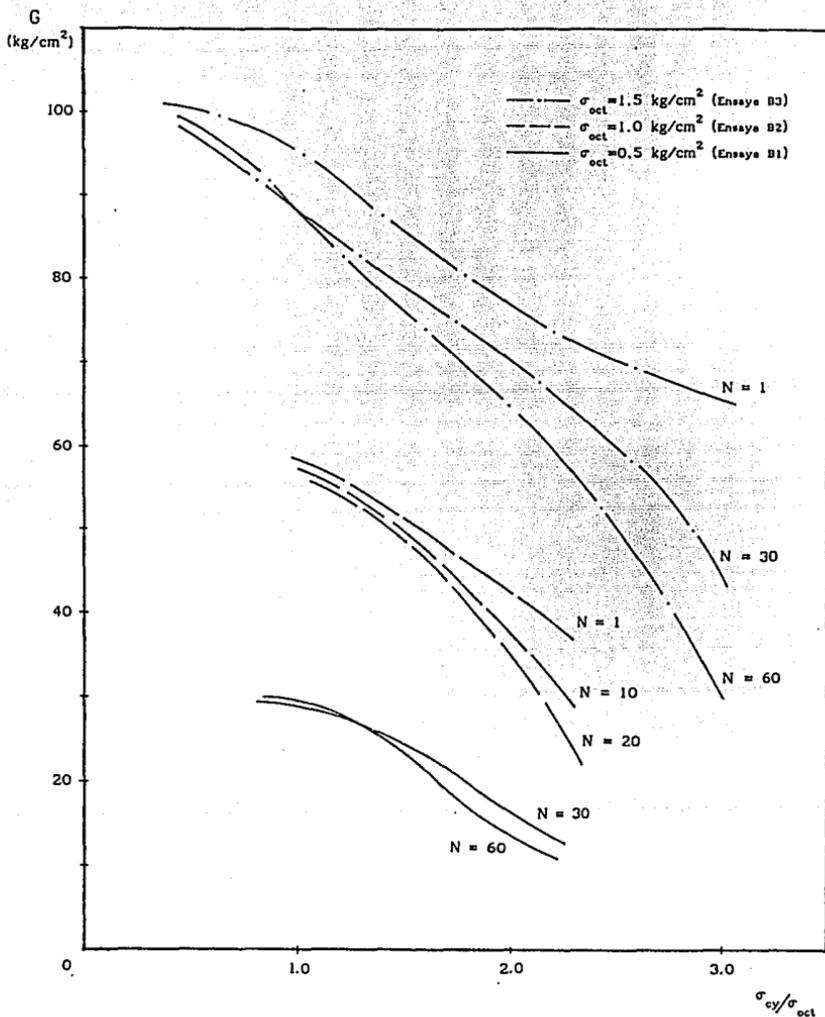


Fig. 4.27 Reducción del módulo G con la amplitud del esfuerzo desviador cíclico respecto al octaédrico, muestras reconstituidas anisotrópicas

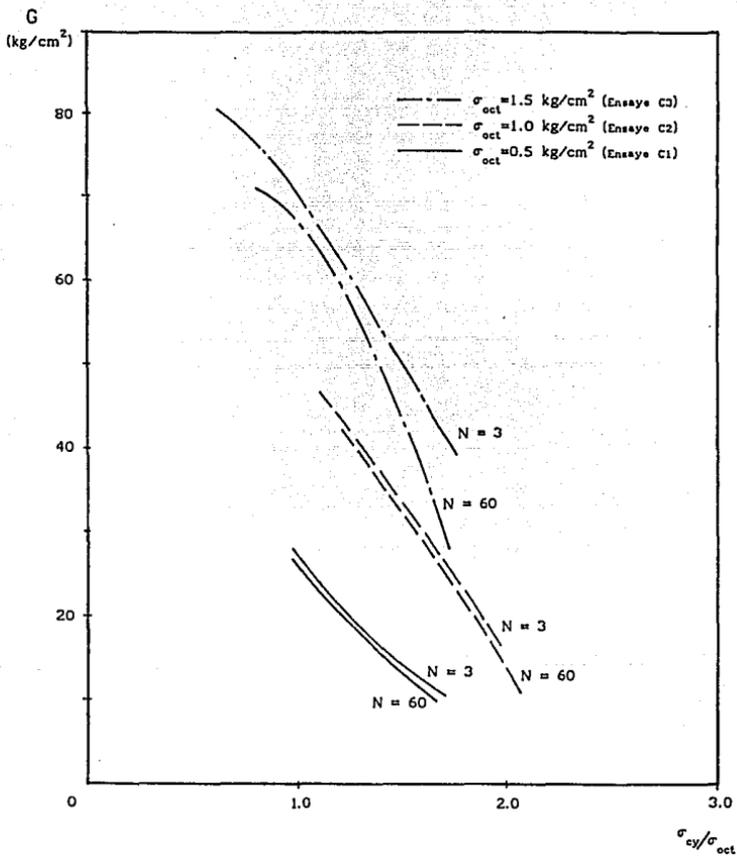


Fig. 4.28 Reducción del módulo G con la amplitud del esfuerzo desviador cíclico respecto al confinante, muestras reconstituidas isotrópicas

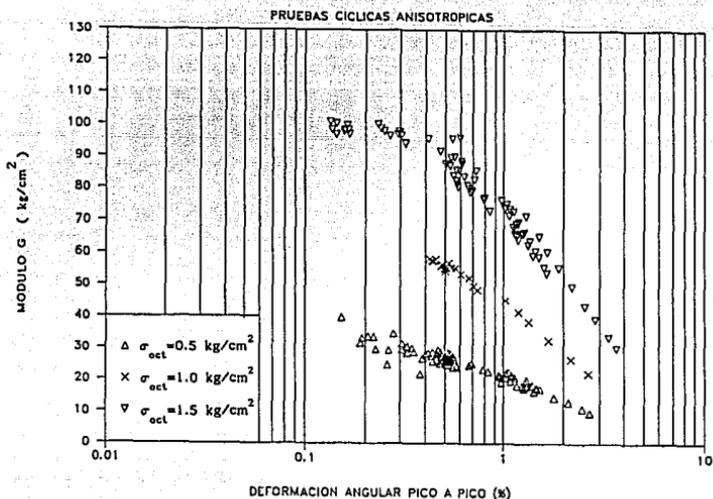


Fig. 4.29 Reducción del módulo G con γ_{pp} ,
muestras reconstituidas anisotrópicas

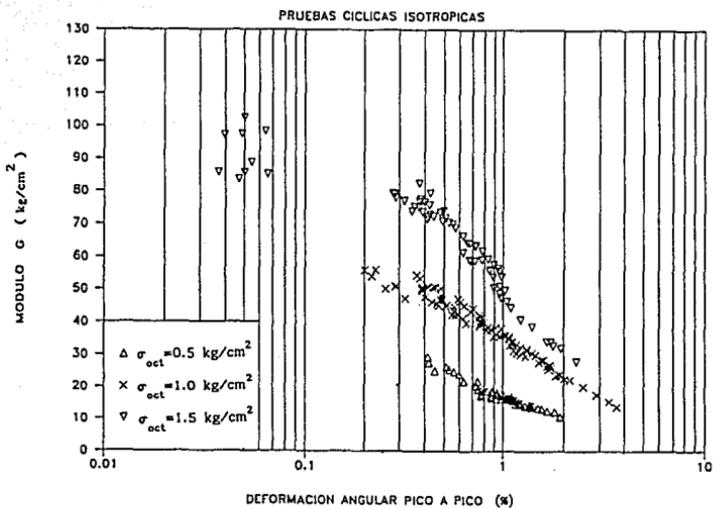


Fig. 4.30 Reducción del módulo G con γ_{pp} ,
muestras reconstituidas isotrópicas

- donde:
- c deformación axial cíclica máxima en la etapa de compresión o extensión
 - γ deformación angular cíclica máxima en la etapa de compresión o extensión
 - ν módulo de Poisson, se consideró un valor de 0.5

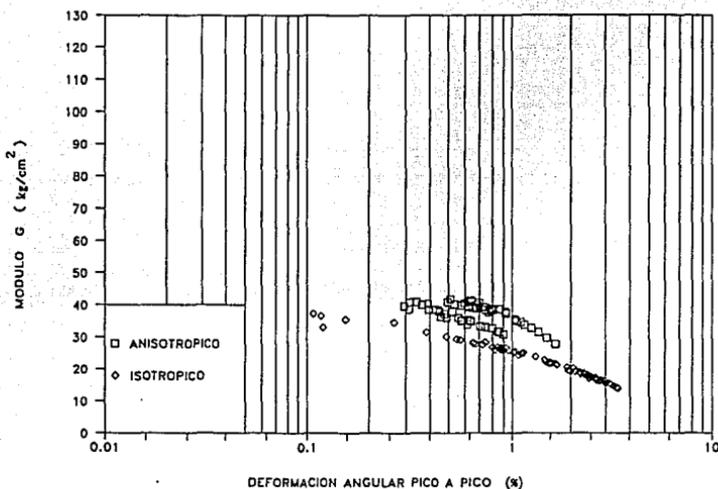


Fig. 4.31 Reducción del módulo G con γ_{pp} , muestras naturales

4.4.5 Relación de Amortiguamiento, λ

El amortiguamiento histerético se determinó directamente de los lazos de las curvas esfuerzo-deformación axial, utilizando la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{A_L}{2\pi(A_1 + A_2)} \quad (4.4)$$

donde

A_L = área del lazo de histéresis

A_1 = área del triángulo en la etapa de compresión

A_2 = área del triángulo en la etapa de extensión

El área limitada por el lazo de histéresis corresponde a la energía disipada por unidad de volumen de la muestra, por ciclo; las áreas triangulares representan la

energía potencial de deformación elástica almacenada por unidad de volumen por ciclo.

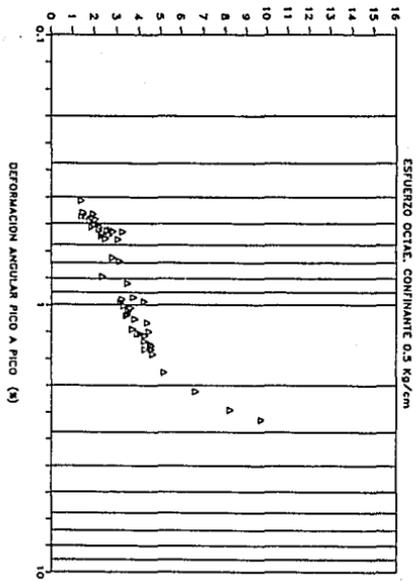
Se utilizó la expresión anterior debido a que los esfuerzos desviadores cíclicos aplicados no son simétricos, ya que el equipo aplicaba un esfuerzo mayor en compresión que en extensión, aun cuando el esfuerzo en extensión sólo se limitó a un 80% del confinante, a fin de evitar la separación entre el espécimen y el cabezal, y entre éste y el del pistón (Fig 3.4). El desviador en compresión se incrementó hasta llegar a producir la falla en la muestra.

En las Figs. 4.32 y 4.33, se muestra la variación del amortiguamiento crítico con la deformación angular. Se puede apreciar que para un determinado esfuerzo octaédrico confinante, en la medida que aumenta la deformación angular, crece el amortiguamiento y éste es menor en las muestras anisotrópicas que en las isotrópicas, para esfuerzo octaédrico semejante. Conforme el esfuerzo confinante aumenta, el amortiguamiento disminuye ligeramente para deformaciones angulares pico a pico mayores de 0.6% y es prácticamente independiente del esfuerzo confinante para $\gamma_{pp} < 0.6\%$, esto para las muestras anisotrópicas. Para las muestras isotrópicas, al aumentar el esfuerzo confinante, el amortiguamiento aumenta ligeramente, pero también para $\gamma_{pp} < 0.6\%$ es prácticamente independiente del esfuerzo confinante. En general, el efecto sobre el amortiguamiento del esfuerzo octaédrico confinante no es significativo, para valores comunes en ingeniería civil.

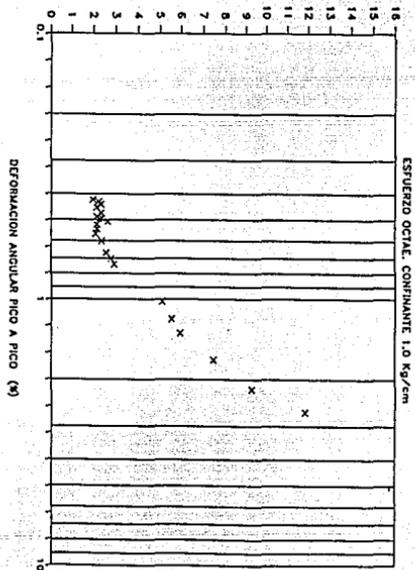
Es importante indicar que debido a la baja sensibilidad del equipo y a su forma de operar (inciso 3.2), bajo condiciones isotrópicas y para esfuerzos confinantes bajos (0.5 kg/cm^2), no se observa una tendencia definida del amortiguamiento con la deformación, ya que los ciclos histeréticos son muy irregulares. Lo anterior no ocurre en las muestras anisotrópicas ya que la servoválvula tiene inducido un voltaje sostenido, producto del esfuerzo desviador aplicado para alcanzar la relación de esfuerzos (σ_3/σ_1) deseada.

En la Fig. 4.34 se muestra la variación del amortiguamiento con la deformación angular pico a pico, de las muestras inalteradas naturales; recordando que el ensaye E1 se consolidó anisotrópicamente, mientras que el isotrópico fue el ensaye E2, ambos con un mismo esfuerzo octaédrico confinante de 1.0 kg/cm^2 . Nótese que la muestra anisotrópica presentó un menor amortiguamiento al igual que en los especímenes reconstituidos; en el inciso 5.2.7 se efectuarán más comparaciones entre reconstituidos y naturales.

AMORTIGUAMIENTO (%)



AMORTIGUAMIENTO (%)



AMORTIGUAMIENTO (%)

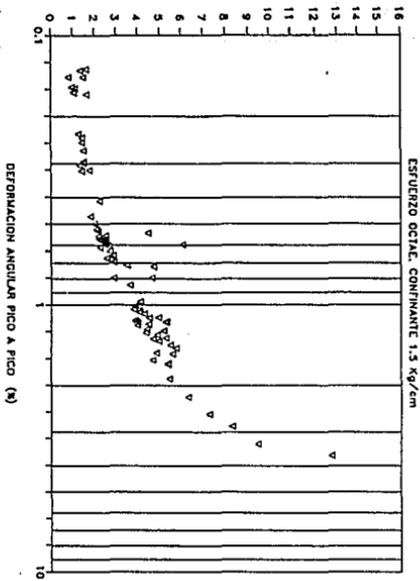


Fig. 4.32 Variación del porcentaje de amortiguamiento crítico con γ_{pp} , muestras reconstituidas anisotrópicas

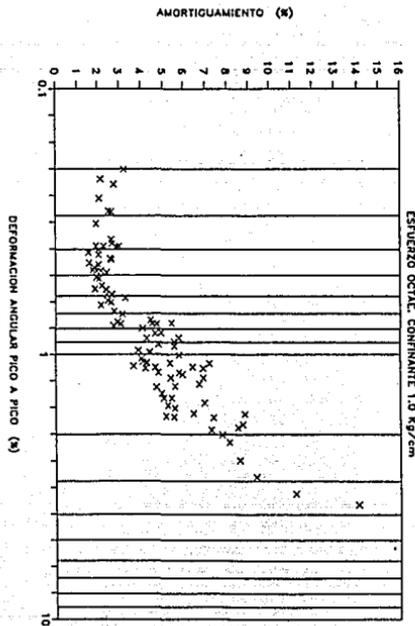
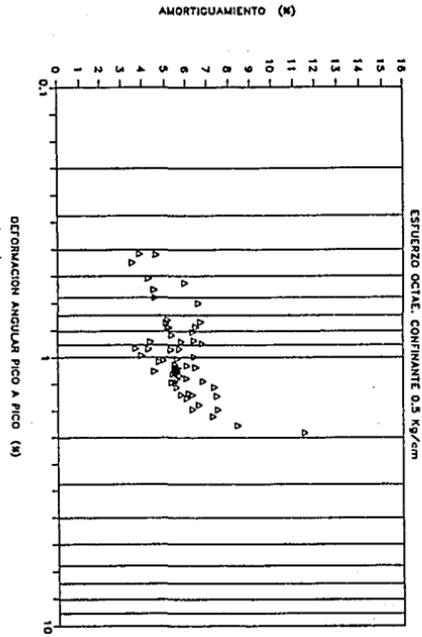
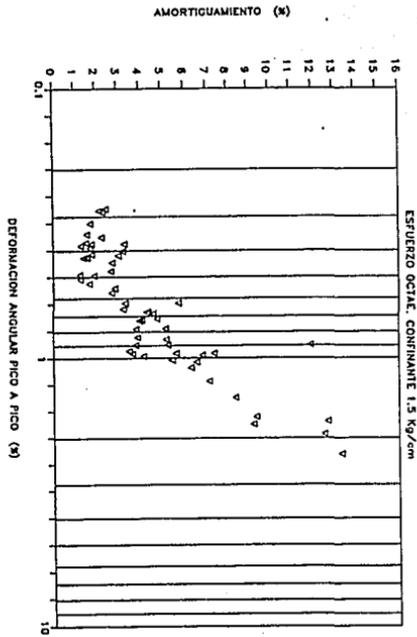


Fig. 4.33 Variación del porcentaje de amortiguamiento crítico con γ_{pp} muestras reconstituidas isotrópicas

AMORTIGUAMIENTO (%)

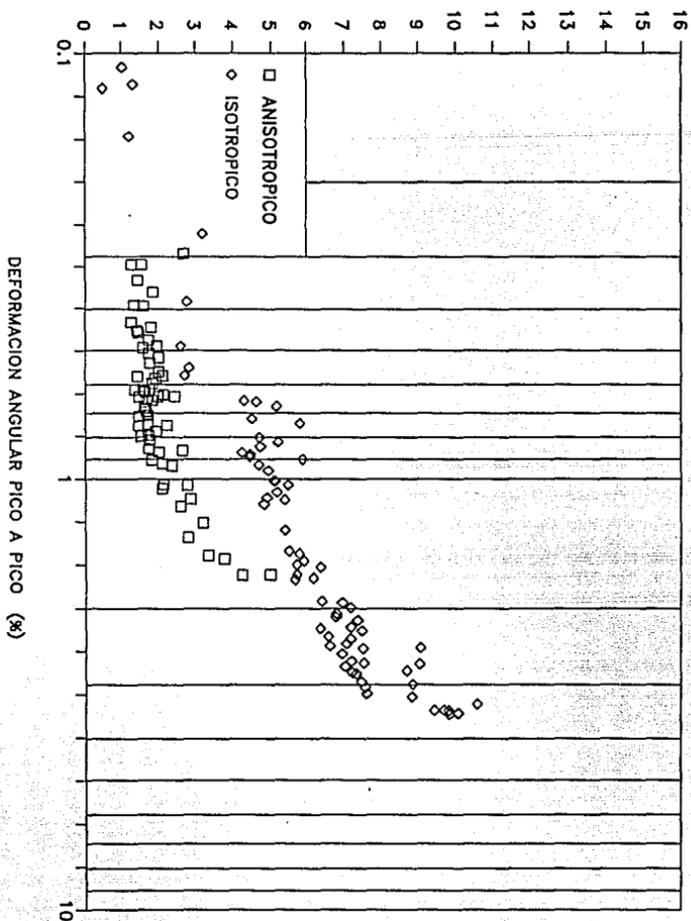


Fig. 4.34 Variación del porcentaje de amortiguamiento crítico con γ_{pp} muestras naturales

4.4.6 Deformación axial permanente (c_p)

Una muestra de suelo sujeta a carga cíclica sufre una deformación cíclica y además, después de varias aplicaciones de carga acumula deformación (deformación permanente), la cual depende de la magnitud del esfuerzo cíclico y del número de veces que se aplica, del esfuerzo sostenido, de la relación de preconsolidación, de la frecuencia y del índice de plasticidad, principalmente.

Como se indicó, en la deformación axial permanente influye la magnitud del esfuerzo cortante aplicado; la Fig. 4.35 muestra las curvas deformación permanente *versus* esfuerzo cortante máximo dinámico en compresión para la serie anisotrópica (no se considera el esfuerzo sostenido). Para un mismo esfuerzo confinante, al aumentar la magnitud del cortante aplicado la deformación permanente crece también. Para un mismo nivel de esfuerzo cortante cíclico, la deformación permanente aumenta al disminuir el esfuerzo octaédrico confinante.

En la Fig. 4.36 se muestran las curvas deformación permanente contra esfuerzo cortante máximo dinámico en compresión para la serie isotrópica, presentando el mismo comportamiento arriba indicado. Al comparar las Figs. 4.35 y 4.36 se observa que la trayectoria de consolidación influye notablemente en la deformación axial permanente, siendo mayor en las muestras consolidadas isotrópicamente que en las anisotrópicas.

Al normalizar el esfuerzo cortante máximo dinámico en compresión con el esfuerzo octaédrico confinante se observa, Fig 4.37, una tendencia general independiente del esfuerzo confinante. Se aprecia un nivel de esfuerzo cortante máximo a partir del cual las deformaciones permanentes son importantes; dicho límite es:

$$\text{pruebas anisotrópicas} \quad \tau_{cyc} = 0.42 \sigma_{oct}$$

que corresponde a un intervalo de deformación permanente axial entre 0.04 y 0.07%,

$$\text{pruebas isotrópicas} \quad \tau_{cyc} = 0.66 \sigma_{oct}$$

que corresponde a un intervalo de deformación permanente axial entre 0.18 y 0.21%.

En el inciso 5.2.4 se comparan estos resultados con los obtenidos para las muestras naturales.

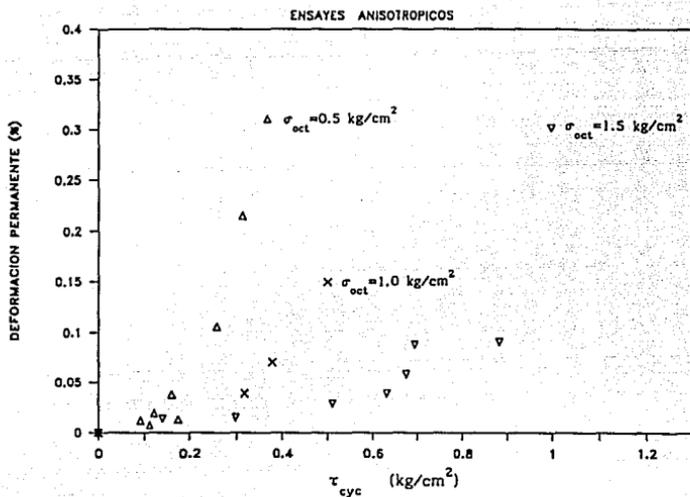


Fig. 4.35 Efecto del esfuerzo confinante en la deformación axial permanente, muestras reconstituidas

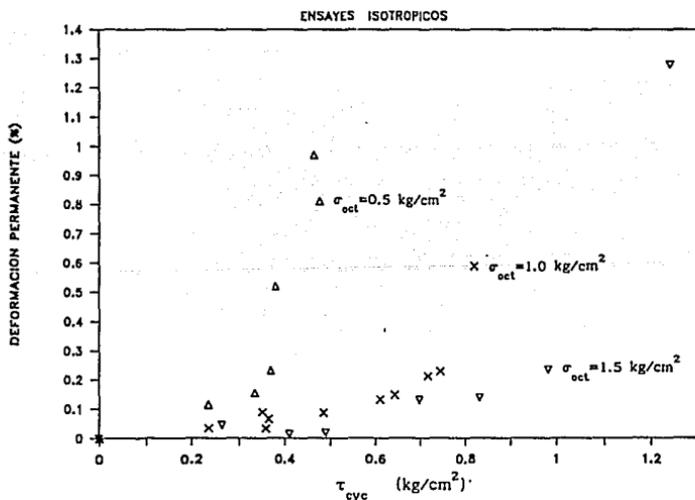


Fig. 4.36 Efecto del esfuerzo confinante en la deformación axial permanente, muestras reconstituidas

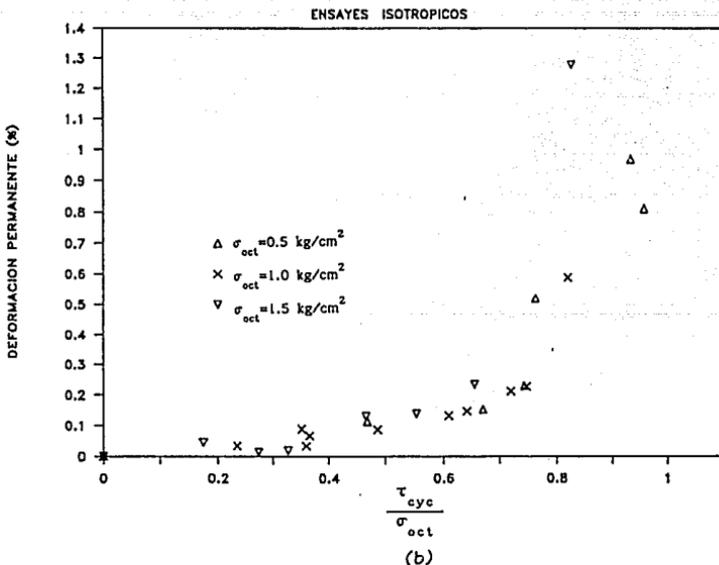
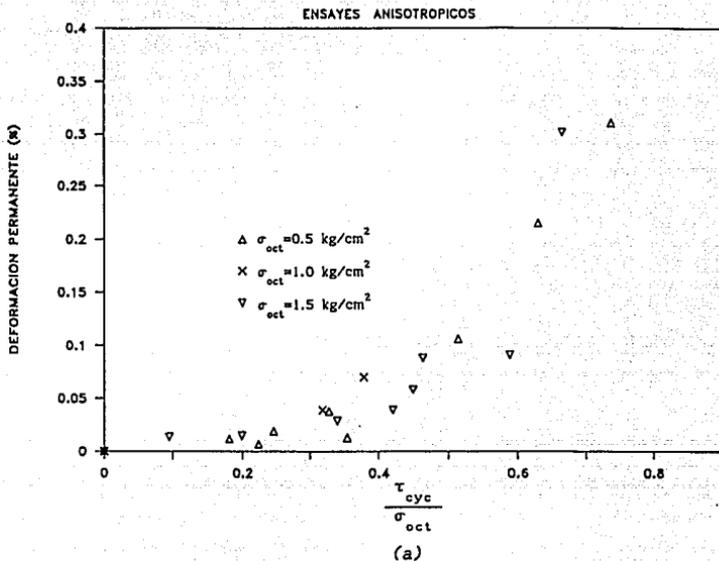


Fig. 4.37 Curva normalizada esfuerzo cortante cíclico en compresión con el octaédrico vs deformación permanente, muestras reconstituidas

4.4.7 Comportamiento presión de poro dinámica (u_{cy})

De acuerdo al estudio efectuado por *Rojas et al (1990)* bajo carga estática, la uniformización de la presión de poro en toda la probeta toma cierto tiempo; para el caso de la arcilla de la ciudad de México es del orden de 100 minutos para los incrementos de carga desviadora usuales ($0.2\sigma_3$) y en probetas de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura.

En las pruebas cíclicas efectuadas con una frecuencia de aplicación de carga de 0.5 Hz no se presenta una total uniformización de la presión de poro en la muestra; sin embargo, se cuidó que el sistema de medición fuera muy rígido y además que siempre estuviera saturado, con objeto de tener una respuesta rápida de la medición durante el ensaye, así como muestras totalmente saturadas. Para el caso, *Hyde (1983)* recomienda que el coeficiente B de Skempton sea mayor de 0.95, en tanto que todas las muestras aquí ensayadas acusaron un valor unitario de dicho coeficiente, ver Tabla 3.3.

En este inciso se comentan los factores que influyen en los valores de la presión de poro dinámica medida.

Esfuerzo confinante

Como se observó en las pruebas estáticas, a mayor esfuerzo confinante aplicado a la muestra se genera una mayor presión de poro, factor del cual la presión de poro dinámica no se ve exenta como se aprecia en las Figs. 4.24(b) y 4.25(b), tanto para los ensayos anisotrópicos (Serie B) como para los isotrópicos (Serie C). El efecto del nivel de esfuerzo cortante máximo respecto al esfuerzo octaédrico de confinamiento, se observa en la Fig. 4.38 en la que se ha graficado la presión de poro contra el número de ciclos de carga aplicados.

Traectoria de consolidación

Como se indicó en el inciso 4.2.1 y de las referencias bibliográficas al respecto, las muestras anisotrópicas generan menor presión de poro dinámica que las isotrópicas. La arcilla de la ciudad de México muestra un comportamiento semejante, ya que los especímenes de la Serie B (anisotrópicas) generaron menor presión de poro que los de la Serie C (isotrópicas); ello se puede ver en la Fig. 4.39 en la que se ha normalizado la presión de poro respecto al esfuerzo confinante, de tal forma que:

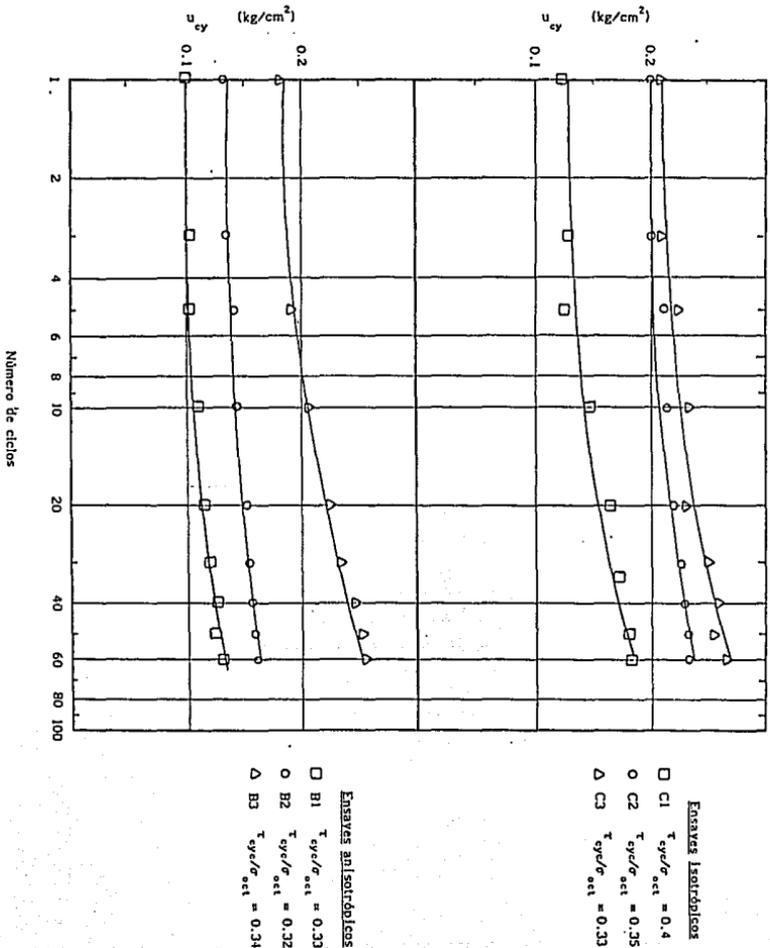


Fig. 4.38 Efecto del nivel de esfuerzo cortante máximo dinámico respecto al octaédrico de confinamiento en la presión de poro, muestras reconstituidas

pruebas anisotrópicas $(u_{cy})_f = (0.70 \text{ a } 0.73) \sigma_{oct}$

pruebas isotrópicas $(u_{cy})_f = (0.80 \text{ a } 0.82) \sigma_{oct}$

donde

$(u_{cy})_f$ = presión de poro dinámica a la falla en la etapa de compresión

σ_{oct} = esfuerzo efectivo octaédrico confinante

En el inciso 5.2.2 se hace una comparación entre los valores de los ensayos estáticos y dinámicos.

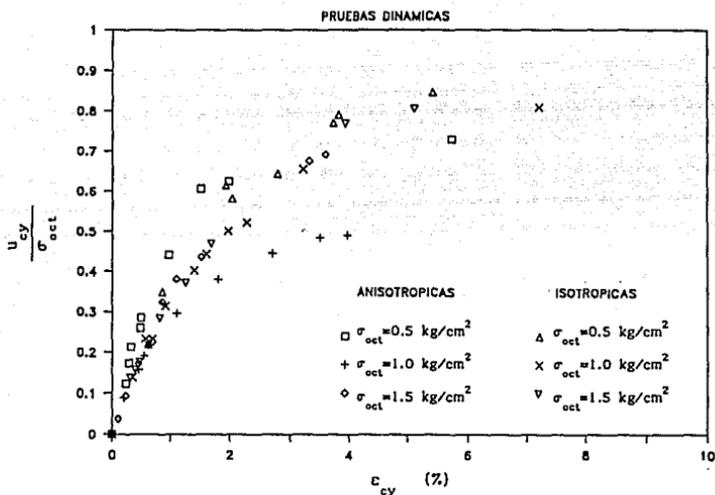


Fig. 4.39 Curva u_{cy}/σ_{oct} vs ϵ_{cy} , muestras reconstituidas

Amplitud del esfuerzo desviador cíclico

La presión de poro depende del nivel de esfuerzo cortante aplicado a la muestra, ya que éste produce una distorsión de la estructura del suelo que causa presión de poro transitoria. En las Figs. 4.40 y 4.41 se han graficado las presiones de poro máximas del último ciclo histerético, con su correspondiente esfuerzo cortante

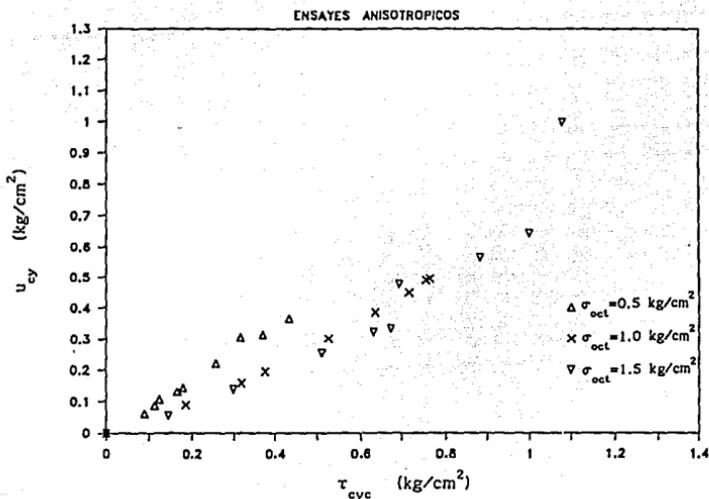


Fig. 4.40 Presión de poro cíclica vs esfuerzo cortante cíclico en compresión, muestras reconstituidas anisotrópicas

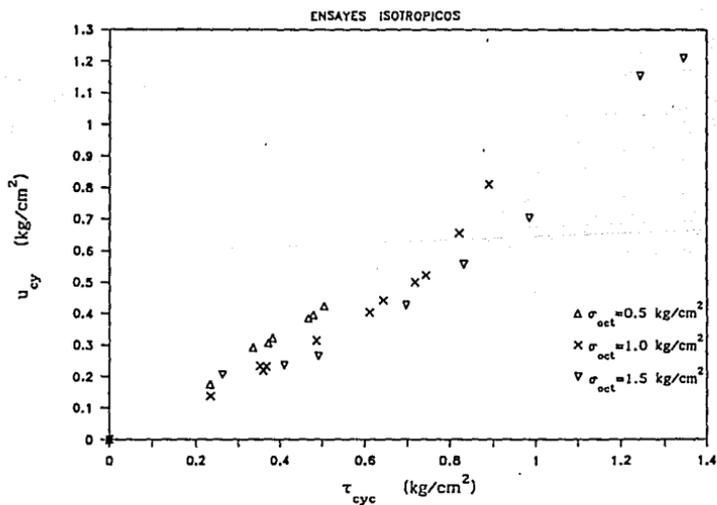


Fig. 4.41 Presión de poro cíclica vs esfuerzo cortante cíclico en compresión, muestras reconstituidas isotrópicas

cíclico; se observa que a un mayor nivel de esfuerzo cíclico aplicado se tiene una mayor presión de poro transitoria y mayor deformación (Figs. 4.35 y 4.36).

