



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIÓN

INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO DE LAS  
ARCILLAS BAJO PEQUEÑAS DEFORMACIONES

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
YURI VLADIMIRO VALDERRAMA ATAYUPANQUI

TUTOR PRINCIPAL  
DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY, IINGEN, UNAM

COMITÉ TUTOR  
DR. DANIEL RESENDIZ NUÑEZ, IINGEN, UNAM  
DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD, IINGEN, UNAM  
DR. RAUL FLORES BERRONES, IMTA, UNAM  
DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA, IINGEN, UNAM

MÉXICO, D. F., OCTUBRE 2013

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Daniel Resendiz Nuñez

Secretario: Dr. Gabriel Auvinet Guichard

Vocal: Dr. Efraín Ovando Shelley

1 er. Suplente: Dr. Raul Flores Berrones

2 do. Suplente: Dr. Miguel Pedro Romo Organista

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Efraín Ovando Shelley

-----  
**FIRMA**

## **DEDICATORIA**

A Dominga Atayupanqui y Ladislao Valderrama, mis padres.

A Mercedes, compañera, esposa y amiga, por su apoyo y comprensión.

A Renzo Mateo y Adriana Marcela, luceros de mi camino, mis hijos.

A Tania, Ninoska y Braulio, por sus apoyo incondicional, mis hermanos.

A Bernardo, un amigo que la vida puso en mi camino.

## **AGRADECIMIENTOS**

Al Dr. Efraín Ovando Shelley, por su apoyo, paciencia para dirigir y revisar este trabajo de tesis. Además de ser el amigo que me acogió durante mis estancia en el posgrado de Ingeniería de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México y fuera de ella.

A los sinodales: Dr. Daniel Resendiz Nuñez, Dr. Gabriel Yves Armand Auvinet Guichard, Dr. José Raúl Flores Berrones y Dr. Miguel Pedro Romo Organista.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por el apoyo económico y de infraestructura para el desarrollo de este trabajo por medio de su coordinación de geotecnia y laboratorios.

Al Ing. Enrique Gómez, Carlos Calderón por la ayuda, apoyo y comentarios para la fabricación e instrumentación del equipo triaxial neumático, a la coordinación de instrumentación y automatización del Instituto de Ingeniería de la UNAM, al Instituto de Geología de la UNAM, en especial a la Dra. Teresa Pii.

A mis amigos del Instituto de Ingeniería, en especial a Mario Flores Guzmán y Germán Aguilar, por su apoyo y colaboración para el desarrollo de este trabajo.

A todas aquellas personas que colaboraron para el desarrollo de este trabajo.

## **Resumen**

Se desarrolló un estudio experimental analítico con muestras de suelos arcillosos del valle de México en estado natural y reconstituido, tomando en cuenta su comportamiento bajo pequeñas deformaciones. Para ello se construyó un equipo triaxial neumático automatizado con capacidad para realizar pruebas de consolidación isotrópica y anisotrópica. En la etapa de falla, el aparato controla la velocidad de deformación para medir deformaciones del orden de 0.0001% y determinar el módulo de rigidez en los ciclos de carga-descarga para esos niveles de deformación.

Como parte del trabajo, estos suelos se reconstituyeron considerando las propiedades intrínsecas de las arcillas, para evaluar la influencia de la estructura natural, donde intervienen la forma y condiciones de depositación, el tiempo, la cementación y la historia de esfuerzos.

Después, con el equipo construido se hicieron ensayos de laboratorio, con consolidaciones isotropas y anisotropas bajo diferentes trayectorias de esfuerzos. En la etapa de falla, los ensayos fueron en condición no drenada y con diferentes velocidades de deformación en suelos naturales y en suelos reconstituidos, para observar la influencia de la velocidad de deformación y las trayectorias de esfuerzos bajo pequeñas deformaciones.

Finalmente, con base en los resultados experimentales se planteó un modelo elasto-plástico básico bajo la hipótesis de la existencia del potencial plástico, la regla de endurecimiento, la superficie de fluencia y la rotación de ésta, para predecir el comportamiento de las arcillas analizadas bajo condiciones de consolidación isotropa y anisótropa, incluyendo la variación de la velocidad de deformación en la etapa de falla de los ensayos.

## **Abstract**

An experimental analytical study was developed with clayey soil samples from Mexico Valley in natural and reconstituted samples, considering its behaviour under small deformations. For this purpose, automated triaxial equipment was built, to measure isotropic and anisotropic consolidation. At the stage of failure, the equipment controls the strain rate and measure the strain of the magnitudes of 0.0001 % and determines shear modulus in the charge-discharge cycle for these strain levels.

As a part of this work, these soils were reconstituted considering the intrinsic properties of clays, to evaluate the influence of the natural structure, which involved the deposition method and conditions, time, cementation and stress story.

Then, with the equipment built, laboratory tests were done with isotropic and anisotropic consolidation under different stress path. At the stage of failure, all tests were un-drained condition and different strain rates in natural and reconstituted soils, to observe the influence of strain rate and the stress path under small deformations.

Finally, based on experimental results, the study raised a basic elasto-plastic model on the assumption of the existence of potential plastic, hardening rule, the yield surface and its rotation, to predict the behaviour of clays analysed under conditions of isotropic and anisotropic consolidation, including the variation of the strain rate at the failure of the tests.

# Índice

Resumen

Capítulo

## 1 Introducción

1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivo	1
1.3	Metas específicas	2
1.4	Teorías empleadas para la descripción del comportamiento de las arcillas	2

## 2 Diseño, adaptación y puesta en marcha de la Cámara Triaxial Neumática

2.1	Justificación	5
2.2	Descripción del equipo	5
2.3	Calibración de transductores	7
2.4	Equipo empleado	7
2.5	Sistema para la aplicación y control de cargas	9
2.6	Programa principal de control	11

## 3 Características de los suelos naturales y reconstituidos

3.1	Reconstitución de suelos	17
3.2	Material y técnica de reconstitución de suelos	18
3.3	Características de las arcillas del valle de México	19
3.4	Proceso de reconstitución de suelos	20
3.5	Propiedades intrínsecas de los suelos	24
3.6	Presentación de resultados	26
3.7	Correlación entre las constantes de la compresibilidad y los límites de Atterberg	30

## 4 Resultados experimentales en muestras consolidadas isotrópicamente

4.1	Materiales ensayados	37
4.2	Comportamiento durante la etapa de consolidación	39
4.3	Trayectorias de esfuerzos de los ensayos con consolidación isotrópica	40
4.3.1	Influencia de la velocidad de deformación en la trayectoria de esfuerzos	42
4.3.2	Influencia de la presión efectiva de confinamiento en la trayectoria de esfuerzos	45
4.4	Comportamiento esfuerzo deformación	48
4.4.1	Influencia de la velocidad de formación	48
	Suelo natural	48
	Suelo reconstituido	48
4.4.2	Influencia de la presión de confinamiento	52
	Suelo natural	52
	Suelo reconstituido	52
4.5	Comportamiento del módulo de rigidez	55

4.5.1	Influencia de la velocidad de deformación en el módulo de rigidez	55
	Suelo natural	55
	Suelo reconstituido	56
4.5.2	Influencia de la presión de confinamiento en el módulo de rigidez	63
	Suelo natural	63
	Suelo reconstituido	63
4.5.3	Influencia de los ciclos de carga - descarga en el módulo de rigidez a pequeñas deformaciones	71

## **5 Resultados experimentales en muestras consolidadas anisotrópicamente**

5.1	Ensayes realizados con consolidación anisotrópica	75
5.2	Trayectorias de esfuerzos de los ensayos con consolidación anisotrópica	77
5.2.1	Influencia de la velocidad de deformación en la trayectoria de esfuerzos	80
5.2.2	Influencia de la presión efectiva de confinamiento en la trayectoria de esfuerzos	83
5.3	Comportamiento esfuerzo deformación	86
5.3.1	Influencia de la velocidad de formación	86
	Suelo natural	86
	Suelo reconstituido	86
5.3.2	Influencia de la presión efectiva de confinamiento	89
	Suelo natural	89
	Suelo reconstituido	89
5.4	Comportamiento del módulo de rigidez	92
5.4.1	Influencia de la velocidad de deformación en el módulo de rigidez	92
	Suelo natural	92
	Suelo reconstituido	93
5.4.2	Influencia de la presión de confinamiento en el módulo de rigidez	100
	Suelo natural	100
	Suelo reconstituido	100
5.4.3	Influencia de los ciclos de carga-descarga en el módulo de rigidez a pequeñas deformaciones	108

## **6 Modelo propuesto**

6.1	Bases teóricas del modelo	113
6.2	Conceptos generales de plasticidad	113
6.3	Algunos modelos constitutivos	114
6.3.1	Modelos elasto-plásticos	114
6.3.2	Modelos isotrópicos Cam-Clay modificado	114
6.3.3	Modelos anisotrópicos	116
6.3.4	Modelos de superficie de fluencia	116
6.4	Modelo elasto-plástico de Cam-Clay	118
6.5	Comportamiento del material según la teoría del estado crítico	120
6.6	Modelo anisotrópico de Wheeler	124
6.6.1	Superficie de fluencia	124
6.6.2	Regla de flujo	125
6.6.3	Regla de endurecimiento	126

6.6.4	Rotación de las curvas de fluencia	126
6.7	Modelo elasto-plástico anisotrópico planteado en este trabajo	128
6.7.1	Superficie de fluencia del modelo planteado	129
6.7.2	Regla de flujo	130
6.7.3	Regla de endurecimiento	131
6.7.4	Rotación de las curvas de fluencia	132
6.7.5	Comportamiento esfuerzo-deformación	135
6.7.6	Modelo del comportamiento esfuerzo-deformación	135
<b>7 Conclusiones</b>		
7.1	Conclusiones	147
<b>Referencias</b>		151
<b>Anexos</b>		
	Anexo A	155
	Anexo B	165

## NOTACIÓN

B	coeficiente de presión de poro de Skempton
$C_c$	índice de compresibilidad
CU	ensaye triaxial consolidado no drenado
$C_c^*$	índice de compresión intrínseca
e	relación de vacíos
$e_o$	relación de vacíos al final de la consolidación
$e_i$	relación de vacíos al inicio de la consolidación
$e_L$	relación de vacíos en el límite líquido
$e_{100}$	relación de vacíos a una presión de confinamiento de 100 kPa
$e_{1000}$	relación de vacíos a una presión de confinamiento de 1000 kPa
G	módulo de rigidez
$G_{max}$	módulo de rigidez máximo de cada ciclo de carga
$G_s$	gravedad de sólidos
ICL	línea de compresión intrínseca
IP	índice de plasticidad
$I_v^*$	índice de vacíos
$\kappa$	Pendiente de la línea de descarga de la curva de compresibilidad para el estado crítico
$\lambda$	Pendiente de la línea de carga de la curva de compresibilidad para el estado crítico
LL	límite líquido
LP	límite plástico
M	Pendiente de la línea de estado crítico
N	volumen específico en la línea de consolidación virgen
$p'$	esfuerzo octaédrico efectivo
$p_c$	presión de confinamiento
$p'_e$	presión de confinamiento equivalente
$p'_f$	esfuerzo octaédrico efectivo en la falla
$p'_o$	presión efectiva de confinamiento
q	esfuerzo desviador
vel	velocidad de desplazamiento en mm/min
u	presión de poro
$u_f$	presión de poro en la falla
v	volumen específico
$\nu'$	módulo de poisson
W	humedad natural
$W_i$	humedad natural al inicio de la etapa de consolidación
$W_f$	humedad natural al final de la etapa de consolidación
$\epsilon_a$	deformación unitaria axial
$\epsilon_p$	deformación volumétrica

$\varepsilon_q$	deformación cortante
$\Gamma$	volumen específico en el estado crítico para la presión de referencia
$\eta$	relación de esfuerzos
$\phi'$	ángulo de fricción interna residual definido a partir de la línea de falla
$\sigma'_v$	esfuerzo vertical efectivo
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3,$	esfuerzos efectivos
$K$	cociente de esfuerzos efectivos
SCL	línea de sedimentación por compresión gravitacional

## **CAPÍTULO 1**

### **INTRODUCCIÓN**

#### **1.1 Antecedentes**

Un importante problema en la Ingeniería es la determinación de los esfuerzos y deformaciones que ocurren en los materiales por el efecto de cargas externas. En la Geotecnia suele considerarse que las deformaciones en los suelos son pequeñas y generalmente se aplica la teoría de la elasticidad cuando las deformaciones se encuentran por debajo del 0.1% aproximadamente. Sin embargo, en muchos problemas estas aproximaciones basadas en la elasticidad no se cumplen, Burland (1989). Es por esta razón que diversos trabajos de investigación se enfocaron en la medición precisa del comportamiento de los suelos por debajo de este valor de deformación; por ello se justifica la necesidad de determinar si el comportamiento por debajo de este valor es elástico o elasto-plástico.

Las características del suelo del valle de México, para los fines de este trabajo, se observaron experimentalmente tomando en cuenta su contenido de sales, contenido de humedad y propiedades físicas, haciendo referencia a las propiedades intrínsecas de los suelos, las cuales describen las características físicas mecánicas de estos materiales reconstituidos con un contenido de agua comprendido entre 1 y 1.5 veces el límite líquido. Es importante distinguir las propiedades naturales de las propiedades intrínsecas. El término intrínseco se refiere a básico o inherente y, el término propiedades se refiere a la manera específica de preparar el material independientemente de su estado natural.

#### **1.2 Objetivo**

El objetivo de este trabajo es describir el comportamiento de muestras de arcillas del valle de México en condiciones naturales y reconstituidas, interpretar las diferencias generadas por el proceso de génesis de estos materiales y su influencia en las propiedades mecánicas de los mismos examinando cómo se comportan a deformaciones pequeñas y considerando la variación de la velocidad de deformación y la presión de confinamiento efectivo.

### **1.3 Metas específicas**

Para cumplir con el objetivo general del proyecto, se alcanzaron las siguientes metas:

- Instrumentación y automatización de una cámara triaxial neumática para realizar ensayos con consolidación isotrópica y anisotrópica.
- Desarrollo de un procedimiento para la medición de deformaciones con sensores de tipo LVDT, con una resolución, para el registro de deformaciones unitarias axiales, del orden de  $10^{-4}$  %.
- Reconstitución de arcillas del valle de México bajo condiciones que permitieron la observar sus propiedades intrínsecas.
- Realización de ensayos triaxiales en las muestras de suelo natural y reconstituido bajo condiciones de consolidación isotrópica y anisotrópica, con diferentes valores de esfuerzos de consolidación y variación de la velocidad de deformación en la etapa de falla en condiciones no drenadas.
- Evaluación y análisis de los resultados experimentales realizados para predecir su comportamiento mediante un modelo elasto-plástico.

El entendimiento de la naturaleza del comportamiento de los suelos es una necesidad que permitirá que en obras futuras disminuya la incertidumbre del comportamiento de dichas obras en conjunto, razón por la cual es necesario mejorar la formulación de técnicas y nuevas aproximaciones del comportamiento de los suelos que ayuden a su comprensión.