Existe un nivel de esfuerzo crítico a partir del cual la presión de poro es significativa y deja de tener una relación lineal con el esfuerzo cortante aplicado. De las Figs. 4.42 y 4.43 en las que se ha normalizado el esfuerzo cortante máximo cíclico en compresión con el octaédrico, se concluye que para la serie anisotrópica el nivel de esfuerzo crítico varía entre 0.4 y 0.5 del octaédrico y para los isotrópicos este nivel crítico varía entre 0.5 y 0.6. Es importante indicar que para el esfuerzo octaédrico confinante de 0.5 kg/cm^2 , tanto para la serie B como la C, el comportamiento de la presión de poro es prácticamente lineal con el esfuerzo cortante máximo cíclico, presentando un coeficiente de correlación de 0.996, para niveles de esfuerzo desviador cíclico antes de la falla. Al normalizar el cortante máximo cíclico con la resistencia al corte estática no drenada, Fig. 4.44, se aprecia un nivel de esfuerzo crítico a partir del cual la u_{cy} no tiene una relación lineal con τ_{cyc} , es decir:

$$\text{pruebas anisotrópicas} \quad (\tau_{cyc})_c = (0.6 \text{ a } 0.7) \tau_{fe}$$

$$\text{pruebas isotrópicas} \quad (\tau_{cyc})_c = (0.9 \text{ a } 1.0) \tau_{fe}$$

donde:

$$\begin{aligned} (\tau_{cyc})_c & \text{ esfuerzo cíclico crítico en compresión} \\ \tau_{fe} & \text{ resistencia estática no drenada} \end{aligned}$$

En el inciso 5.2.2 se comparará el nivel de esfuerzo crítico determinado para la arcilla reconstituída con los valores de otros estudios.

Número de ciclos aplicados

De las Figs 4.38 y 4.45 se observa que para todo esfuerzo confinante y esfuerzo cortante la presión de poro aumenta con el número de ciclos, tendiendo asintóticamente a un valor a partir del ciclo 50, tanto para las pruebas anisotrópicas como las isotrópicas. Se estima que si se hubieran aplicado más de 60 ciclos, la tendencia anterior sería más marcada.

Frecuencia de aplicación de las cargas

En la etapa experimental de este estudio no se varió la frecuencia de aplicación de la carga, pero como se indicó en el inciso 4.2.2, conforme disminuye la frecuencia

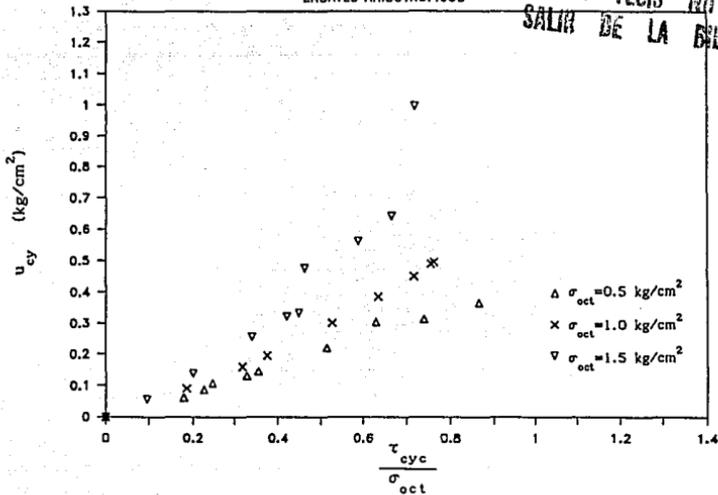


Fig. 4.42 Curva esfuerzo cortante cíclico normalizado-presión de poro cíclica, muestras reconstituidas anisotrópicas

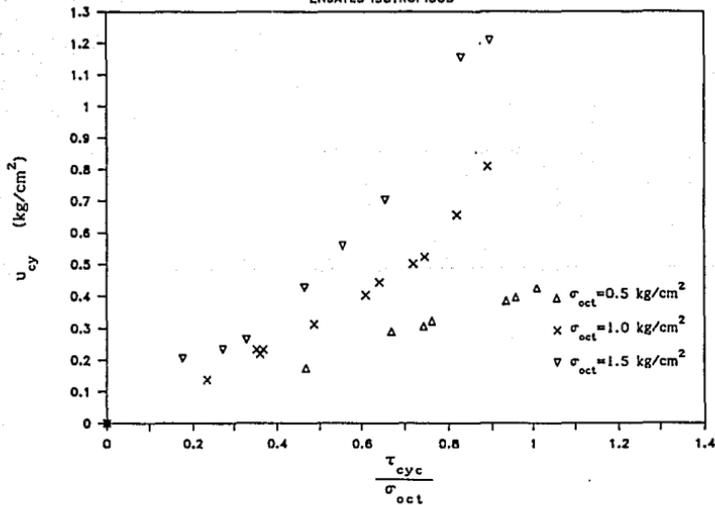


Fig. 4.43 Curva esfuerzo cortante cíclico normalizado-presión de poro cíclica, muestras reconstituidas isotrópicas

ENSAYES DINAMICOS

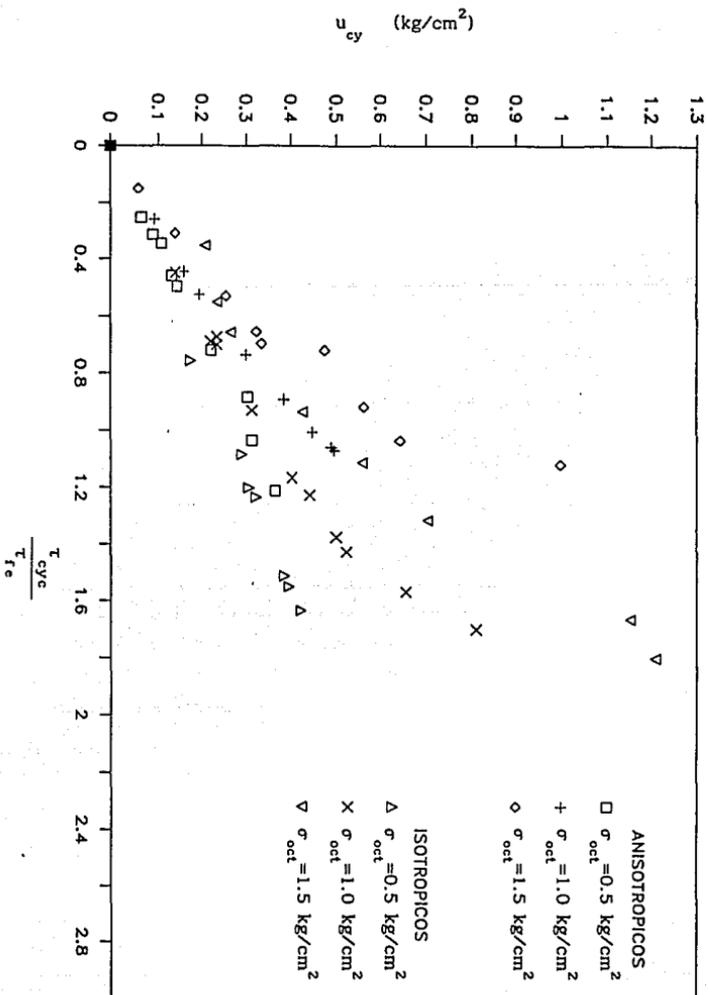


Fig. 4.44 Curva esfuerzo cortante ciclico normalizado-presión de poro ciclica, muestras reconstituidas

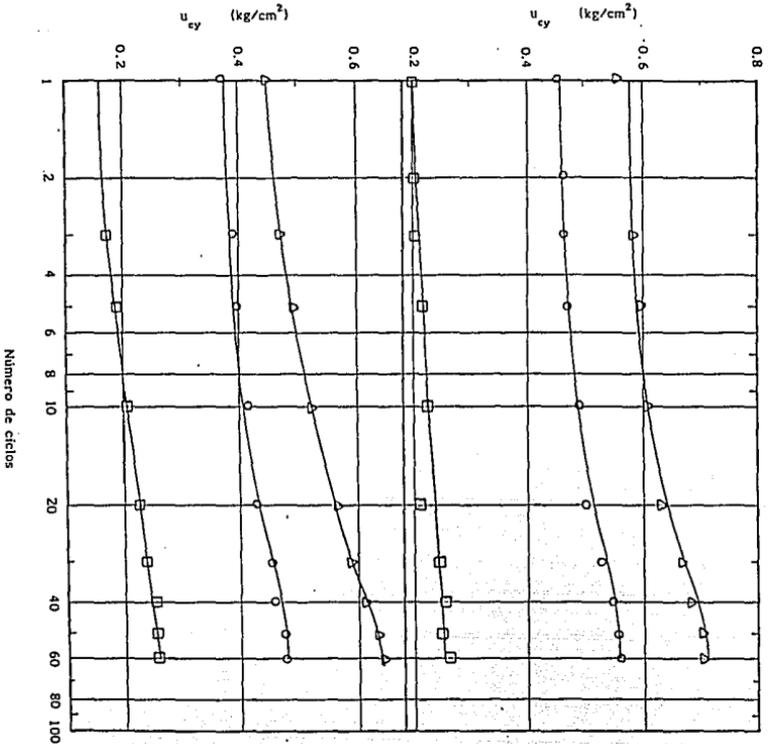


Fig. 4.45 Efecto de la amplitud del esfuerzo desviador cíclico en la presión de poro

Ensayo isotrópico

$\sigma_{act} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

□ $T_{cyc}/\sigma_{act} = 0.33$

○ $T_{cyc}/\sigma_{act} = 0.55$

△ $T_{cyc}/\sigma_{act} = 0.66$

Ensayo Anisotrópico

$\sigma_{act} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

□ $T_{cyc}/\sigma_{act} = 0.33$

○ $T_{cyc}/\sigma_{act} = 0.46$

△ $T_{cyc}/\sigma_{act} = 0.66$

de aplicación de la carga, la presión de poro y la deformación axial aumentan; en la arcilla de la ciudad de México y debido a su viscosidad interparticular es probable que el comportamiento de la presión de poro dinámica con la variación de la frecuencia sea semejante al observado en otras arcillas; sin embargo, sería recomendable realizar ensayos dinámicos variando la frecuencia de la carga para definir claramente el comportamiento de la presión de poro.

4.4.8 Presión de poro post-cíclica (u_{pc})

El esfuerzo cortante cíclico aplicado a la muestra se traduce en una distorsión de la estructura del suelo lo que causa presión de poro transitoria; sin embargo, una vez que la acción cesa se mantiene, en general, una ligera presión de poro remanente. En pruebas triaxiales estáticas realizadas en la arcilla de la ciudad de México que involucran la medición de presión de poro en la base y centro de la muestra, *Rojas et al (1990)* encontraron que para los incrementos de carga utilizados el tiempo de uniformización de la misma es de una hora; sin embargo, observaron que la presión de poro tanto en la base como al centro aumentaban en forma continua debido al efecto de deformaciones a largo plazo. Para la medición de u_{pc} se consideró la posibilidad de dicho efecto.

Como en los ensayos dinámicos realizados no se contó con medición de presión de poro al centro de las muestras, se efectuaron mediciones de la misma durante 24 horas, lo que permitió una adecuada uniformización de la presión de poro post-cíclica. En las Figs. 4.46 a 4.50 se observa la variación de la presión de poro post-cíclica con el tiempo; en todas ellas se observa que u_{pc} se mantiene constante aproximadamente hasta las cuatro horas de medición y a partir de ese momento se presentó un ligero incremento de la misma debido probablemente al comportamiento observado por *Rojas et al.* Desafortunadamente el equipo no mantenía constante la carga aplicada sobre la muestra, como se puede apreciar claramente en la Fig. 4.49, en la que se distingue cómo un incremento en el esfuerzo axial entre las 12 y 24 horas de medición, se refleja en la presión de poro registrada. Para la medición de u_{pc} después de cada ciclaje se dejaron cerrados los drenes permitiendo que u_{pc} se generara por un lapso de tres horas.

El comportamiento de la presión de poro dinámica en el material reconstituido presentó una respuesta en fase con la aplicación de la carga, alcanzando un valor máximo durante los 60 ciclos aplicados en cada incremento de esfuerzo desviador. Una vez que se interrumpió la carga cíclica, la presión de poro regresó a un valor

ENSAYE C1

Generación U Post-cíclica (24 Hrs)

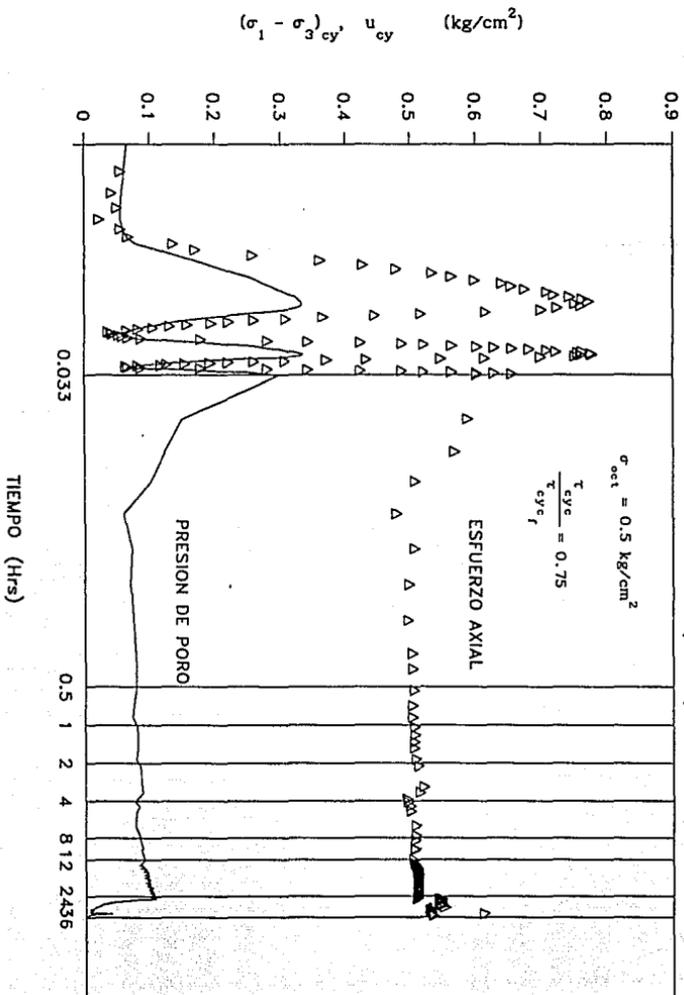


Fig. 4.46 Variación de la presión de poro post-cíclica (u_{pc}) con el tiempo, muestra reconstituida isotrópica

ENSAYE C2

Generación U Post-ciclíca (24 Hrs)

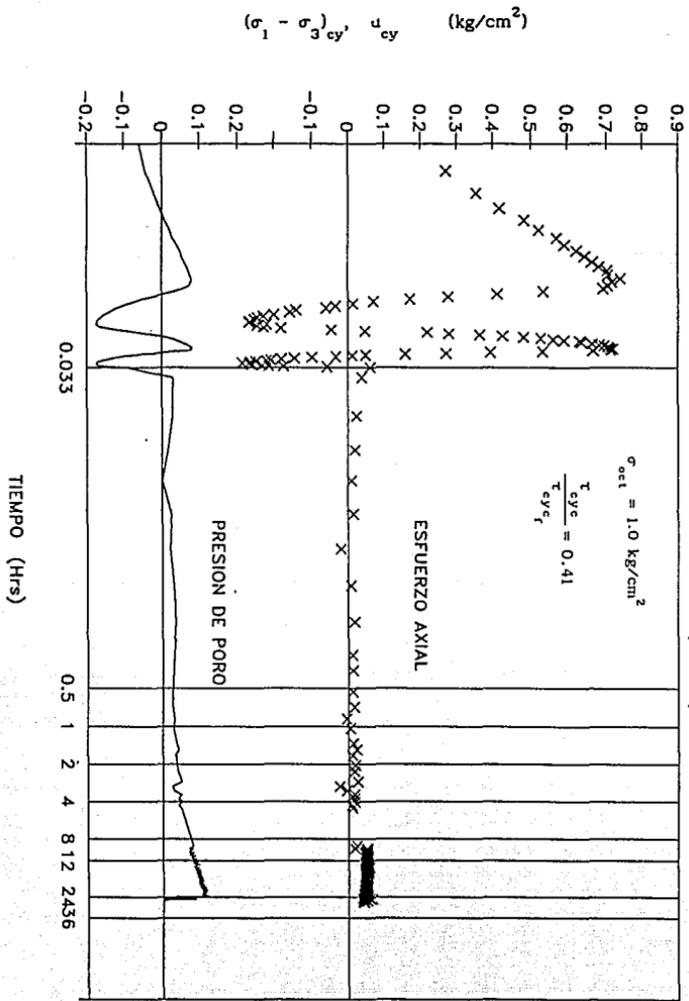


Fig. 4.47 Variación de la presión de poro post-ciclíca (u_{pe}) con el tiempo, muestra reconstituida isotrópica

ENSAYE C3

Generacion U Post-ciclica (24 Hrs)

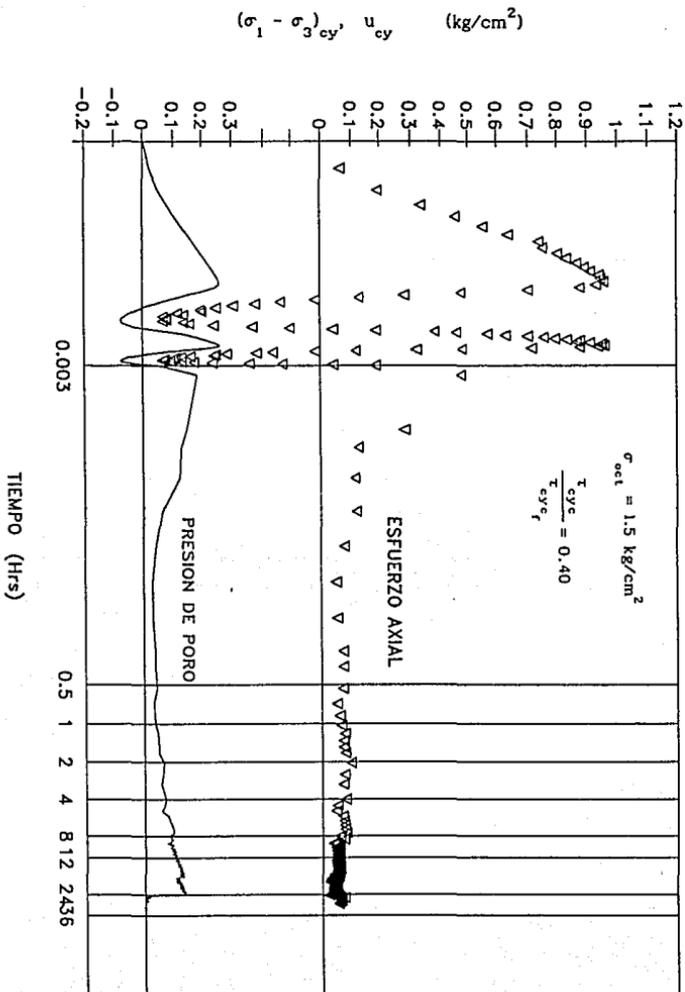


Fig. 4.48 Variación de la presión de poro post-ciclica (u_{pc}) con el tiempo, muestra reconstituída isotrópica

ENSAYE E1

Generación U Post-cíclica (24 Hrs)

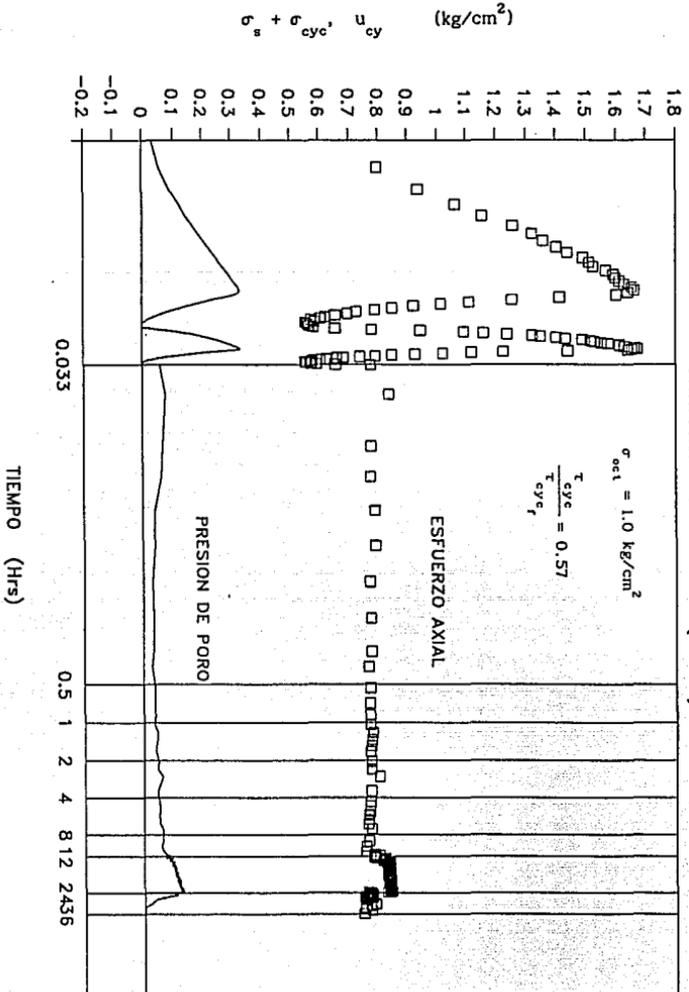


Fig. 4.49 Variación de la presión de poro post-cíclica (u_{pc}) con el tiempo, muestra natural anisotrópica

ENSAYE

E2

Generacion U Post-ciclica (24 Hrs)

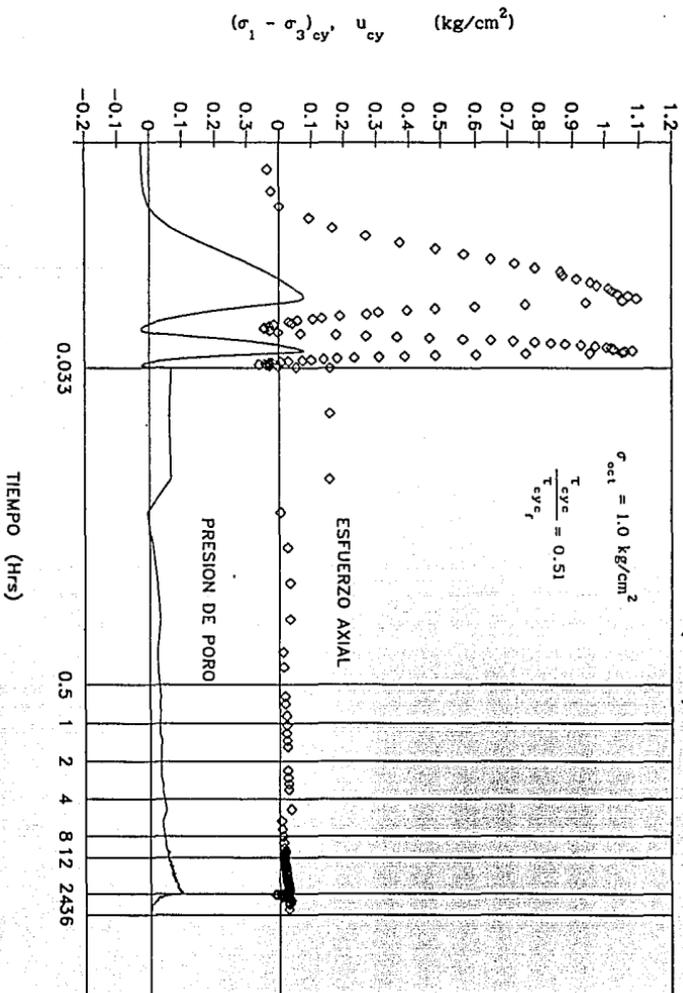


Fig. 4.50 Variación de la presión de poro post-ciclica (u_{pc}) con el tiempo, muestra natural isotrópica

ligeramente mayor al que se tenía antes de la acción dinámica; esto se observa en las Figs. 4.51 a 4.57 en las que se muestran los últimos 10 ciclos. Se ha graficado el incremento de la presión de poro considerando como cero el valor de la contrapresión aplicada a la muestra. Todas las gráficas de los especímenes reconstituidos (serie B y C) corresponden a una relación de esfuerzo cortante cíclico en compresión a esfuerzo octaédrico confinante de 0.65 y en las muestras inalteradas naturales (serie E) de 0.53. De acuerdo a lo anterior, la presión de poro medida presentó un comportamiento semejante al reportado por *Ishihara et al (1981)* (inciso 4.1.1), de acuerdo a sus mediciones *in-situ*, aun cuando el comportamiento de los materiales en que se realizaron es completamente diferente al de una arcilla de alta plasticidad.

Trayectoria de consolidación

La trayectoria seguida durante la consolidación de los especímenes influye en la presión de poro post-cíclica, lo que se reconoce al comparar las Figs. 4.58(a) y 4.58(b); en pruebas isotrópicas se presenta una mayor u_{pc} que en las anisotrópicas, para un mismo esfuerzo octaédrico confinante.

Amplitud del esfuerzo desviador cíclico

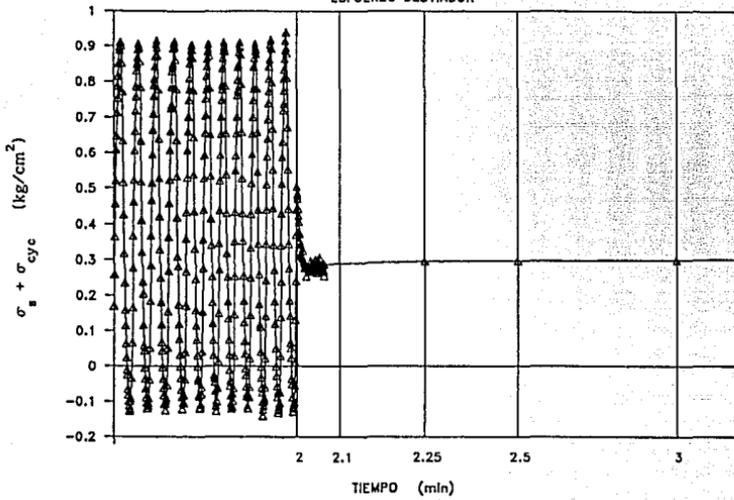
De acuerdo al mecanismo hipotético descrito por *Lo (1969)*, con respecto al desarrollo de la presión de poro en arcillas normalmente consolidadas, la presión de poro es una combinación de una componente recuperable (elástica) y no recuperable (plástica); la primera se debe a la deformación elástica de la estructura del suelo y la segunda por ruptura en la liga interparticular, lo que implica una transferencia del esfuerzo tomado por dicha liga al agua intersticial y por lo tanto un incremento en la presión de poro.

La magnitud de u_{pc} es una medida de la componente no recuperable de la presión de poro cíclica y de la ruptura de la liga interparticular. Al aumentar el esfuerzo cortante cíclico también se incrementa la presión de poro cíclica, una mayor ruptura de liga interparticular y por lo tanto de u_{pc} ; en la Fig. 4.59 se observa que para un determinado esfuerzo octaédrico confinante, conforme el esfuerzo cortante máximo cíclico en compresión se aumente, la presión de poro post-cíclica también crecerá.

Cambio volumétrico y deformación axial post-cíclicos

Una vez que había cesado la acción dinámica sobre la muestra, se dejaron cerrados los drenes permitiendo que la presión de poro post-cíclica (u_{pc}) se generara por un lapso de tres horas; a partir de ese momento se abrió el drenaje superior permitiendo

ENSAYE B1
ESFUERZO DESVIADOR



ENSAYE B1
PRESION DE PORO

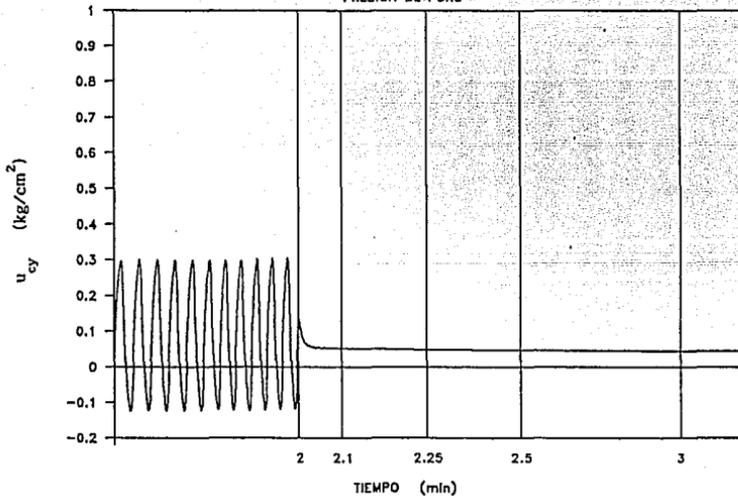
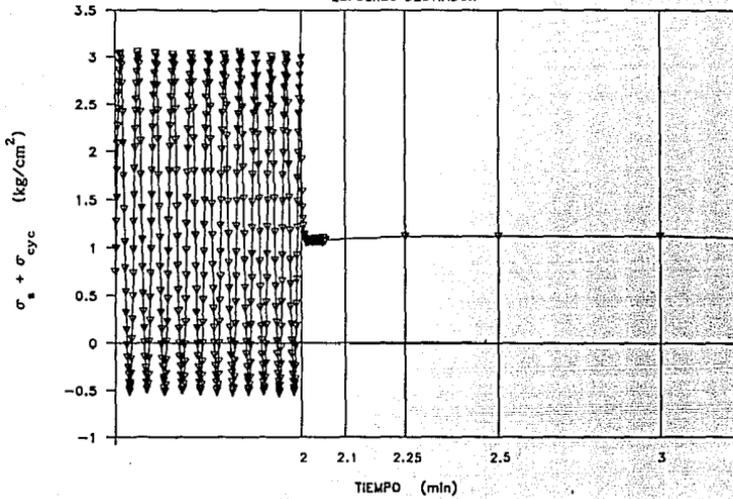


Fig. 4.51 Registro de presión de poro dinámica, $\sigma_{oct} = 0.5 \text{ kg/cm}^2$
 $(\tau_{cyc} / \sigma_{oct}) = 0.63$, muestra reconstituida anisotrópica

ENSAYE B3

ESFUERZO DESVIADOR



ENSAYE B3

PRESION DE PORO

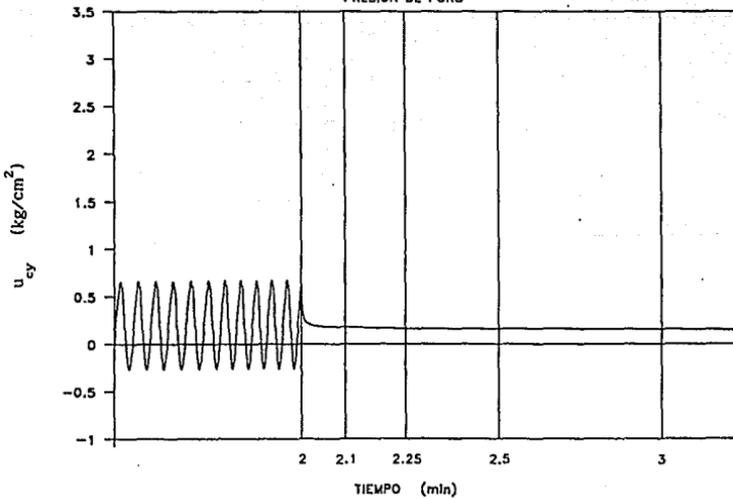


Fig. 4.52 Registro de presión de poro dinámica, $\sigma_{\text{oct}} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$
 $(\tau_{\text{cyc}} / \sigma_{\text{oct}}) = 0.67$, muestra reconstituida anisotrópica

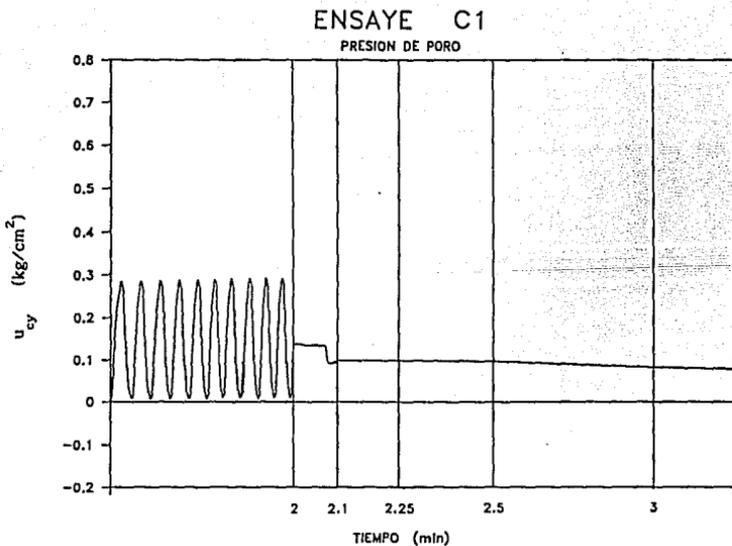
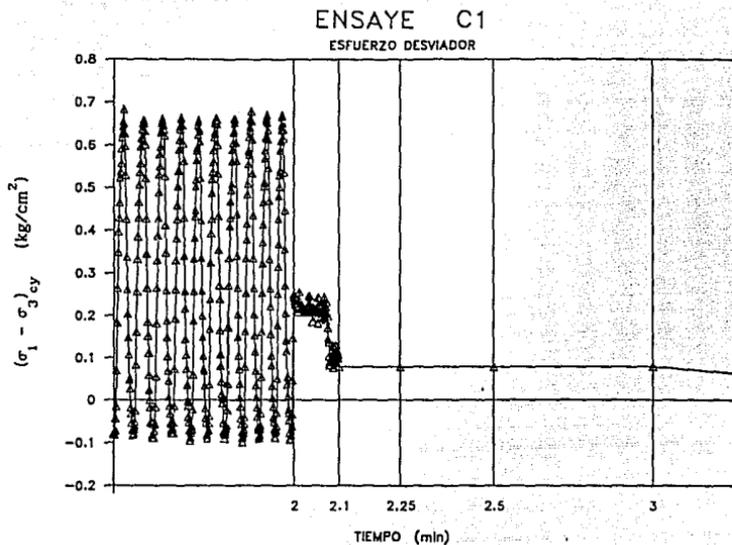
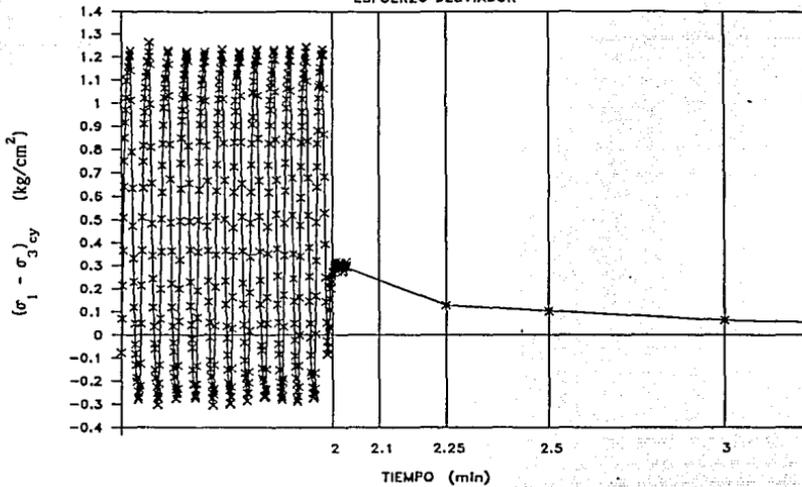


Fig. 4.53 Registro de presión de poro dinámica, $\sigma_{oct} = 0.5 \text{ kg/cm}^2$
 $(\tau_{cyc} / \sigma_{oct}) = 0.67$, muestra reconstituida isotrópica

ENSAYE C 2

ESFUERZO DESVIADOR



ENSAYE C 2

PRESION DE PORO

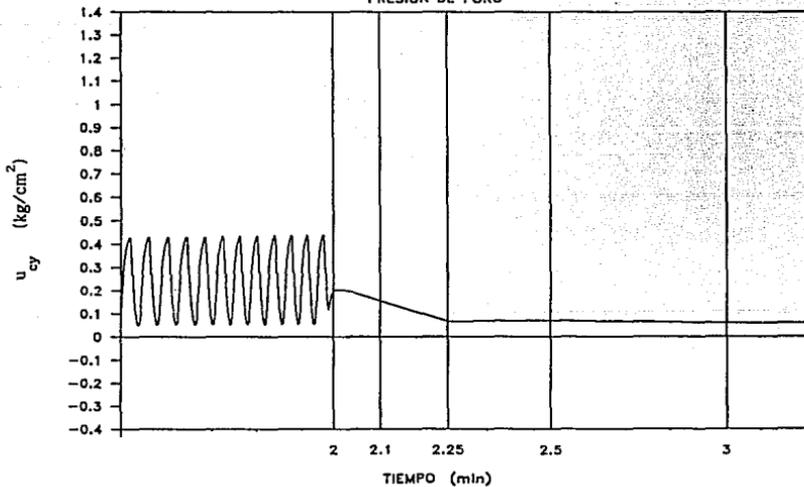
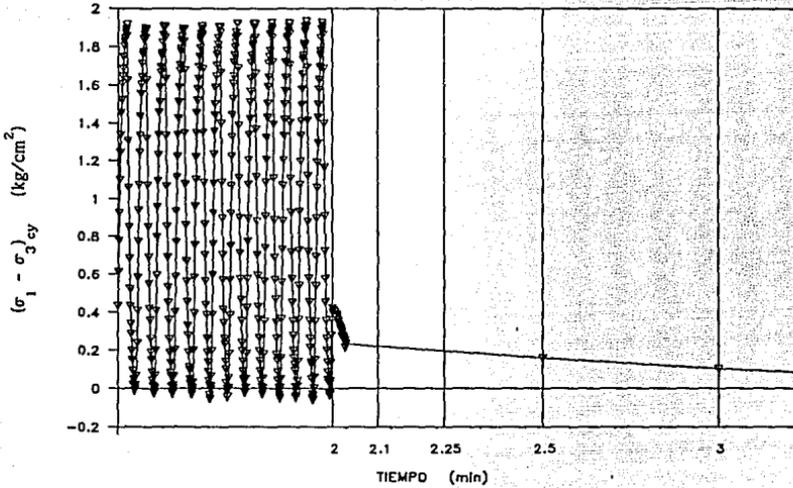


Fig. 4.54 Registro de presión de poro dinámica, $\sigma_{oct} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
 $(\tau_{cyc} / \sigma_{oct}) = 0.64$, muestra reconstituida isotrópica

ENSAYE C 3

ESFUERZO DESVIADOR



ENSAYE C 3

PRESION DE PORO

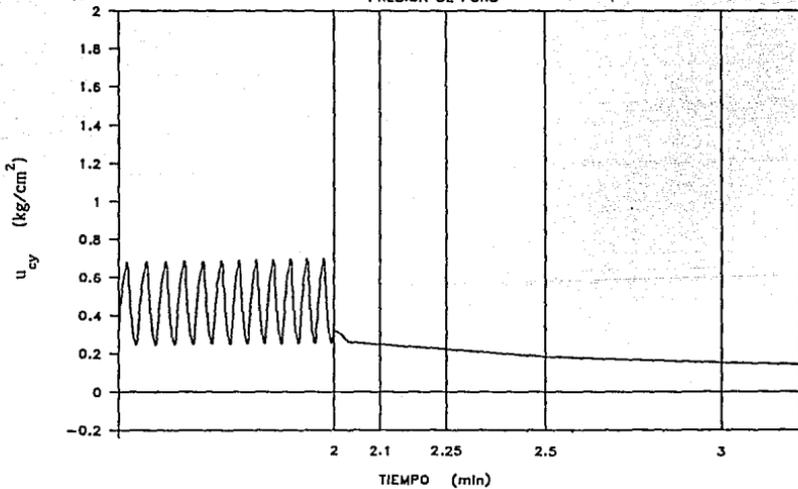
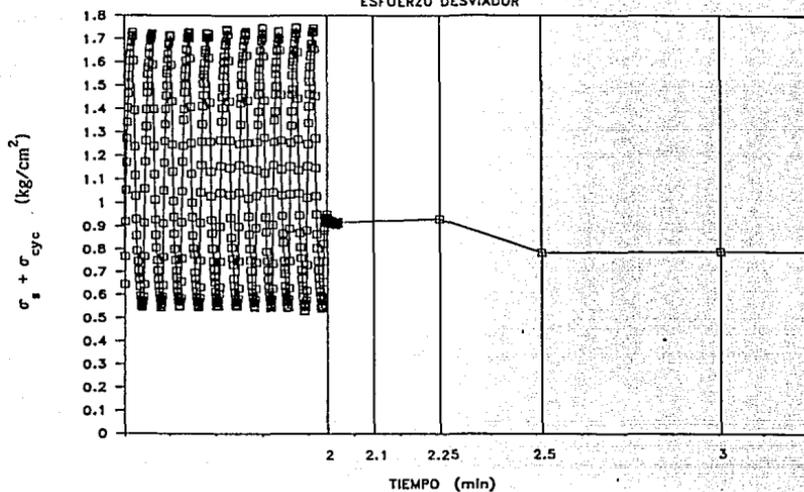


Fig. 4.55 Registro de presión de poro dinámica, $\sigma_{oct} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$
 $(\tau_{cyc} / \sigma_{oct}) = 0.66$, muestra reconstituida isotrópica

ENSAYE E 1

ESFUERZO DESVIADOR



ENSAYE E 1

PRESION DE PORO

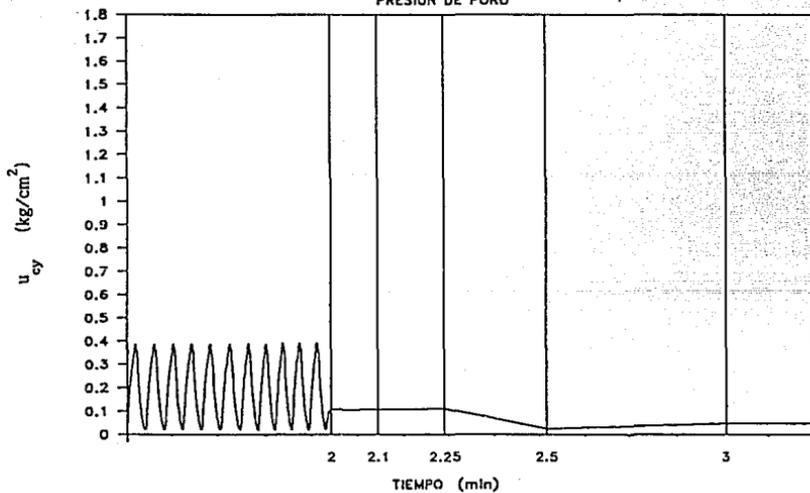
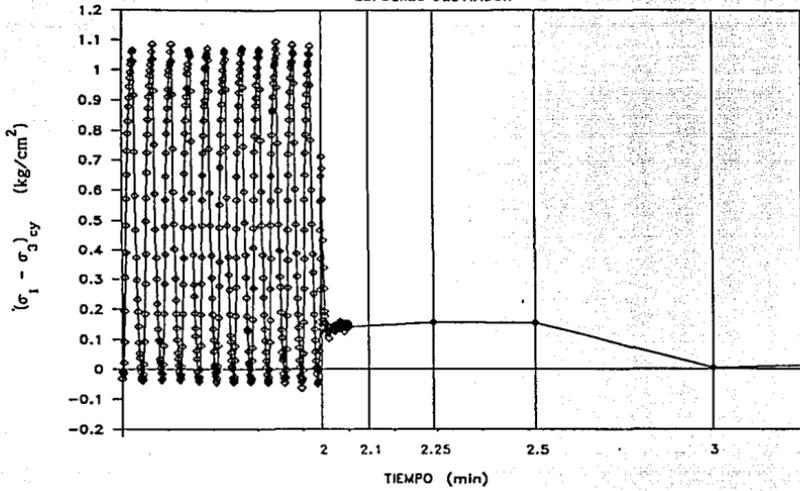


Fig. 4.56 Registro de presión de poro dinámica, $\sigma_{oct} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
 $(\tau_{cyc} / \sigma_{oct}) = 0.52$, muestra natural anisotrópica

ENSAYE E 2

ESFUERZO DESVIADOR



ENSAYE E 2

PRESIÓN DE PORO

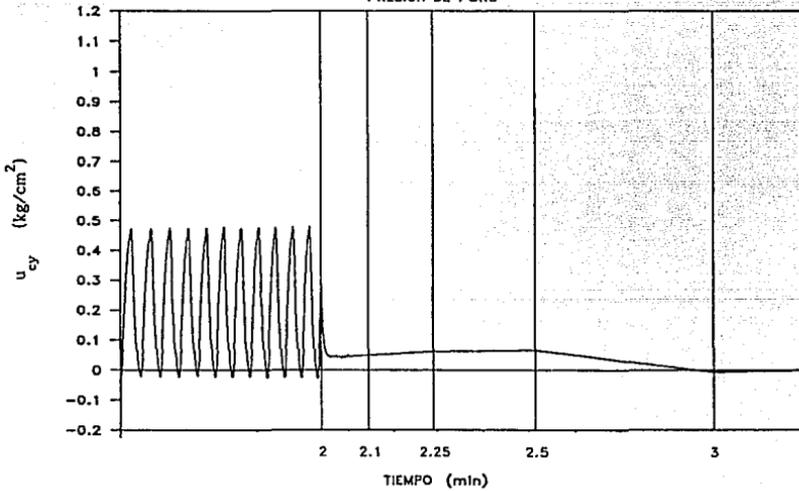


Fig. 4.57 Registro de presión de poro dinámica, $\sigma_{oct} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
 $(\tau_{cyc} / \sigma_{oct}) = 0.54$, muestra natural isotrópica

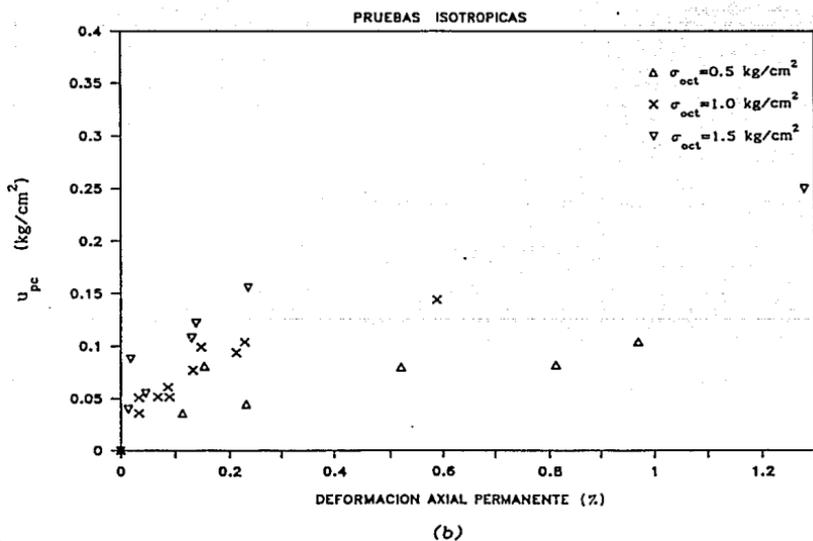
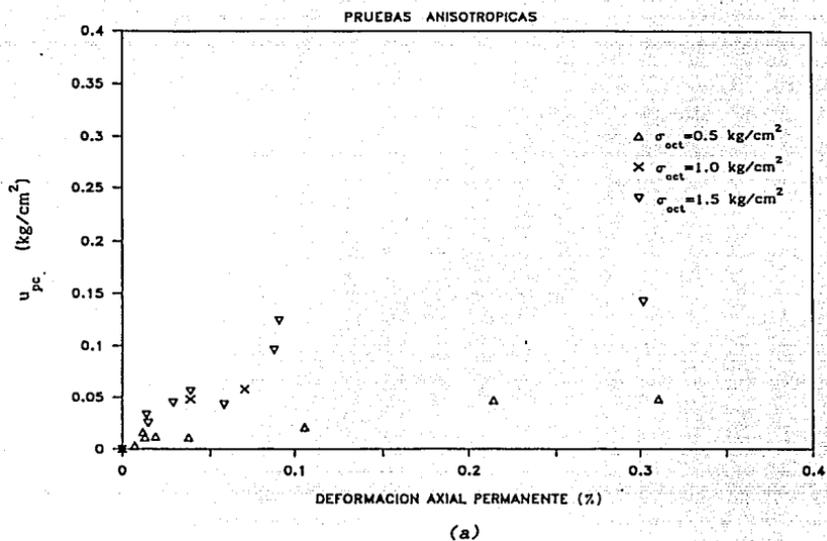


Fig. 4.58 Curvas presión de poro post-cíclica (u_{pc}) vs deformación axial permanente, muestras reconstituidas

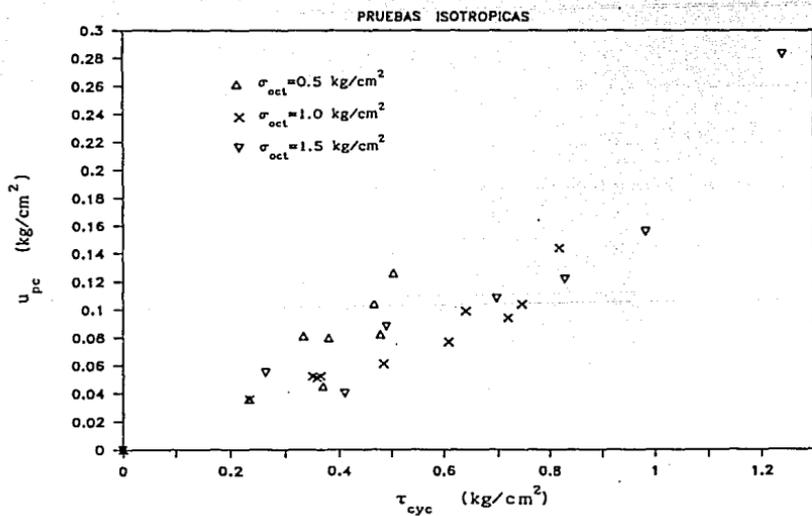
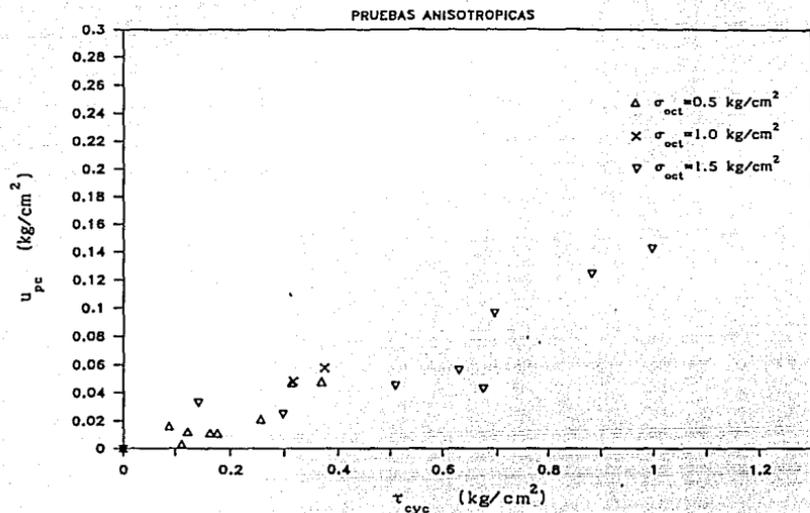


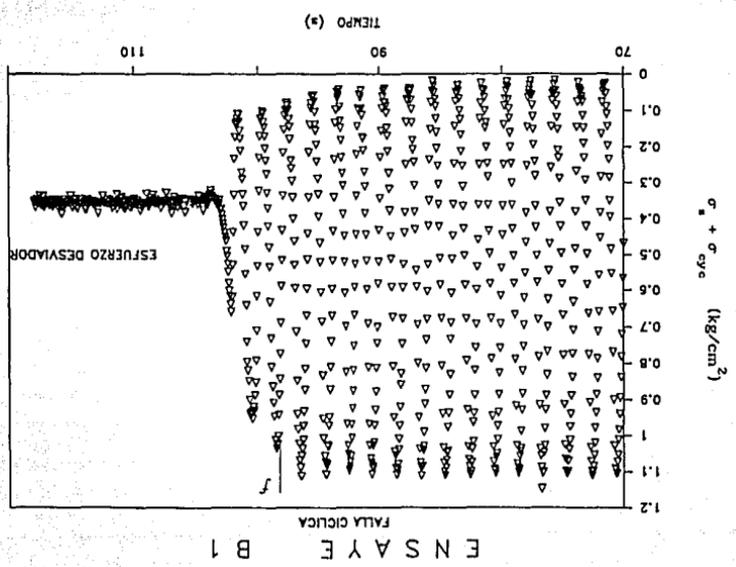
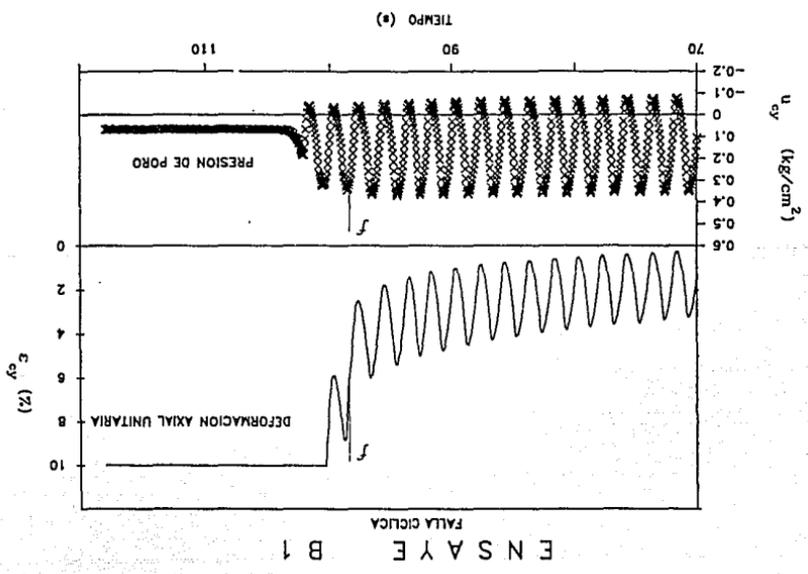
Fig. 4.59 Curvas presión de poro post-cíclica (u_{pc}) vs esfuerzo cortante cíclico, muestras reconstituidas

la disipación de u_{pc} , la consolidación de la muestra y por tanto que sufriera cambio volumétrico. Este cambio es función directa de la magnitud alcanzada por u_{pc} ; además influye la trayectoria de consolidación y el nivel de esfuerzo confinante aplicado. Para las pruebas anisotrópicas el máximo cambio volumétrico fue de 0.35% del volumen de la muestra antes del ciclaje correspondiente, mientras que para las isotrópicas fue de 0.51%. Estos valores resultan despreciables si se tiene en cuenta que el cambio volumétrico durante la consolidación varió entre un 25 y 45% del volumen inicial. Los pequeños cambios volumétricos adicionales por consolidación post-cíclica implican pequeñas deformaciones axiales, siendo más importantes las deformaciones permanentes inducidas durante el ciclaje. Lo anterior corrobora lo observado durante los sismos de 1985 en edificios cimentados en la zona del lago; en efecto, los asentamientos que sufrieron durante los sismos fue por la deformación permanente inducida durante la acción dinámica, y los asentamientos posteriores fueron insignificantes. Desafortunadamente las magnitudes de las deformaciones post-cíclicas no se pudieron determinar, dado que el equipo no mantenía constante la carga aplicada sobre la muestra y por lo tanto se inducían deformaciones adicionales a las producidas únicamente por consolidación post-cíclica.

4.4.9 Presión de poro dinámica en la falla

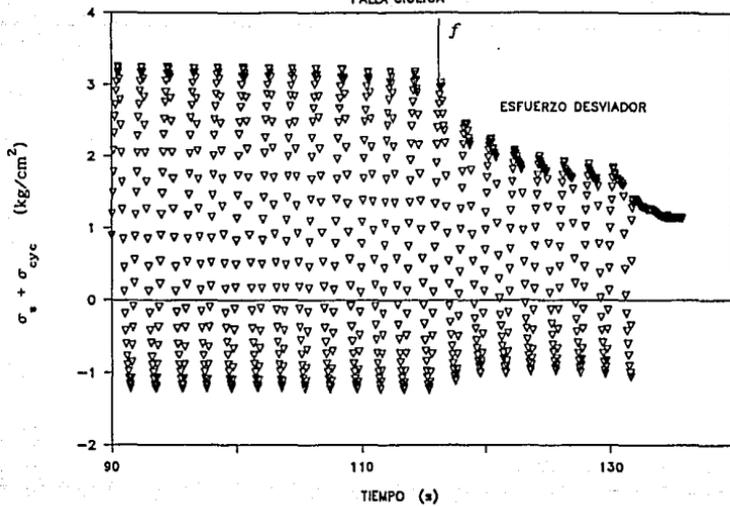
Dada la velocidad de muestreo utilizada durante los ensayos en cada uno de los ciclajes realizados (una lectura a cada 50 milisegundos), fue posible muestrear durante la falla los voltajes del transductor de presión de poro, de deformación y de celda de carga; en ese momento se sobrepasó la resistencia dinámica al corte del suelo, presentándose en todas las muestras un plano de falla. En las Figs. 4.60 a 4.66 se muestran los últimos 10 ciclos de esfuerzo desviador, presión de poro y deformación axial unitaria, antes de presentarse la falla de la muestra; el momento de la falla se indica con la letra f en cada una de las gráficas. En el ensayo C3 (Fig. 4.64) se alcanzó la falla en los primeros 11 ciclos de carga y son los que se muestran. Como se puede observar, en el instante de la falla se presenta un gran deslizamiento en el plano de falla y el esfuerzo desviador disminuye rápidamente. Con respecto a la presión de poro, ésta no aumenta bruscamente en ese instante, ya que se mantiene relativamente constante el valor alcanzado previamente a la falla. Si bien la presión de poro aumenta durante el ciclaje, también lo hace el esfuerzo total y en el instante de la falla el esfuerzo efectivo no es nulo, Figs. 4.67(b) y 4.68(b); es decir, que la falla de las muestras no se debió a una disminución total de esfuerzo efectivo sino a grandes deformaciones por cortante inducidas en el plano de falla.

Fig. 4.60 Etapa de falla cíclica, $\sigma_{oct} = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ muestra reconstituida anisotrópica



ENSAYE B 3

FALLA CICLICA



ENSAYE B 3

FALLA CICLICA

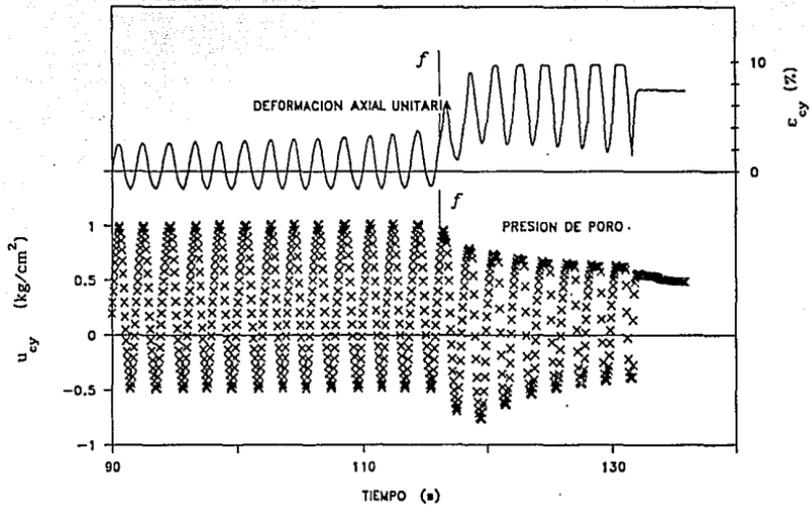
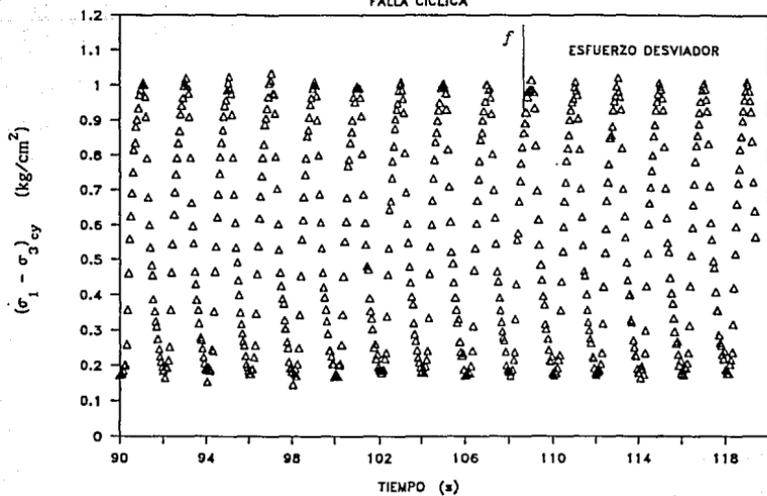


Fig. 4.61 Etapa de falla cíclica, $\sigma_{oct} = 1.5$ kg/cm²
muestra reconstituida anisotrópica

ENSAYE C 1

FALLA CICLICA



ENSAYE C 1

FALLA CICLICA

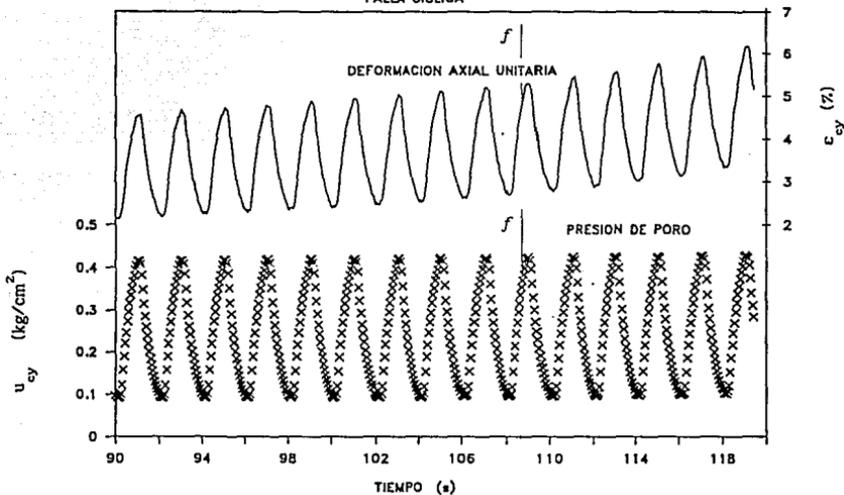
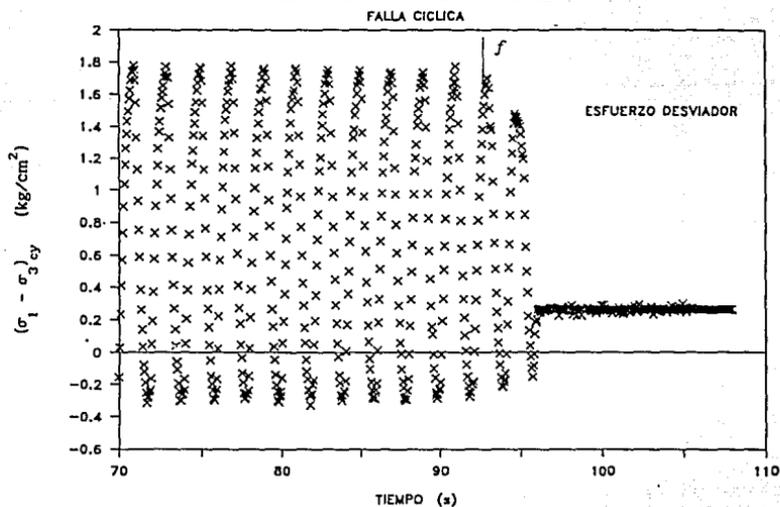


Fig. 4.62 Etapa de falla cíclica, $\sigma_{oct} = 0.5 \text{ kg/cm}^2$
muestra reconstituida isotrópica

ENSAYE C 2



ENSAYE C 2

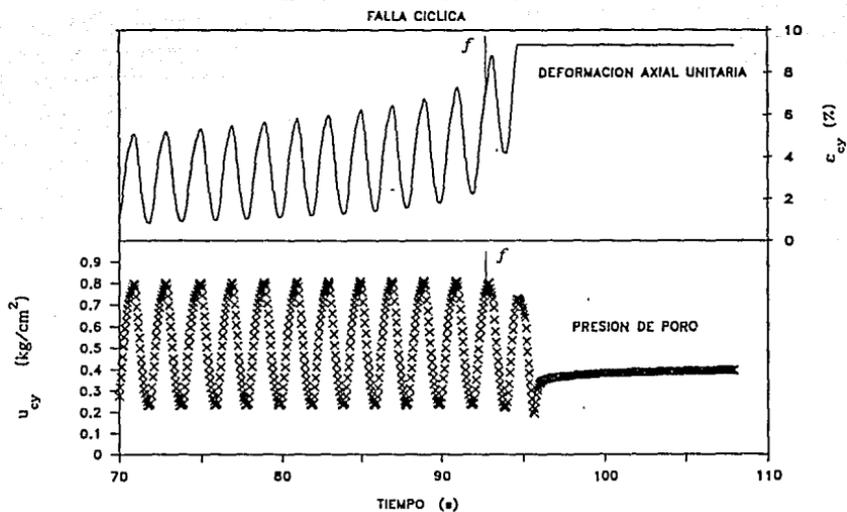
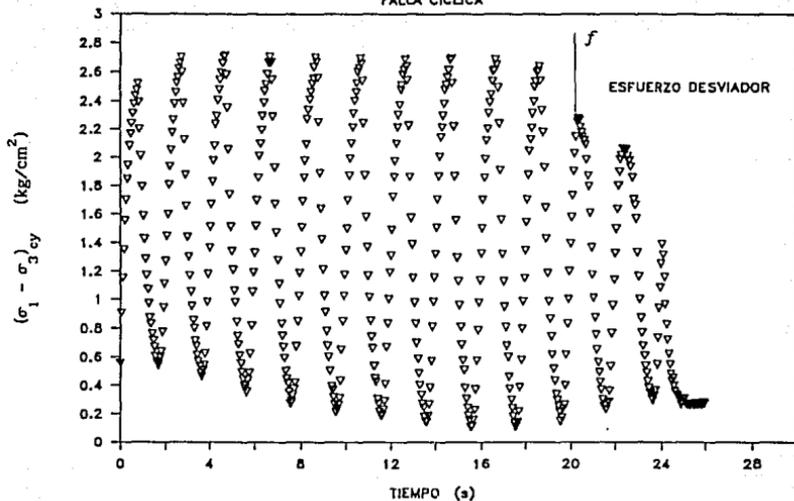


Fig. 4.63 Etapa de falla cíclica, $\sigma_{oct} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
muestra reconstituida isotrópica

ENSAYE C 3

FALLA CICLICA



ENSAYE C 3

FALLA CICLICA

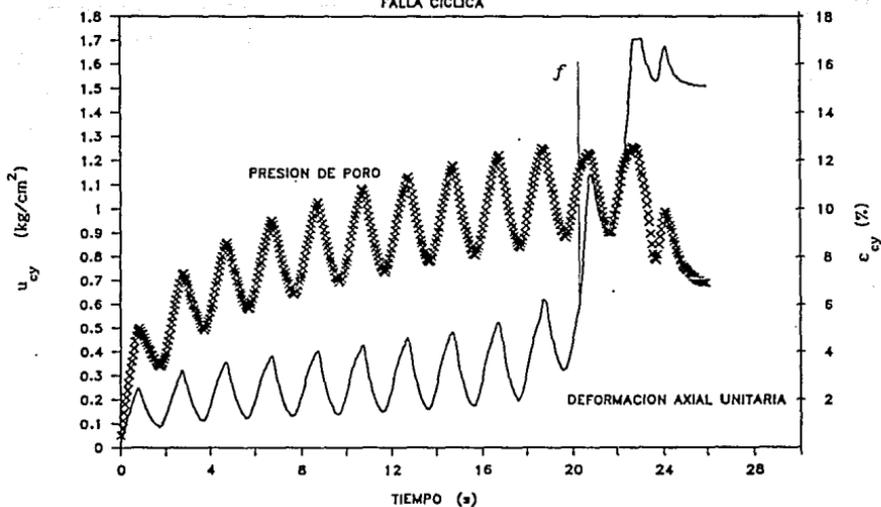
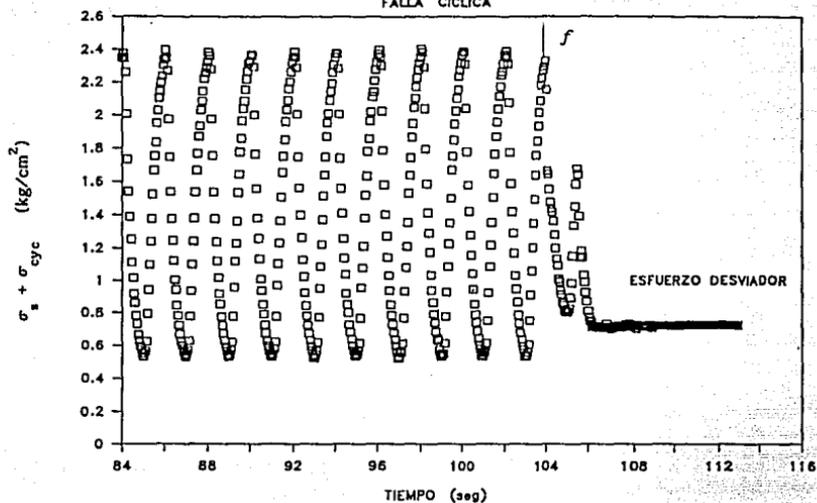


Fig. 4.64 Etapa de falla cíclica, $\sigma_{oct} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$
muestra reconstituida isotrópica