### **1.3 Teorías empleadas para la descripción del comportamiento de las arcillas**

En el estudio del comportamiento de los suelos, es importante considerar los factores que se refieren a su constitución, génesis, evolución, como aquellos factores que tienen que ver con las sollicitaciones a las que pueden estar sometidos. La geología juega un papel importante en el tipo de comportamiento que puede esperarse en un suelo; sin embargo, el comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro también es función de sus propiedades determinadas en el laboratorio, de las condiciones de frontera, la presión de poro, la variación de la resistencia del suelo en función del tiempo (Leroueil, 2001). Otros factores como la sismicidad y la acción del hombre modifican el subsuelo, como el caso del valle de México, donde se produce un hundimiento regional como efecto del bombeo de agua desde el subsuelo, para usos diversos.

Estos cambios deben ser analizados desde los puntos de vista mecánico y geotécnico. Los fenómenos que causan los asentamientos y que determinan el comportamiento de las estructuras dispuestas sobre el suelo deben, también, ser estudiados por medio del trabajo conjunto de geólogos, geofísicos, sismólogos e ingenieros geotécnicos y, además, al considerar la importancia del agua se debe tener en cuenta la contribución de los hidrólogos e hidrogeólogos.

Algunos investigadores han realizado trabajos sobre el comportamiento de los suelos a pequeñas deformaciones y la elasto-plasticidad. Por ejemplo, *Puzrin et al (1998)*, dan una concepción general de la predicción del comportamiento de los suelos a partir de una reagrupación de las deformaciones no lineales en función de las pequeñas deformaciones definidas en una pequeña región donde el comportamiento es casi linealmente elástico y que, a su vez, se mueve dentro de una superficie de fluencia.

Por su parte *Clayton et al (2001)*, hacen referencia al comportamiento de suelos a pequeñas deformaciones de diferentes suelos naturales obteniendo una mejor comprensión del comportamiento aparentemente lineal a niveles de deformación entre 0.002 y 0.003%. Según ellos la influencia de la historia de esfuerzos reciente en el modulo de rigidez a pequeños niveles de deformación no es significativa.

*Wheeler et al (2003)*, a su vez, desarrollaron un modelo elastoplástico anisotrópico para suelos blandos para lo cual consideraron la curva de estado límite de los suelos ensayados con una inclinación inicial de la curva y prediciendo sus cambios posteriores. El modelo de Wheeler se considera una buena aproximación, con respecto a los datos experimentales, como un modelo que mejora al modelo de Cam Clay modificado.

*Jian-Hua et al (2002)*, plantean un modelo de comportamiento tridimensional elasto viscoplástico para estudiar el comportamiento de arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas en función del tiempo, en donde introducen una función no lineal de fluencia con un límite de deformación volumétrica de fluencia bajo condiciones de esfuerzos isotrópicos.

En este trabajo se hace un análisis del comportamiento experimental de los suelos naturales y reconstituidos, tomando en cuenta sus propiedades intrínsecas, la influencia que ejercen la velocidad de deformación con que se desarrollan los ensayos, la presión de confinamiento y los ciclos de carga-descarga en el módulo de rigidez de los suelos ensayados. Se planteó un modelo elasto-plástico básico para predecir el comportamiento de los mismos como una aproximación para la comprensión de su comportamiento considerando la existencia de un potencial plástico, una regla de endurecimiento, una superficie de fluencia y la rotación de ésta. Este estudio se enfoca en los aspectos geotécnicos estáticos del comportamiento de las arcillas del valle de México a partir del análisis del comportamiento experimentalmente observado de las arcillas analizadas.



## **CAPÍTULO 2**

### **DISEÑO, ADAPTACIÓN Y PUESTA EN MARCHA DE LA CÁMARA TRIAXIAL NEUMÁTICA.**

#### **2.1 Justificación**

En las últimas décadas el interés de muchos investigadores se ha enfocado al estudio de los suelos bajo deformaciones de magnitud pequeña, para lo cual han desarrollado una diversidad de equipos, como sistemas de rayos X (Roscoe, 1963; Bourneau, 1993), sistema de sensores electrolíticos (Burland, 1982), sistema de medidores LDT (Satoshi et al, 1991), sistema de sensores de efecto hall (Flores et al, 2002). En la [tabla 2.1](#) se comparan algunas de las características de estos sistemas empleados con la finalidad de obtener mejores resultados de laboratorio e introducir estos en la comprensión del comportamiento de los suelos a pequeñas deformaciones.

Para una gran cantidad de condiciones de trabajo en los suelos, las deformaciones se encuentran por debajo del orden de 0.1%, razón por la cual muchos trabajos de investigación se han enfocado a satisfacer la necesidad de medir con precisión el comportamiento de los suelos sujetos a deformación por debajo del valor referido. Para analizar los suelos bajo este orden de deformaciones, se acondicionó una cámara triaxial neumática con la precisión necesaria para observar el comportamiento de los suelos dentro de ese rango de deformaciones, la cual se describe en los siguientes párrafos.

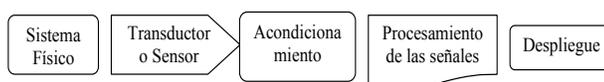
#### **2.2 Descripción del equipo**

El equipo triaxial neumático que se desarrolló en los laboratorios del Instituto de Ingeniería de la UNAM, con la colaboración de la Coordinación de Instrumentación del Instituto de Ingeniería. Cuenta con sensores de tipo LVDT sumergibles instalados en el interior de la cámara los cuales permiten registrar las deformaciones en el tercio medio de las probetas con una precisión de lectura del sistema de 0.001% en muestras de 8.5 cm, de largo y 3.5 cm de diámetro. La cámara triaxial neumática automatizada se diseñó y acondicionó para seguir trayectorias de esfuerzo arbitrarias. Está instrumentada con sensores electrónicos y las señales de los transductores colocados en ella miden la respuesta de la probeta de suelo sometida a ensayos triaxiales. Dichas señales se procesan en la computadora donde se generan las señales de control para dos motores a paso que a su vez actúan sobre reguladores de presión a través de los cuales se aplican controladamente las presiones de confinamiento y la fuerza axial requerida, ésta última por medio de un pistón neumático.

**Tabla 2.1** Características de algunos equipos desarrollados para la medición de pequeñas deformaciones

	Sist. de Efecto Hall	Sist. de Rayos X	Sist. con sensores Electrolíticos	Sistemas LVDT	Sist. con medidores LDT
<b>Estudios</b>	Ovando, S.E., Flores, M.; Mireles, M. ; 2002	Roscoe 1963. Bourdeau, 1993.	Burland, J.B., Symes, M., 1982 Jardine, R. J., Burland, J. B., 1984	Da Re,G., Santagada, M., anf Germaine, J. T., 2001	Satoshi Goro, Tatsuoka, Satoru Shibuya, You Seong and Takeshi Sato; 1991
<b>Tipo de Sensor</b>	Sensores electromagnéticos o semiconductores (Efecto Hall)	Sustancias de contraste para rayos X.	Inclinómetro de electronivel, inclinómetro de péndulo.	Sensores de registro de desplazamientos diferencial linealmente variable.	Sensores que registran la resistencia generada en los transductores de deformación Local.
<b>Precisión</b>	$3 \times 10^{-3} \%$	Muy baja	$5 \times 10^{-3} \%$	$2 \times 10^{-3} \%$ $10^{-4} \%$	$10^{-4} \%$ $10^{-2} \%$
<b>Deformación medida</b>	0, 0025 mm (muestra de h= 85 mm)	0,1-0,2 mm -----	0,00375 mm (muestra de h= 75 mm)	0,075 mm (muestra de h= 75 mm)	0.01 mm (muestra de h< 90 mm)

Se diseñaron las rutinas y las subrutinas de control del equipo desde un programa general de operación. Las etapas de consolidación isotrópica y anisotrópica, así como el proceso de falla se organizaron en subprogramas controlados por el usuario. El programa general opera en un entorno de Lab View 7 Express generando el flujo de información en dos pantallas denominadas “Front Panel” y “Block Diagram”, donde a través de la pantalla frontal el usuario observa la evolución de los ensayos con el fin de controlar el sistema. El proceso de adquisición de la señal física, se esquematiza en la [figura 2.1](#).



**Figura 2.1** Componentes de un sistema generalizado de medición

El proceso de adquisición de los datos se configura y realiza por medio de un programa que controla la frecuencia de muestreo, la cantidad de datos a adquirir, los canales por los que se reciben los datos y los rangos de voltajes máximos que se manejarán.

El programa cuenta además con módulos de calibración, saturación, consolidación (isotrópica, anisotrópica) y etapa de falla (desplazamiento controlado y carga controlada). Dependiendo del módulo del programa que se emplea, se activan los canales de lectura de los transductores a utilizar en cada etapa del ensaye triaxial. En la [figura 2.2](#) se presenta el diagrama general operacional del programa.

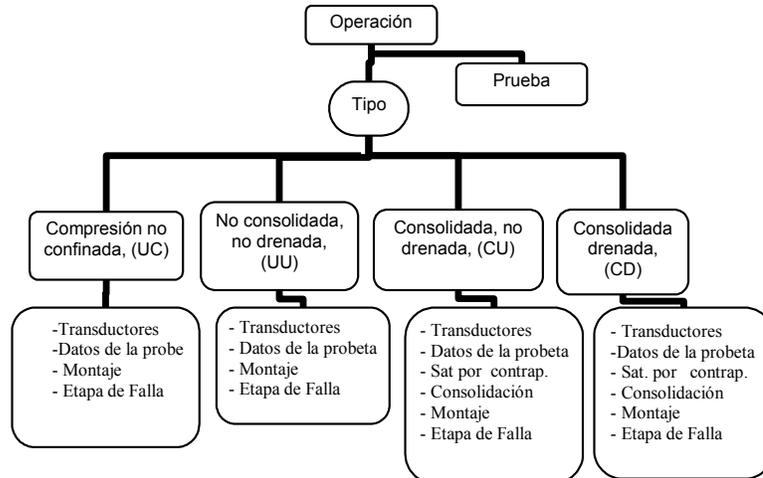


Figura 2.2 Diagrama general operacional

### 2.3 Calibración de transductores

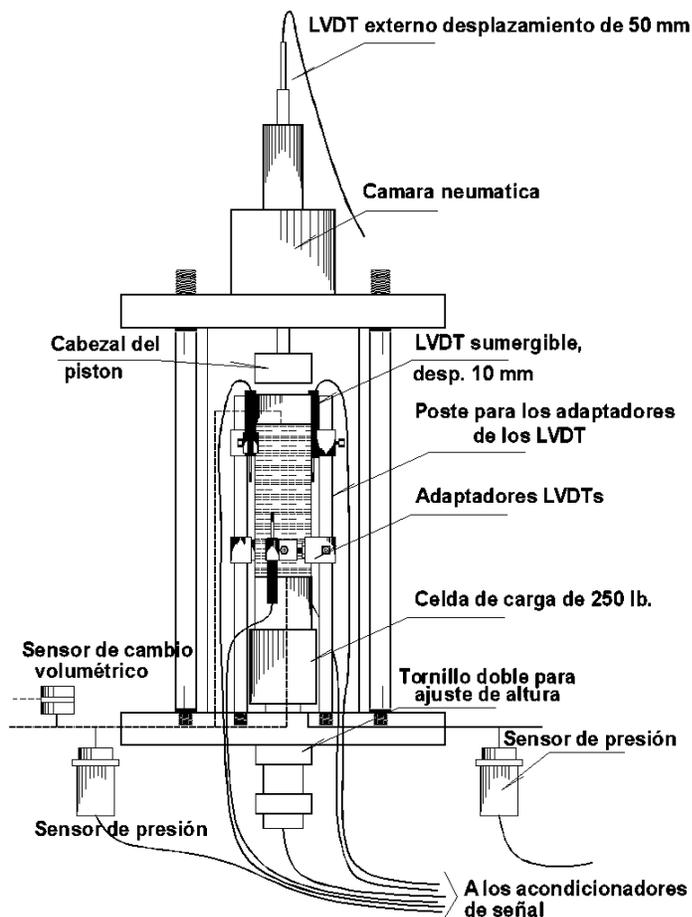
Para calibrar los transductores de desplazamiento se empleó un tornillo micrométrico; para los sensores de presión, una columna de mercurio; para el sensor de cambio volumétrico, una bureta calibrada y para la celda de carga, un sistema de pesas. La relación existente entre la medida física de calibración y la lectura de voltaje del sensor correspondiente fue, en todos los casos, lineal.

### 2.4 Equipo empleado

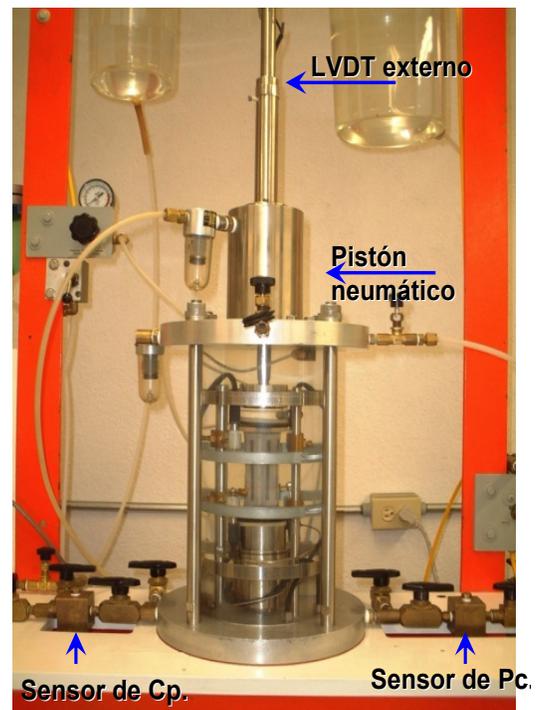
La cámara desarrollada en el laboratorio de Geotecnia del Instituto de Ingeniería, con la colaboración de la Coordinación de Instrumentación, para este trabajo, ver figura 2.3, se instaló en el marco de una cámara triaxial estándar, en la cual se colocaron sensores de medición y control, que se mencionan a continuación:

- Celda de carga sumergible, modelo LCUW-250, con un rango de 0–250 libras. El principio de funcionamiento de la celda de carga es el de una galga uniaxial, por lo que sólo registra la carga en una dirección de aplicación (axial). El mismo sensor cuenta con un puente completo de Wheatstone. La Celda de carga trabaja por medio de strain-gages o galgas extensométricas, las cuales constan de unas rejillas de alambre muy fino que se unen a un material de apoyo, normalmente plástico que es el portador matriz (Calderón, 2005). La resistencia eléctrica de la rejilla varía linealmente con la deformación y del número de rejillas uniaxial y el diseño de la reja planar o apilada, ver figura 2.4.
- Sensor de presión modelo G830-000-1C, con un rango de 0 100 psi, empleado para medir la presión confinante, controlada por uno de los motores a paso.
- Sensor de presión Statham, con un rango de 0–250 psi para medir la contra presión al interior de la muestra.

- Sensor de presión diferencial, modelo DP15-25, con un rango de 30 cm de columna de agua, trabaja con ayuda de una doble bureta calibrada, la que mide los cambios volumétricos de la muestra.
- LVDT modelo E1000, para monitorear el desplazamiento del pistón neumático. Está dispuesto de manera que el núcleo permanezca unido al vástago de extensión acoplado en el embolo del pistón, permitiendo así un movimiento conjunto.
- Cuatro LVDTs sumergibles modelo MS7A, ubicados en el tercio superior e inferior de la muestra de suelo, montados con la ayuda de dos postes fijos y de brazos apoyados en los postes que sujetan los sensores en el tercio superior y tercio inferior cuyos núcleos van adheridos a la membrana de hule por medio de unas zapatas de bronce (figura 2.5). En la figura 2.6 se muestra la descripción de los componentes de los LVDTs.



(a)



(b)

Figura 2.3 (a) Esquema de la cámara triaxial automatizada; (b) el equipo triaxial neumático en operación

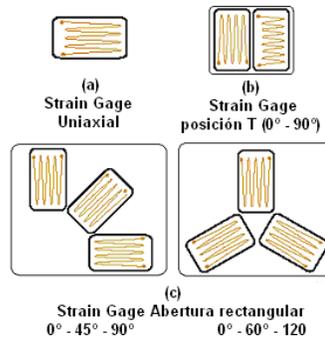


Figura 2.4 Formas de acople de un Strain Gage

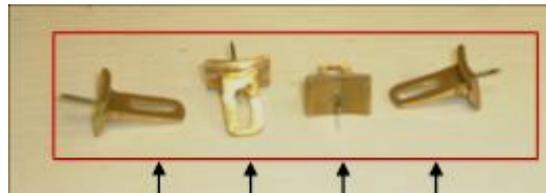


Figura 2.5 Zapatas para los núcleos de los LVDTs.



Figura 2.6 Sección de los LVDTs.

## 2.5 Sistema para la aplicación y control de cargas

Para el control de la fuerza axial y presión confinante se utilizaron dos motores a paso modelo PH296-028 de dos fases y con seis polos, que trabajan a 1.25 A, acoplados cada uno a un regulador de presión por lo que no se requiere de un gran torque. Para el caso de pruebas con velocidades de deformación por debajo de 0.0001 mm/min, este tipo de sistema de motores no controla adecuadamente el desplazamiento, limitando la precisión de los sensores de desplazamiento ubicados en los extremos del tercio medio de la muestra al interior de la cámara. Las componentes electrónicas se ajustan en precisión y amplificación de señal, a las condiciones del sistema pistón – motores a paso.

Este sistema cuenta con un acondicionador de señal (figura 2.7), capaz de energizar determinados polos de los motores para que trabaje a medio paso con un transformador de alimentación de 120 V a 40 V para los motores en conjunto y con circuitos capaces de soportar un voltaje de 40 V

a 1.25 A. Los elementos electrónicos con los cuales se fabricó los acondicionadores fueron de precisión, ya que de estos también depende la precisión del equipo en conjunto.

El sistema cuenta con una tarjetas de acondicionamiento de señal de tipo resistivo, con cuatro canales para los transductores de carga y presión (cuatro en una tarjeta) y cinco canales para los LVDTs (dos acondicionadores por tarjeta (figura 2.8). Todos los canales se dirigen a un conector de cable plano de 50 hilos que están conectados directamente a la tarjeta de adquisición de datos siendo necesario ventilar los acondicionadores debido a que los componentes electrónicos pueden perder precisión por el aumento de temperatura a causa del uso prolongado del sistema en las pruebas realizadas, que en algunos casos requirieron de hasta 28 días.

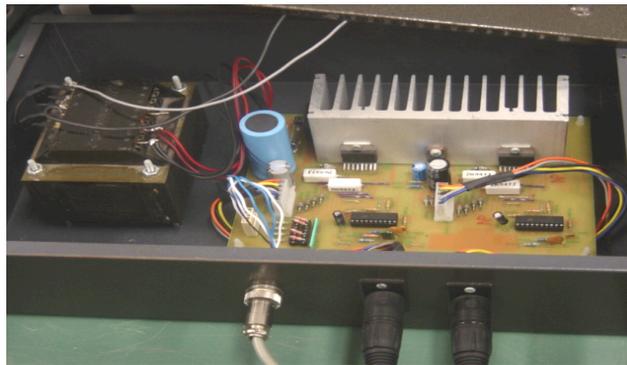


Figura 2.7 *Gabinete terminado para el control de los dos motores*

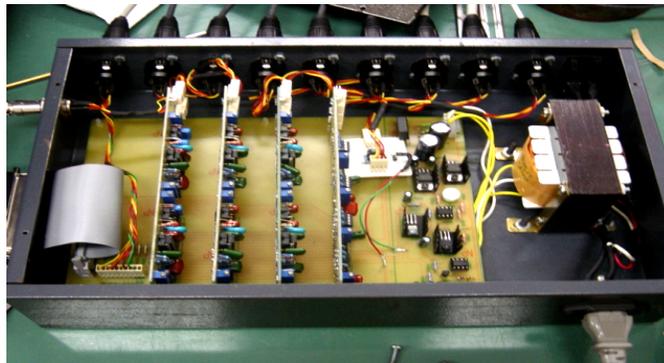


Figura 2.8 *Gabinete completo de acondicionamiento de los sensores*

## 2.6 Programa principal de control

Luego de la selección del tipo de prueba que se desee realizar, que puede ser cualquiera de las cuatro que se indican en el diagrama descrito en la [figura 2.2](#), se despliega el módulo de operación en donde se lleva a cabo cada una de las etapas de la prueba triaxial.

En la [figura 2.9](#) se muestra el diagrama de las opciones de selección para iniciar una prueba, donde se toman los datos del ensaye a realizar; se visualizan los valores de los transductores y se selecciona la etapa de la prueba a desarrollar, (saturación, consolidación y falla).

En la etapa de consolidación se tiene la posibilidad de realizar pruebas isotrópicas o anisotrópicas. Para la prueba isotrópica se accede al diagrama de la [figura 2.10](#), mediante el cual se controla el desarrollo del esfuerzo de confinamiento tal como en una prueba convencional de consolidación, cuyos valores de  $\Delta V/V_0$  son graficados contra  $\sigma'$  durante el proceso de consolidación.

Para las pruebas con consolidación anisotrópica, los parámetros de control se expresan en términos de  $p'$ ,  $q$ , y del valor de  $K$ , especificado en la [figura 2.11](#). El tiempo de espera que requiere el sistema entre cada incremento de esfuerzo depende de qué tan rápido ocurra la disipación de la presión de poro acumulada para cada incremento de presión. En la etapa inicial de la prueba con consolidación anisotrópica, se aplican presiones isotrópicas con la finalidad de alejarse de la línea de falla; la etapa siguiente es la de carga axial pura, donde se comparan los valores de  $K$  experimentales con el valor teórico correspondiente para  $p'$ ,  $q$  con la finalidad de aproximar el  $q$  experimental, al valor de  $q$  teórico.

En la subrutina descrita en la [figura 2.12](#) se muestra el procedimiento para controlar la trayectoria de esfuerzos experimental por medio de la proximidad a la línea teórica con el valor de  $K$  establecido a priori para el ensaye. El parámetro de referencia para concluir los incrementos es el  $\sigma_1'$  máximo al cual se establece llegar. En la etapa de falla el ensaye puede ser de desplazamiento controlado o de carga controlada. En la [figura 2.13](#) se muestra el diagrama de control por desplazamiento controlado en donde se pueden aplicar series de ciclos de cargas y descargas monotónicas a diferentes velocidades de desplazamiento comprendidas dentro del rango de 0.0001 a 1 mm/min.

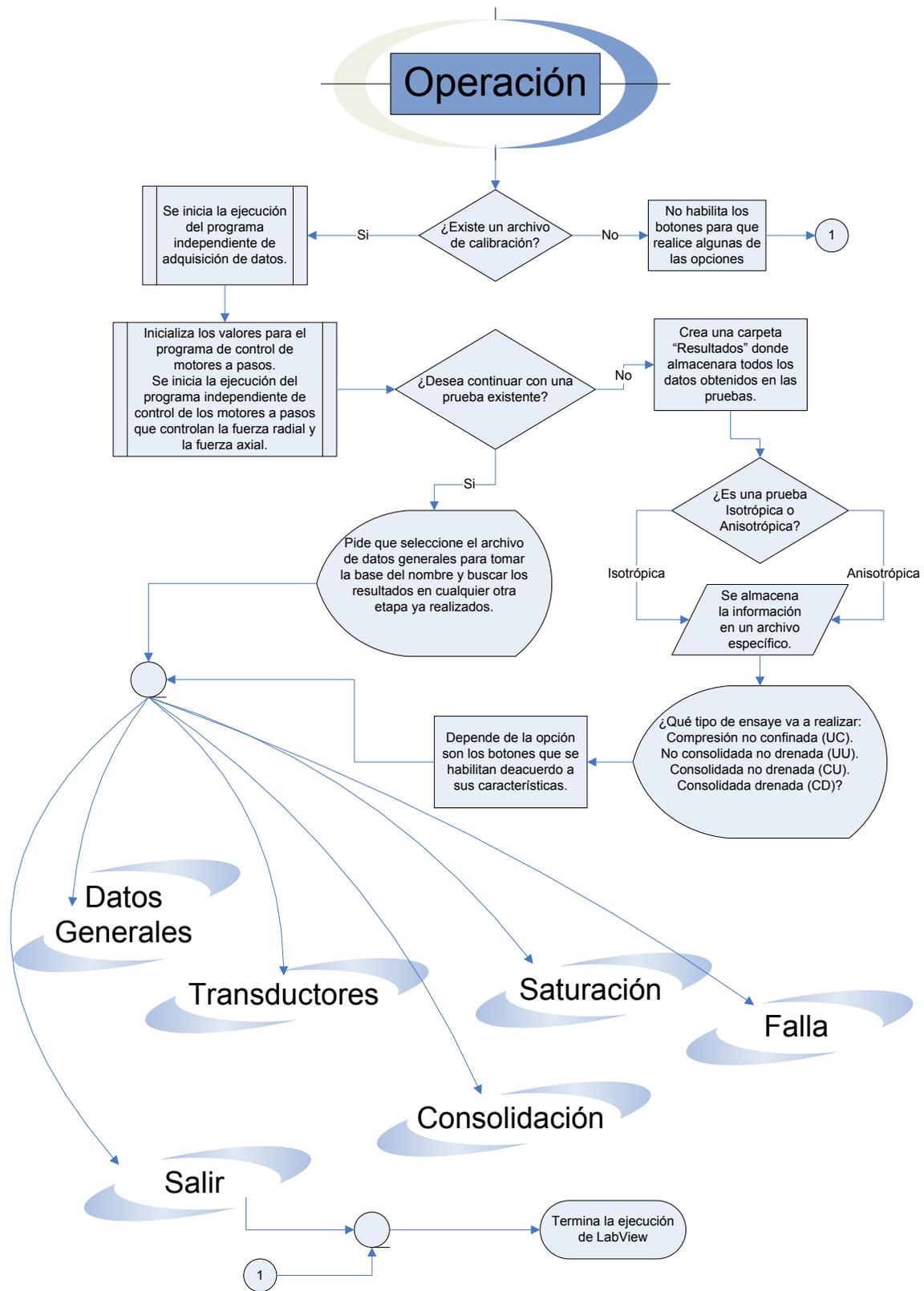


Figura 2.9 Diagrama principal de operación

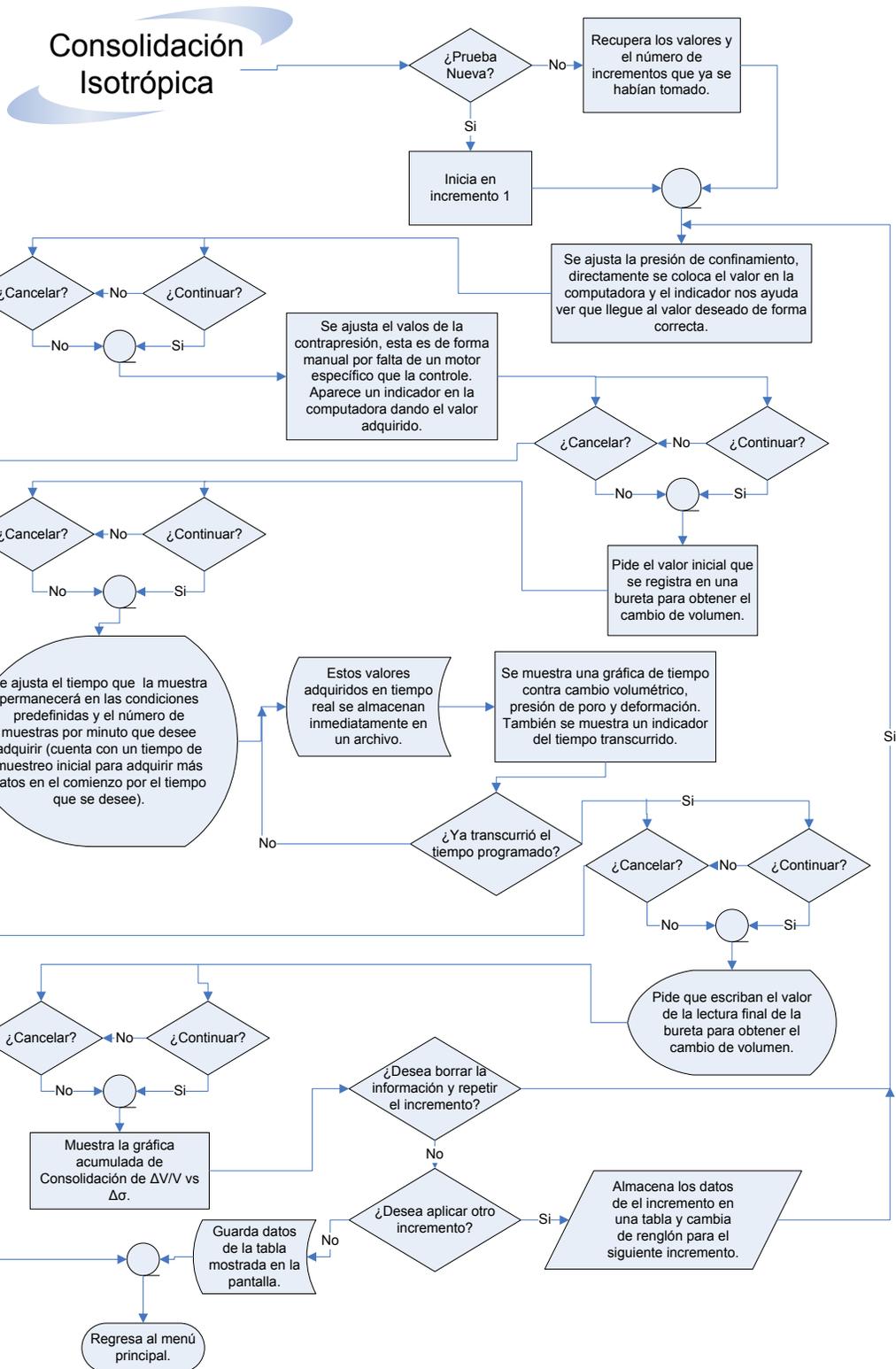


Figura 2.10 Diagrama de operación del proceso de consolidación isotrópica

$$p' = (\sigma_1' + 2\sigma_3') / 3$$

$$q = (\sigma_1' - \sigma_3')$$

$$\sigma_1' = \left( \sigma_3' + \frac{p_{cc}}{A_i} \right)$$

Donde:

- $\sigma_1'$  Esfuerzo axial principal efectivo
- $\sigma_3'$  Presión de confinamiento efectivo de la cámara
- $P_{cc}$  Valor leído de la celda de carga
- $A_i$  Área corregida de la probeta