ENSAYE E 1

FALLA CICLICA



ENSAYE E 1

FALLA CICLICA

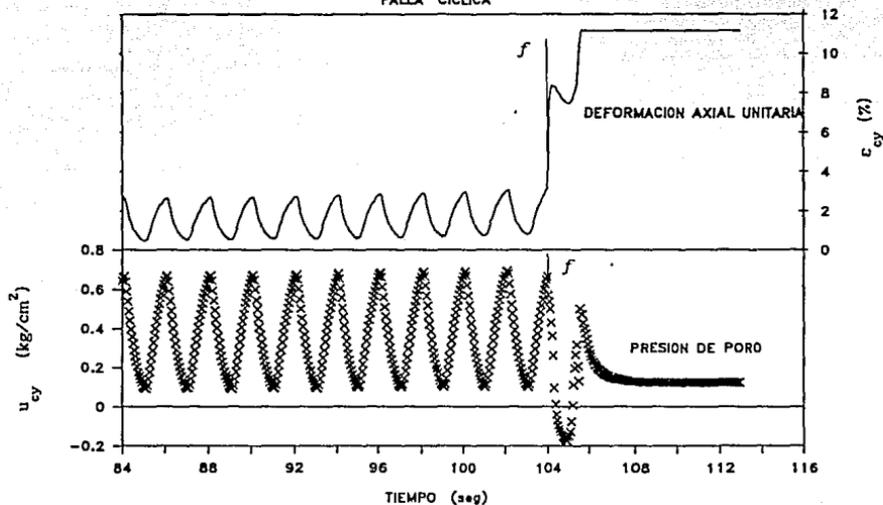
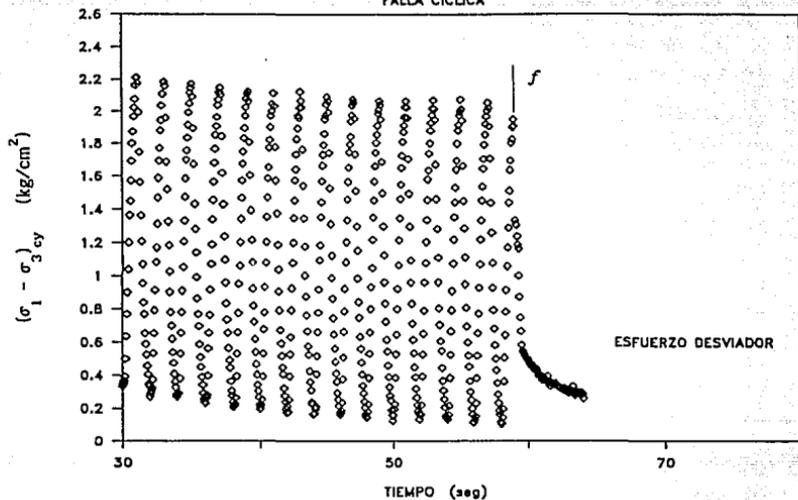


Fig. 4.65 Etapa de falla cíclica, $\sigma_{oct} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
muestra natural anisotrópica

ENSAYE E 2

FALLA CICLICA



ENSAYE E 2

FALLA CICLICA

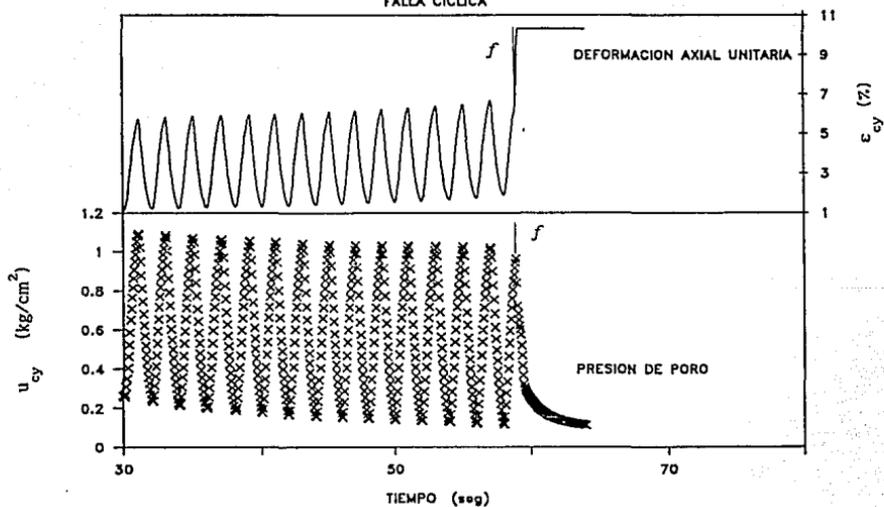
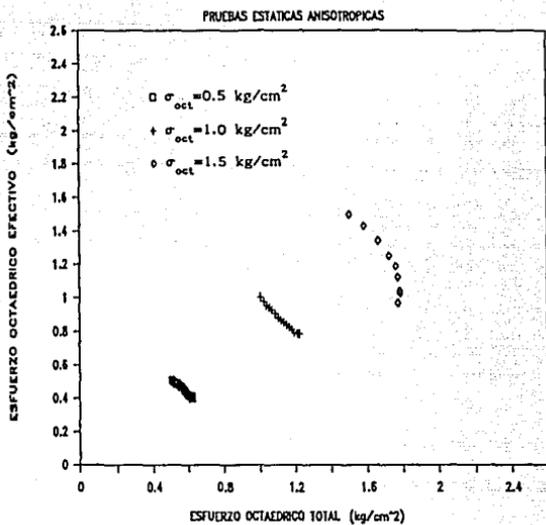
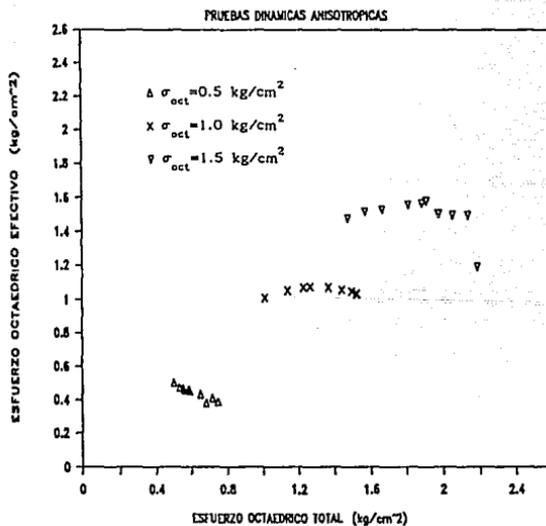


Fig. 4.66 Etapa de falla ciclica, $\sigma_{oct} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
muestra natural isotrópica



(a)



(b)

Fig. 4.67 Esfuerzo octaédrico total vs Esfuerzo octaédrico efectivo, muestras reconstituidas

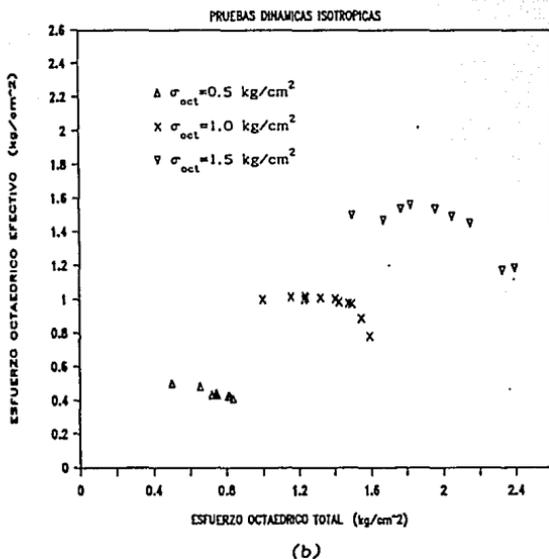
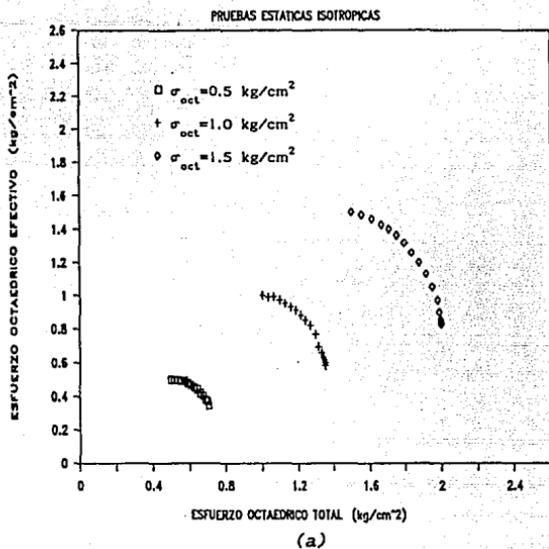


Fig. 4.68 Esfuerzo octaédrico total vs Esfuerzo octaédrico efectivo, muestras reconstituidas

4.4.10 Trayectoria de esfuerzos efectivos (T.E.E.)

Utilizando el valor máximo en compresión del último lazo histerético, tanto de esfuerzo axial como de presión de poro para cada incremento de esfuerzo desviador cíclico, se construyó la trayectoria de esfuerzos efectivos seguida por cada ensaye isotrópico y anisotrópico; se asumió que dicha presión de poro es representativa de toda la muestra. En la Fig. 4.69 se muestra la T.E.E. seguida por los ensayes dinámicos anisotrópicos, la presión de poro generada fue positiva lo cual implica que el material se comportó contractivamente, por lo tanto la trayectoria se desvió hacia la izquierda y corresponde al comportamiento típico de una arcilla normalmente consolidada; el ángulo α de la línea K_f en el plano $s'-t$ es igual a 43° y corresponde a un $\phi'=68.8^\circ$. En la Fig. 4.70 se tiene la T.E.E. para los ensayes dinámicos isotrópicos; es de notarse que la desviación de la trayectoria hacia la izquierda es más marcada ya que generaron mayor presión de poro que las anisotrópicas; con respecto al ángulo α este fue de 40.5° , lo que implica un $\phi'=58.6^\circ$. Tanto en las pruebas anisotrópicas como en las isotrópicas la cohesión es nula. En el capítulo siguiente se compararán estos valores con sus estáticos correspondientes.

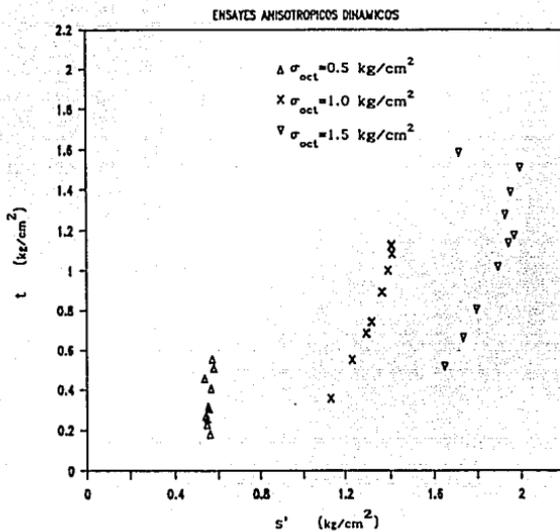


Fig. 4.69 Trayectoria de esfuerzos efectivos, muestras reconstituidas anisotrópicas

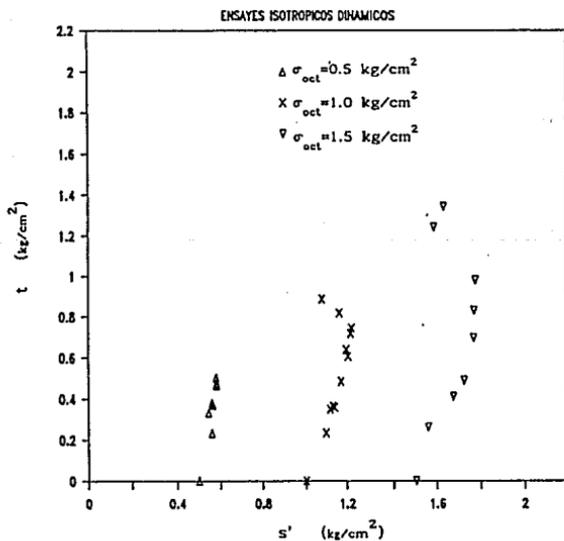


Fig. 4.70 Trayectoria de esfuerzos efectivos, muestras reconstituidas isotrópicas

5. ANALISIS Y MODELACION DE RESULTADOS

5.1 Pruebas estáticas

5.1.1 Análisis de resultados

Las curvas esfuerzo-deformación-presión de poro se muestran en las Figs. 4.15 y 4.16, en las que se observa que a un mayor nivel de esfuerzo confinante la resistencia es mayor así como la presión de poro generada.

Las curvas normalizadas con respecto al esfuerzo octaédrico confinante permiten apreciar la influencia de la trayectoria de consolidación en la resistencia del material, Fig. 4.17; así se tiene que:

Pruebas anisotrópicas $(\sigma_1 - \sigma_3)_f = (1.30 \text{ a } 1.42) \sigma_{\text{oct}}$
(incluye el esfuerzo desviador sostenido)

Pruebas isotrópicas $(\sigma_1 - \sigma_3)_f = (1.00 \text{ a } 1.20) \sigma_{\text{oct}}$

En conclusión, las muestras consolidadas anisotrópicamente presentan una mayor resistencia que las isotrópicas. Sin embargo, en términos de esfuerzos efectivos definen una misma envolvente de falla.

La presión de poro es mayor en la serie isotrópica que en la anisotrópica, y es función del esfuerzo confinante. Al normalizar la presión de poro con el esfuerzo confinante octaédrico se aprecia mejor la influencia de la trayectoria de consolidación en la presión de poro generada (Fig. 4.18), de tal manera que:

$$\text{Pruebas anisotrópicas} \quad u_f = (0.42 \text{ a } 0.51) \sigma_{\text{oct}}$$

$$\text{Pruebas isotrópicas} \quad u_f = (0.70 \text{ a } 0.76) \sigma_{\text{oct}}$$

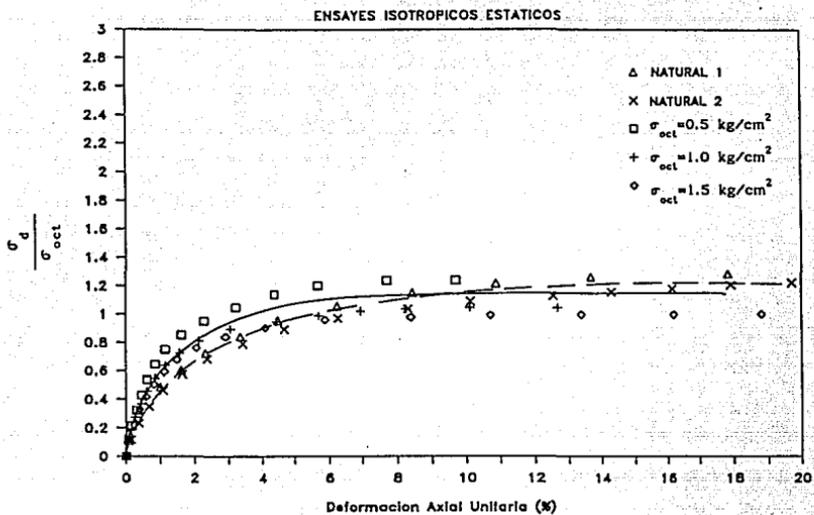
La presión de poro generada fue de tal magnitud que el material se comportó contractivamente, lo que ocasionó que la trayectoria de esfuerzos se desviara hacia la izquierda, presentando el comportamiento típico de una arcilla normalmente consolidada, tanto en las muestras anisotrópicas como las isotrópicas, Figs. 4.19 y 4.20.

La importancia de utilizar muestras inalteradas reconstituidas artificialmente en el laboratorio, radica en disponer de una cantidad suficiente de ellas y con características comparables. La representatividad de este material se demostró mediante la comparación de sus curvas esfuerzo-deformación-presión de poro con las de muestras inalteradas naturales, *Mendoza et al (1990)*, que aquí se reproducen.

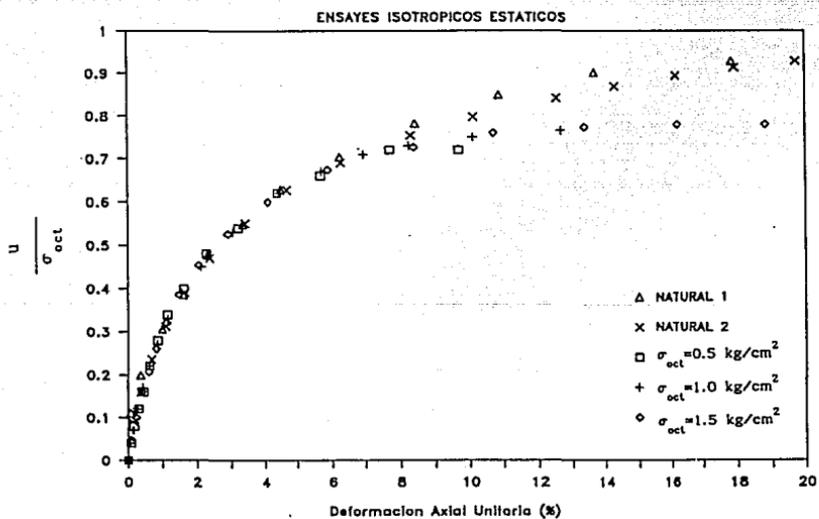
Las muestras naturales inalteradas de la serie estática isotrópica, corresponden a las muestras *Natural 1* y *2* obtenidas en un sondeo realizado en la Central de Abasto Frigorífico, las que se consolidaron a 1.0 y 2.0 kg/cm² respectivamente. Las curvas σ - ϵ - u normalizadas con el octaédrico confinante, de ambos materiales se muestran en la Fig. 5.1, y en la que se observa que su comportamiento es muy semejante.

Al comparar la curva que indica la tendencia del comportamiento de las muestras naturales (línea punteada) con la tendencia correspondiente a las muestras reconstituidas (línea continua), Fig 5.1, las primeras son menos rígidas inicialmente que las reconstituidas, comportamiento ya reportado por *Mendoza et al (1990)*. En la Fig. 4.17 se observa que las muestras consolidadas isotrópicamente son más rígidas inicialmente que las anisotrópicas.

En la Fig. 5.2 se observa que la máxima presión de poro generada en condición isotrópica varía entre 0.5 y 0.7 del esfuerzo desviador aplicado y en las anisotrópicas entre 0.6 y 0.7. Los valores anteriores representan la variación del



(a)



(b)

Fig. 5.1 Curvas σ - u - ϵ normalizadas, ensayos estáticos isotrópicos

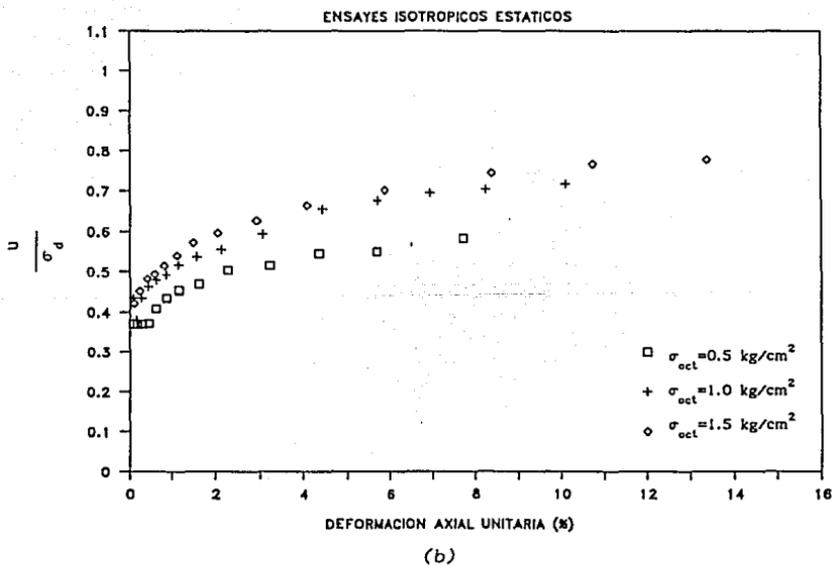
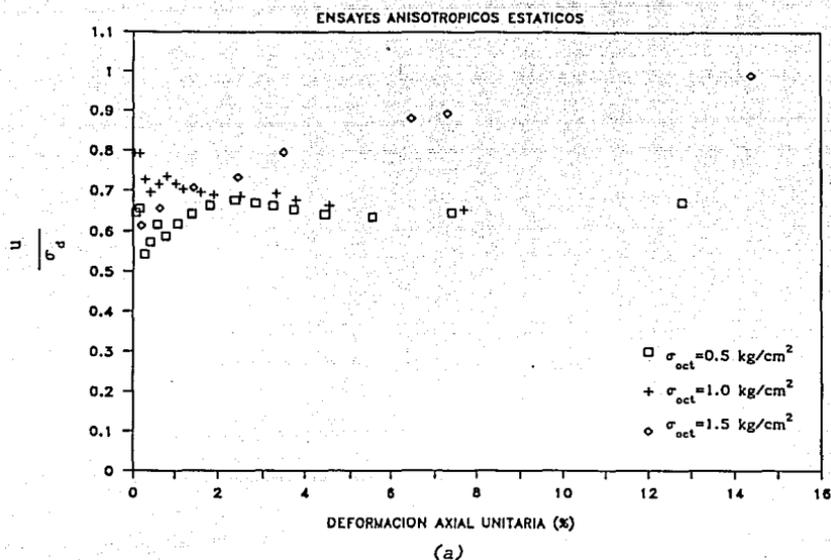


Fig. 5.2 Curvas $\frac{u}{\sigma_d}$ vs ϵ , ensayos estáticos

coeficiente A de Skempton, y corresponden a los obtenidos anteriormente en arcillas normalmente consolidadas de la ciudad de México, *Alberro (1979)*, *Romo y Ovando (1989)*, *Mendoza et al (1990)*.

5.1.2 Modelación de resultados

Modelo hiperbólico

Las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación normalizadas con el esfuerzo confinante octaédrico tienen una forma similar a una hipérbola, por lo cual su comportamiento se puede simular utilizando el modelo hiperbólico de Kondner; para que la modelación fuera más general, además de considerar el esfuerzo desviador de consolidación, se empleó la modificación propuesta por *Romo et al (1989)*. Las ecuaciones de este modelo son:

para la relación esfuerzo-deformación

$$\sigma^* = \frac{\sigma_d}{\sigma_{oct}} + \frac{\sigma_s}{\sigma_{oct}} = \frac{\epsilon}{a+b\epsilon} + \frac{\sigma_s}{\sigma_{oct}} \quad (5.1)$$

para la relación presión de poro-deformación

$$u^* = \frac{u}{\sigma_{oct}} = \frac{\epsilon}{a_u + b_u \epsilon} \quad (5.2)$$

donde

σ_d	esfuerzo desviador aplicado en la etapa de carga
σ^*	esfuerzo desviador normalizado
σ_{oct}	esfuerzo octaédrico efectivo de consolidación
σ_s	esfuerzo sostenido
u	presión de poro
u^*	presión de poro normalizada
ϵ	deformación axial unitaria
a, b, a_u, b_u	parámetros del material

Para obtener los parámetros del modelo se realiza una transformación de ejes, de tal manera que en el eje de las abscisas se grafica ϵ y en el de las ordenadas ϵ/σ^* . Si los datos experimentales se ajustan a una hipérbola, en el sistema de ejes transformados éstos deben alinearse en una recta; la ecuación de dicha recta se obtiene por medio de mínimos cuadrados, siendo la ordenada al origen el parámetro a y su pendiente es b.

El valor del esfuerzo último se obtiene tomando el límite de la ecuación 5.1 cuando c tiende a valores muy grandes, es decir:

$$\sigma_{ult} = \lim_{c \rightarrow \infty} \sigma^* = \frac{1}{b} \quad (5.3)$$

Lo cual implica que la resistencia última está dada por el inverso de la pendiente de la línea en los ejes transformados.

Diferenciando la ecuación 5.1 con respecto a la deformación y evaluándola para c igual a cero, se llega a:

$$\left[\frac{d\sigma^*}{dc} \right]_{c=0} = \frac{1}{a} \quad (5.4)$$

es decir, el inverso de la ordenada al origen sobre el eje transformado c/σ^* , es una medida del módulo tangente inicial (normalizado con σ_{oct}) del material.

Para obtener los parámetros a_u y b_u se sigue el mismo procedimiento de transformación de ejes, es decir c/u^* vs c . Para este caso $1/a_u$ es la razón del incremento de la presión de poro al inicio de la prueba y la presión de poro asintótica está dada por $1/b_u$, *Romo et al (1989)*.

En las Tablas 5.1 y 5.2 se indican los valores obtenidos del ajuste hiperbólico realizado para los ensayos con muestras naturales y reconstituidas, respectivamente.

Tabla 5.1 Parámetros del ajuste hiperbólico, ensayos estáticos con muestras naturales

Ensaye	σ_{oct} kg/cm ²	K	a	b	a_u	b_u
Nat. 1	1.0	1.0	0.0124	0.7177	0.0219	0.9767
Nat. 2	2.0	1.0	0.0154	0.7564	0.0248	0.9748

Tabla 5.2 Parámetros del ajuste hiperbólico, ensayos estáticos con muestras reconstituidas

Ensaye	σ_{oct_2} kg/cm ²	K	a	b	a_u	b_u
A1	0.5	0.5	0.0107	1.3715	0.0184	2.0499
A2	1.0	0.5	0.0146	1.2733	0.0184	1.9861
A3	1.5	0.5	0.0048	1.7829	0.0191	1.7377
D1	0.5	1.0	0.0068	0.7298	0.0204	1.1614
D2	1.0	1.0	0.0073	0.8882	0.0205	1.1383
D3	1.5	1.0	0.0073	0.9549	0.0204	1.1549

Los valores del módulo tangente inicial (E_1), calculados a partir del inverso del parámetro a se indican en la siguiente tabla:

Tabla 5.3 Módulo tangente inicial calculado, ensayos estáticos

Ensaye	σ_{oct_2} kg/cm ²	K	a	E_1 kg/cm ²
A1	0.5	0.5	0.0107	46.96
A2	1.0	0.5	0.0146	68.72
A3	1.5	0.5	0.0048	315.86
D1	0.5	1.0	0.0068	73.34
D2	1.0	1.0	0.0073	136.54
D3	1.5	1.0	0.0073	204.30
Nat. 1	1.0	1.0	0.0124	80.77
Nat. 2	2.0	1.0	0.0154	129.47

5.2 Pruebas dinámicas, análisis de resultados

5.2.1 Esfuerzo desviador cíclico

En las Figs. 4.24 y 4.25 se muestran las curvas esfuerzo-deformación-presión de poro de los ensayos dinámicos, en las cuales se observa el efecto del esfuerzo confinante sobre la resistencia del material. En la Fig. 4.26 se normalizó el esfuerzo desviador con el octaédrico confinante, mostrando claramente el efecto de la trayectoria de consolidación en la resistencia del material; así se tiene que en condiciones dinámicas:

$$\text{Pruebas anisotrópicas} \quad (\sigma_1 - \sigma_3)_{fcy} = (2.1 \text{ a } 2.28) \sigma_{oct}$$

$$\text{Pruebas isotrópicas} \quad (\sigma_1 - \sigma_3)_{fcy} = (1.8 \text{ a } 2.0) \sigma_{oct}$$

Esto es, al igual que en los ensayos estáticos las muestras anisotrópicas presentaron una mayor resistencia que las isotrópicas.

En las Figs. 5.3a y 5.4a se observan las curvas correspondientes tanto de las muestras reconstituidas como sus naturales inalteradas, mostrando un comportamiento semejante tanto cuantitativa como cualitativamente.

Comparando la resistencia no drenada en condiciones dinámicas con la obtenida estáticamente se llega a las siguientes relaciones:

$$\text{Pruebas anisotrópicas} \quad (\sigma_1 - \sigma_3)_{fcy} = (1.67 \text{ a } 1.69) (\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

$$\text{Pruebas isotrópicas} \quad (\sigma_1 - \sigma_3)_{fcy} = (1.67 \text{ a } 1.70) (\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

valores que son ligeramente mayores a los reportados por *Romo et al (1989)*, que fueron entre 1.2 y 1.4 de la resistencia estática no drenada. Por lo tanto, en los materiales reconstituidos se cumple, al igual que en los naturales, que la resistencia no drenada en condiciones dinámicas es mayor que en condiciones estáticas.

Las muestras naturales son inicialmente menos rígidas que las reconstituidas, Figs. 5.3a y 5.4a; este aspecto también se cumple en las pruebas estáticas. Al comparar las curvas de la Fig. 4.26, las muestras anisotrópicas son más rígidas inicialmente que las isotrópicas.

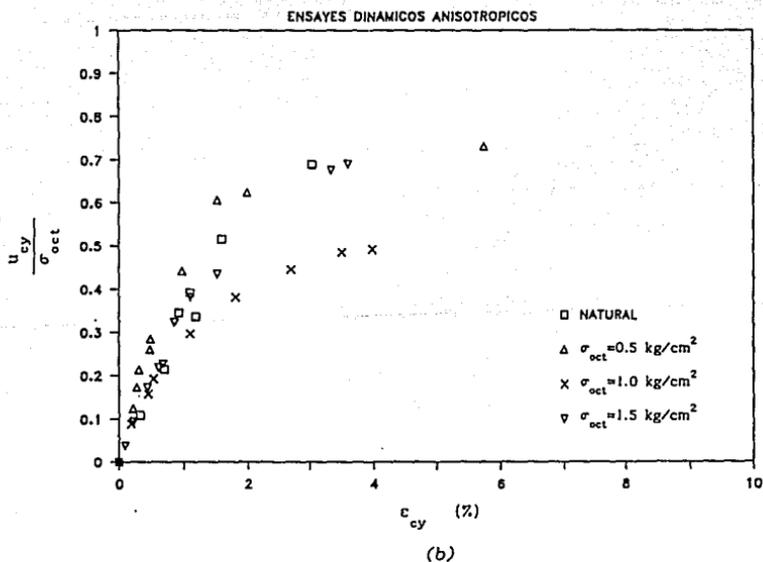
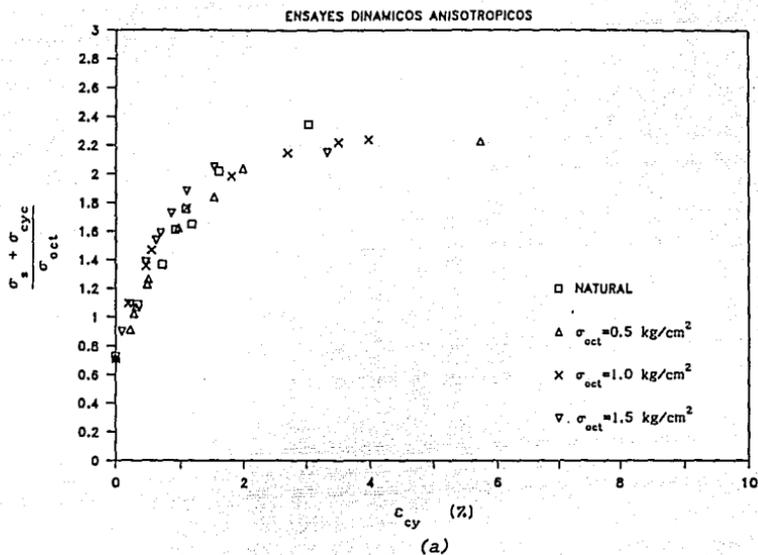


Fig. 5.3 Curvas σ - u - ϵ normalizadas, ensayos dinámicos anisotrópicos, muestras reconstituidas

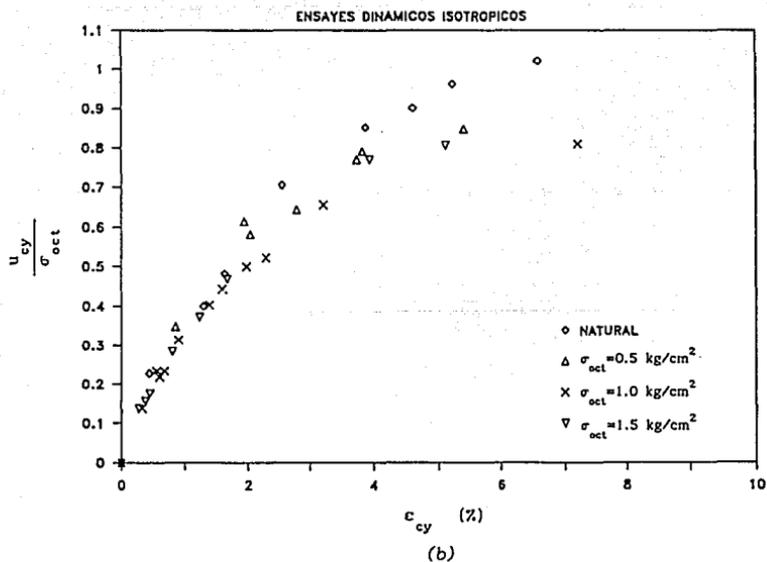
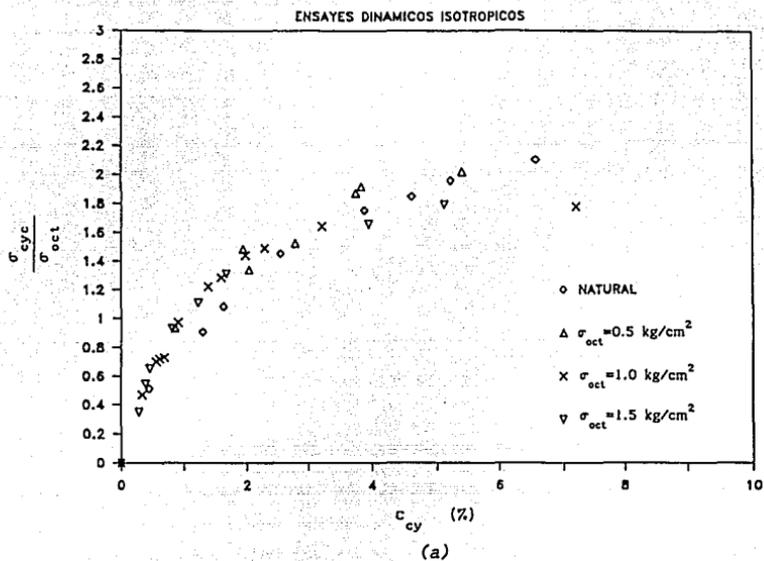


Fig. 5.4 Curvas σ - u - ϵ normalizadas, ensayos dinámicos isotrópicos, muestras reconstituidas

5.2.2 Presión de poro dinámica (u_{cy})

Trayectoria de consolidación

En la Fig. 4.39 se normalizó la presión de poro con el esfuerzo octaédrico confinante, arrojando los siguientes resultados de presión de poro en la falla

$$\text{Pruebas anisotrópicas} \quad (u_{cy})_f = (0.7 \text{ a } 0.73) \sigma_{oct}$$

$$\text{Pruebas isotrópicas} \quad (u_{cy})_f = (0.8 \text{ a } 0.82) \sigma_{oct}$$

al igual que en las pruebas estáticas, en condición isotrópica se generó más presión de poro que en condición anisotrópica.

La representatividad de las muestras reconstituidas en términos de la presión de poro se observa en las Figs 5.3b y 5.4b, en las cuales las curvas normalizadas son semejantes.

Comparando los valores de presión de poro dinámica con la estática, para mismas condiciones de esfuerzo octaédrico confinante y de esfuerzo desviador aplicado, la presión de poro estática es mayor que la generada en condiciones dinámicas (Figs. 5.5 y 5.6), siendo más notable en el caso de la consolidación anisotrópica.

Amplitud del esfuerzo desviador cíclico

La presión de poro depende de la magnitud del esfuerzo desviador aplicado y por lo tanto del cortante inducido. Existe un nivel de esfuerzo crítico a partir del cual la presión de poro deja de tener una relación lineal con el esfuerzo cortante cíclico, el cual es:

$$\text{Pruebas anisotrópicas} \quad (\tau_{cyc})_c = (0.4 \text{ a } 0.5) \sigma_{oct}$$

$$\text{Pruebas isotrópicas} \quad (\tau_{cyc})_c = (0.5 \text{ a } 0.6) \sigma_{oct}$$

en términos de la resistencia estática no drenada:

$$\text{Pruebas anisotrópicas} \quad (\tau_{cyc})_c = (0.6 \text{ a } 0.7) \tau_{fe}$$

$$\text{Pruebas isotrópicas} \quad (\tau_{cyc})_c = (0.9 \text{ a } 1.0) \tau_{fe}$$

en el caso de las pruebas anisotrópicas no se considera el esfuerzo sostenido.