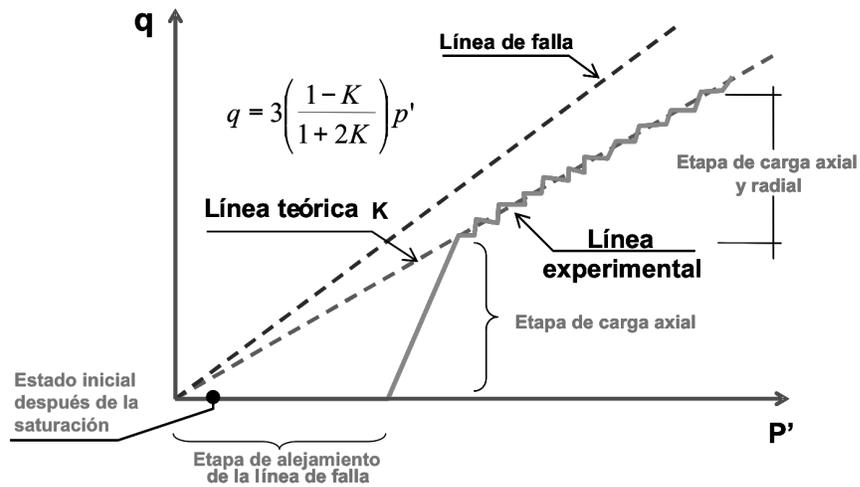


Figura 2.11 Identificación de las etapas de la consolidación anisotrópica

# Consolidación Anisotrópica

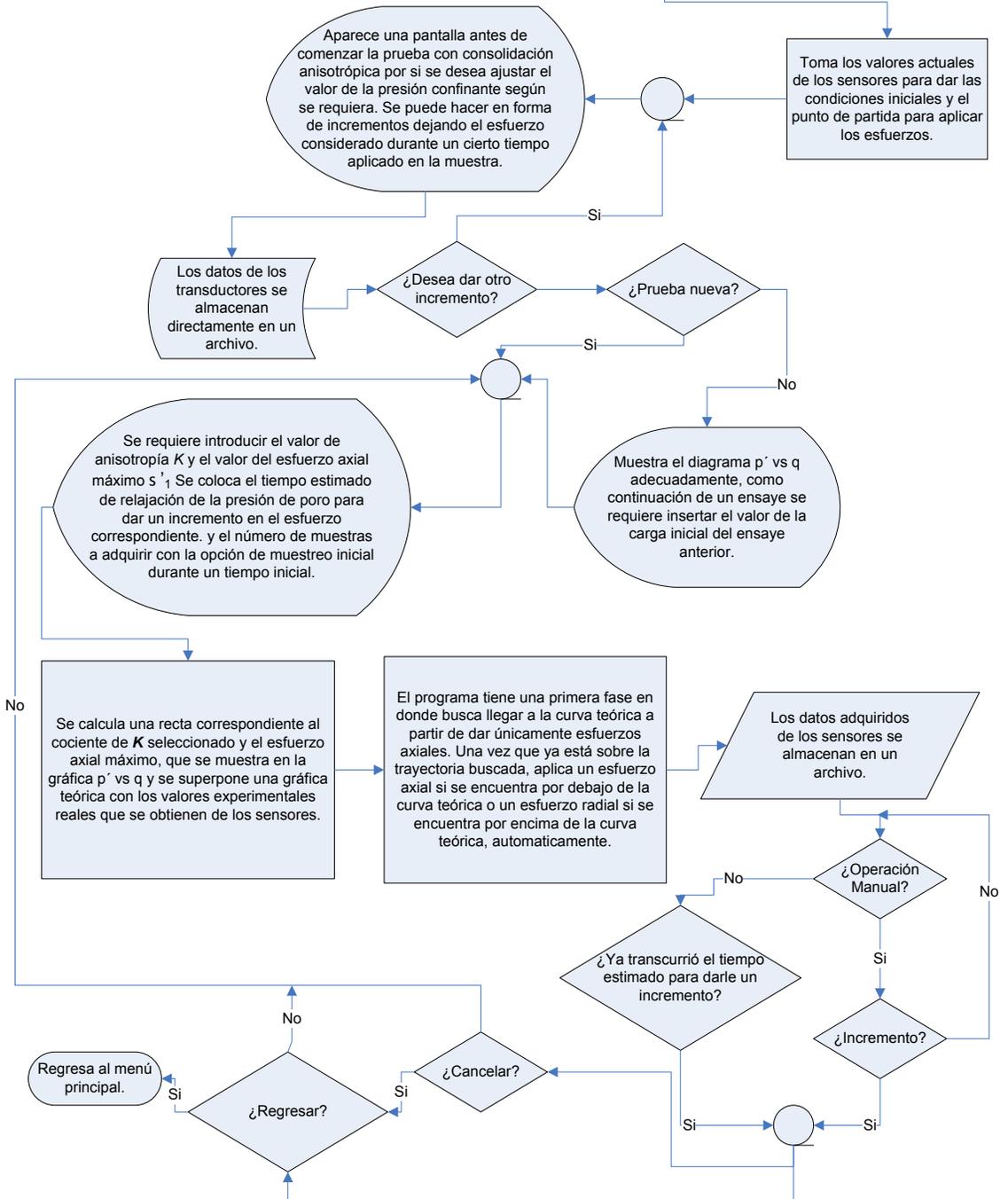


Figura 2.12 Diagrama de operación del proceso de consolidación anisotrópica



## **CAPÍTULO 3**

### **CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS NATURALES Y RECONSTITUIDOS**

Se consideró comparar el comportamiento de las arcillas naturales y reconstituidas del valle de México tomando en cuenta sus propiedades intrínsecas; por tal razón, se reconstituyeron muestras de arcillas del Valle de México para poder observar estas diferencias en el comportamiento de estos dos tipos de especímenes.

#### **3.1 Reconstitución de suelos**

Las propiedades intrínsecas del suelo son aquellas inherentes al material e independientes de los factores que intervienen en la génesis del suelo en su estado natural. La evaluación de estas propiedades y su comparación con las que exhiben las arcillas naturales permite examinar las diferencias entre los suelos naturales y los reconstituidos, lo cual provee un medio para ponderar la influencia de factores como la estructura de cementación, así como la génesis e historia de esfuerzos. En cierto modo, las arcillas reconstituidas pueden verse como modelos físicos de materiales sedimentarios naturales. Observado así, los materiales reconstituidos representan modelos aproximados en el sentido de que sus propiedades no se reproducen totalmente como en los materiales “en estado natural”.

En las últimas décadas se han comparado las características de compresibilidad y propiedades de resistencia de arcillas sedimentarias naturales con las propiedades correspondientes de materiales reconstituidos (Burland, 1990; Mendoza et al, 2000; Imai, 1980). En el caso de las arcillas del Valle de México, en esta investigación se evaluaron estas mismas propiedades para compararlas con las de otros materiales de diferentes partes del mundo, algunos de los cuales tienen características extremas. Los datos que se presentan en este documento se agregan a la información existente, permitiendo una reevaluación de algunos de los conceptos generales expuestos previamente por otros investigadores, con respecto a las propiedades intrínsecas de los suelos.

Los suelos naturales son heterogéneos en muchos aspectos y esto origina una gran variación en los valores de sus propiedades mecánicas, las que, según algunos autores, tienen que ser tratados como variables estocásticas. Las propiedades de los materiales naturales varían considerablemente, incluso a distancias pequeñas. En el caso de especímenes de arcillas del Valle de México y tal como lo exponen Marsal y Mazari (1959), es considerable la variación en la distribución de volumen de agua y la relación de vacíos, incluso para muestras separadas por algunos centímetros.

Por su parte, los suelos reconstituidos son principalmente homogéneos y algunas de sus propiedades pueden reproducirse a voluntad. Por ejemplo, el volumen de agua o la relación de

vacíos en materiales reconstituidos pueden controlarse con precisión; con las técnicas de reconstitución se logra que sean semejantes y constantes. Incluso, los procedimientos para la sedimentación en el laboratorio (condiciones de frontera, tensiones aplicadas, temperatura) se han estandarizado.

### 3.2 Material y técnica de reconstitución de suelos

Los materiales empleados en este trabajo fueron dos arcillas del Valle de México de origen sedimentario, de alta plasticidad y compresibilidad: una, extraída del ex-Lago de Texcoco al nor-este de la ciudad de México en una zona deshabitada donde ninguna carga externa se ha aplicado a los estratos del suelo; y la otra extraída de la parte céntrica de la ciudad de México donde se encuentra la Secretaria de Comunicaciones y Transporte, lugar donde se midieron las mayores amplificaciones de desplazamientos en el terreno, registradas durante el sismo de México en 1985, zona densamente poblada y afectada por el Hundimiento Regional como consecuencia del abatimiento del nivel freático por la extracción del agua y los cambios de la presiones de poro en la masa de suelo durante los últimos 100 años. La ubicación de los sondeos tomados en el Valle de México se presenta en la figura 3.1.

Para complementar la información, se tomaron datos de pruebas realizadas con arcillas del Valle de Bogotá, (Chaya et al, 1999) así como los resultados de pruebas realizadas con una arcilla marina de la Sonda de Campeche en el Golfo de México (Ibarra, 2002). La figura 3.2 muestra la ubicación de estos sitios. Las muestras de estos materiales en sus estados naturales fueron extraídas con muestreadores de pared delgada y en cada caso se reconstituyó el material.



Figura 3.1 Mapa de localización de los sondeos de donde provienen las muestras en el Valle de México

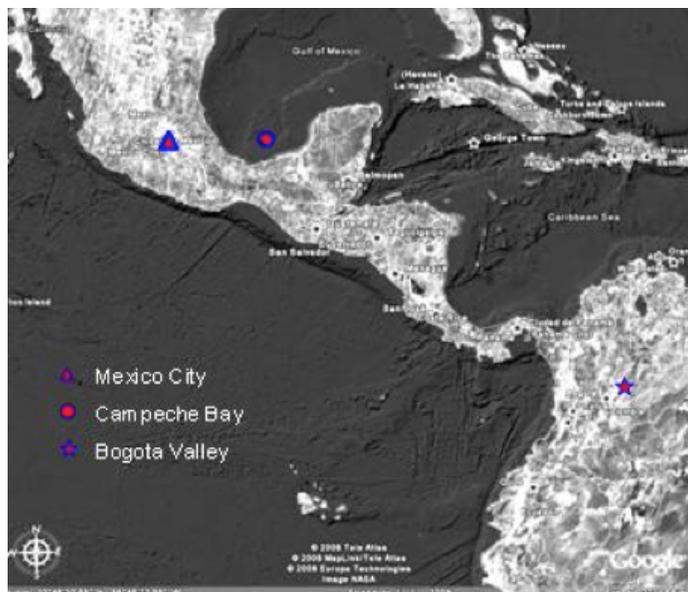


Figura 3.2 Mapa de localización de los suelos considerados para este trabajo, Ciudad de Mexico, Sonda de Campeche y el Valle de Bogota, Colombia

En las últimas décadas se han usado varios procedimientos para reconstituir suelos en el laboratorio; algunos se han descrito en la literatura (McManus et al ,1991; Mendoza et al, 2000). En general la reconstitución requiere de la formación de un lodo que se sedimenta bajo condiciones controladas en tanques u odómetros. En muchos casos, los procedimientos han sido determinados de consideraciones prácticas que derivan principalmente de la conveniencia de tener un lodo suficientemente fluido y manipulable. Sin embargo, Katagiri y Imai, (1994) han señalado que la cantidad de agua en el suelo reconstituido influye en el tiempo de floculación, el tiempo de sedimentación y en la compresibilidad del material reconstituido, considerando que a mayor cantidad de agua se presentan mayores tiempos de floculación, sedimentación y una mayor compresibilidad del material reconstituido. Para el caso de las arcillas reconstituidas de la Ciudad de México, Romo et al (1989) sugirieron que el agua contenida en el lodo debe variar entre dos y seis veces el límite líquido, pero otros investigadores han propuesto que el volumen de agua inicial sea 1.5 veces el límite líquido. A su vez las propiedades intrínsecas presentadas y discutidas por Burland (1990) fueron obtenidas de suelos reconstituidos con un volumen de agua inicial entre 1 y 1.5 veces el límite líquido, el cual se consideró para reconstituir los materiales que se emplearon para este trabajo y así poder comparar los resultados de este estudio con los datos de suelos reconstituidos en otras partes del mundo referidos en otras publicaciones.

### 3.3 Características de las arcillas del Valle de México

Estos materiales se han estudiado sistemáticamente desde hace más de cinco décadas, destacándose algunas de sus propiedades más notorias como los volúmenes de agua sumamente altos, compresibilidad elevada, así como una resistencia al esfuerzo cortante bastante baja. Algunas de estas características pueden explicarse, por lo menos en parte, por las grandes cantidades de microfósiles de ostracodos y diatomeas porosas que contienen estos suelos, cuyos volúmenes dependen de las condiciones climáticas en el momento de la formación de los estratos, así como

por la influencia del grado de afinidad química entre los electrones de la partículas de las arcillas. Según Peralta, (1989) las características más notables de la micro-estructura de las arcillas del Valle de México son:

- La baja cristalización de las partículas de arcillas se debe a su origen volcánico y corta edad geológica, inferior a 30 000 años
- Los factores climáticos que afectaron la profundidad de las aguas del antiguo lago, dando origen a horizontes abundantes en crustáceos de agua salobre.
- Las superficies energizadas de las partículas de las arcillas de la ciudad de México, las cuales propician la adsorción de agua.

El alto contenido de agua puede explicarse por la baja cristalinidad de los minerales arcillosos, que presentan grandes superficies específicas de las partículas altamente energizadas y formadoras de capas adsorbentes, así como por la capacidad de los fósiles de retener agua.

### **3.4 Proceso de reconstitución de suelos**

Durante la reconstitución de los suelos arcillosos, las muestras pasan por tres fases principales: floculación, sedimentación y consolidación (por peso propio y por incremento de cargas externas). Este proceso ha sido descrito por varios autores, (ej., Imai, 1980; Lin y Lohnes, 1984). En este trabajo los suelos empleados para el proceso de reconstitución fueron seleccionados de las muestras de los estratos próximos a la profundidad de referencia, la cual fue de 15 m. Luego se les agregó agua hasta alcanzar 1.5 veces el límite líquido promedio de los materiales naturales. Las arcillas que contenían arenas o limos con diámetros nominales mayores a  $74 \mu$ , se desecharon en el proceso.

El aire presente en el lodo fue extraído por la aplicación de vacío a una temperatura de  $60^{\circ} \text{C}$  y el material desaireado fue vaciado en los cilindros de acrílico de 58 cm. alto y 18 cm. en diámetro, este proceso se ilustra en figura 3.3. El lodo se cubrió con una película de agua y luego con una lámina de plástico para sellar los cilindros y evitar así la evaporación del agua dejándose el material en esa condición durante 28 días para permitir la floculación y sedimentación durante ese período. Los cilindros acrílicos se acondicionaron con una cama de arena y geotextil para que funcionaran como filtros; el mismo filtro de geotextil se puso sobre la muestra antes de empezar la fase de consolidación por incremento de cargas externas.

El contenido químico del agua presente en los poros del material influye en el comportamiento de los suelos naturales y reconstituídos. Según Mendoza (2002), la presencia de sales disueltas en el agua de los poros es más importante que el volumen de agua inicial, pues determina los tiempos de consolidación de las arcillas reconstituídas. El agua presente en los poros de las arcillas del Ex lago de Texcoco contiene grandes cantidades de minerales disueltos, principalmente sodio, cloruros y sulfatos; de acuerdo con los datos mostrados en tabla 3.1, la cantidad total de minerales disueltos es 2.5%.

En la reconstitución de la arcilla mencionada se empleó agua destilada y se agregó bicarbonato de sodio y cloruros en las mismas proporciones que las mostradas en dicha tabla. En la muestra de

SCT las sales disueltas son menores a 1% (Marsal y Graue, 1959) razón por la cual no se agregó componente químico alguno al agua destilada usada en la reconstitución de este material.



Figura 3.3 Procedimiento de reconstitución de la mezcla de suelo arcilloso: (a) selección del material de los sondeos; (b), remoldeo del material seleccionado; (c), incorporación de agua para obtener un  $w = 1.5 W_i$ ; (d), mezclado del material en una batidora industrial convencional; (e, f), vaciado del lodo arcilloso en depósitos de 20 lt para su desaireado; (g) proceso de desaireado del suelo; (h), vaciado del material desaireado en los cilindros acrílicos, con una manguera sumergida para evitar la incorporación de aire en la mezcla

Los volúmenes iniciales, pesos de sólidos y agua así como otros datos gravimétricos de los materiales reconstituidos se indican en la tabla 3.2. Las gráficas de la figura 3.4 muestran las curvas de consolidación para las dos muestras de las arcillas del Valle de México. La consolidación se llevó a cabo mediante la aplicación de incrementos de carga. Los esfuerzos aplicados al material reconstituido fueron de: 0.75, 1.5, 3.0, 6.0 12 24 y 32 kPa, los cuales se mantuvieron por 28 días

para permitir la sedimentación y floculación. Durante este periodo se alcanzó un grado de consolidación de al menos 70%. Un grado de consolidación más alto habría tomado mucho más tiempo haciendo inaceptable el trabajo en el laboratorio. Las tablas 3.3 y 3.4 resumen la evolución de las relaciones de vacíos y los esfuerzos verticales aplicados durante la consolidación.

Tabla 3.1  
*Resultados del análisis químico del agua presente en los poros de la arcilla del ex-Lago de Texcoco*

PARÁMETRO	UNIDAD	RESULTADO
CLORUROS	gr/lt	5,6009
SODIO	gr/lt	12,647
SULFATOS	gr/lt	2,535
BICARBONATOS	gr/lt CaCO <sub>3</sub>	2,122
CARBONATOS	gr/lt CaCO <sub>3</sub>	2,555
ALCALINIDAD TOTAL	gr/lt CaCO <sub>3</sub>	4,677
ALCALINIDAD A LA FENOLFTALEINA	gr/lt CaCO <sub>3</sub>	1,277

Tabla 3.2  
*Datos gravimétricos de los suelos reconstituidos*

		<i>Texcoco</i>	<i>SCT</i>
V muestra	m <sup>3</sup>	0.015	0.015
W muestra	kg	17.56	17.48
W Suelo natural	kg	10.02	12.27
W agua adicional	kg	7.54	5.21
W	%	227	182
W <sub>l</sub>	%	315	302
W <sub>p</sub>	%	77	108
G <sub>s</sub>		2.46	2.65
e <sub>o</sub>		11.92	9.25

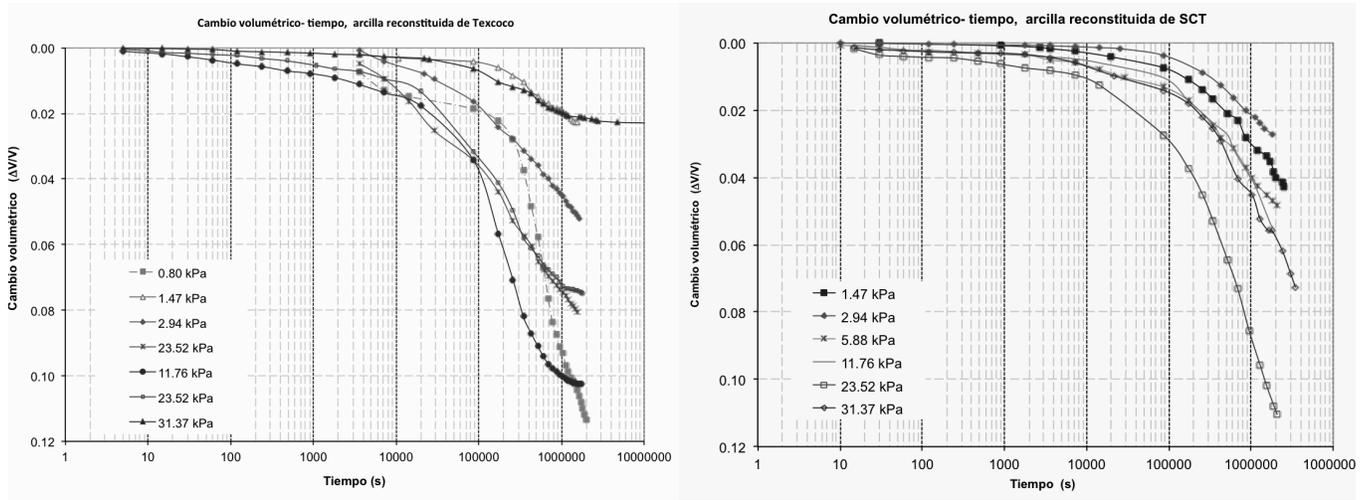


Figura. 3.4 Comparación de la variación del cambio volumétrico en el tiempo del suelo reconstituido bajo la aplicación de los diversos incrementos de cargas. (Las deformaciones se miden con respecto al volumen antes de aplicar un nuevo incremento de carga)

Tabla 3.3 Historia de esfuerzos, relación de vacíos y contenido de humedad, de la arcilla de Texcoco

Ciclo de carga	Esfuerzo aplicado	Tiempo	w	e <sub>o</sub>	U
	kPa	días	%		%
Fyc*	0	28	511	11.923	0.92
1	0.7	28	452.2	10.744	0.94
2	1.5	20	438.3	10.359	0.96
3	2.9	20	420	9.781	0.92
4	5.9	20	387.3	8.927	0.97
5	11.8	20	348.9	8.121	0.98
6	23.5	20	320.9	7.497	0.92
7	31.4	272	312.1	7.052	1.00
		428**			

\* fyp : Floculación y consolidación por sedimentación

\*\* : Tiempo total de consolidación en los cilindros acrílicos

Tabla 3.4 Historia de esfuerzos, relación de vacíos y contenido de humedad, de la arcilla de SCT

Ciclo de carga	Esfuerzo aplicado	Tiempo	w	e <sub>o</sub>	U
	kPa	días	%		%
Fyc*	0	28	496.9	9.246	0.74
1	1.5	28	395.4	8.722	0.78
2	2.9	22	383.6	8.353	0.88
3	5.9	22	363.2	7.798	0.77
4	11.8	22	341.2	7.285	0.79
5	23.5	25	308	6.399	0.83
6	31.4	41	288.4	5.844	0.74
		188**			

### 3.5 Propiedades intrínsecas de los suelos

A las propiedades intrínsecas se les denota con un asterisco \*, los valores de  $e_{100}^*$  y  $e_{1000}^*$  son las relaciones de vacíos que corresponden a  $\sigma'_v = 100$  kPa y 1000 kPa respectivamente. Por otra parte, se denomina índice de compresión intrínseca  $C_c^*$  a la relación de vacíos obtenida de  $e_{100}^* - e_{1000}^*$ . Terzagui (1925), denominó a  $e_{100}^*$  y  $C_c^*$  como las constantes intrínsecas de compresibilidad.

El parámetro que normaliza la relación de vacíos con respecto a  $e_{100}^*$  y  $C_c^*$ , se denomina índice de vacíos intrínseco  $I_v$ . La Fig. 3.5.(a), expresa la curva de compresión y en la figura 3.5.b expresa el índice de vacíos  $I_v$ , definido por ecuación (3.5.1).

$$I_v^* = \frac{(e - e_{100}^*)}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{(e - e_{100}^*)}{C_c^*} \quad (3.5.1)$$

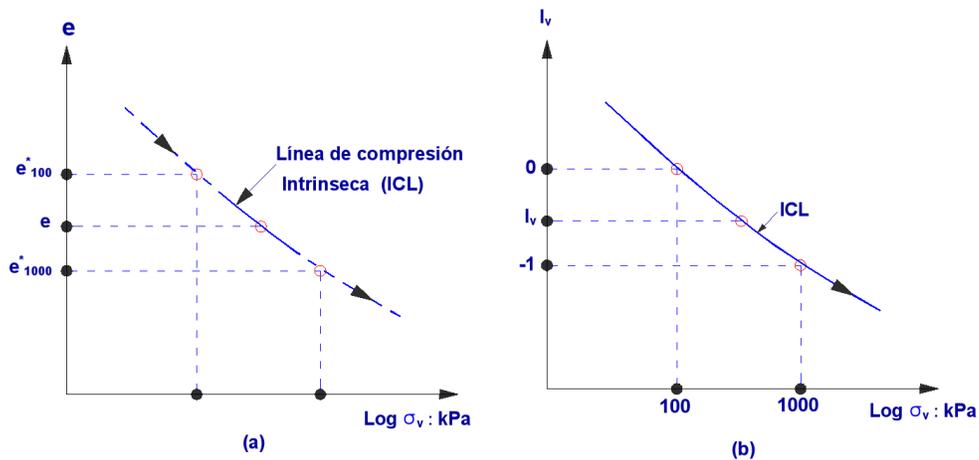


Figura.3.5 Normalización de la Curva de compresión intrínseca

El proceso de consolidación de las muestras reconstituidas para este trabajo se desarrolló en dos etapas: la primera en los cilindros acrílicos donde se colocaron cargas hasta 31 kPa; y la segunda etapa en los consolidómetros convencionales, en los cuales se llevaron las muestras hasta 1700 kPa de carga.

En la figura 3.6 se presenta el índice de vacíos de las arcillas del Valle de México, del Valle de Bogota y de la zonda de Campeche, comparándolas con los resultados expuestos por Burland (1990), en donde se observa la convergencia de las ICL para valores de  $\sigma'_v$  por encima de los 100 kPa; en el caso de valores de  $\sigma'_v$  menores existe cierta dispersión, pudiendo decirse que la ICL es

poco sensible a tiempos prolongados de aplicación de cargas en el proceso de reconstitución de los suelos.

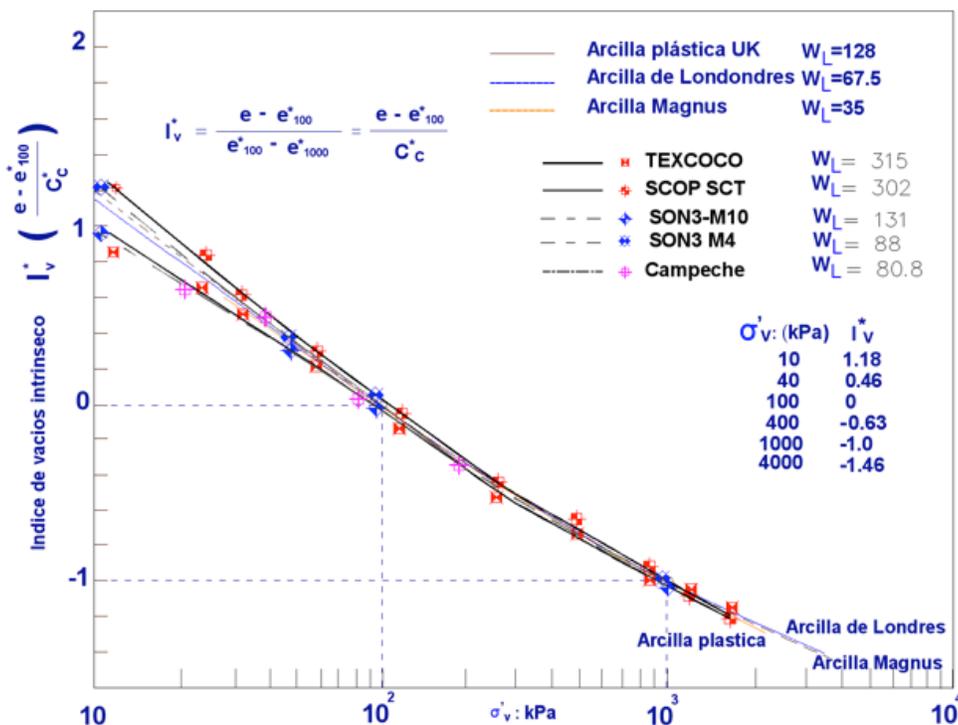


Figura 3.6 Normalización de la curva de compresión intrínseca,, Burland (1990), se incluyen la arcilla del ex-Lago de Texcoco, SCT, de Ciudad de Bogota y de la Bahía de Campeche

El  $I_v$  describe la *línea de compresión intrínseca* (ICL) de los materiales reconstituidos ajustándose a una ecuación cúbica dada por:

$$I_v = 2.45 - 1.285x + 0.015x^3 \quad (3.5.2)$$

Donde  $x = \log \sigma'_v$  en kPa.

La ICL puede ser determinada directamente de la arcilla en estudio, si los valores de  $e^*_{100}$  y  $C_c^*$  son conocidos usando la ecuación (3.5.2); pero si la ICL está en términos de  $e$  y  $\sigma'_v$ , para cada valor de  $e$  le corresponden varios valores de  $\sigma'_v$  pudiendo obtenerse de la ecuación (3.5.2) y calculando el valor de  $I_v$  con la ecuación (3.5.1), cuya expresión es:

$$e = I_v C_c^* + e^*_{100} \quad (3.5.3)$$

Leonards y Ramiah (1959) indican que las arcillas desarrollan un incremento de resistencia a la compresión que no depende de la reducción del volumen, además de considerar que la duración del

incremento de carga, para un período muy prolongado tiene poca influencia comparado con los valores de resistencia que se obtendrían con la aplicación de cargas en periodos de menor duración, razón por la cual sugieren que, para muestras reconstituidas con un contenido de agua comprendido entre 1 y 1.5 veces el límite líquido, es suficiente considerar el tiempo necesario para permitir la consolidación primaria.

### 3.6 Presentación de resultados

En el proceso de reconstitución las arcillas se consolidaron unidimensionalmente hasta un esfuerzo de 3100 kPa, para lo cual se extrajo el suelo de los cilindros de acrílico y luego se colocaron en los consolidómetros convencionales tratando de evitar, en lo posible, la expansión del suelo.

Se realizaron también ensayos de consolidación unidimensional en arcillas naturales, aplicando la misma secuencia de carga que para las arcillas reconstituidas, con el fin de observar la variación del comportamiento de los suelos con el proceso de reconstitución. En las curvas de compresibilidad de las arcillas del Valle de México mostradas en las figuras 3.7 y 3.8. se observa el similar comportamiento y pendientes de las curvas de compresibilidad de los materiales naturales y reconstituidos.