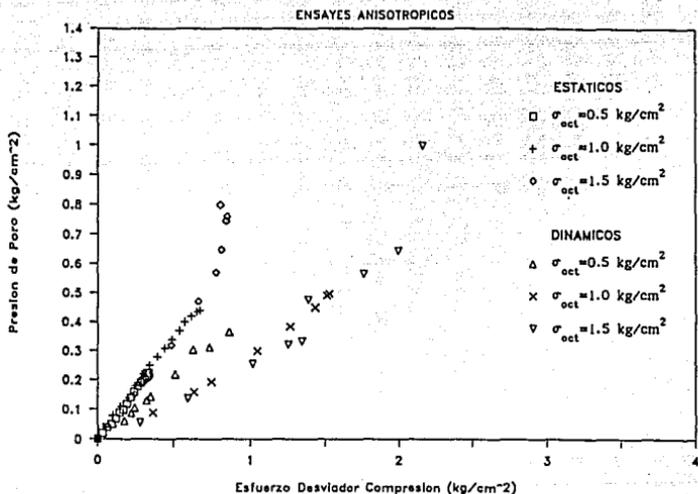


Fig. 5.5 Comparación de la presión de poro estática y dinámica ensayos anisotrópicos, muestras reconstituidas

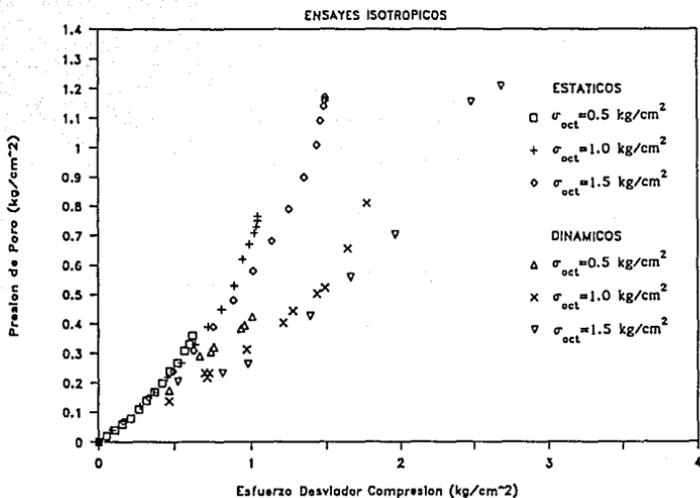


Fig. 5.6 Comparación de la presión de poro estática y dinámica ensayos isotrópicos, muestras reconstituidas

En las muestras naturales la presión de poro cíclica presenta un comportamiento prácticamente lineal con el esfuerzo cortante, Fig. 5.7, por lo cual no se define un nivel de esfuerzo crítico.

Comparando el nivel de esfuerzo crítico obtenido en las muestras reconstituidas de la arcilla de la ciudad de México con los valores reportados en otros estudios, Tabla 5.4, se concluye que dicho nivel dependerá del índice plástico y de la frecuencia de carga aplicada, así como de la trayectoria de consolidación.

Tabla 5.4 Comparación del nivel de esfuerzo crítico

τ_{cyc} / s_u	PI %	SUCS	Periodo de carga	Autor
0.67	10	CL	10 Hrs	Sangrey et al (1969)
0.37	14	CL	1 min	Wilson y Greenwood (1974)
0.5	55	CH	2 seg	Matsui et al (1980)
0.95 iso	281	MH	2 seg	Arcilla reconstituida de la ciudad de México, este estudio
0.65 ani	281	MH	2 seg	

iso se refiere a las muestras consolidadas isotrópicamente
ani se refiere a las muestras consolidadas anisotrópicamente

En las Figs. 5.8 y 5.9 se muestra que la presión de poro generada por cada incremento de desviador aplicado es un porcentaje del mismo y se mantiene aproximadamente constante con la deformación axial cíclica sufrida por la muestra; dichos porcentajes son:

Pruebas anisotrópicas

muestras reconstituidas $u_{cy} = (0.3 \text{ a } 0.4) \sigma_{cyc}$

muestra natural $u_{cy} = (0.3 \text{ a } 0.4) \sigma_{cyc}$

Pruebas isotrópicas

muestras reconstituidas $u_{cy} = (0.45 \text{ a } 0.5) \sigma_{cyc}$

muestra natural $u_{cy} = (0.32 \text{ a } 0.45) \sigma_{cyc}$

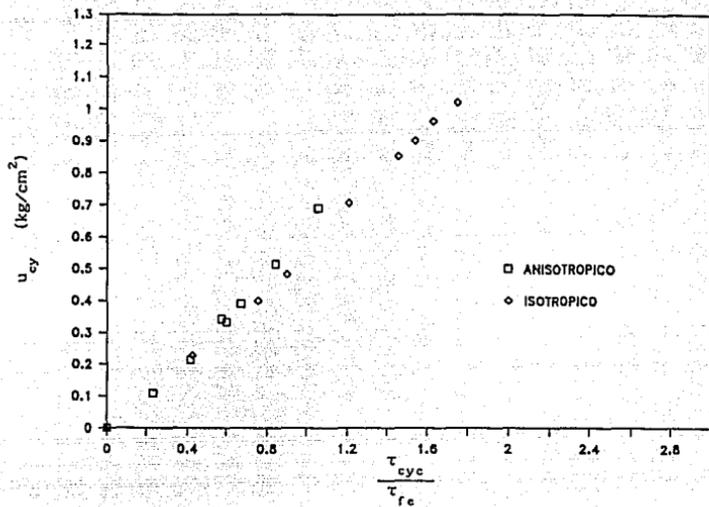


Fig. 5.7 Variación de la presión de poro cíclica con el nivel de esfuerzo cortante aplicado, muestras naturales

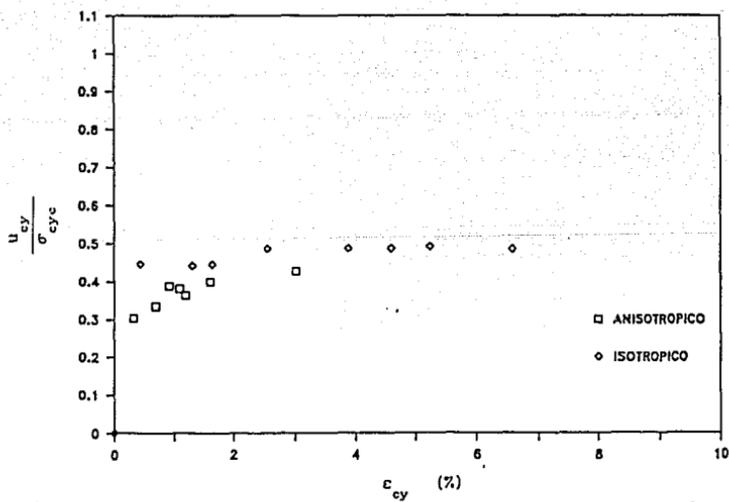


Fig. 5.8 Curvas $\frac{u_{cy}}{\sigma_d}$ vs ϵ_{cy} , ensayos dinámicos, muestras naturales

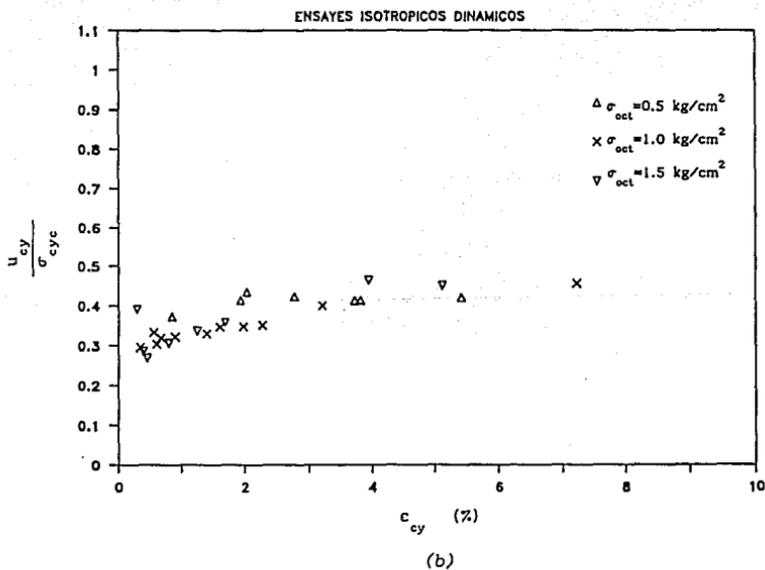
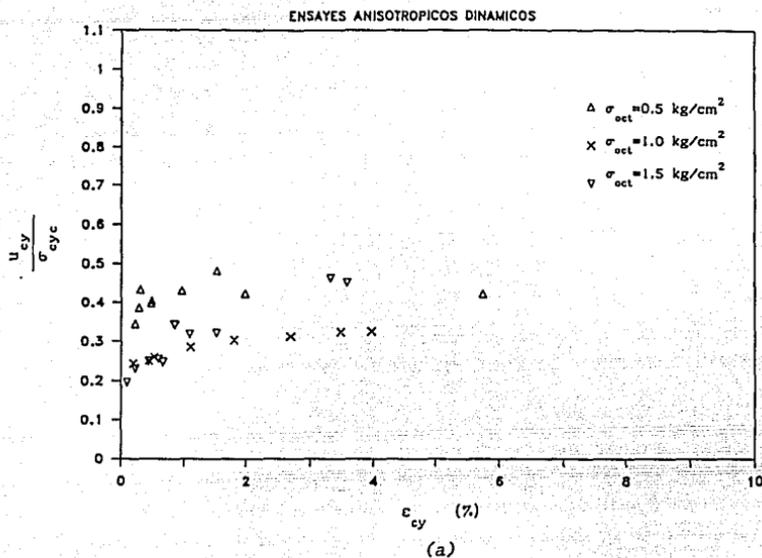


Fig. 5.9 Curvas u_{cy}/σ_d vs e_{cy} , ensayos dinámicos, muestras reconstituidas

y que por definición el cociente representa el coeficiente A de Skempton, cuyos valores corresponden a una arcilla ligeramente preconsolidada, Skempton (1954). Sin embargo, en investigaciones previas, Romo (1990), se encontró que la arcilla de la ciudad de México se comporta como un suelo elástico lineal durante la aplicación de la carga dinámica, hasta valores de $\sigma_{cyc}/2s_u$ del orden de 1.2; como se sabe, para un suelo elástico lineal e isótropo el coeficiente A es igual a un tercio.

La aplicación de carga cíclica a una muestra de arcilla en condiciones no drenadas le induce presión de poro remanente, la cual al disiparse ocasiona cambios en la relación de vacíos; este efecto se explica con base en la Fig. 5.10. El punto A representa la condición de esfuerzos antes del ciclaje; al aplicar la carga cíclica en condiciones no drenadas dicho punto se traslada a B, condición en que se permite la disipación de la presión de poro remanente inducida por el ciclaje alcanzando el punto C; todo ello ocurre a post-consolidación.

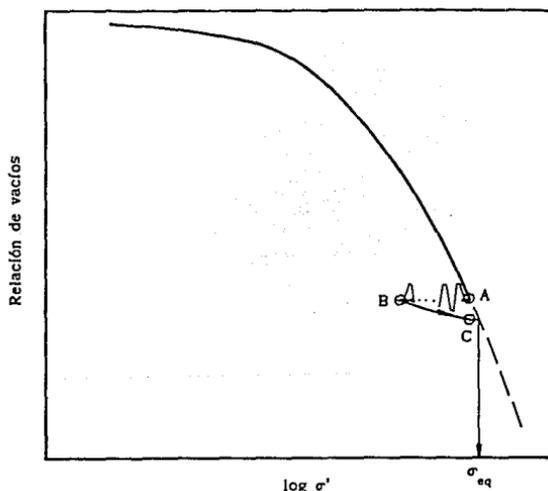


Fig. 5.10 Efecto del drenaje post-cíclico en la relación de vacíos

Número de ciclos aplicados

Si bien la presión de poro cíclica aumenta monotónicamente con el número de ciclos, ésta no crece *ad-infinitum*, ya que al igual que en las muestras reconstituidas tiende a un valor asintótico después del ciclo 50 aproximadamente. En la Fig. 5.11 se observa que tanto las muestras reconstituidas como las naturales presentan un comportamiento cualitativamente semejante con el número de ciclos. La diferencia cuantitativa se explica a partir de la relación de vacíos propia de cada muestra; para un mismo nivel de esfuerzo octaédrico confinante de 1.0 kg/cm^2 , las muestras reconstituidas (Ensayo B2 y C2) presentaron una menor relación de vacíos que su natural correspondiente (Ensayo E1 y E2), ver Tabla 4.3. Por lo anterior las muestras naturales generaron una ligera mayor presión de poro que las reconstituidas, siendo más significativa esta diferencia cerca de la falla, del orden de 15% mayor que en las reconstituidas.

5.2.3 Presión de poro post-cíclica (u_{pc})

Trayectoria de consolidación

En la Fig. 5.12 se muestran las curvas de u_{pc} normalizada por el esfuerzo octaédrico confinante, resultando el máximo valor alcanzado por u_{pc} igual a:

Pruebas anisotrópicas

muestras reconstituidas $u_{pc} = (0.08 \text{ a } 0.1) \sigma_{oct}$

muestra natural $u_{pc} = (0.06 \text{ a } 0.07) \sigma_{oct}$

Pruebas isotrópicas

muestras reconstituidas $u_{pc} = (0.18 \text{ a } 0.2) \sigma_{oct}$

muestra natural $u_{pc} = (0.09 \text{ a } 0.1) \sigma_{oct}$

De la Fig. 5.12 y de los valores arriba reportados se concluye que las muestras reconstituidas generaron mayor presión de poro post-cíclica; es decir, que se presentó una mayor ruptura de liga interparticular en las reconstituidas que en las naturales (inciso 4.4.8) y por lo tanto un mayor esfuerzo transferido al agua intersticial. Es muy probable que las muestras naturales presenten una mejor estructuración y liga entre partículas, debido al efecto de la historia de esfuerzos que han actuado sobre ellas durante miles de años. La mayor ruptura de la liga interparticular implica una mayor degradación de la estructura del suelo, por lo que las muestras reconstituidas se degradaron más que las naturales.

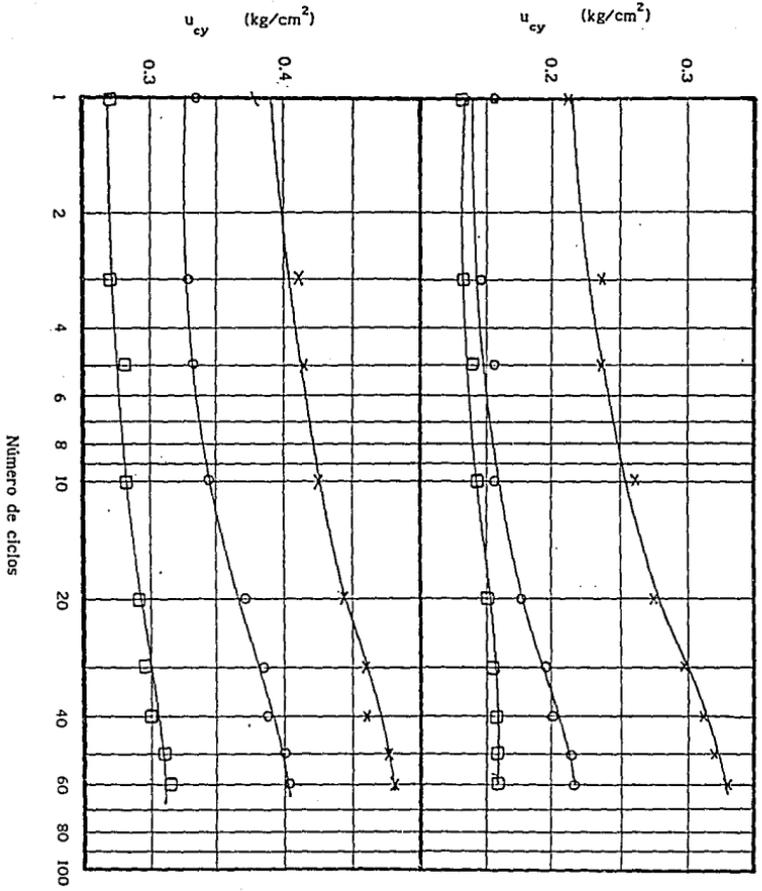


Fig. 5.11 Comparación de la prestación de poro cíclica entre muestras naturales y reconstituidas

Ensayo Anisotrópico

$\sigma_{oct} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

X Natural $T_{cyc/\sigma_{oct}} = 0.46$

O Natural $T_{cyc/\sigma_{oct}} = 0.32$

□ Reconstituido $T_{cyc/\sigma_{oct}} = 0.32$

Ensayo Isotrópico

$\sigma_{oct} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

X Natural $T_{cyc/\sigma_{oct}} = 0.542$

O Natural $T_{cyc/\sigma_{oct}} = 0.45$

□ Reconstituido $T_{cyc/\sigma_{oct}} = 0.48$

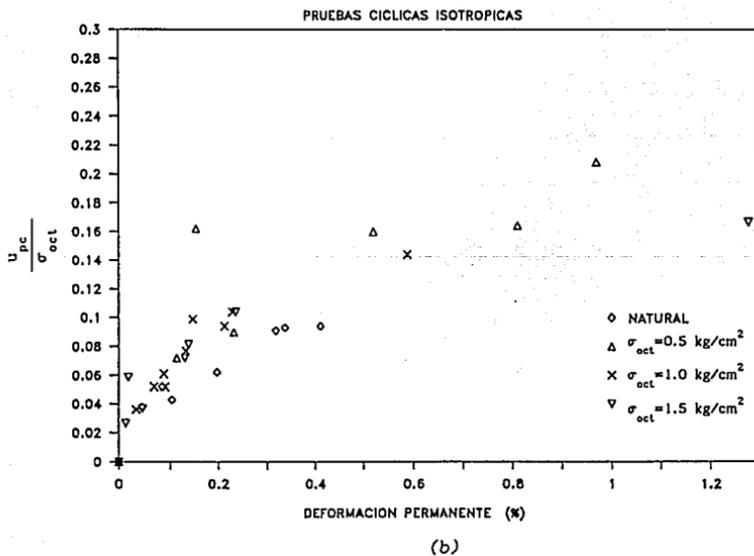
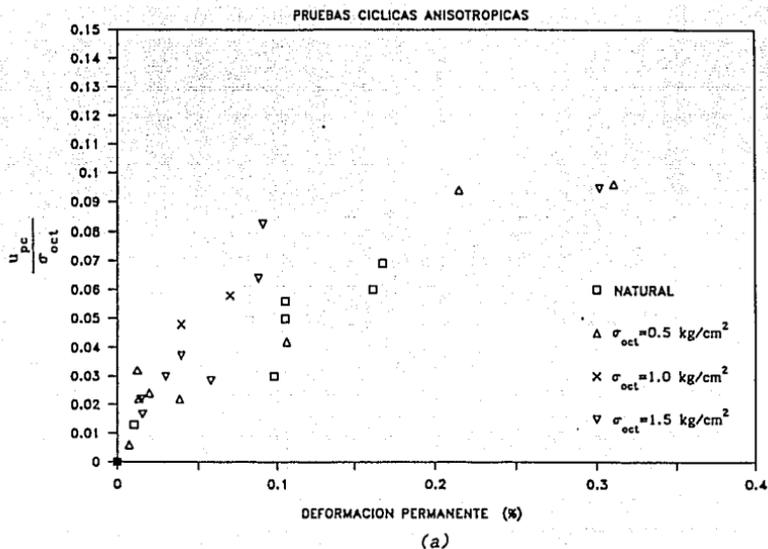


Fig. 5.12 Comparación de presión de poro post-cíclica entre muestras reconstituidas y naturales

En las Figs. 5.13 y 5.14 se ha normalizado la presión de poro post-cíclica con la presión de poro cíclica; cada punto representa un esfuerzo desviador cíclico aplicado, lo que permite establecer que el valor de u_{pc} variará entre los siguientes límites:

Pruebas anisotrópicas

muestras reconstituidas $u_{pc} = (0.1 \text{ a } 0.2) u_{cy}$

muestra natural $u_{pc} = (0.12 \text{ a } 0.14) u_{cy}$

Pruebas isotrópicas

muestras reconstituidas $u_{pc} = (0.2 \text{ a } 0.25) u_{cy}$

muestra natural $u_{pc} = (0.09 \text{ a } 0.11) u_{cy}$

De acuerdo a los datos arriba indicados se puede concluir que:

- * las muestras naturales generan menor presión de poro post-cíclica que las reconstituidas
- * las muestras consolidadas isotrópicamente generaron mayor presión de poro post-cíclica que las anisotrópicas; del orden del doble en las reconstituidas y del 50% en las naturales
- * las muestras reconstituidas son más degradables que las naturales

Amplitud del esfuerzo desviador cíclico

En la Fig. 4.59 se mostró que para un determinado esfuerzo octaédrico confinante, al aumentar la magnitud del esfuerzo cortante cíclico, éste no sólo se refleja en un incremento de la presión de poro cíclica sino también en u_{pc} ; además también debe influir el número de veces que se aplique el esfuerzo desviador, en todas las figuras que incluyen u_{pc} su valor corresponde a una condición después de 60 ciclos de carga. En la Fig. 5.15 se tiene la gráfica para las muestras naturales, en la que se observa que u_{pc} tiene un comportamiento prácticamente lineal con el cortante aplicado, lo cual no se aprecia para los reconstituidos, como se observa en la Fig. 4.59; la diferencia al parecer se debe al nivel de esfuerzo confinante.

5.2.4 Deformación axial permanente (ϵ_p)

Como se sabe, la deformación permanente depende de la magnitud del esfuerzo cíclico y del número de veces que se aplica; es decir, cuanto mayor es el número de ciclos de carga, mayor la deformación permanente.

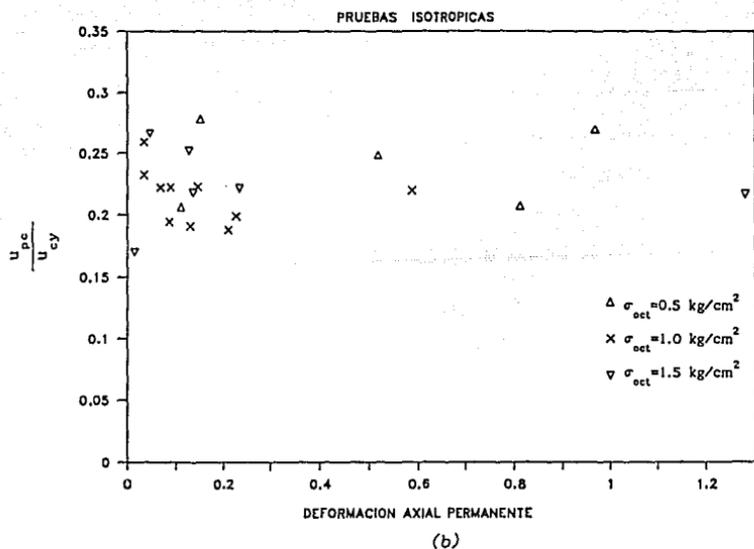
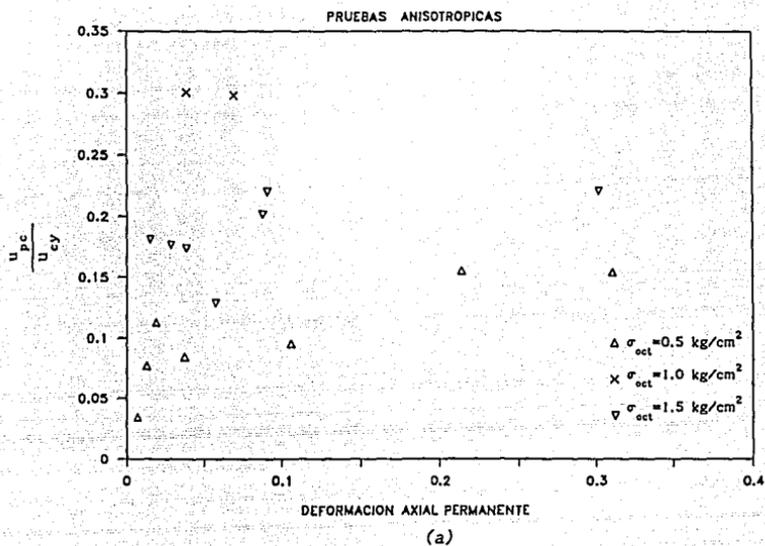


Fig. 5.13 Variación de $\frac{u_{pc}}{u_{cy}}$ con la deformación permanente, muestras reconstituidas

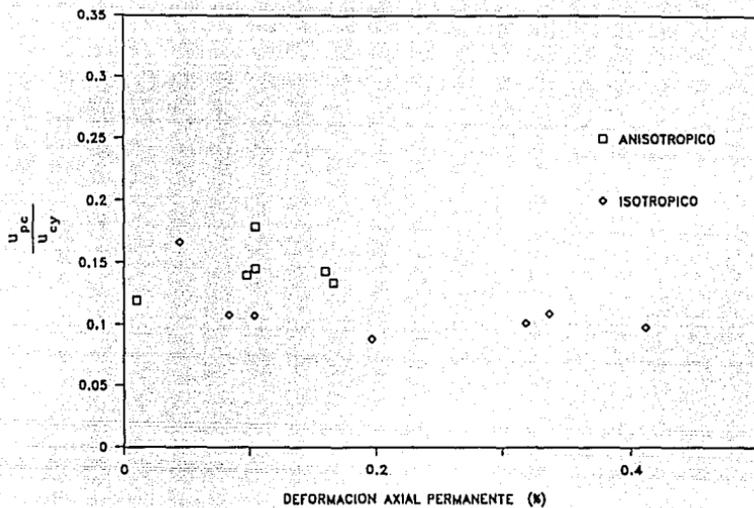


Fig. 5.14 Variación de u_{pc}/u_{cy} con la deformación permanente, muestras naturales

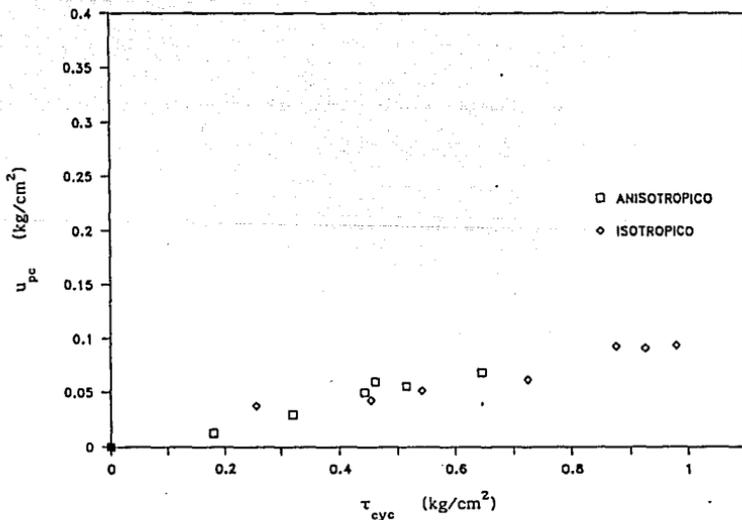


Fig. 5.15 Variación de u_{pc} con el esfuerzo cortante aplicado, muestras naturales

En las Figs. 4.37 y 5.16 se aprecia que existe un nivel crítico de esfuerzo cortante cíclico a partir del cual las deformaciones permanentes son importantes; dicho nivel para las muestras reconstituidas es:

anisotrópicas	$\tau_{cyc} = 0.42 \sigma_{oct}$	nivel de $\epsilon_p = 0.04$ a 0.07%
isotrópicas	$\tau_{cyc} = 0.66 \sigma_{oct}$	nivel de $\epsilon_p = 0.18$ a 0.21%

muestras naturales:

anisotrópica	$\tau_{cyc} = 0.30 \sigma_{oct}$	nivel de $\epsilon_p = 0.02\%$
isotrópica	$\tau_{cyc} = 0.61 \sigma_{oct}$	nivel de $\epsilon_p = 0.10\%$

Es importante indicar que el nivel crítico de esfuerzo cortante no incluye el esfuerzo sostenido en las anisotrópicas, en las que $K = 0.5$.

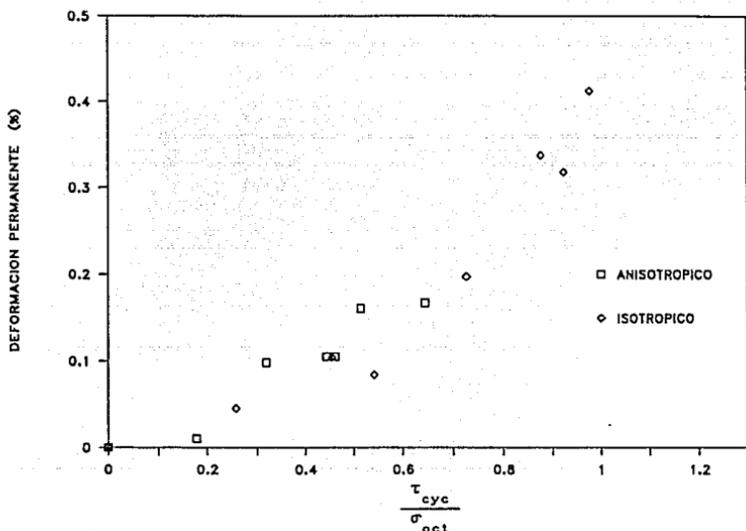


Fig. 5.16 Efecto del esfuerzo cortante aplicado en la deformación permanente, muestras naturales

En términos de la resistencia estática no drenada, Fig. 5.17, se define un nivel de esfuerzo a partir del cual las deformaciones permanentes crecen considerablemente; estos niveles son:

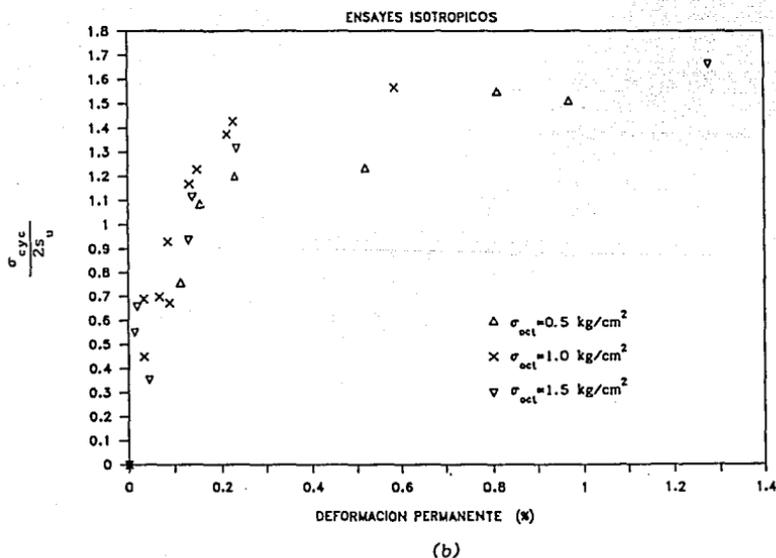
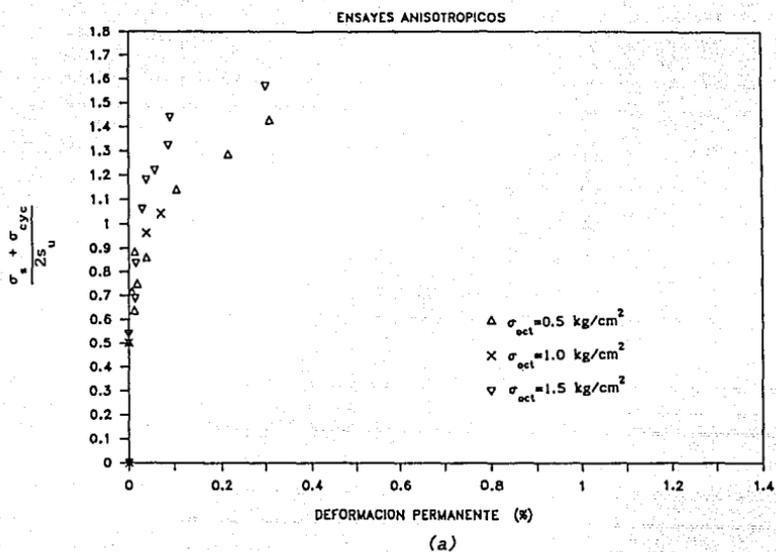


Fig. 5.17 Efecto del esfuerzo cortante aplicado en la deformación permanente, muestras reconstituidas

muestras anisotrópicas reconstituidas

$$\sigma_u + \sigma_{cyc} = 2.7 s_u \quad \text{para} \quad \epsilon_p = 0.08 \text{ a } 0.17$$

muestras isotrópicas reconstituidas

$$\sigma_{cyc} = 2.9 s_u \quad \text{para} \quad \epsilon_p = 0.20 \text{ a } 0.25\%$$

La trayectoria de consolidación es otro factor que influye en la deformación permanente, siendo ésta mayor en las muestras isotrópicas que en las anisotrópicas, tanto en las reconstituidas como en las naturales.

Las muestras naturales presentaron menor deformación permanente que las reconstituidas, debido a que estas últimas, para mismo esfuerzo confinante octaédrico, son más degradables.

5.2.5 Envolvente de falla estática y dinámica en términos de esfuerzos efectivos

En las Figs. 4.19 y 4.20 se mostraron las trayectorias de esfuerzos efectivos seguidas en los ensayos estáticos, obteniéndose que en:

pruebas isotrópicas y anisotrópicas estáticas,

$$\phi'_{KE} = \phi'_{IE} = 46.6^\circ \quad \text{y} \quad c' \text{ nula}$$

donde ϕ'_{KE} es el ángulo de fricción efectivo estático en consolidación anisotrópica

ϕ'_{IE} es el ángulo de fricción efectivo estático en consolidación isotrópica

es decir, que la ley de resistencia estática para las muestras reconstituidas en términos de esfuerzos efectivos es totalmente friccionante.

Para los ensayos dinámicos, y asumiendo que la presión de poro máxima medida durante el último lazo histerético es representativa de la que se genera en la muestra durante el ciclaje, se dibujaron las trayectorias en término de esfuerzos efectivos y que se muestran en las Figs. 4.69 y 4.70; se obtienen los siguientes resultados:

pruebas anisotrópicas dinámicas

$$\phi'_{KD} = 68.8^\circ \quad \text{y} \quad c' \text{ nula}$$

pruebas isotrópicas dinámicas

$$\phi'_{ID} = 58.6^\circ \quad \text{y} \quad c' \text{ nula}$$

donde ϕ'_{KD} es el ángulo de fricción efectivo dinámico en consolidación anisotrópica

ϕ'_{ID} es el ángulo de fricción efectivo dinámico en consolidación isotrópica

En condiciones dinámicas la ley de resistencia en términos de esfuerzos efectivos para las muestras reconstituidas, también es de tipo friccionante. Además, como se ha señalado, los ángulos de fricción efectivos dinámicos son mayores que los estáticos, de tal manera que en:

pruebas anisotrópicas

$$\phi'_{KD} = 1.47 \phi'_{KE}$$

pruebas isotrópicas

$$\phi'_{ID} = 1.26 \phi'_{IE}$$

Es importante indicar que el ángulo de fricción efectivo de los ensayos dinámicos puede verse influenciado por la frecuencia de aplicación de la carga. Además, al comparar las envolventes de resistencia en términos de esfuerzos totales son diferentes a las obtenidas por *Taboada (1989)*, ya que son menores a las determinadas en este estudio; por lo tanto, las envolventes de falla dependerán del sitio y de la profundidad a que se obtengan las muestras.

5.2.6 Módulo de rigidez al corte, G

En las Figs. 4.29 a 4.31 se mostró la variación del módulo G con la deformación angular pico a pico, distinguiéndose lo siguiente:

- Al aumentar el esfuerzo octaédrico confinante el módulo G se incrementa, independientemente de la trayectoria de consolidación.
- Para un mismo esfuerzo octaédrico confinante las muestras consolidadas isotrópicamente presentan valores menores de G que las anisotrópicas; es decir, que estas últimas son más rígidas que las primeras.
- Para un mismo esfuerzo octaédrico confinante las muestras reconstituidas presentaron inicialmente valores mayores del módulo G que las naturales.