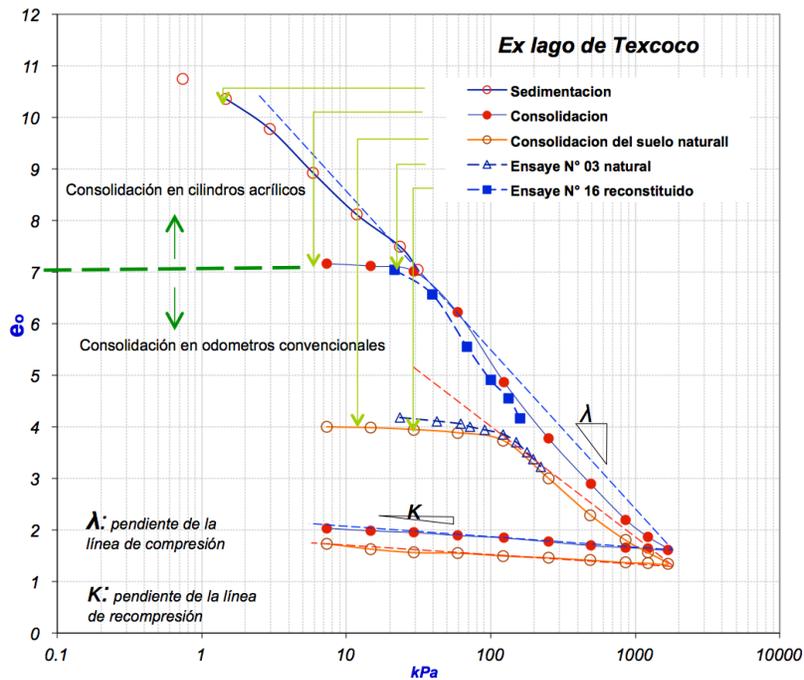


Figura. 3.7 Curva de compresibilidad de los suelos naturales y reconstituidos: Arcilla del ex-lago de Texcoco

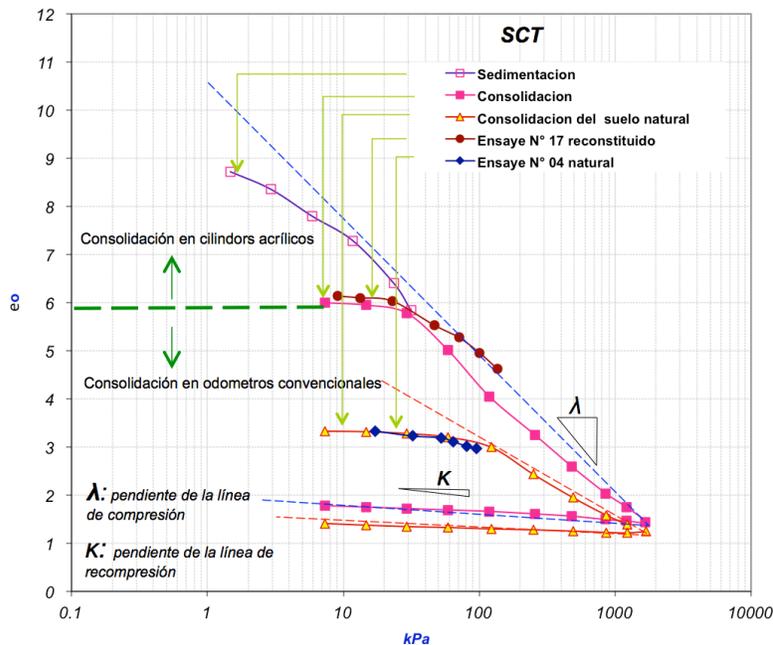


Figura. 3.8 Curva de compresibilidad de los suelos naturales y reconstituidos: Arcilla SCT

A partir de las pruebas de consolidación se determinaron los parámetros  $\lambda$  (pendiente de la línea de consolidación virgen) y  $\kappa$  (pendiente de la línea de descarga de la curva de compresibilidad). Se incluyen en las figuras 3.7 y 3.8 algunas pruebas de consolidación realizadas en la cámara triaxial neumática, cuyos valores de los parámetros  $\lambda$  y  $\kappa$  para los suelos naturales y reconstituidos se muestran en la tabla 3.5.

Según refiere Skempton, (1970) la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo en los depósitos de arcillas normalmente consolidados responden a una relación esencialmente lineal y una convergencia de las curvas, en donde la naturaleza y cantidad de los minerales presentes en la estructura de los suelos determinan el límite líquido y la relación de vacíos. En la figura 3.9 se presentan los datos referidos por Skempton (1970) en donde se incluyen las arcillas del valle de México y del valle de Bogota, Colombia, observándose que los suelos incluidos manifiestan, también, la convergencia y una ligera convexidad de las curvas de sedimentación. Esto refiere que con el incremento de la presión de confinamiento en los suelos reportados son menores las diferencias generadas por el proceso de formación de los suelos arcillosos.

Asimismo las curvas de compresión unidimensional de las arcillas reconstituidas con un contenido de agua igual a 1.5 veces el límite líquido ( $W_L\%$ ), convergen en un amplio rango de valores de  $e$  y  $\sigma'_v$  hacia las curvas de compresión unidimensional de estos mismos suelos, pero en estado natural. Burland (1990) efectuó ensayos en diversas arcillas, identificando que la relación de vacíos y esfuerzos para distintas arcillas reconstituidas presentan una ligera convexidad y tienden a converger conforme se incrementa  $\sigma'_v$ . Las arcillas reconstituidas del valle del México, del valle de Bogotá y la arcilla marina de la Bahía de Campeche, presentan también este comportamiento, lo que se puede observar en la figura 3.10.

Tabla 3.5 Parámetros  $\lambda$  y  $\kappa$  de las arcillas naturales y reconstituidas

Suelo	$\lambda$ (100-1000) kPa	$\kappa$ (100-1000) kPa	$\lambda/\kappa$ (100-1000)
SCT reconstituido	2.230	0.281	8.544
SCT natural	1.702	0.358	21.012
Texcoco reconstituido	3.231	0.253	11.622
Texcoco natural	2.205	0.264	14.899

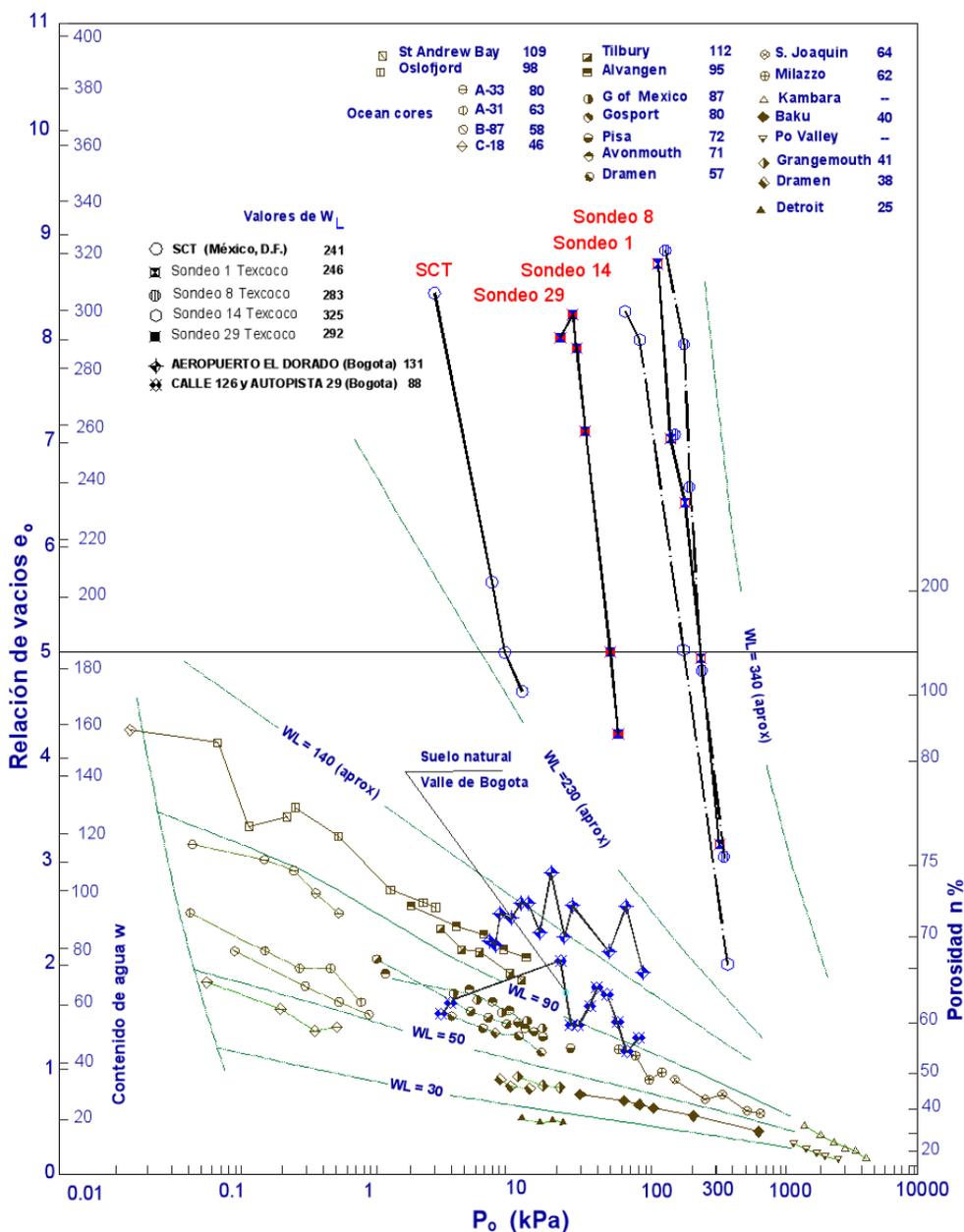


Figura 3.9 Curvas de sedimentación para arcillas sedimentarias normalmente consolidadas (Skempton, 1970). Se incluyen las arcillas del Valle de México y Bogotá

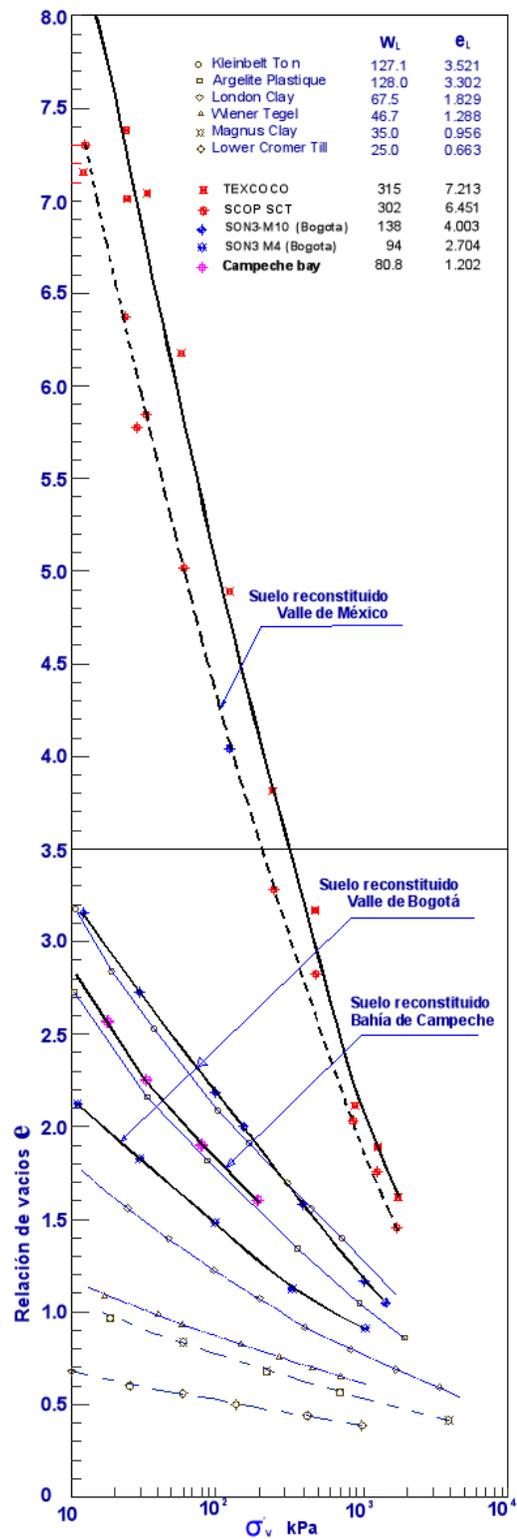


Figura 3.10 Curvas de compresión para varias arcillas reconstituidas (Burland, 1990). Se incluyen las arcillas del Valle de México, Ciudad de Bogotá y de la Bahía de Campeche

### 3.7 Correlación entre las constantes de la compresibilidad intrínseca y los límites de Atterberg

Las correlaciones planteadas por Skempton (1944) entre los límites de Atterberg y las constantes de compresibilidad  $e_{100}^*$  y  $C_c^*$  son:

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679e_L - 0.089e_L^2 + 0.016e_L^3 \quad (3.7.1)$$

$$y C_c^* = 0.256e_L - 0.04 \quad (3.7.2)$$

Estas correlaciones de la relación de vacíos en el límite líquido ( $e_L$ ) en el rango de 0,6 y 4,5 son aceptables; pero para valores superiores, presenta dispersión como es el caso de las arcillas del valle de México. Esto se manifiesta al expresar gráficamente la relación de vacíos ( $e_L$ ) en el límite líquido contra  $e_{100}^*$  y  $C_c^*$ , con los valores experimentales y los valores analíticos estimados con las ecuaciones 3.7.1 y 3.7.2, (ver figura 3.11). Los datos de las arcillas mostradas por Burland (1990) se encuentran en la tabla 3.6, que incluyen los valores de las constantes intrínsecas referidas por Burland (1990), de las arcillas de México, Bogotá y Campeche obtenidas analíticamente en este trabajo.