En la Fig. 5.18 se ha normalizado el módulo G con el esfuerzo octaédrico

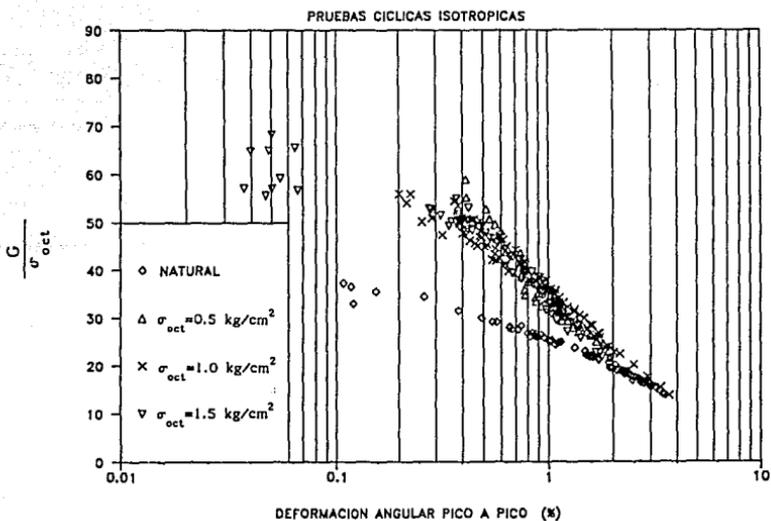
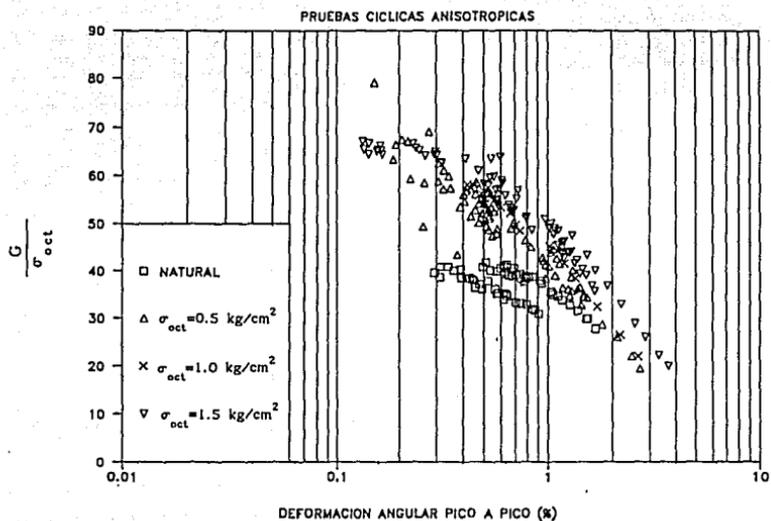


Fig. 5.18 Comparación del módulo al cortante G entre muestras reconstituidas y naturales

confinante, tanto para las muestras reconstituidas como las naturales, observándose lo siguiente:

- Las muestras reconstituidas presentaron un comportamiento más rígido que las naturales, lo cual parece ser que se invierte para deformaciones angulares mayores del 3%, todo ello independientemente de la trayectoria de consolidación
- Existe un nivel de deformación angular a partir del cual la disminución de G es significativa, la cual es más marcada en las muestras reconstituidas que en las naturales y dicho nivel es:

Pruebas anisotrópicas

muestras reconstituidas	$\gamma_{pp} = 0.4\%$
muestra natural	$\gamma_{pp} = 0.5\%$

Pruebas isotrópicas

muestras reconstituidas	$\gamma_{pp} = 0.3\%$
muestra natural	$\gamma_{pp} = 0.4\%$

es importante hacer notar que para deformaciones mayores a los límites anteriores, la variación de G/σ_{oct} es prácticamente lineal con el logaritmo de γ_{pp} y se agrupan en una banda bien definida.

De acuerdo a las anteriores observaciones e igualando las pendientes de los tramos bien diferenciados, se pueden establecer las siguientes relaciones entre muestras reconstituidas y naturales en escala semilogarítmica:

Pruebas anisotrópicas

$$\left(\frac{G}{\sigma_{oct}} \right)_{REC} = 1.7 \left(\frac{G}{\sigma_{oct}} \right)_{NAT} \quad \text{para } \gamma_{pp} \leq 0.5\%$$

$$\left(\frac{G}{\sigma_{oct}} \right)_{REC} = \left[\frac{45.902 - 48 \log \gamma_{pp}}{33.974 - 23 \log \gamma_{pp}} \right] \left(\frac{G}{\sigma_{oct}} \right)_{NAT}$$

$$\text{para } 0.5 < \gamma_{pp} \leq 3.0 \%$$

Pruebas isotrópicas

$$\left(\frac{G}{\sigma_{\text{oct}}}\right)_{\text{REC}} = 1.6 \left(\frac{G}{\sigma_{\text{oct}}}\right)_{\text{NAT}} \quad \text{para } \gamma_{\text{pp}} \leq 0.4\%$$

$$\left(\frac{G}{\sigma_{\text{oct}}}\right)_{\text{REC}} = \left[\frac{35.608 - 39 \log \gamma_{\text{pp}}}{27.497 - 22 \log \gamma_{\text{pp}}} \right] \left(\frac{G}{\sigma_{\text{oct}}}\right)_{\text{NAT}}$$

$$\text{para } 0.4 < \gamma_{\text{pp}} \leq 3.0 \%$$

donde

$\left(\frac{G}{\sigma_{\text{oct}}}\right)_{\text{REC}}$ es el cociente indicado para las muestras reconstituidas

$\left(\frac{G}{\sigma_{\text{oct}}}\right)_{\text{NAT}}$ es el cociente indicado para las muestras naturales

Como se sabe, el comportamiento dinámico de una arcilla depende del nivel de deformaciones inducidas al suelo. Así, se tiene que a deformaciones pequeñas el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo es prácticamente lineal, con bajo amortiguamiento y pequeña o nula degradación de su estructura. Cuando se aplican al suelo grandes deformaciones, su comportamiento esfuerzo-deformación es no lineal, con gran amortiguamiento y una considerable degradación de la estructura del suelo.

La frontera entre lo que se considera pequeñas y grandes deformaciones depende del tipo y plasticidad de la arcilla; dicha frontera se localiza entre 10^{-2} y $10^{-1}\%$ de deformación angular. En las arcillas de alta plasticidad y más sensitivas, la frontera se localiza hacia el límite superior (10^{-1}), mientras que en las arcillas de baja plasticidad y suelos no plásticos como limos y arenas tienden a localizarse hacia el $10^{-2}\%$, Dobry y Vucetic (1990).

En la Fig. 5.19 se compara la curva G/G_{max} obtenida para la arcilla de la ciudad de México con las de otros suelos diferentes. Se aprecia que la arcilla de la ciudad de México presenta un gran intervalo de comportamiento lineal hasta $\gamma_c = 0.3\%$ (deformación angular en compresión únicamente) incluso más allá del límite superior correspondiente a arcillas de alta plasticidad, sugerido por aquellos autores.

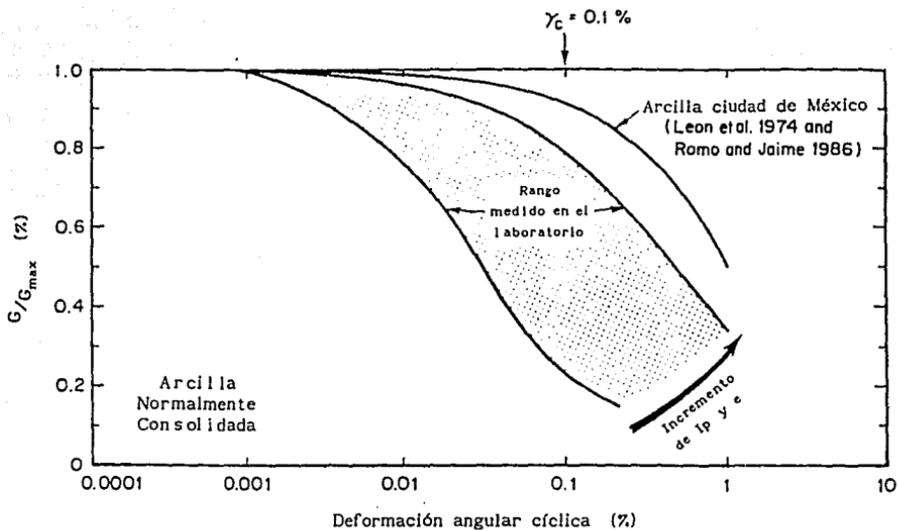


Fig. 5.19 Tendencias de variación en arcillas de la relación G/G_{max} (Dobry y Vucetic, 1990)

En la etapa experimental de este estudio no se realizaron ensayos de columna resonante, mediante los cuales se determina el valor de G_{max} para pequeñas deformaciones. Por lo tanto, el valor de G_{max} para los ensayos realizados se estimó de la siguiente manera:

- 1.- Se trazaron las curvas esfuerzo desviador cíclico en compresión vs deformación axial cíclica, Figs. 4.24 y 4.25.
- 2.- Se realizaron las curvas anteriores normalizadas por el esfuerzo octaédrico confinante, Fig 4.26.
- 3.- Se realizó el ajuste hiperbólico, inciso 5.1.2, de las anteriores curvas y se obtuvieron los parámetros a y b.
- 4.- A partir del parámetro "a" se determinó el módulo de Young inicial E_1 , que corresponde a pequeñas deformaciones.
- 5.- Se calculó G_{max} a partir de la ecuación 4.2

En la Tabla 5.5 se indican los valores de G_{max} calculados.

Tabla 5.5 Valores calculados de G_{max}

Ensaye	σ_{oct} kg/cm ²	K	G_{max} kg/cm ²
B1	0.5	0.5	38.00
B2	1.0	0.5	74.40
B3	1.5	0.5	108.00
C1	0.5	1.0	40.00
C2	1.0	1.0	65.50
C3	1.5	1.0	88.00
E1	1.0	0.5	48.00
E2	1.0	1.0	37.80

En las Figs. 5.20 a 5.22 se muestran las curvas G/G_{max} vs γ_{pp} para las muestras ensayadas; el intervalo de comportamiento lineal de las muestras naturales y reconstituidas de acuerdo a los valores de γ_{pp} determinados a partir de la Fig. 5.18, se puede considerar hasta un valor de G/G_{max} del orden de 0.85 a 0.9.

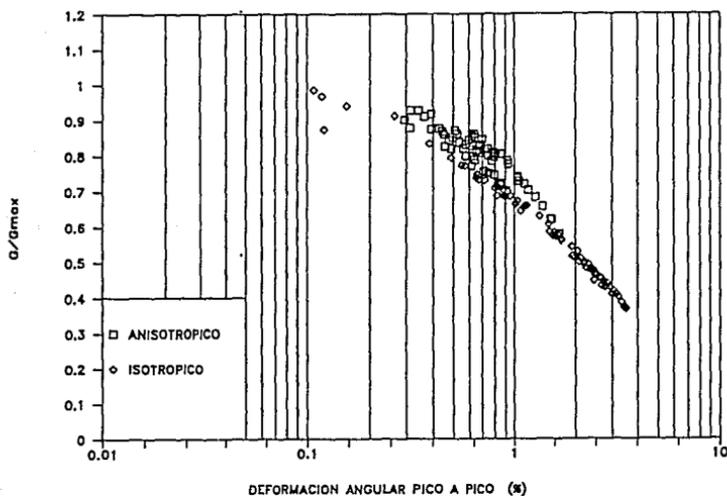


Fig. 5.20 Variación de G/G_{max} con γ_{pp} en las muestras naturales

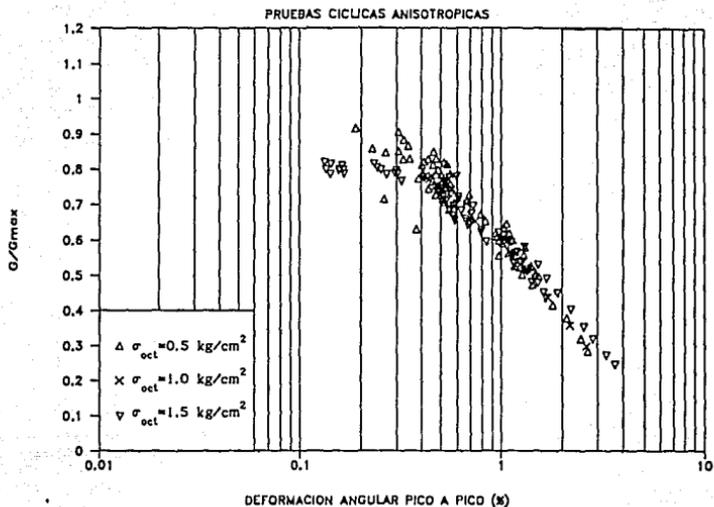


Fig. 5.21 Variación de G/G_{max} con γ_{pp} en las muestras anisotrópicas reconstituidas

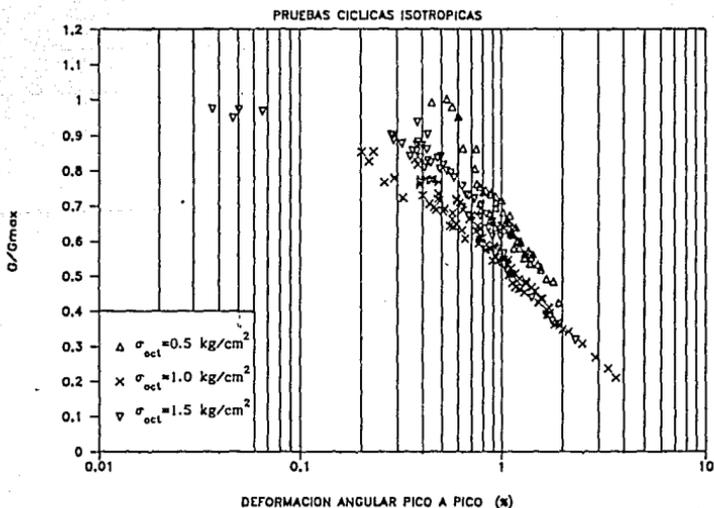


Fig. 5.22 Variación de G/G_{max} con γ_{pp} en las muestras isotrópicas reconstituidas

En las Figs. 5.23 y 5.24 se observa que las muestras reconstituidas presentan un límite de comportamiento lineal mayor que el rango medido para otros suelos. En la Fig. 5.25 se compara el comportamiento de las muestras naturales con el ya medido para la arcilla de la ciudad de México, coincidiendo con la tendencia de la curva.

5.2.7 Relación de amortiguamiento, λ

En las Figs. 4.32 a 4.34 se mostró la variación del amortiguamiento con la deformación angular pico a pico, distinguiéndose lo siguiente:

- El amortiguamiento crece con la deformación angular, siendo menor en las muestras anisotrópicas que en las isotrópicas.

- La frontera de la deformación angular pico a pico en la cual el amortiguamiento es independiente del esfuerzo confinante y de la trayectoria de consolidación es

$$\gamma_{pp} = 0.6\%$$

- Las muestras reconstituidas presentaron un amortiguamiento ligeramente mayor que las naturales, pero para $\gamma_{pp} < 0.5\%$ el amortiguamiento es igual, independientemente del tipo de muestra.

En las Figs. 5.26 y 5.27 se comparan los resultados obtenidos en este estudio con el rango de otros suelos diferentes, tomando en cuenta que el límite entre deformaciones pequeñas y grandes para los suelos reconstituidos y naturales ensayados es del orden de $\gamma_{pp} = 0.4\%$ (inciso 5.2.6), el amortiguamiento para dicho límite es:

$$\text{muestras naturales} \quad \lambda = 1.3\%$$

$$\text{muestras reconstituidas} \quad \lambda = 2.0\%$$

En general, tanto la arcilla de la ciudad de México como sus muestras reconstituidas presentan los valores más bajos de amortiguamiento en comparación con otros suelos.

5.3 Pruebas dinámicas, modelación de resultados

5.3.1 Esfuerzo máximo-deformación axial cíclica

En las Figs. 5.3a y 5.3b se muestran las curvas normalizadas esfuerzo máximo vs deformación axial cíclica, las cuales tienen una forma similar a la de una hipérbola, por lo que se pueden ajustar al modelo hiperbólico de Kondner (inciso 5.1.2), cuya ecuación es:

$$\sigma^* = \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{oct}} + \frac{\sigma^*}{\sigma_{oct}} = \frac{\epsilon_{cy}}{a+b\epsilon_{cy}} + \frac{\sigma^*}{\sigma_{oct}} \quad (5.5)$$

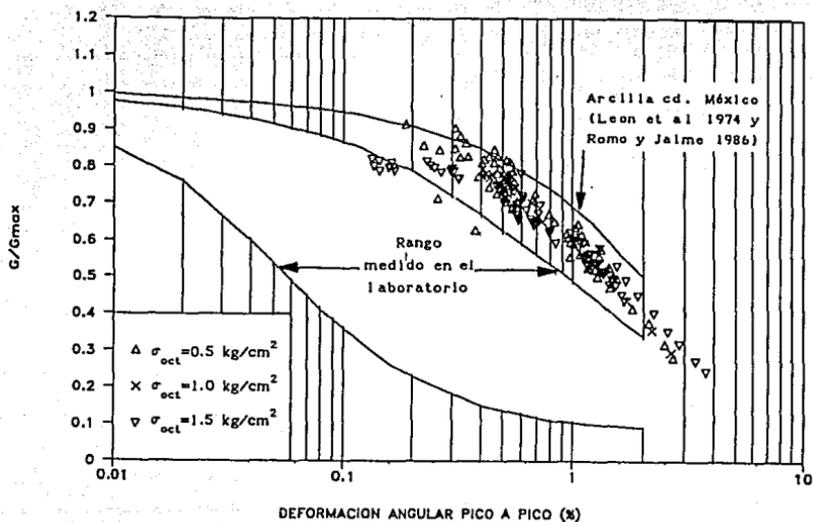


Fig. 5.23 Comparación entre muestras reconstituidas anisotrópicas y el rango de otros suelos

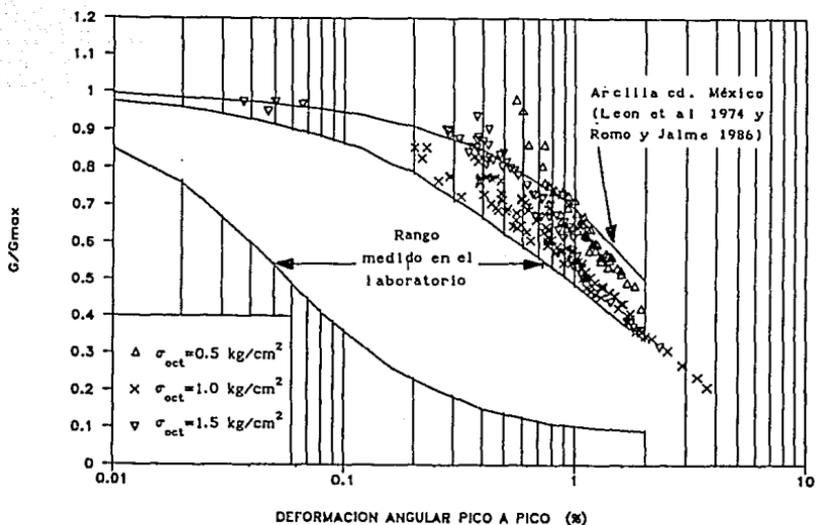


Fig. 5.24 Comparación entre muestras reconstituidas isotrópicas y el rango de otros suelos

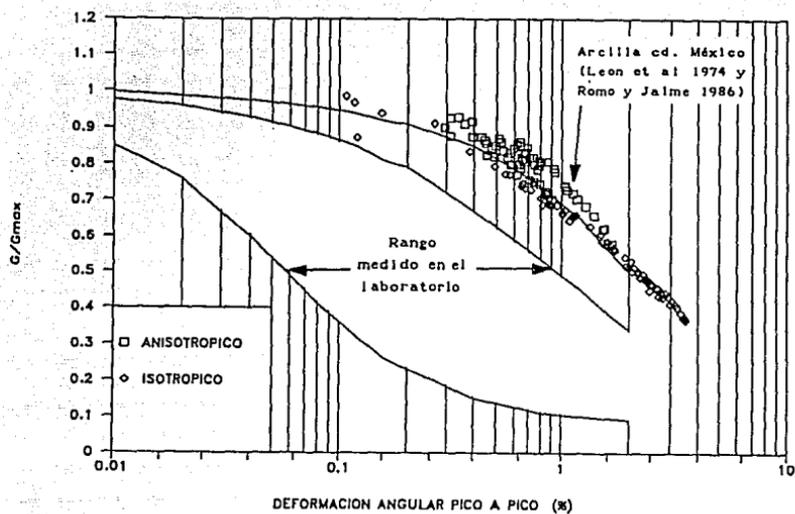


Fig. 5.25 Comparación entre muestras naturales y el rango de otros suelos

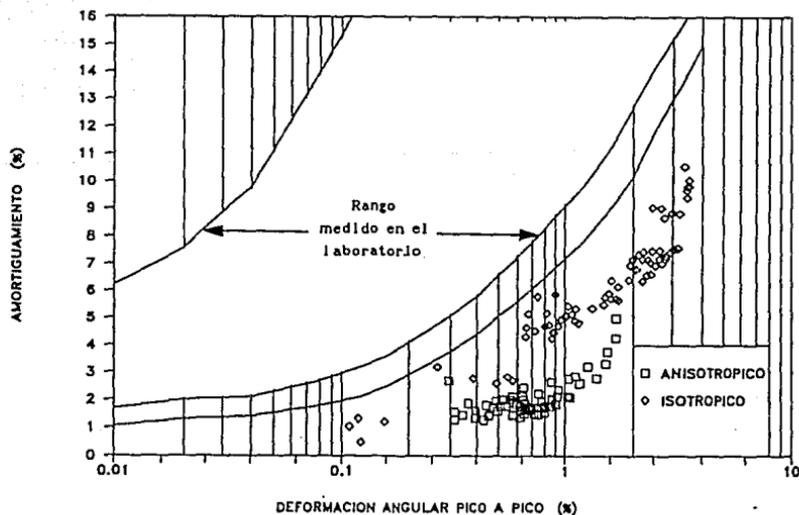


Fig. 5.26 Comparación del amortiguamiento de muestras naturales y el rango de otros suelos

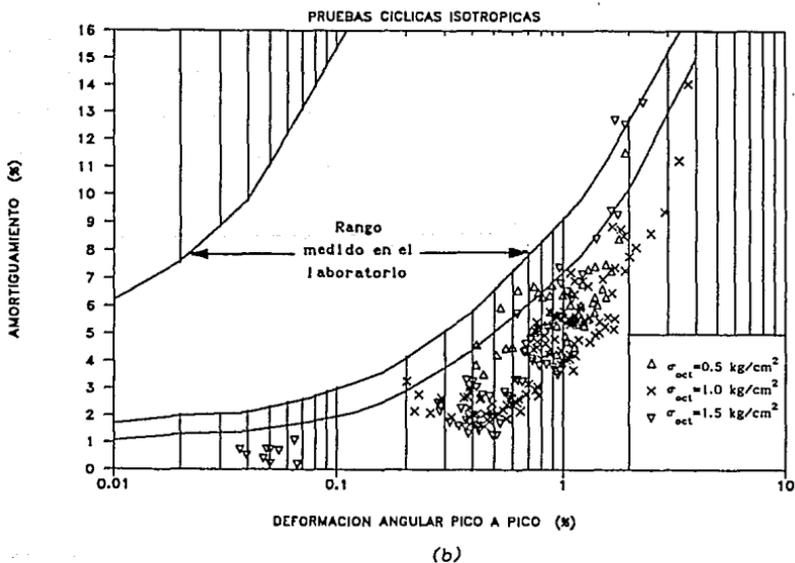
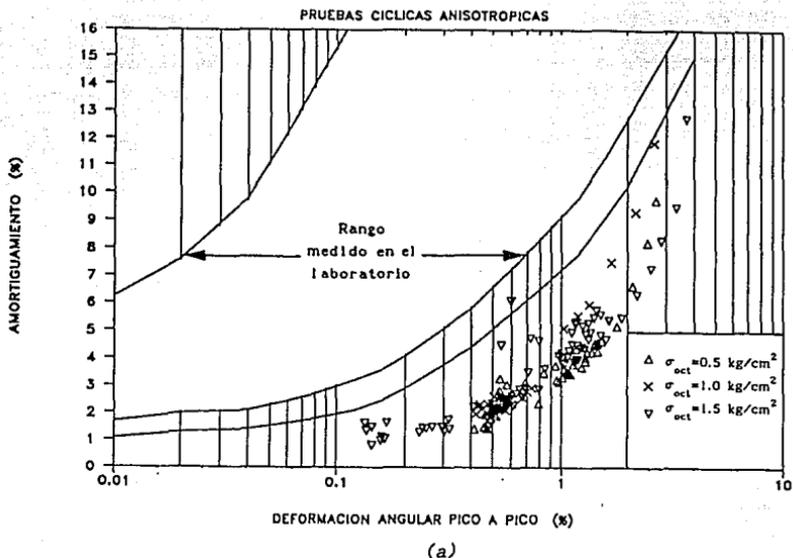


Fig. 5.27 Comparación del amortiguamiento de muestras reconstituidas y el rango de otros suelos

donde

- σ^* esfuerzo desviador normalizado
- σ_{cy} esfuerzo desviador cíclico en la etapa de compresión
- σ_{oct} esfuerzo octaédrico efectivo de consolidación
- σ^* esfuerzo sostenido
- ϵ_{cy} deformación axial cíclica en la etapa de compresión
- a, b parámetros del material

Para obtener los parámetros a y b se procedió de la misma manera que en el inciso 5.1.2. Los valores calculados para los ensayos realizados se indican en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6 Parámetros del ajuste hiperbólico para el esfuerzo desviador cíclico de muestras reconstituidas y naturales

Ensaye	σ_{oct}^2 kg/cm ²	K	a	b
B1	0.5	0.5	0.0048	0.4876
B2	1.0	0.5	0.0045	0.5377
B3	1.5	0.5	0.0040	0.5450
C1	0.5	1.0	0.0066	0.3716
C2	1.0	1.0	0.0051	0.4806
C3	1.5	1.0	0.0057	0.4494
E1	1.0	0.5	0.0079	0.3424
E2	1.0	1.0	0.0088	0.3455

5.3.2 Presión de poro dinámica (u_{cy})

Trayectoria de consolidación

Como ya se indicó, la trayectoria de consolidación seguida por la muestra influye en la magnitud de la presión de poro generada, lo cual también se refleja en los parámetros que se requieren para modelar el comportamiento u_{cy} vs ϵ_{cy} . El modelo empleado es el hiperbólico y la ecuación para la relación presión de poro-deformación es la siguiente:

$$u^* = \frac{u_{cy}}{\sigma_{oct}} = \frac{\epsilon_{cy}}{a + b \frac{\epsilon_{cy}}{u_{cy}}} \quad (5.6)$$

donde

u_{cy} es la presión de poro cíclica en la etapa de compresión

Para calcular a_u y b_u se siguió el mismo procedimiento enunciado en el inciso 5.1.2 y los valores obtenidos se indican en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7 Parámetros del ajuste hiperbólico para la presión de poro cíclica de muestras reconstituidas y naturales

Ensaye	σ_{oct_2} kg/cm ²	K	a_u	b_u
B1	0.5	0.5	0.0120	1.1259
B2	1.0	0.5	0.0203	1.4827
B3	1.5	0.5	0.0231	0.7539
C1	0.5	1.0	0.0169	0.8574
C2	1.0	1.0	0.0213	0.9308
C3	1.5	1.0	0.0219	0.7922
E1	1.0	0.5	0.0263	0.5082
E2	1.0	1.0	0.0206	0.6597

Número de ciclos aplicados

Como se puede observar en las Figs. 4.35 y 4.45, la presión de poro cíclica no sólo depende del esfuerzo confinante, de la trayectoria de consolidación y del nivel de esfuerzo cortante cíclico aplicado sino también del número de veces que se aplique dicho esfuerzo cíclico. Por lo tanto, se consideró que la presión de poro cíclica se podría representar como una función de todos los anteriores factores. Con los datos de las pruebas se trazó la gráfica ($u_{cy} \sigma_{cyc} / \sigma_{oct}$) vs N, para cada esfuerzo desviador aplicado en cada ensaye, apreciándose una tendencia lineal; es decir, que se podría expresar cada gráfica de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{u_{cy} \sigma_{cyc}}{\sigma_{oct}} = m N + b \quad (5.7)$$

donde m es la pendiente y b la ordenada al origen de la línea de regresión, con coeficientes de correlación entre 0.8 y 0.96. Pero al graficar, para cada ensaye, m y b contra ($\sigma_{cyc} / \sigma_{oct}$) se obtuvieron curvas, que para el caso de la pendiente (m) el

mejor ajuste que se encontró fue del tipo exponencial y de la forma:

$$m = d \exp \left\{ g \frac{\sigma_{cyc}}{\sigma_{oct}} \right\} \quad (5.8)$$

con coeficientes de correlación del orden de 0.97. Con respecto a la ordenada al origen (b), el ajuste fue del tipo potencial y de la forma:

$$b = i \left\{ \frac{\sigma_{cyc}}{\sigma_{oct}} \right\}^j \quad (5.9)$$

con coeficientes de correlación de 0.95. Por lo tanto la ecuación 5.7 tomó la forma siguiente:

$$\frac{u_{cy} \sigma_{cyc}}{\sigma_{oct}} = N d \exp \left\{ g \frac{\sigma_{cyc}}{\sigma_{oct}} \right\} + i \left\{ \frac{\sigma_{cyc}}{\sigma_{oct}} \right\}^j \quad (5.10)$$

donde

- N número de ciclo en el que se estima u_{cy}
- u_{cy} presión de poro cíclica en la etapa de compresión
- σ_{cyc} esfuerzo desviador cíclico en la etapa de compresión
- σ_{oct} esfuerzo octaédrico de consolidación
- d, g, j parámetros que dependen del tipo de muestra y trayectoria de consolidación, ver Tabla 5.8
- i está dado por las ecuaciones 5.11 ó 5.12

Tabla 5.8 Parámetros para el ajuste de la presión de poro cíclica con el número de ciclos

Tipo de Muestra	d	g	j	i
Reconstituida anisotrópica	4.313×10^{-5}	2.2733	3.1042	ecu. 5.11
Reconstituida isotrópica	1.71×10^{-4}	2.15	2.7832	ecu. 5.12
Natural anisotrópica	5.27×10^{-5}	2.2703	3.722	0.06717
Natural isotrópica	9.92×10^{-4}	0.9832	2.325	0.03703

para las muestras reconstituidas anisotrópicas

$$i = \exp (0.5888 \sigma_{\text{oct}} - 2.9746) \quad (5.11)$$

para las muestras reconstituidas isotrópicas

$$i = \exp (1.362 \sigma_{\text{oct}} - 2.9454) \quad (5.12)$$

En las Figs. 5.28 a 5.30 se muestran con símbolos los datos experimentales y los calculados con línea continua, presentando un ajuste bastante aceptable entre ellos.

5.3.3 Presión de poro post-cíclica (u_{pc})

En la Fig. 5.12 se normalizó la presión de poro post-cíclica con respecto al esfuerzo octaédrico confinante; la simulación de u_{pc} vs e_p se puede llevar a cabo utilizando el modelo hiperbólico de Kondner y la ecuación es:

$$u_{pc}^* = \frac{u_{pc}}{\sigma_{\text{oct}}} = \frac{e_p}{a_u + b_u e_p} \quad (5.13)$$

los valores de las constantes a_u y b_u se indican en la Tabla 5.9.

Tabla 5.9 Parámetros del ajuste hiperbólico para la presión de poro post-cíclica

Ensaye	σ_{oct} kg/cm ²	K	a_u	b_u
B1	0.5	0.5	0.0087	7.9134
B2	1.0	0.5	•	•
B3	1.5	0.5	0.0077	7.9568
C1	0.5	1.0	0.0102	4.2332
C2	1.0	1.0	0.0087	5.6348
C3	1.5	1.0	0.0077	5.4691
E1	1.0	0.5	0.0098	11.405
E2	1.0	1.0	0.0119	7.721

• No se contó con suficientes puntos para realizar el ajuste

En la Fig. 5.31 se observa que los valores se agrupan en una tendencia bien definida, lo cual permite relacionar u_{pc} con u_{cy} por medio de una ecuación la cual es:

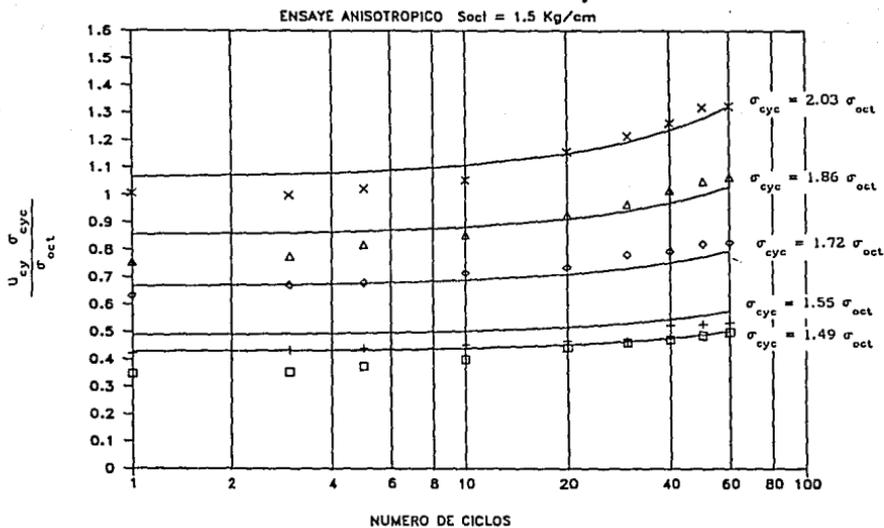
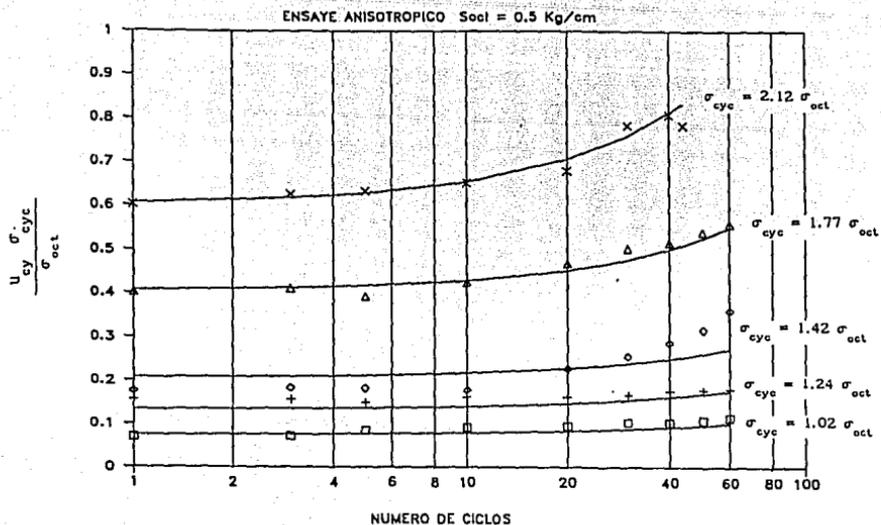


Fig. 5.28 Comparación entre los valores calculados y experimentales del cociente $\frac{U_{cy} \sigma_{cyc}}{\sigma_{oct}}$, de muestras reconstituidas anisotrópicas

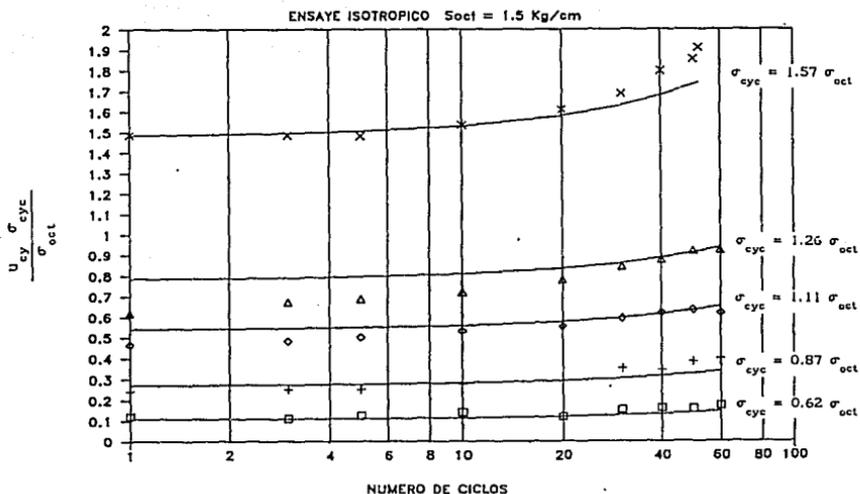
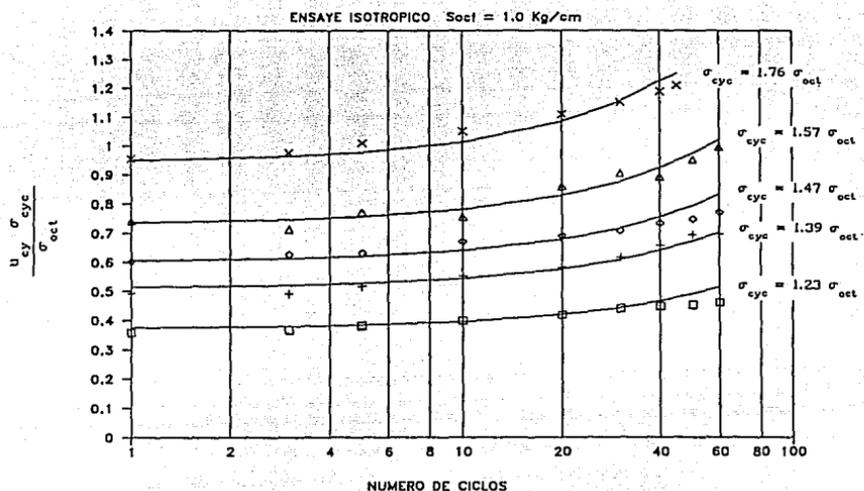


Fig. 5.29 Comparación entre los valores calculados y experimentales del cociente $u_{cy} \sigma_{cyc} / \sigma_{oet}$, de muestras reconstituidas isotrópicas

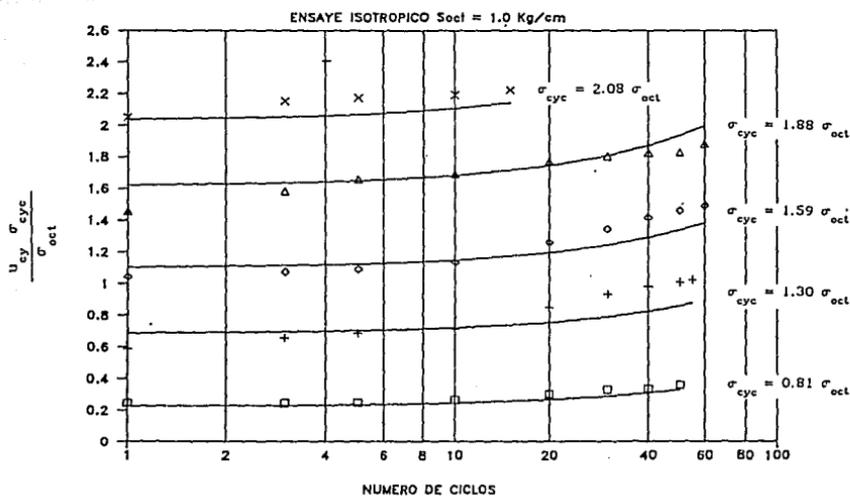
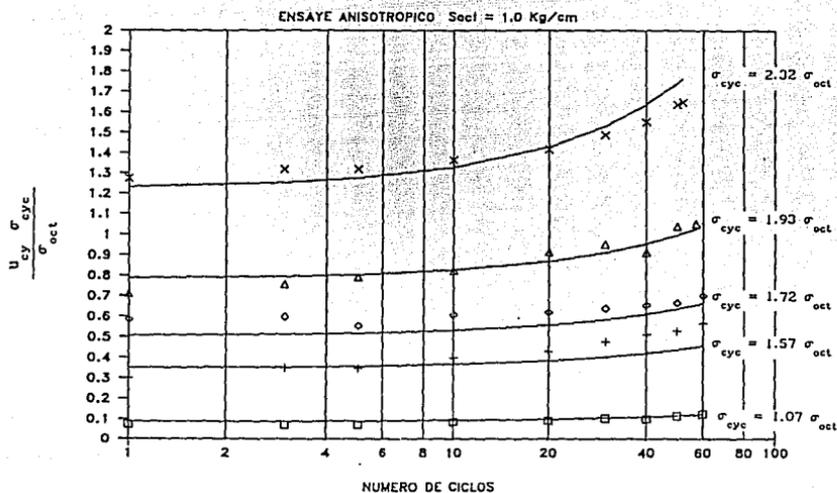


Fig. 5.30 Comparación entre los valores calculados y experimentales del cociente $u_{cy} \sigma_{cyc} / \sigma_{oct}$ de muestras naturales

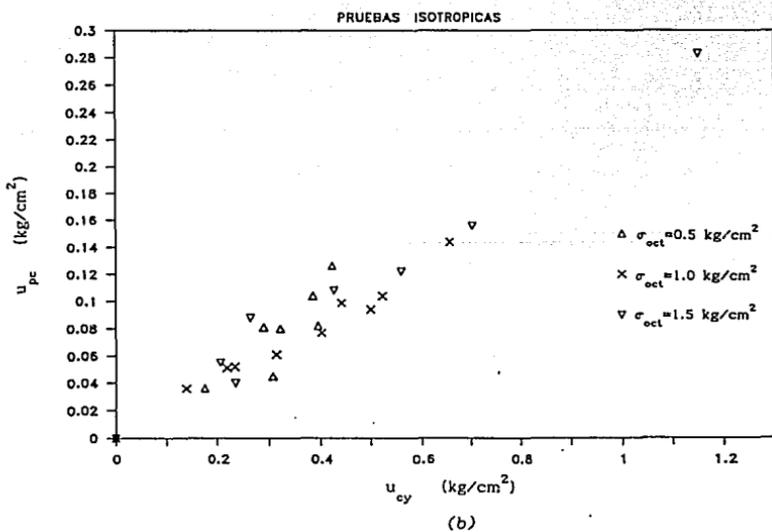
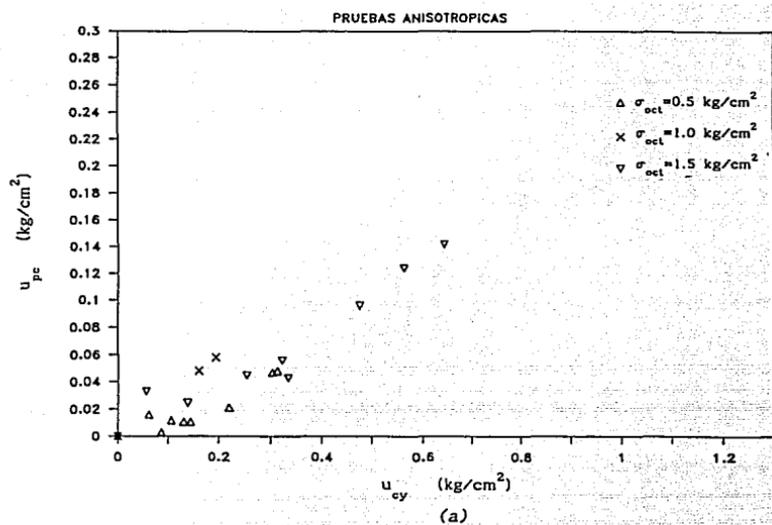


Fig. 5.31 Comportamiento de la presión de poro post-cíclica con la presión de poro cíclica, muestras reconstituidas

reconstituida anisotrópica	$u_{pc} = 0.2226 u_{cy} + 0.00216$
reconstituida isotrópica	$u_{pc} = 0.2139 u_{cy} - 0.00912$

5.3.4 Deformación permanente (ϵ_p)

Las Figs. 4.37 y 5.16 muestran las curvas en el plano τ_{cyc}/σ_{oct} vs ϵ_p con la forma de una hipérbola, por lo que su ley de variación se puede ajustar al modelo hiperbólico de Kondner con coeficientes de correlación de 0.9; las ecuaciones son:

a) En términos del esfuerzo octaédrico confinante efectivo

muestras anisotrópicas

$$\frac{\tau_{cyc}}{\sigma_{oct}} = \frac{\epsilon_p}{0.000703 + 1.3146\epsilon_p} \quad (5.14)$$

(no se incluye el esfuerzo sostenido)

muestras isotrópicas

$$\frac{\tau_{cyc}}{\sigma_{oct}} = \frac{\epsilon_p}{0.0946 + 1.0519\epsilon_p} \quad (5.15)$$

con los parámetros a y b del modelo hiperbólico se pudo determinar el nivel de esfuerzo cortante máximo a partir del cual las deformaciones permanentes son importantes, este umbral es:

muestras anisotrópicas	$\tau_{cyc} = 0.76 \sigma_{oct}$	para $\epsilon_p = 0.06\%$
muestras isotrópicas	$\tau_{cyc} = 0.95 \sigma_{oct}$	para $\epsilon_p = 0.1\%$

que difieren de los apreciados y reportados en el inciso 4.4.6.

b) En términos de la resistencia estática no drenada (s_u)

muestras anisotrópicas

$$\frac{\sigma_{cyc}}{2s_u} = \frac{\epsilon_p}{0.00048 + 0.903\epsilon_p} \quad (5.16)$$

(no se incluye el esfuerzo sostenido)

muestras isotrópicas

$$\frac{\sigma_{cyc}}{2s_u} = \frac{\epsilon_p}{0.00051 + 0.5847\epsilon_p} \quad (5.17)$$

Estas dos últimas ecuaciones permiten estimar la deformación permanente que sufrirá una muestra de suelo, a partir de su resistencia estática no drenada, con coeficiente de correlación de 0.95.

5.3.5 Módulo de rigidez al cortante, G

De entre los modelos más usados y que describen el comportamiento dinámico de los suelos se buscó aquellos que representaran adecuadamente el de las muestras ensayadas. Los modelos analizados para este fin fueron los siguientes:

- a) *Modelo hiperbólico de Hardin-Drnevich* (Ishihara, 1982)
- b) *Modelo de Ramberg-Osgood* (Ishihara, 1982)
- c) *Modelo hiperbólico general* (Jaime, 1987)

encontrando que los modelos (a) y (c) simulan bastante bien las curvas G/G_{\max} vs γ_{pp} de las muestras ensayadas, con coeficientes de correlación de 0.96; con respecto al modelo de Ramberg-Osgood presenta un buen ajuste cuando $\gamma_{pp} < 0.9\%$. En las Figs. 5.32 a 5.34 se muestran los ajustes de los puntos experimentales con los calculados con el modelo hiperbólico general, cuya ecuación es:

$$\frac{G}{G_{\max}} = 1 - \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{a + b \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (5.18)$$

donde γ_r es la deformación angular de referencia en porcentaje, que se obtiene de la curva experimental G/G_{\max} vs γ y corresponde al valor de $G/G_{\max} = 0.5$.

Para las muestras reconstituidas anisotrópicas
 $1.024 \leq a \leq 1.296$ $0.68 \leq b \leq 1.00$ $1.135 \leq \gamma_r \leq 1.88$

Para la muestra natural anisotrópica
 $a = 1.103$ $b = 0.644$ $\gamma_r = 2.348$

Para las muestras reconstituidas isotrópicas
 $1.091 \leq a \leq 1.277$ $0.66 \leq b \leq 0.922$ $0.787 \leq \gamma_r \leq 1.947$

Para la muestra natural isotrópica
 $a = 1.003$ $b = 1.038$ $\gamma_r = 2.031$

Adicionalmente a los modelos arriba indicados se utilizó el propuesto por *Romo (1990)*, que es de tipo hiperbólico y función de la deformación angular y del índice de plasticidad; la ecuación de dicho modelo es:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \left[1 - H(\gamma) \right] \quad (5.19)$$

donde

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A$$

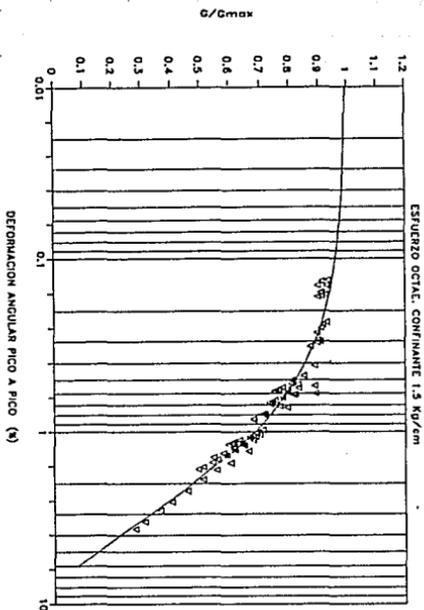
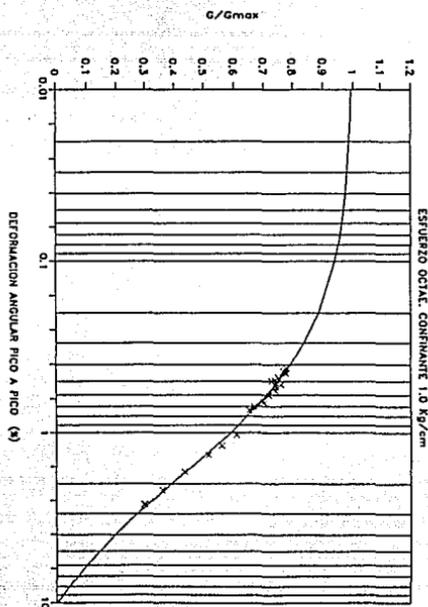
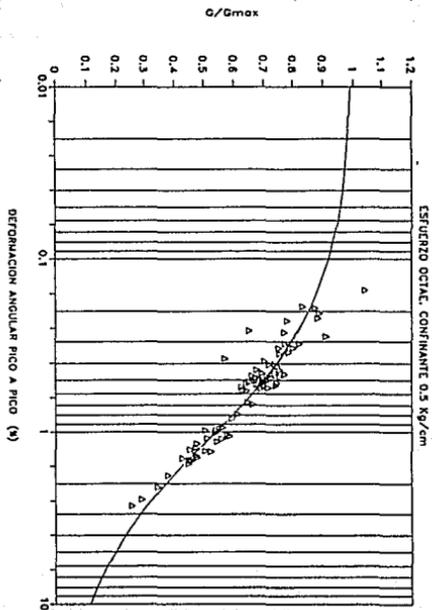


Fig 5.32 Ajuste del modelo hiperbólico general a los resultados de las muestras reconstituidas anisotrópicas

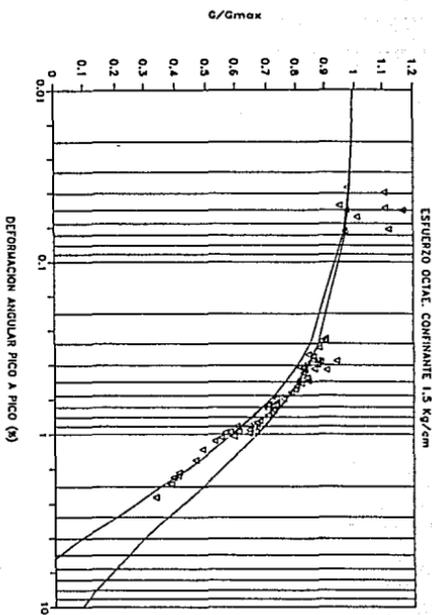
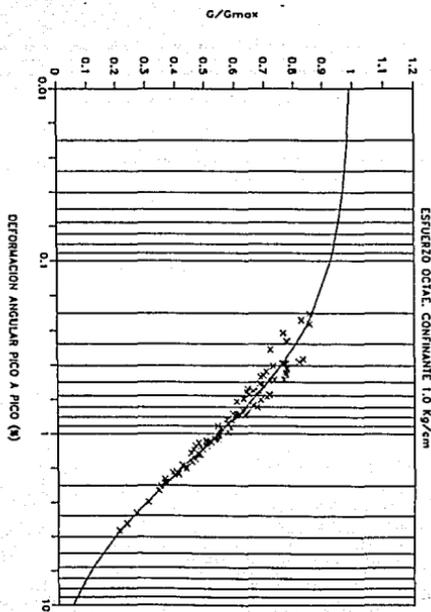
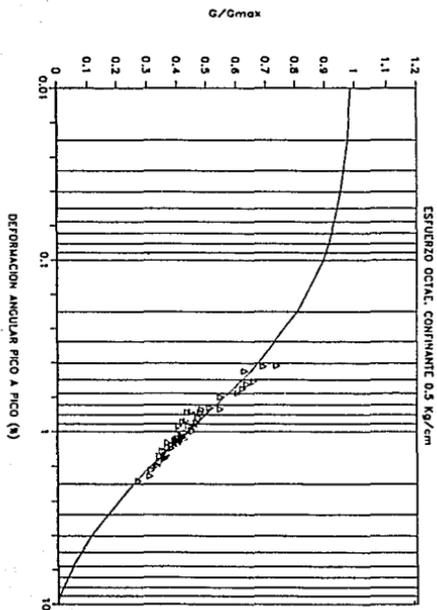
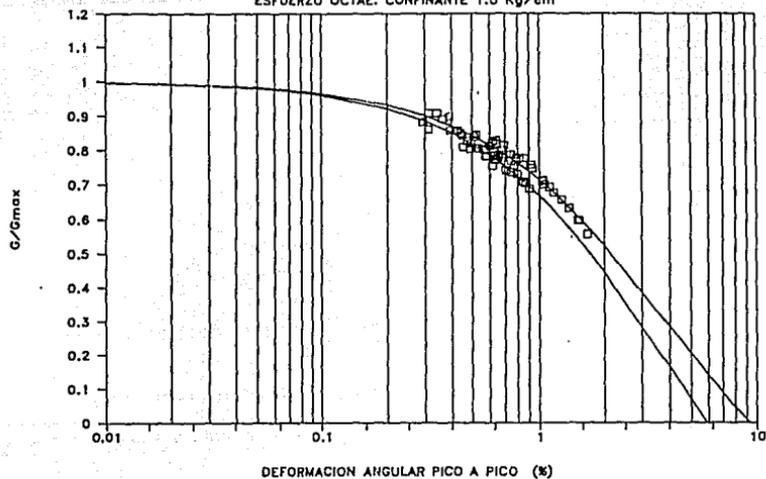


Fig 5.33 Ajuste del modelo hiperbólico general a los resultados de las muestras reconstituidas isotrópicas

ENSAYE ANISOTROPICO

ESFUERZO OCTAE. CONFINANTE 1.0 Kg/cm



ENSAYE ISOTROPICO

ESFUERZO OCTAE. CONFINANTE 1.0 Kg/cm

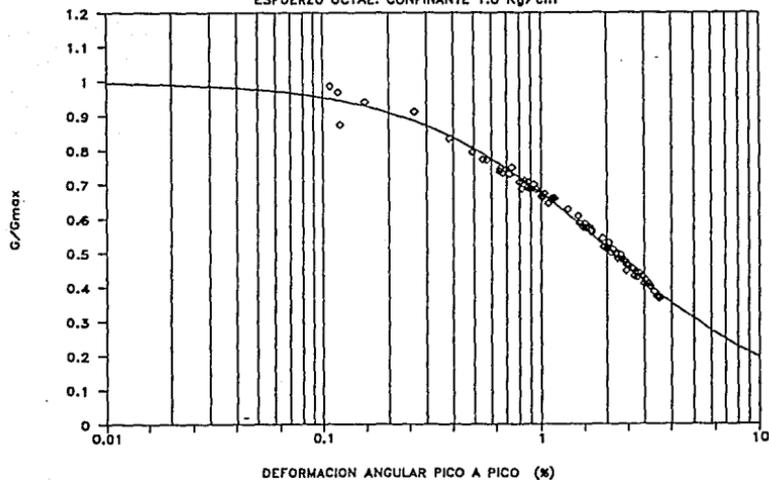


Fig. 5.34 Ajuste del modelo hiperbólico general a los resultados de las muestras naturales

γ_r deformación angular de referencia en %
 A, B parámetros del suelo

Los valores de γ_r , A y B en función del índice de plasticidad se muestran en la Fig 5.35; para un PI = 281% que presentó el material ensayado (inciso 2.4), los parámetros anteriores tienen los valores siguientes:

$$A = 0.96 \quad B = 0.26 \quad \gamma_r = 2.95$$

Con los valores anteriores de estos parámetros se obtienen curvas más tendidas que las características de la arcilla de la ciudad de México, con diferencia entre los valores experimentales y calculados del orden de un $\pm 10\%$, sin mostrar claramente el quiebre típico de la curva G/G_{\max} vs γ . Modificando ligeramente los parámetros iniciales del modelo, se observó que γ_r es sensible a la magnitud del esfuerzo octaédrico confinante aplicado. Dicho parámetro se varió entre los intervalos indicados a continuación:

para las muestras reconstituidas anisotrópicas

$$A = 1.00 \quad B = 0.46 \quad 1.156 \leq \gamma_r \leq 2.081$$

para la muestra natural anisotrópica

$$A = 1.00 \quad B = 0.49 \quad \gamma_r = 2.209$$

para las muestras reconstituidas isotrópicas

$$A = 1.00 \quad B = 0.49 \quad 0.687 \leq \gamma_r \leq 1.947$$

para la muestra natural isotrópica

$$A = 1.00 \quad B = 0.49 \quad \gamma_r = 2.031$$

Con lo que se obtuvieron curvas como las mostradas en las Figs. 5.36 a 5.38, mostrando un buen ajuste con los resultados experimentales.

5.3.6 Relación de amortiguamiento, λ

Para simular el comportamiento del amortiguamiento (λ) con γ_{pp} , se utilizó la relación empírica propuesta por *Hardin y Drnevich (Ishihara, 1982)* en la que:

$$\lambda = \lambda_{\max} \left[1 - \frac{G}{G_{\max}} \right] \quad (5.20)$$

donde λ_{\max} es la relación de amortiguamiento obtenida a gran deformación angular.

Para las pruebas realizadas, el λ_{\max} utilizado fue el valor mayor que se determinó con la ec. 4.4. En las Figs. 5.39 a 5.41 se ha graficado la curva calculada así como los puntos experimentales, presentando un ajuste bastante aceptable para $\gamma_{pp} \leq 2\%$, tanto en las muestras reconstituidas como en las naturales.

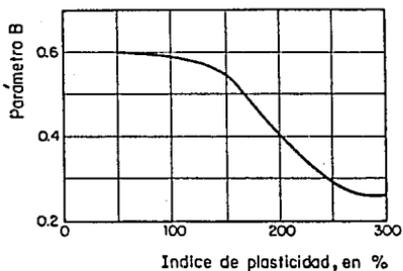
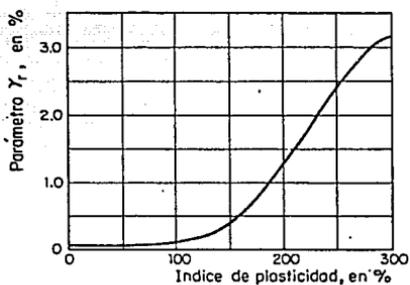
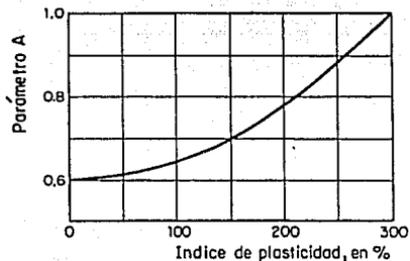


Fig. 5.35 Variación de los parámetros A, γ_r y B con el índice de plasticidad, (Romo, 1990)

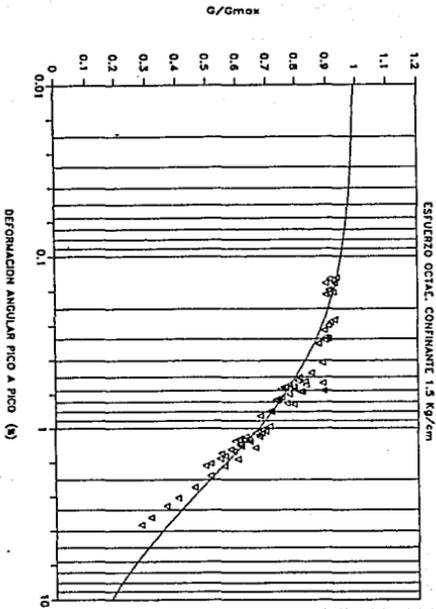
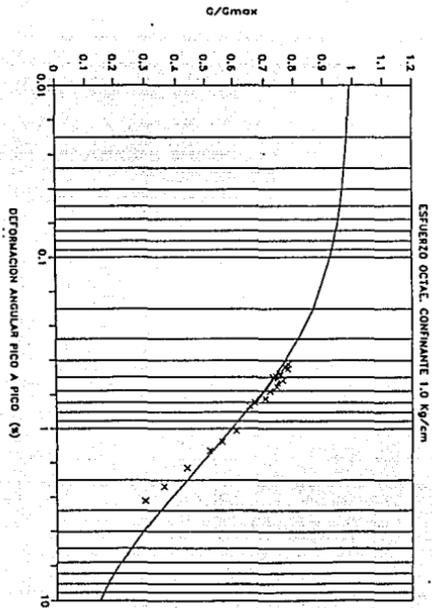
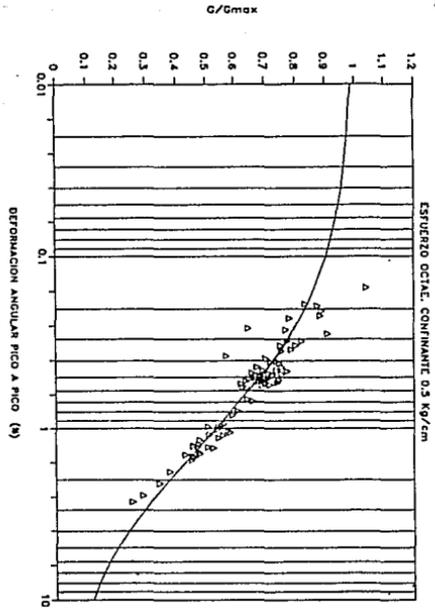


Fig. 5.36 Ajuste de la ecuación 5.19 a los resultados de las muestras reconstituidas anisotrópicas

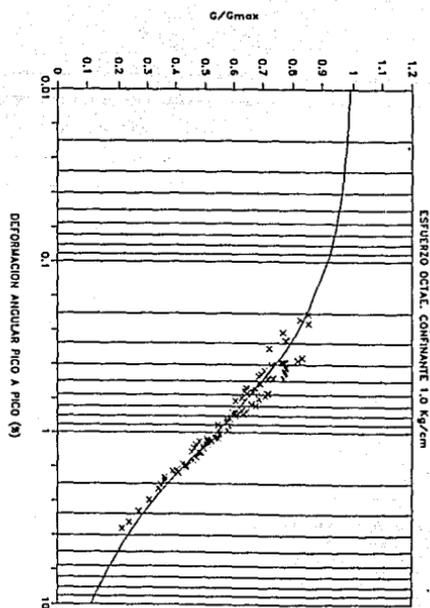
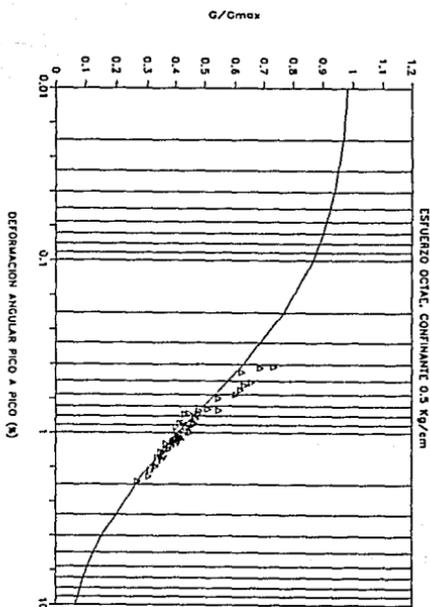
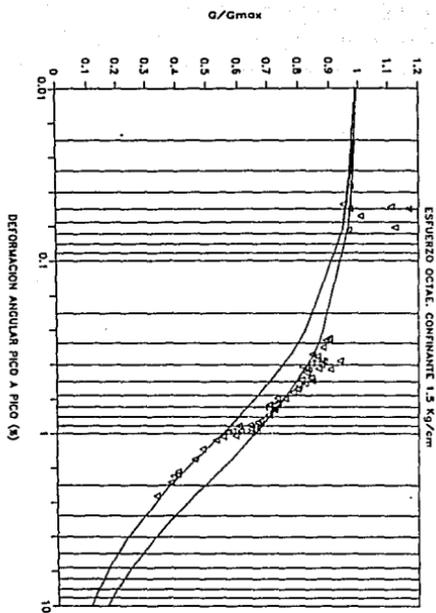
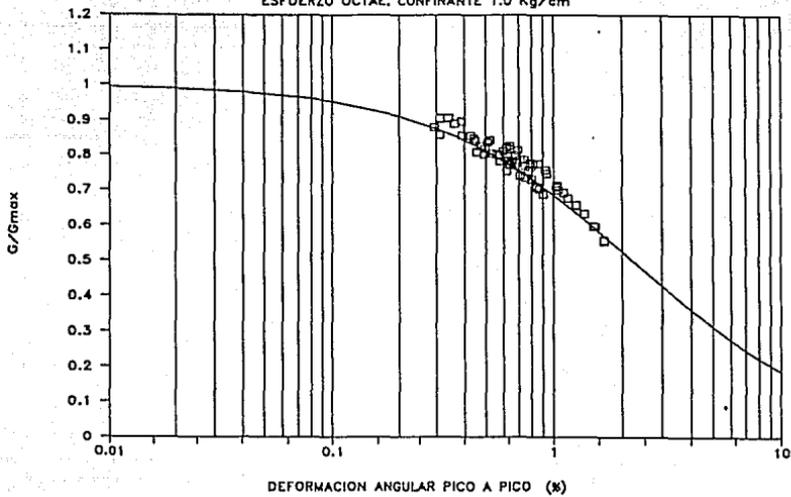


Fig. 5.37 Ajuste de la ecuación 5.19 a los resultados de las muestras reconstituidas isotópicas

ENSAYE ANISOTROPICO

ESFUERZO OCTAE. CONFINANTE 1.0 Kg/cm



ENSAYE ISOTROPICO

ESFUERZO OCTAE. CONFINANTE 1.0 Kg/cm

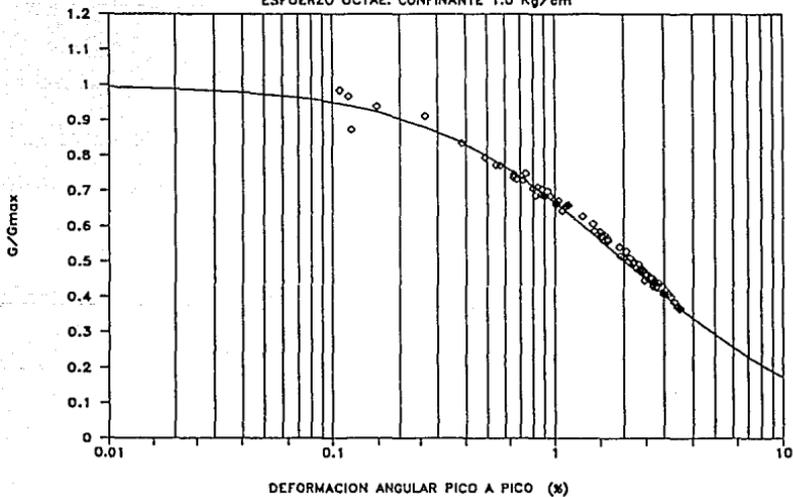


Fig. 5.38 Ajuste de la ecuación 5.19 a los resultados de las muestras naturales

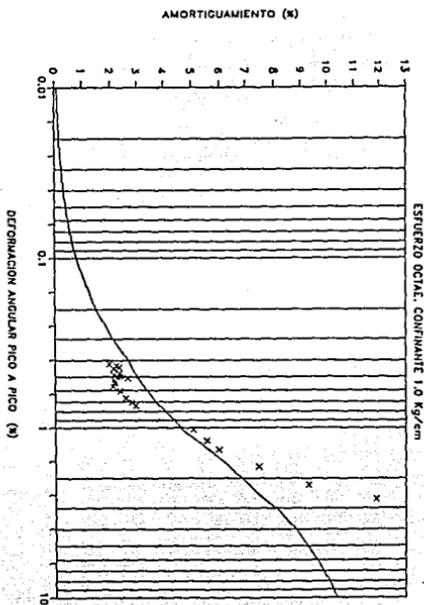
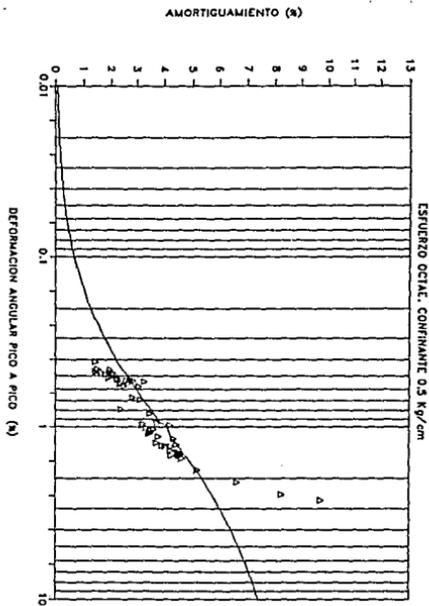
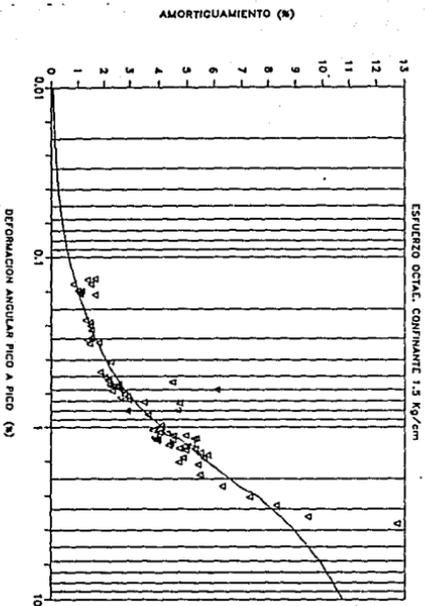


Fig. 5.39 Ajuste del amortiguamiento de muestras reconstituidas anisotrópicas al modelo de Hardin-Drnovich

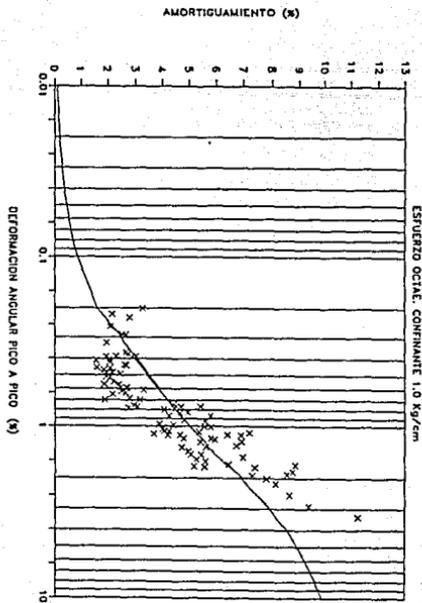
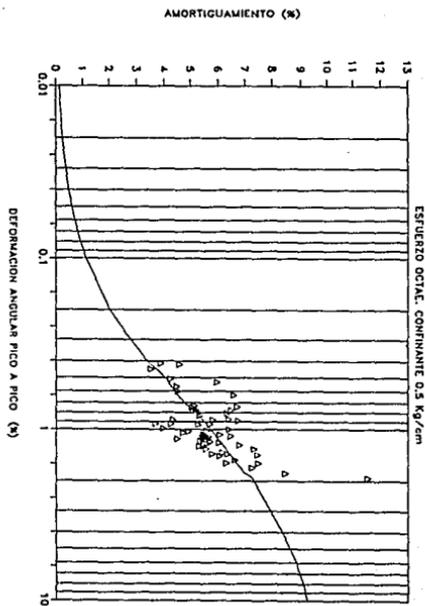
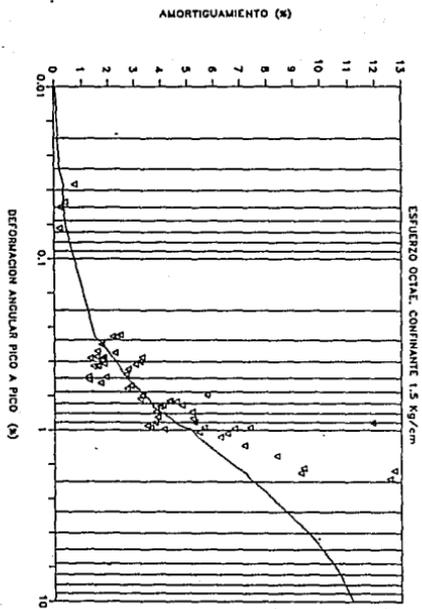
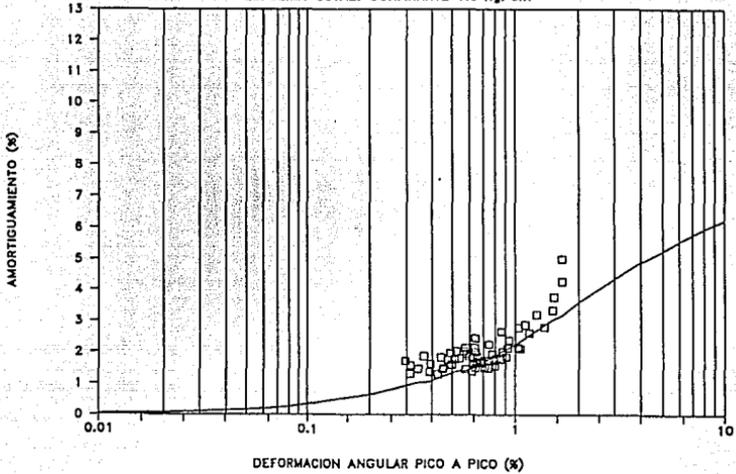


Fig. 5.40 Ajuste del amortiguamiento de muestras reconstituidas isotrópicas al modelo de Hardin-Drebnich

ENSAYE ANISOTROPICO

ESFUERZO OCTAE. CONFINANTE 1.0 Kg/cm



ENSAYE ISOTROPICO

ESFUERZO OCTAE. CONFINANTE 1.0 Kg/cm

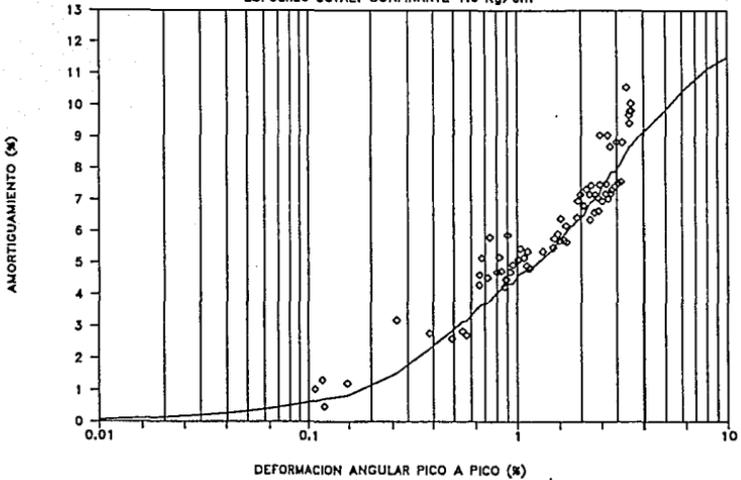


Fig. 5.41 Ajuste del amortiguamiento de muestras naturales al modelo de Hardin-Drnevich

5.4 Conceptos básicos del estado crítico

Las características de consolidación y expansión de un suelo que obedece la teoría del estado crítico se resumen en la Fig. 5.42, donde las abscisas están representadas por $\ln p'$ ($p' = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$) y las ordenadas por v , que representa el volumen específico (1+e).