Tabla 3.6 Constantes intrínsecas de compresibilidad de algunos suelos reconstituídos, Burland (1990). Se incluyen los datos de este estudio

SOIL	w <sub>l</sub>	Wp	Gs	e <sub>l</sub>	e <sub>100</sub> <sup>*</sup> C <sub>c</sub> <sup>*</sup>		e <sub>100</sub> <sup>*</sup> C <sub>c</sub> <sup>*</sup>		e <sub>100</sub> <sup>*</sup> C <sub>c</sub> <sup>*</sup>		REFERENCE
					experimental		Burland analitic		This study		
					e <sub>100</sub> <sup>*</sup>	C <sub>c</sub> <sup>*</sup>	e <sub>100</sub> <sup>*</sup>	C <sub>c</sub> <sup>*</sup>	e <sub>100</sub> <sup>*</sup>	C <sub>c</sub> <sup>*</sup>	
Lower cromer till	25	13	2.65	0.66	0.50	0.15	0.52	0.13	0.57	0.13	Gens (1982)
Coulder clay	28	14	2.69	0.75	0.52	0.12	0.58	0.15	0.60	0.15	Skempton (1944)
Silty clay	28	20	2.72	0.76	0.60	0.14	0.58	0.15	0.60	0.16	Ramiah (1959)
Magnus clay	35	17	2.73	0.96	0.76	0.27	0.69	0.20	0.68	0.21	Jardine (1985)
Grangemouth	35	21	2.78	0.97	0.66	0.23	0.70	0.20	0.68	0.21	Burland (1990)
ton V	36	18	2.71	0.98	0.74	0.25	0.70	0.20	0.69	0.21	Skempton (1944)
Weald clay	39	19	2.73	1.07	0.77	0.24	0.75	0.23	0.72	0.23	Skempton (1944)
Boston blue clay	39	23	2.78	1.08	0.80	0.21	0.76	0.23	0.73	0.24	Skempton (1944)
Red soli	45	22	2.67	1.21	0.79	0.27	0.83	0.26	0.78	0.27	Nagaraj et al (1986)
River severn alluvium	46	25	2.59	1.19	0.80	0.21	0.82	0.26	0.78	0.26	Skempton (1944)
Wiener tegel	47	22	2.76	1.29	0.86	0.30	0.87	0.28	0.82	0.29	Hvorslev (1937)
<b>SON57-M123B, Colombia</b>	<b>48</b>	<b>26</b>	<b>2.53</b>	<b>1.20</b>	<b>0.48</b>	<b>0.22</b>	<b>0.82</b>	<b>0.26</b>	<b>0.78</b>	<b>0.26</b>	<b>Ojeda et al (1999)</b>
Oxford clay	53	27	2.57	1.36	0.96	0.30	0.91	0.30	0.86	0.30	Skempton (1944)
Ton IV	58	26	2.85	1.65	0.97	0.32	1.06	0.37	1.00	0.37	Skempton (1944)
Residual clay	58	27	2.74	1.59	1.02	0.34	1.03	0.36	0.97	0.36	Ramiah (1959)
London clay	62	24	2.73	1.71	1.20	0.45	1.09	0.39	1.03	0.39	Jardine (1985)
Belfast estuarian clay	67	30	2.66	1.78	1.00	0.32	1.13	0.41	1.07	0.41	Skempton (1944)
London clay	68	27	2.71	1.83	1.23	0.49	1.15	0.42	1.09	0.42	Som (1968)
Ganges delta clay	69	28	2.77	1.91	1.22	0.42	1.19	0.44	1.14	0.44	Skempton (1944)
Gosport clay	76	29	2.67	2.03	1.20	0.48	1.25	0.47	1.21	0.47	Skempton (1944)
London clay	77	28	2.71	2.09	1.28	0.49	1.28	0.48	1.24	0.48	Skempton (1944)
Marine clay, Campeche	80	29	2.75	4.1	1.98	0.64	2.50	0.99	2.62	1.08	Mendoza et al (2002)
Marine clay, Campeche	81	30	2.77	3.95	1.43	0.79	2.39	0.95	2.47	1.01	Mendoza et al (2002)
Brown london clay	88	32	2.65	2.33	1.32	0.56	1.41	0.54	1.39	0.54	Skempton (1944)
<b>SON3-M4, colombia</b>	<b>94</b>	<b>32</b>	<b>2.41</b>	<b>2.62</b>	<b>1.72</b>	<b>0.75</b>	<b>1.56</b>	<b>0.62</b>	<b>1.57</b>	<b>0.62</b>	<b>Ojeda et al (1999)</b>
<b>SON51-MX, colombia</b>	<b>95</b>	<b>17</b>	<b>2.44</b>	<b>2.9</b>	<b>0.52</b>	<b>0.35</b>	<b>1.72</b>	<b>0.69</b>	<b>1.76</b>	<b>0.69</b>	<b>Ojeda et al (1999)</b>
Black cotton clay	97	32	2.73	2.66	1.74	0.69	1.58	0.62	1.59	0.63	Nagaraj et al (1986)
Kleinbelt ton	127	36	2.77	3.52	2.18	0.91	2.09	0.84	2.19	0.88	Hvorslev (1937)
Argile plastique	128	31	2.58	3.30	1.82	0.81	1.96	0.79	2.03	0.81	Skempton (1944)
Whangamarino clay	136	61	2.78	3.74	2.44	0.80	2.24	0.90	2.35	0.95	Newland & Allely (1956)
<b>SON3-M10, Colombia</b>	<b>139</b>	<b>117</b>	<b>2.58</b>	<b>3.55</b>	<b>2.38</b>	<b>0.98</b>	<b>2.11</b>	<b>0.85</b>	<b>2.21</b>	<b>0.89</b>	<b>Ojeda et al (1999)</b>
<b>Bogota clay, Colombia</b>	<b>149</b>	<b>105</b>	<b>2.41</b>	<b>3.40</b>	<b>2.65</b>	<b>1.09</b>	<b>2.02</b>	<b>0.81</b>	<b>2.10</b>	<b>0.84</b>	<b>This study</b>
Sail	159	46	2.83	4.44	2.77	1.05	2.77	1.07	2.88	1.21	Nagaraj et al (1986)
<b>Dorado clay, Colombia</b>	<b>194</b>	<b>139</b>	<b>2.61</b>	<b>4.35</b>	<b>3.10</b>	<b>1.22</b>	<b>2.70</b>	<b>1.05</b>	<b>2.81</b>	<b>1.17</b>	<b>This study</b>
<b>SCT clay, Mexico</b>	<b>302</b>	<b>108</b>	<b>2.65</b>	<b>6.45</b>	<b>4.20</b>	<b>2.35</b>	<b>5.08</b>	<b>1.57</b>	<b>4.38</b>	<b>2.30</b>	<b>This study</b>
<b>Texcoco clay, Mexico</b>	<b>315</b>	<b>77</b>	<b>2.46</b>	<b>7.68</b>	<b>5.20</b>	<b>3.28</b>	<b>7.32</b>	<b>1.88</b>	<b>5.16</b>	<b>3.32</b>	<b>This study</b>

La diferencia existente entre los resultados expresados por Burland (1990) y los planteados en este trabajo se presentan en la [figura 3.11](#); en la [figura 3.11.a](#) a su vez, expresa la relación de vacíos para  $\sigma'_v = 100$  kPa ( $e^*_{100}$ ) contra ( $e_L$ ) datos referidos por Burland (1990) y los datos de los suelos analizados en este trabajo. Por otra parte, en la [figura 3.11.b](#) se expresa el índice de vacíos  $C^*_c$  contra ( $e_L$ ). Los parámetros de  $e^*_{100}$  y  $C^*_c$ , para las arcillas de alta plasticidad no se ajustan a las ecuaciones planteadas por Skempton; sin embargo, los datos experimentales presentados por Burland y los de las arcillas del Valle de México, Bogotá y la Bahía de Campeche, se ajustan a las expresiones (3.7.3) y (3.7.4), mostrando una menor dispersión:

$$e^*_{100} = -0.0082e_L^3 + 0.1181e_L^2 + 0.1983e_L + 0.3868 \quad (3.7.3)$$

$$y C^*_c = 0.0062e_L^3 - 0.0272e_L^2 + 0.2812e_L - 0.0443 \quad (3.7.4)$$

La correlación existente entre las constantes intrínsecas de compresibilidad, con los índices plásticos y la relación de vacíos, es sensible a la estimación de los valores del límite líquido y al valor de  $e_L$ , lo cual explica la dispersión existente en los datos de las arcillas del valle de México expresados en la [figura 3.11](#).

También se compararon las curvas de compresión por sedimentación con la curva de compresión intrínseca ICL, considerando para estas arcillas, normalmente consolidadas, una relación de vacíos  $e_o$  bajo la presión de carga efectiva  $\sigma'_{vo}$ , siendo entonces el índice de vacíos  $I_{vo}$ :

$$I^*_{vo} = \frac{(e_o - e^*_{100})}{e^*_{100} - e^*_{1000}} = \frac{(e_o - e^*_{100})}{C^*_c} \quad (3.7.5)$$

Los valores de  $e^*_{100}$  y  $C^*_c$  fueron tomados de las pruebas de consolidación de los suelos reconstituidos de las arcillas del valle de México, Bogotá y de la bahía de Campeche. Los valores de  $e_o$  se tomaron de pruebas de campo para las arcillas del ex-Lago de Texcoco y de datos de sondeos en el aeropuerto el Dorado de Bogotá y la calle 126, de la misma ciudad. La comparación con respecto a la ICL, se muestra en la [figura 3.12](#), en la cual se encuentran los datos de arcillas post-glaciales Escandinavas (Burland et al, 1990).

La [figura 3.13](#) muestra, adicionalmente, la línea de sedimentación compresión (SCL), correspondiente a los datos de arcillas presentados por Burland et al (1990), así mismo los datos de los sondeos de campo efectuados para las arcillas del ex-Lago de Texcoco por Ovando et al (2003) y el valle de Bogotá, Ojeda et al (1999).

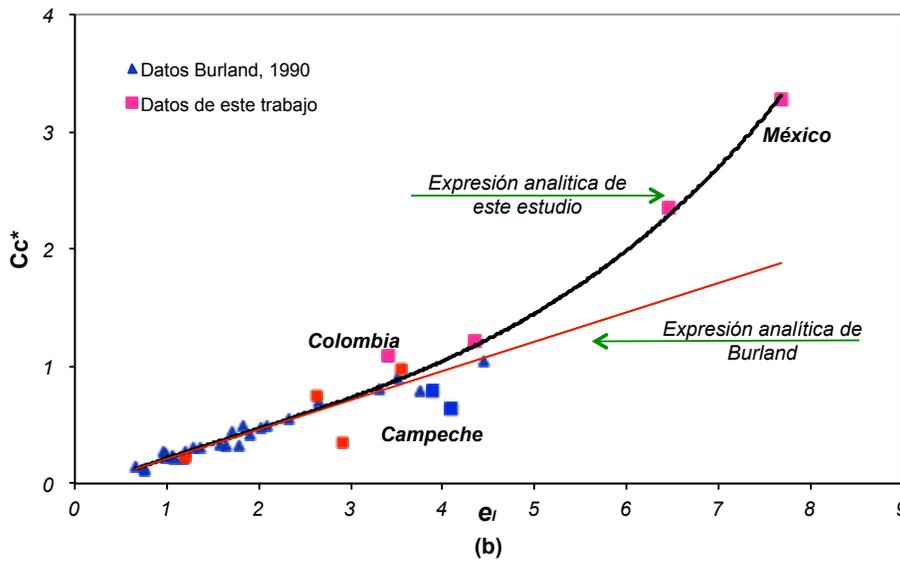
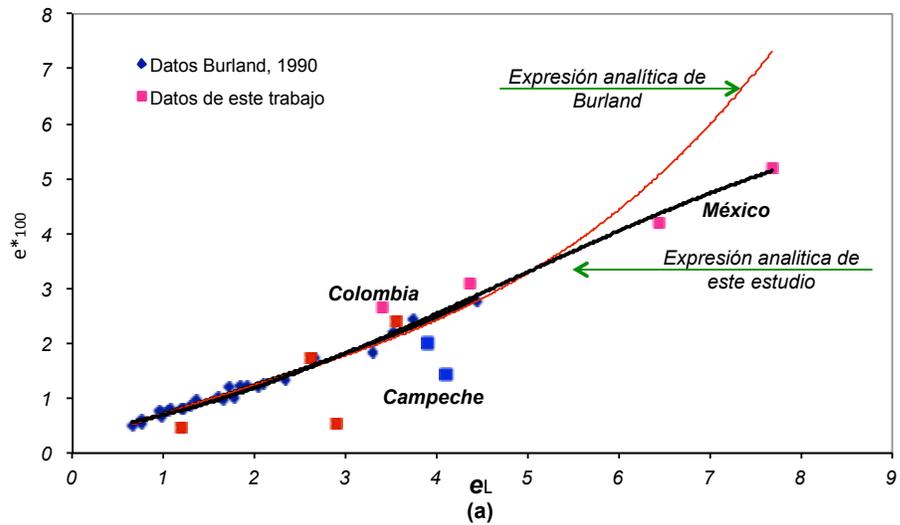


Figura. 3.11 Comparación entre los valores de  $e^*_{100}$  y  $C_c^*$ , Burland et al (1990): (a), relación del índice de compresión intrínseco contra relación de vacíos; (b), relación de vacíos para  $\sigma_v = 100$  kPa. Se incluyen las arcillas del ex-Lago de Texcoco y de SCT

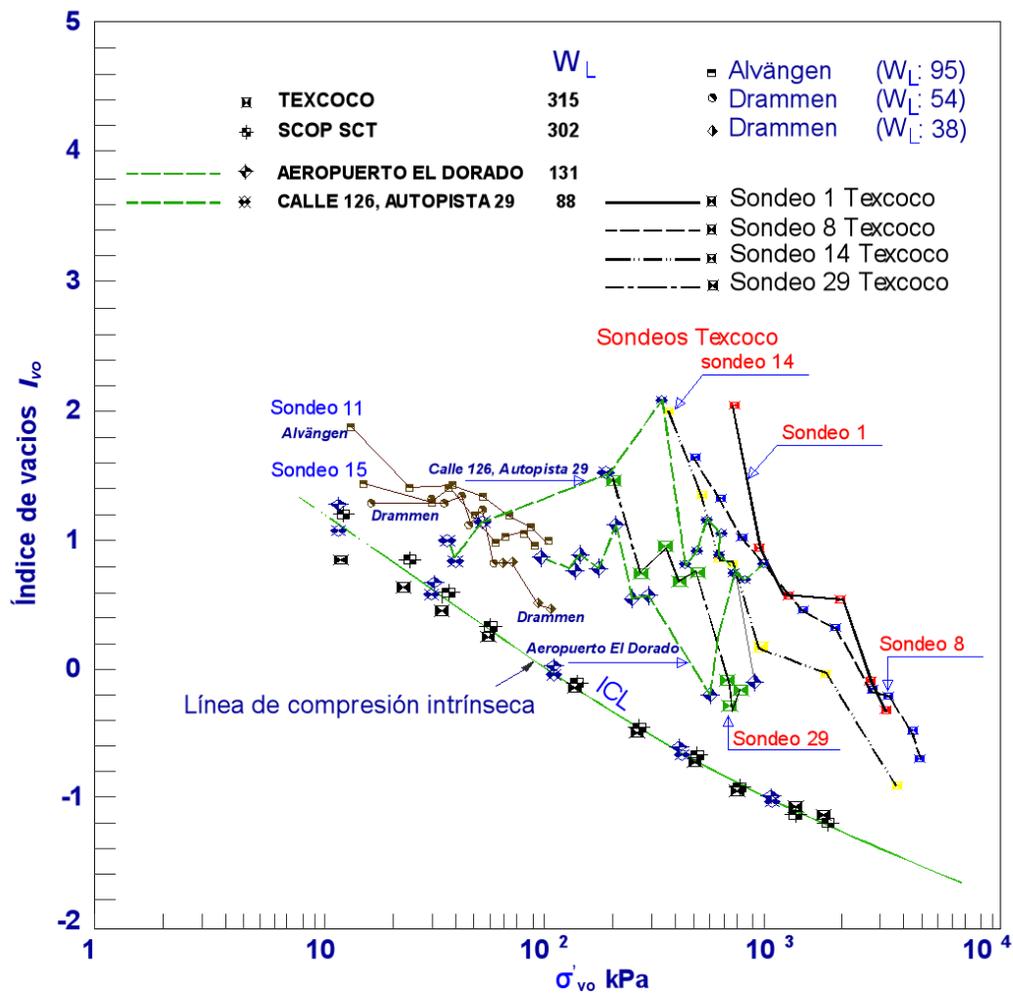


Figura. 3.12 Curvas de sedimentación compresión para arcillas post-glaciales, Burland et al (1990); se incluyen las arcillas del ex-Lago de Texcoco, Centro SCOP-SCT y arcillas de Bogotá Colombia