La teoría postula que en un suelo sujeto a compresión isotrópica o anisotrópica existe una relación lineal entre $\ln p'$ y v en el tramo virgen y de expansión de un suelo sujeto a cambio en los esfuerzos efectivos. La pendiente de la línea de consolidación virgen (LCV) se representa por λ y la del tramo de expansión por κ . También se asume que κ es representativa de la rama de recompresión.

En la etapa de carga no drenada las trayectorias en el espacio $\ln p' - v$ son horizontales y se mueven hacia la línea del estado crítico (LEC). Cuando se alcanza la LEC, el suelo continuará deformándose a carga constante sin cambio en el volumen y la presión de poro.

Las relaciones entre v y $\ln p'$ para los puntos situados sobre la línea de consolidación virgen (LCV) y sobre la línea del estado crítico (LEC), se pueden determinar respectivamente como sigue:

$$v_0 = N - \lambda \ln p'_0$$

$$v_f = \Gamma - \lambda \ln p'_f$$

donde N es el volumen específico para $p' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ en LCV

λ es la pendiente de la LCV

Γ es el volumen específico para $p' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ en LEC

p'_0 y p'_f son las presiones efectivas medias de consolidación y falla, respectivamente.

La expresión para la presión de poro en la falla se puede obtener a partir de la geometría de la Fig. 5.42, la cual es:

$$u_f = p_f - p'_0 \exp \left[\frac{\Gamma - N}{\lambda} \right] \quad (5.21)$$

De acuerdo a la geometría de la Fig. 5.43 se puede obtener una expresión semejante a la anterior para estimar la presión de poro en la falla en muestras consolidadas anisotrópicamente:

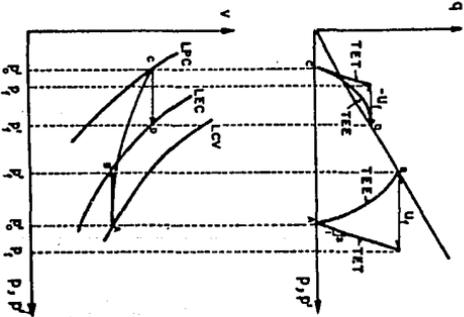
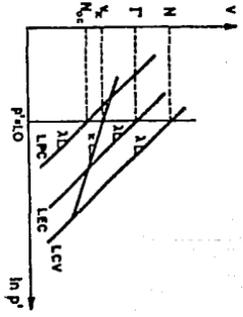


Fig. 5.42 Conceptos básicos del estado crítico para muestras isotrópicamente consolidadas

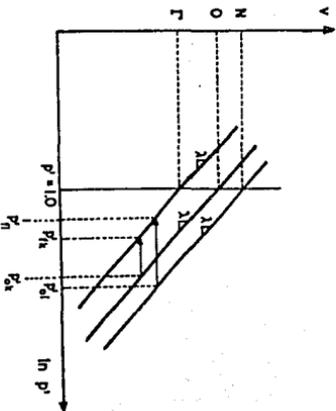
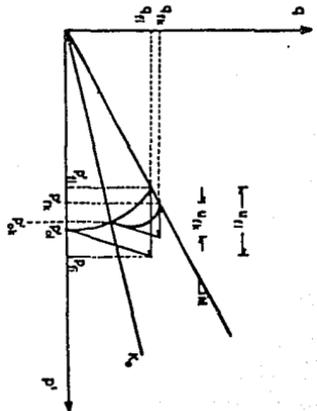


Fig. 5.43 Conceptos básicos del estado crítico para muestras anisotrópicamente consolidadas

$$u_{fk} = p_{fk} - p'_{ok} \exp \left[\frac{\Gamma_k - O}{\lambda_k} \right] \quad (5.22)$$

Es importante indicar que se han desarrollado expresiones que permiten estimar la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas (Lagunas (1988), Romo y Ovando (1989)) en ensayos de compresión tanto consolidados isotrópica como anisotrópicamente, las cuales son:

consolidación isotrópica

$$s_{ul} = p_{f1} - u_{f1} = p'_{o1} \exp \left[\frac{\Gamma - N}{\lambda} \right] \quad (5.23)$$

consolidación anisotrópica

$$s_{uk} = p_{fk} - u_{fk} = p'_{ok} \exp \left[\frac{\Gamma_k - O}{\lambda_k} \right] \quad (5.24)$$

5.4.1 Pruebas estáticas

Los valores de los parámetros que intervienen en las ecuaciones 5.21 y 5.22, que se obtuvieron de las curvas de compresibilidad (Figs. 4.13 y 4.14) se indican en las Tablas 5.10 y 5.11, así como los valores calculados de la presión de poro en la falla.

Tabla 5.10 Parámetros del estado crítico, ensayos estáticos anisotrópicos con muestras reconstituidas

Ensayo	O	λ_k	Γ_k	p'_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	u Teor kg/cm ²	u Expe kg/cm ²
A1	10.75	2.135	10.218	0.5	0.613	0.223	0.224
A2	10.361	2.037	9.867	1.0	1.225	0.440	0.440
A3	9.92	1.809	9.149	1.5	1.769	0.789	0.800

Tabla 5.11 Parámetros del estado crítico, ensayos estáticos isotrópicos con muestras reconstituidas y naturales

Ensaye	N	λ	Γ	p'_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	u Teor kg/cm ²	u Expe kg/cm ²
D1	10.146	1.751	9.501	0.5	0.706	0.360	0.360
D2	9.844	1.642	9.038	1.0	1.348	0.736	0.765
D3	10.244	1.776	9.205	1.5	1.998	1.163	1.170
Nat. 1	11.537	2.106	10.171	1.0	1.426	0.903	0.928
Nat. 2	11.569	2.123	10.013	2.0	2.809	1.848	1.857

De las tablas anteriores, la estimación de la presión de poro a la falla con las ecs. 5.21 y 5.22 es prácticamente igual a la medida.

Con respecto a la resistencia no drenada, los valores calculados con las ecs. 5.23 y 5.24, así como los experimentales se indican en la tabla siguiente:

Tabla 5.12 Comparación entre la resistencia estática teórica y experimental

Ensaye	σ_{oct} kg/cm ²	K	s_u Teor kg/cm ²	s_u Expe kg/cm ²
A1	0.5	0.5	0.389	0.358
A2	1.0	0.5	0.785	0.713
A3	1.5	0.5	0.979	0.966
D1	0.5	1.0	0.346	0.309
D2	1.0	1.0	0.612	0.522
D3	1.5	1.0	0.835	0.747

Como se aprecia en la Tabla 5.12, no existe gran diferencia entre las resistencias calculadas y las teóricas; de esa misma tabla se tiene que los valores medios entre resistencias no drenadas con consolidación anisotrópica e isotrópica, son:

$$\left[\frac{S_{uk}}{S_{ul}} \right]_{\substack{\text{teo} \\ \text{est}}} = 1.19 \quad \left[\frac{S_{uk}}{S_{ul}} \right]_{\substack{\text{exp} \\ \text{est}}} = 1.27$$

5.4.2 Pruebas dinámicas

La aplicación del modelo del estado crítico se limita a pruebas estáticas; en este inciso se aplicaron los resultados de las pruebas dinámicas a las ecuaciones 5.21 a 5.24. En las Tablas 5.13 y 5.14 se indican los parámetros del estado crítico, determinados a partir de las respectivas curvas de compresibilidad (Figs. 4.21 a 4.23).

Tabla 5.13 Parámetros del estado crítico, ensayos dinámicos anisotrópicos con muestras reconstituidas y natural

Ensaye	O	λ_k	Γ_k	p'_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	u_{cy} Teor kg/cm ²	u_{cy} Expe kg/cm ²
B1	11.141	2.458	10.521	0.5	0.746	0.357	0.365
B2	9.605	1.692	9.623	1.0	1.504	0.494	0.496
B3	9.725	1.614	9.386	1.5	2.184	0.968	0.998
E1	14.787	2.864	14.322	1.0	1.539	0.689	0.689

Tabla 5.14 Parámetros del estado crítico, ensayos dinámicos isotrópicos con muestras reconstituidas y natural

Ensaye	N	λ	Γ	p'_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	u_{cy} Teor kg/cm ²	u_{cy} Expe kg/cm ²
C1	9.826	1.679	9.563	0.5	0.836	0.425	0.424
C2	9.996	1.688	9.670	1.0	1.592	0.768	0.810
C3	10.167	1.766	9.803	1.5	2.396	1.176	1.210
E2	14.896	2.892	13.713	1.0	1.685	1.021	1.021

Al igual que en las pruebas estáticas los valores de la presión de poro teórica son prácticamente iguales a los experimentales, dichos valores de u_{cy} corresponden al momento de la falla y en la etapa de compresión.

Con respecto a la resistencia calculada a partir de las ecs 5.23 y 5.24, los valores se indican en la Tabla 5.15.

Tabla 5.15 Comparación entre la resistencia dinámica teórica y experimental

Ensaye	σ_{oct}^2 kg/cm ²	K	s_u Teor ² kg/cm ²	s_u Expe ² kg/cm ²
B1	0.5	0.5	0.389	0.557
B2	1.0	0.5	1.011	1.132
B3	1.5	0.5	1.216	1.588
C1	0.5	1.0	0.411	0.505
C2	1.0	1.0	0.824	0.889
C3	1.5	1.0	1.221	1.344
E1	1.0	0.5	0.85	1.196
E2	1.0	1.0	0.664	1.052

El valor medio de la relación entre las resistencias no drenadas dinámicas anisotrópica e isotrópica es:

$$\left[\frac{s_{uk}}{s_{ul}} \right]_{\text{teo}}^{\text{din}} = 1.06 \qquad \left[\frac{s_{uk}}{s_{ul}} \right]_{\text{exp}}^{\text{din}} = 1.19$$

Los valores experimentales resultaron mayores a los calculados entre un 10 a 50%. Esto se puede deber a:

- que las ecuaciones 5.23 y 5.24 están definidas para condiciones estáticas y la velocidad de carga influye en la resistencia,
- los parámetros indicados en las Tablas 5.13 y 5.14 se definieron con la relación de vacíos al final de la etapa de consolidación,

- debido al drenaje post-cíclico se induce un cambio en la relación de vacíos (inciso 5.2.2).

Con respecto a los dos últimos puntos, en las tablas 5.16 y 5.17 se indican: la relación de vacíos al final de la etapa de consolidación (e_f), la relación de vacíos en la falla cíclica (e_{fa}), el esfuerzo correspondiente a e_{fa} en el tramo virgen (σ_{eq}), Fig. 5.10. Así mismo se indican los parámetros del estado crítico considerando muestras preconsolidadas O_{oc} y N_{oc} , y la resistencia al esfuerzo cortante calculada.

Tabla 5.16 Efecto del ciclaje en la relación de vacíos final
ensayos anisotrópicos

Ensaye	σ_{oct} kg/cm ²	e_f	e_{fa}	σ'_{eq} kg/cm ²	$\frac{\sigma'_{eq}}{\sigma_{oct}}$	O_{oc}	S_u Teor kg/cm ²
B1	0.5	6.34	6.03	0.6	1.2	10.936	0.422
B2	1.0	4.71	4.618	1.04	1.04	9.514	1.066
B3	1.5	4.395	4.268	1.6	1.06	9.602	1.312
E1	1.0	7.19	6.631	1.2	1.2	14.225	1.034

Tabla 5.17 Efecto del ciclaje en la relación de vacíos final
ensayos isotrópicos

Ensaye	σ_{oct} kg/cm ²	e_f	e_{fa}	σ'_{eq} kg/cm ²	$\frac{\sigma'_{eq}}{\sigma_{oct}}$	N_{oc}	S_u Teor kg/cm ²
C1	0.5	6.08	5.682	0.66	1.32	9.389	0.554
C2	1.0	5.11	4.86	1.2	1.2	9.658	1.007
C3	1.5	4.60	4.443	1.6	1.06	10.01	1.334
E2	1.0	7.23	6.75	1.15	1.15	14.409	0.786

Si se considera el efecto del drenaje post-cíclico la resistencia se aproxima a los valores medidos.

Recordando que el drenaje post-cíclico induce un cambio volumétrico, en la Fig. 5.44 se muestra dicho cambio con el esfuerzo octaédrico confinante siendo más significativo en las muestras isotrópicas que en las anisotrópicas; además, este cambio volumétrico es mayor a menor esfuerzo confinante. Por lo anterior, utilizar las expresiones 5.23 y 5.24 presentan el inconveniente, para pruebas dinámicas, de estimar el cambio en la relación de vacíos durante la etapa de ciclaje y por lo tanto en los parámetros N y O .

La comparación entre valores de presión de poro y de resistencia entre pruebas estáticas y dinámicas se llevó a cabo en los incisos 5.2.1 y 5.2.2.

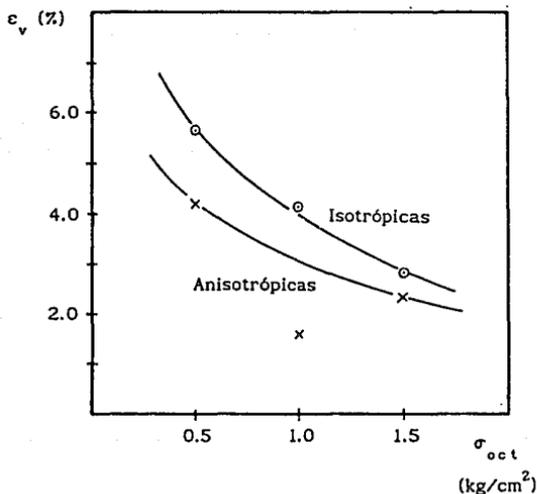


Fig. 5.44 Variación del cambio volumétrico post-cíclico con el esfuerzo octaédrico confinante

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

El resumen y las conclusiones que a continuación se exponen están basados en los ensayos triaxiales $\bar{C}\bar{U}$ con muestras naturales y reconstituidas de arcilla de la ciudad de México, comparando resultados a mismo esfuerzo octaédrico confinante.

Con respecto a los ensayos estáticos:

Los comportamientos esfuerzo-deformación-presión de poro de las muestras reconstituidas y de las naturales son muy semejantes, Fig. 5.1, aunque las muestras naturales son ligeramente menos rígidas que las reconstituidas. Es probable que en ello influya el posible remoldeo inducido durante la extracción de las muestras naturales, además de la relajación de esfuerzos que sufren.

Las muestras reconstituidas consolidadas anisotrópicamente resultaron aproximadamente 25% más resistentes al esfuerzo cortante que las isotrópicas.

La presión de poro en los ensayos consolidados isotrópicamente resultó aproximadamente 50% mayor que en los anisotrópicos, debido a que en estos últimos ya se había disipado la presión de poro inducida por el esfuerzo cortante aplicado en la etapa de consolidación. La máxima presión de poro generada en condición isotrópica

varió entre 0.5 y 0.7 del esfuerzo desviador aplicado y en las anisotrópicas, entre 0.6 y 0.7, Fig 5.2.

Con respecto a los ensayos dinámicos:

Esfuerzo desviador cíclico

El comportamiento esfuerzo cíclico normalizado-deformación axial cíclica de las muestras reconstituidas y de las naturales es semejante tanto cualitativa como cuantitativamente, Figs. 5.3a y 5.4a; por lo tanto, el comportamiento mecánico del material reconstituido es representativo del que exhiben las muestras naturales.

En las muestras reconstituidas la resistencia no drenada en condiciones dinámicas ($f=0.5$ Hz) es de 1.67 a 1.7 veces la resistencia no drenada estática, independientemente de la trayectoria de consolidación seguida.

Para las muestras reconstituidas, en condiciones dinámicas la ley de resistencia en términos de esfuerzos efectivos es de tipo friccionante, con ordenada al origen (cohesión) prácticamente nula. Además, los ángulos de fricción efectivos dinámicos son mayores que los estáticos de tal manera que en:

$$\text{Pruebas anisotrópicas: } \phi'_{KD} = 1.47 \phi'_{KE}$$

$$\text{Pruebas isotrópicas: } \phi'_{ID} = 1.26 \phi'_{IE}$$

Las muestras consolidadas anisotrópicamente resultaron aproximadamente 20% más resistentes al esfuerzo cortante que las isotrópicas.

Presión de poro dinámica

Al igual que en las pruebas estáticas, la trayectoria de consolidación influyó en la presión de poro dinámica, ya que en los ensayos consolidados isotrópicamente resultó aproximadamente 20% mayor que en los anisotrópicos.

Las curvas presión de poro dinámica-deformación axial cíclica de muestras reconstituidas y naturales indican que las primeras son representativas del comportamiento de las naturales, ya que dichas curvas son semejantes hasta un 2% de deformación axial cíclica aproximadamente, Figs. 5.3 y 5.4. A partir de esa deformación, las naturales generan presión de poro dinámica ligeramente mayor que las reconstituidas, debido posiblemente a la diferencia en el contenido de agua de las muestras, bajo un mismo esfuerzo octaédrico confinante.

La presión de poro estática, para mismas condiciones de esfuerzo octaédrico confinante y esfuerzo desviador aplicado, es mayor que la desarrollada en condiciones dinámicas, del orden de 86% en las muestras consolidadas anisotrópicamente y del 55% en las isotrópicas, ver Figs. 5.5 y 5.6.

La presión de poro dinámica depende del nivel de esfuerzo desviador cíclico aplicado a la muestra, siendo una fracción del mismo, Fig. 5.9, es decir:

$$\text{Pruebas anisotrópicas: } u_{ey} = (0.3 \text{ a } 0.4) \sigma_{cyc}$$

$$\text{Pruebas isotrópicas: } u_{ey} = (0.45 \text{ a } 0.5) \sigma_{cyc}$$

La presión de poro dinámica tanto en los especímenes reconstituidos como naturales presentó una respuesta en fase con la aplicación de la carga, presentando un valor máximo cuando se alcanzaron los 60 ciclos aplicados en cada incremento de esfuerzo desviador. Una vez que se interrumpió la carga cíclica, la presión de poro regresó a un valor un poco mayor al que se tenía antes de la acción dinámica; es decir, una vez que la acción cesa se presenta, en general, sólo una ligera presión de poro remanente de aproximadamente:

$$\text{Pruebas anisotrópicas: } u_{pc} = (0.1 \text{ a } 0.2) u_{ey}$$

$$\text{Pruebas isotrópicas: } u_{pc} = (0.2 \text{ a } 0.25) u_{ey}$$

Si bien la presión de poro cíclica aumenta con el número de ciclos, ésta tiende a un valor asintótico límite después del ciclo 60 aproximadamente, tanto en los especímenes reconstituidos como en los naturales.

En el instante de la falla cíclica la presión de poro no aumenta bruscamente, ya que se mantiene relativamente constante el valor alcanzado por ésta previamente a la falla. Si bien la presión de poro aumenta durante el ciclaje, también lo hace el esfuerzo total y en el instante de la falla el esfuerzo efectivo no es nulo; es decir, que la falla de las muestras no se debió a una pérdida del esfuerzo efectivo, sino a grandes deformaciones por cortante inducidas en el plano de falla.

Presión de poro post-cíclica

La trayectoria de consolidación influye en la presión de poro post-cíclica; en efecto, en las muestras reconstituidas, las isotrópicas generaron el doble de presión de poro post-cíclica que las anisotrópicas. Así mismo, las naturales isotrópicamente consolidadas también generaron mayor presión de poro post-cíclica que las

anisotrópicas, del orden del 50%. Las muestras reconstituidas generaron mayor presión de poro post-cíclica que las naturales; esto implica al parecer una mayor degradación de la estructura del suelo reconstituido, debido a que las muestras naturales presentan una mejor estructuración y liga entre partículas ocasionada por la sobrecarga actuando durante miles de años.

El cambio volumétrico ocasionado por la disipación de u_{pc} es función directa de la magnitud alcanzada por u_{pc} , la cual depende de la trayectoria de consolidación y el nivel de esfuerzo confinante aplicado. Los pequeños cambios volumétricos adicionales por consolidación post-cíclica implican pequeñas deformaciones axiales, siendo mayores las deformaciones permanentes inducidas durante el ciclaje. Lo anterior corrobora lo observado durante los sismos de 1985 en edificios cimentados en la zona de lago; en efecto, los asentamientos que sufrieron durante la acción de los sismos fue por la deformación plástica (permanente) causada por los esfuerzos dinámicos, y los asentamientos posteriores por consolidación post-cíclica fueron insignificantes.

Deformación permanente

La deformación permanente que sufre una muestra de suelo depende de la magnitud del esfuerzo cíclico y del número de veces que se aplica, del esfuerzo sostenido, de la relación de preconsolidación y de la frecuencia de carga, principalmente. Existe un umbral o nivel crítico de esfuerzo cortante cíclico a partir del cual las deformaciones permanentes crecen considerablemente; dicho nivel, en término de la resistencia estática no drenada del material, es:

$$\text{Pruebas anisotrópicas: } \sigma_v + \sigma_{cyc} = 2.7 s_u$$

$$\text{Pruebas isotrópicas: } \sigma_{cyc} = 2.9 s_u$$

La trayectoria de consolidación es un factor que influye en la deformación permanente, siendo ésta mayor en las muestras isotrópicas que en las anisotrópicas, tanto en los especímenes reconstituidos como en los naturales.

Módulo de rigidez al corte, G

Al aumentar el esfuerzo octaédrico confinante, el módulo G se incrementa, independientemente de la trayectoria de consolidación. Para un mismo esfuerzo octaédrico confinante, las muestras anisotrópicamente consolidadas presentan al inicio valores mayores de G que las isotrópicas, del orden del 15%.

Para un mismo esfuerzo octaédrico confinante, las muestras reconstituidas presentaron al inicio valores del módulo G aproximadamente 65% mayores que las naturales, con la característica de que las reconstituidas mostraron una mayor degradación al aumentar el nivel de deformación inducido. Sin embargo, la mayor rigidez de las reconstituidas respecto a las naturales se invierte para deformaciones angulares mayores del 3%, independientemente de la trayectoria de consolidación por lo antes mencionado, Fig. 5.18.

El límite del comportamiento lineal, de la curva G/G_{\max} vs γ_{pp} en escala semi-logarítmica, de las muestras reconstituidas y naturales es:

$$\begin{array}{ll} \text{pruebas anisotrópicas} & \gamma_{pp} = 0.45\% \\ \text{pruebas isotrópicas} & \gamma_{pp} = 0.35\% \end{array}$$

y que corresponden a un valor de 0.85 a 0.9 de G/G_{\max} .

Relación de amortiguamiento

El amortiguamiento en las muestras anisotrópicas es menor que en las isotrópicas, Figs. 5.30 y 5.31. La frontera de la deformación angular pico a pico en la cual el amortiguamiento es prácticamente igual, independientemente del esfuerzo confinante y de la trayectoria de consolidación, es γ_{pp} igual a 0.6%.

Por lo antes reseñado, se puede concluir que la formación de muestras de arcilla en el laboratorio por medio del procedimiento de sedimentación y consolidación a partir de una suspensión arcillosa, permite obtener una cantidad suficiente de muestras reconstituidas inalteradas; éstas resultan comparables entre sí, representativas y equivalentes a los especímenes naturales inalterados, y por lo tanto, válidas para estudiar el comportamiento estático y dinámico de la arcilla de la ciudad de México.

Modelación de resultados

Las curvas normalizadas esfuerzo cíclico máximo vs deformación axial cíclica y presión de poro vs deformación axial cíclica, presentaron una forma similar a la de una hipérbola, por lo cual su comportamiento se puede simular utilizando el modelo hiperbólico de Kondner.

También se establecieron ecuaciones a partir del ajuste hiperbólico de Kondner para

modelar el comportamiento de la presión de poro post-cíclica (inciso 5.3.3) y la deformación permanente (inciso 5.3.4).

La ecuación que simula el comportamiento de la presión de poro con el número de ciclos, proporciona resultados que se ajustan en gran medida a los datos experimentales.

El modelo hiperbólico el Hardin-Drnevich y el hiperbólico general se ajustan bien a los resultados experimentales de la curva G/G_{\max} vs γ_{pp} , con coeficientes de correlación de 0.96; mientras que el modelo de Ramberg-Osgood presenta un buen ajuste cuando $\gamma_{pp} < 0.9\%$. Con respecto al modelo propuesto por Romo (1990), cuyos parámetros dependen del índice de plasticidad del suelo, tanto para las muestras reconstituidas como para las naturales de obtuvieron curvas con diferencias entre valores experimentales y calculados del orden de un $\pm 10\%$, aunque sin mostrar claramente el quiebre de la curva G/G_{\max} vs γ característico de la arcilla de la ciudad de México. Al modificar ligeramente los parámetros iniciales del modelo se logró ajustar los valores calculados con los experimentales, ver inciso 5.3.5.

Para simular el comportamiento del amortiguamiento con la deformación angular pico a pico, se utilizó la relación empírica propuesta por Hardin y Drnevich, la cual presentó un ajuste bastante aceptable con los puntos experimentales para $\gamma_{pp} < 2\%$, tanto en las muestras reconstituidas como en las naturales.

Las funciones de presión de poro y de resistencia en base a los parámetros del estado crítico, arrojan resultados prácticamente iguales a los experimentales de pruebas estáticas no drenadas, tanto en muestras reconstituidas como naturales.

La estimación de la presión de poro cíclica en la falla a partir de las ecuaciones que emplean parámetros del estado crítico, presenta el inconveniente de estimar el relación de vacíos en la falla; ya que se ocasiona un cambio en ella al permitir la disipación de la presión de poro remanente inducida en la muestra por el ciclaje, los parámetros deben corresponder a estas condiciones. Una vez inferida la relación de vacíos en la falla se puede definir un esfuerzo equivalente (σ_{eq}), como se indica en la Fig. 5.10 y proceder como se apuntó en el inciso 5.4.2.

REFERENCIAS

Alberro J. (1969), "*Déplacements du terrain et poussées latérales sur les étais des excavations*", Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., Vol. 3, pp 351-357

Andersen K. (1976), "*Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading*", Norwegian Geotechnical Institute, publicación No. 114, pp 33-44

Andersen K., Pool J.H., Brown S.F. y Rosenbrand W.F. (1980), "*Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay*", J. Geot. Engng. Div., Vol. 106, No. GT5, pp 499-529

Bishop J.H. y Henkel D.J. (1962), "*The measurement of soil properties in the triaxial test*", 2nd edition, Edward Arnold, London

Blight G.E. (1964), "*The effect of non-uniform pore pressures on laboratory measurements of the shear strength of soils*", Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils, pp 173-184, ASTM STP No. 361

Brown F., Lashine A. y Hyde A. (1975), "*Repeated load triaxial testing of a silty clay*", Geotechnique, Vol. 25, No. 1, pp 95-114

Díaz J.A. y Casales C. (1986), "*Deformación unidimensional de la arcilla de la ciudad de México por vibraciones*", Memorias del Simposio "Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", pp 301-307

- Díaz J.A. y Leyte F. (1989), "Consolidation of Mexico City clay under repeated loading", Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., Vol. 1, pp 33-37
- Dobry R. y Vucetic M. (1990), "Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits", Memorias del simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, Vol. 2, pp 49-84
- Hyde A. (1983), *discusión al artículo "Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay"*, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 2, pp 170-171
- Hyodo N., Yasuhara K. y Murata H. (1988), "Earthquake induced settlements in clays", Proc. 9th World Conf. on Earthquake Engng., Vol. 3, pp 89-94
- Ishihara K., Shimizu K. y Yamada Y. (1981), "Pore water pressures measured in sand deposits during an earthquake", Soils and Foundations, Vol. 21, No. 4, pp 85-100
- Ishihara K. (1982), "Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis", Proc. Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, pp 237-259
- Jaime A. (1987), "Características dinámicas de la arcilla del Valle de México", Tesis doctoral, DEPFI, UNAM, pp 107-133
- Jaime A. y Romo M. (1988), "Características del suelo en el sitio Francisco del Paso y Troncoso y Viaducto", Reporte interno, I de I, UNAM, abril
- Jaime A. y Romo M. (1988) "Correlations between dynamic and static properties of Mexico city clay", Earthquake SPECTRA, Vol. 4, No. 4, pp 787-804
- Jaime A. y Legorreta H. (1989), "Equipo triaxial cíclico controlado por computadora", Reporte interno, I de I, UNAM, agosto
- Lagunas I. (1988), "Aspectos teóricos para el desarrollo de funciones de presión de poro", Tesis de licenciatura, Universidad Autónoma de Puebla
- Lo K.Y. (1969), "Pore pressure-strain relationship for normally consolidated undisturbed clays", Canadian Geot. J., Vol. 6, No. 4, pp 383-412
- Marsal R. y Mazari M. (1969), "El subsuelo de la ciudad de México", Facultad de Ingeniería, UNAM, segunda edición
- Matsui T., Ohara H. e Ito T. (1980), "Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay", J. Geot. Engng. Div., Vol. 106, No. GT10, pp 1101-1120
- Mendoza M., Romo M. y Hernández V. (1990), "Características mecánicas de muestras de arcilla inalterada y reconstituida de la ciudad de México: un análisis comparativo", XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, San Luis Potosí S.L.P., noviembre

Mendoza M., Romo M. y Hernández V. (1991), "True shear strength parameters of reconstituted Mexico city clay", IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Chile

Rojas E., Romo M. e Hiriart G. (1990), "Estudio de la presión de poro al centro de probetas de arcilla", Reporte interno, I de I, UNAM, junio

Romo M. y Jaime A. (1986), "Características dinámicas de las arcillas del valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo", reporte interno, I de I, UNAM

Romo M., Jaime A. y Reséndiz D. (1988), "General soil conditions and clay properties in the Valley of Mexico" Earthquake SPECTRA, Vol. 4, No. 4, pp 731-752

Romo M. y Ovando E. (1989), "Effective shear strength from undrained tests", Series del Instituto de Ingeniería, No. E-59

Romo M., Jaime A. y Taboada V. (1989), "Comportamiento cíclico de arcilla normalmente consolidada de la ciudad de México", Reporte interno, I de I, UNAM, octubre

Romo M. (1990), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones", Memorias del simposio "El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

Saada A., Bianchini G. y Palmer L. (1978), "The dynamic response of anisotropic clay", Proc. of Specialty Conference, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Vol. 2, pp 777-801

Sangrey D., Henkel D. y Esrig M. (1969), "The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading", Canadian Geot. J., Vol. 6, No. 3, pp 241-252

Santoyo E. y Reséndiz D. (1969), "Cámara triaxial de precisión", Series del Instituto de Ingeniería, No. 235, agosto

Seed H.B., Lee K., Idriss I. y Makdisi F. (1975), "The slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9, 1971", J. Geot. Engng. Div., Vol. 101, No. GT7, pp 651-688

Skempton A.W. (1954), "The pore pressure coefficients A and B", Geotechnique, Vol. 4, No. 4, pp 143-147

Taboada V. (1989), "Degradación de la arcilla de la ciudad de México por carga dinámica", Tesis de maestría, DEPMI, UNAM

Takahashi M., Hight D. y Vaughan P. (1980), "Effective stress changes observed during undrained cyclic triaxial tests on clay", Proc. Int. Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, pp 201-209

Van Eekelen H.A. y Potts D.M. (1978), "*The behaviour of Drammen clay under cyclic loading*", *Geotechnique*, Vol. 28, No. 2, pp 173-196

Vucetic M. y Dobry R. (1988), "*Degradation of marine clays under cyclic loading*", *J. Geot. Engng. Div.*, Vol. 114, No. GT2, pp 133-149

Wilson N. y Greenwood J. (1974), "*Pore pressures and strains after repeated loading of saturated clay*", *Canadian Geot. J.*, Vol. 11, No. 2, pp 269-277

Yasuhara K., Yamanouchi T. e Hirao K. (1982), "*Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay*" *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 3, pp 77-91

Yasuhara K. (1985), "*Undrained and drained cyclic triaxial tests on a marine clay*", *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Vol. 2, pp 1095-1098