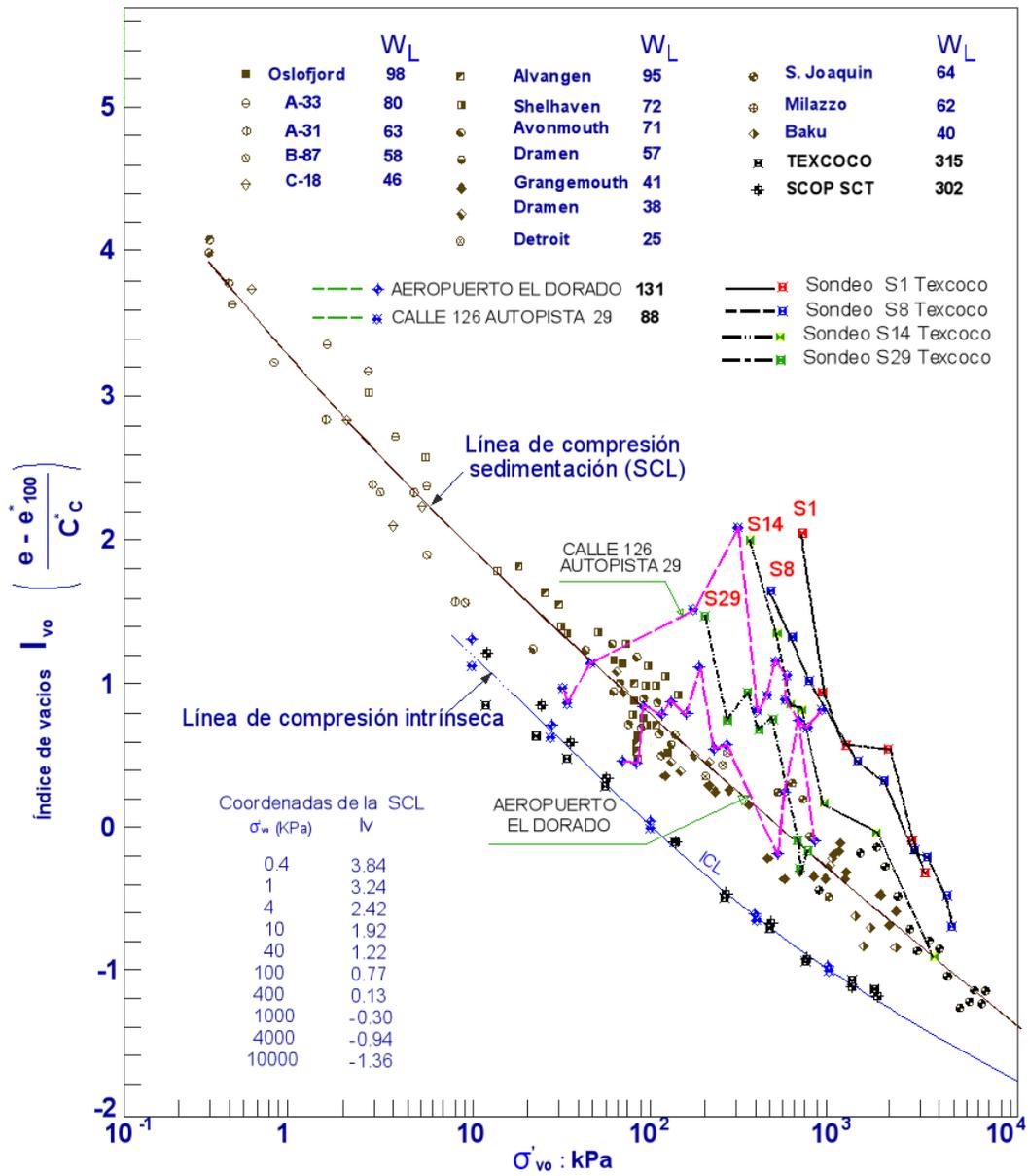


Figura 3.13 Relación del  $I_{vo}$  con  $\sigma'_{vo}$ . Para varias arcillas normalmente consolidadas de la fig. 2.5, (Burland, 1990), se incluyen las arcillas del Ex-Lago de Texcoco, de SCT y de Bogotá

La resistencia natural del suelo depende de la composición de los materiales presentes en la arcilla, de la calidad del agua existente en los poros del suelo, así como de las condiciones de depositación. Dado que la composición mineralógica de las arcillas en formación del valle de México son complejas y variadas por la presencia de minerales como el hierro, magnesio, sodio, carbonatos, materia orgánica y fósiles como los ostrácodos (ver anexo A, figura A.4), la estructura microscópica del suelo del ex-Lago de Texcoco presenta una relación de vacíos alta; por tal motivo, las curvas de sedimentación compresión de los sondeos del ex-Lago de Texcoco se encuentran sobre la línea de sedimentación compresión.

La depositación de los sedimentos de manera lenta y progresiva así como el incremento de los esfuerzos efectivos de compresión permite la variación del índice de vacíos en un menor rango, pudiendo estos valores ubicarse sobre la línea de sedimentación compresión (SCL) dado que el índice de vacíos depende también de las características mineralógicas de los suelos. Por otro lado, un proceso rápido de formación de los suelos arcillosos a partir de lodos o materiales en suspensión no posibilita la orientación de las partículas del suelo, con la consiguiente aumento de la relación de vacíos. En el proceso de formación de los suelos arcillosos influye la presencia de sales en el agua existente en el suelo, tal como lo manifiestan Bjerrum et al (1956), Leonard et al (1964) y Mendoza et al (2002).

Las líneas ICL y SCL de la figura 3.13 son prácticamente paralelas en el rango comprendido entre  $\sigma_v = 100$  kPa y  $\sigma_v = 1000$  kPa; mientras que para valores superiores a  $\sigma_v = 1000$  kPa son convergentes.

Como se mencionó en el acápite 3.3 los suelos arcillosos del Valle de México presentan singularidades muy importantes como es su gran contenido de agua y su alta plasticidad dentro de la heterogeneidad que se presenta en sus propiedades y características físicas, como se observó en el proceso de extracción del material de los tubos shellby y la selección del material para la reconstitución del material donde se presentó una coloración variada en las muestras (figura 3.3.b).

Estas diferencias aparentes en la coloración de los materiales generalmente responden a procesos de oxidación o reducción de los cationes amorfos presentes en los enlaces de las estructuras de los minerales componentes de las muestras de suelos arcillosos, (Weaver, 1989). Por otra parte, las estructuras de las arcillas presentan moléculas de oxígeno y sílice en su composición atómica pudiendo los silicatos presentar un desbalance en la cara del tetraedro de su estructura, aceptando componentes como el sodio (Na), potasio (K) y fierro (Fe) con los cuales equilibra su carga eléctrica (Blyth et al, 1998).

Por tal motivo se estimó realizar el análisis mineralógicos por medio de la técnicas de difracción de rayos X (DXR), toma de fotografías con microscopio estereoscópico y el análisis de fluorescencia de rayos X (LFRX) en los suelos en estado natural y en condición reconstituida, con el fin de verificar que estos materiales sean semejantes, para lo cual se contó con el apoyo del Instituto de Geología de la UNAM. Los resultados de estos análisis se presentan en el anexo A.

De estos análisis se puede afirmar que las muestras de suelo natural y suelo reconstituido corresponde a estructuras minerales con presencia de Calcita, plagioclasa, ópalo, cristobalita yeso y cuarzo, con baja cristalinidad, cuyas semejanzas entre el suelo natural y reconstituido se pueden observar en las [figuras A.2 y A.3](#) del [anexo A](#).

La composición cuantitativa de los elementos químicos de estos suelos naturales y reconstituidos obtenidos por el método de Fluorescencia de rayos X se describen en la [tabla A.3](#) del [anexo A](#), donde se puede verificar que los suelos naturales del ex-Lago de Texcoco y de SCT son semejantes desde el punto de vista mineralógico y químico a los suelos reconstituidos empleados para este trabajo.

## **CAPÍTULO 4**

### **RESULTADOS EXPERIMENTALES EN MUESTRAS CONSOLIDADAS ISÓTROPAMENTE**

#### **4.1 Materiales ensayados**

En este capítulo se describen las características de los suelos evaluadas mediante pruebas triaxiales con consolidación isótropa en condiciones no drenadas en la etapa de falla. Las muestras de arcillas del Valle de México se extrajeron de la Zona del ex-lago de Texcoco mediante muestreadores de pared delgada. Una descripción general y la ubicación de estas muestras se dieron en el acápite 3.2.

Los materiales empleados para las pruebas fueron dos arcillas inorgánicas cuyas características se describieron como de alta plasticidad, de color verde oscuro a café oscuro, con algunas vetas de sales, producto de la acumulación de este material en algunas fisuras. El contenido de agua varió entre 160 y 360 %, el límite líquido de estos materiales fluctuó entre 330 y 280 % y el índice de plasticidad estuvo entre 186 y 255 %. Al ser comparados estos valores, con los expresados por Marsal y Mazari (1959), puede verse que estos se ubican próximos a la línea promedio de plasticidad de las arcillas del Valle de México como se observa en la [figura 4.1](#).

Las dimensiones de las probetas fueron de 3.5 cm de diámetro y 8.5 cm de altura, las cuales se montaron en la cámara triaxial neumática automatizada, luego se saturaron considerando un valor mínimo del parámetro  $B$  de Skempton de 95%. Durante la saturación el esfuerzo efectivo aplicado en la cámara no superó  $0.05 \text{ kg/cm}^2$ .

En la etapa de consolidación, las muestras se sometieron a incrementos de esfuerzos, los cuales se sostuvieron hasta alcanzar la consolidación primaria. Con ello, fue posible construir las curvas de compresibilidad e identificar su tramo virgen.

En la etapa de falla, las pruebas se realizaron bajo el régimen de desplazamiento controlado con velocidades de desplazamiento de 0.1, 0.01 y 0.001 mm/min. Todas las pruebas se realizaron sin permitir el drenaje en la etapa de falla. Se aplicaron ciclos de carga y descarga de entre 0.5, 1.0, 2.0 kg para después llevar las muestras a la falla.

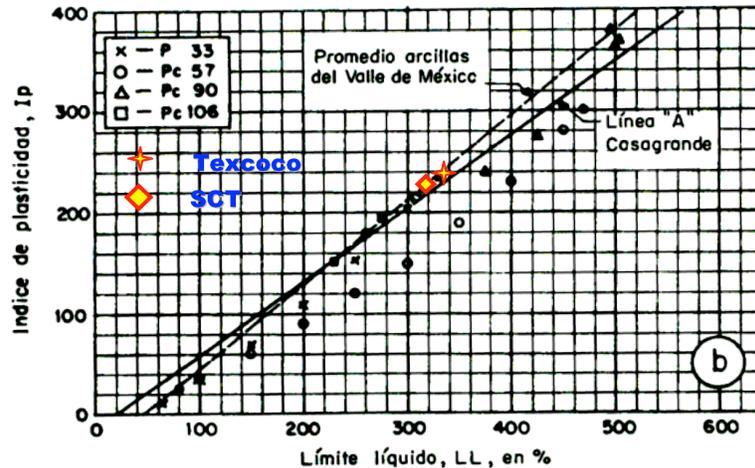


Figura 4.1. Índice de plasticidad vs límite líquido de los valores promedio de las muestras ensayadas del ex-Lago de Texcoco y SCT analizados en este trabajo, comparadas con los valores expresados por Marsal y Mazari, (1959)

Las densidades de sólidos de los materiales variaron entre 2.2 y 2.7 y en algunos casos se encontraron muestras con lentes de arena, los cuales se descartaron debido a que no representaban una posible comparación con el material reconstituido de las dos zonas mencionadas.

Los datos generales de los ensayos se muestran en las tablas 4.1 y 4.2. Los ensayos se organizaron para disponer de resultados comparables bajo condiciones de consolidación isótropa, a diferentes niveles de esfuerzos y diferentes velocidades de deformación en la falla para suelos naturales y reconstituidos.

Tabla 4.1  
Relación de ensayos con consolidación isótropa efectuados en la cámara triaxial neumática

Ensayo N°	p'e (Consol.) Kg/cm <sup>2</sup>	Vel. de def. mm/min.	Wi %	Wf %	Lugar muestra	Sondeo	Muestra	profundidad m.	tipo de muestra	N° de ciclos de carga
1	1.0	0.01	222.1	194.9	Texcoco	SMC-29	21-1	14.9	natural	1
2	1.5	0.01	169.4	155.0	Texcoco	SMC-29	21-1	14.8	natural	4
3	1.6	0.1	177.4	163.6	Texcoco	SMC-29	21-1	14.8	natural	4
4	2.5	0.01	208.3	174.3	Texcoco	SMS-1	M-6-2	15.1	natural	4
5	1.5	0.001	170.0	152.4	Texcoco	SMS-8	17-2	17.4	natural	4
6	1.7	0.1	358.8	285.5	Texcoco	SMS-4	30-1	17.3	natural	4
12	2.0	0.01	309.8	197.1	Texcoco	SMC-29	MEDIO	13.2.-16.8	Reconstituido	1
13	1.5	0.001	300.0	208.3	Texcoco	SMC-29	MEDIO	13.2.-16.8	Reconstituido	4
14	1.0	0.01	296.6	218.6	Texcoco	SMC-29	ABAJO	13.2.-16.8	Reconstituido	4
15	1.0	0.001	305.1	184.0	Texcoco	SMS-1	SUPERIOR	13.2.-16.8	Reconstituido	4
16	1.5	0.1	283.5	197.7	Texcoco	SMS-8	ABAJO	13.2.-16.8	Reconstituido	4
17	1.5	0.01	271.3	182.8	Texcoco	SMS-4	MEDIO	13.2.-16.8	Reconstituido	4
25	2.5	0.01	321.3	192.1	Texcoco	ABAJO	SUPERIOR	13.2.-16.8	Reconstituido	1
28	1.5	0.001	194.8	134.9	Texcoco	SMC-29	22-4	18.0	natural	4

Tabla 4.2  
Propiedades de las muestras ensayadas con consolidación isotrópica en la cámara triaxial neumática

Ensaye N°	W%	Densidad Gs	LL	LP	IP	e <sub>i</sub>	e <sub>o</sub>	profundidad m.	tipo de muestra
1	190.6	2.451	288.60	99.85	188.75	5.378	4.73	14.9	natural
2	189.8	2.378	312.30	125.72	186.58	5.051	4.71	14.8	natural
3	174.2	2.345	302.1	87.3	214.80	5.103	4.77	14.8	natural
4	194.1	2.438	302.1	93.24	208.86	5.340	4.53	15.1	natural
5	209.4	2.364	303.2	102.4	200.80	4.670	4.25	17.4	natural
6	336.5	2.330	303.2	102.4	200.80	4.960	3.21	17.3	natural
12	289.0	2.502	283.90	86.80	197.10	7.407	4.71	13.2.-16.8	Reconstituido
13	307.5	2.456	324.16	67.66	256.50	7.672	5.48	13.2.-16.8	Reconstituido
14	293.6	2.456	350.60	140.08	210.52	7.791	5.93	13.2.-16.8	Reconstituido
15	306.4	2.560	323.5	73.8	249.70	7.693	4.80	13.2.-16.8	Reconstituido
16	297.2	2.615	390.6	147.28	243.32	7.778	5.73	13.2.-16.8	Reconstituido
17	277.8	2.555	330.57	138.49	192.08	7.485	5.37	13.2.-16.8	Reconstituido
25	315.4	2.352	310.2	81.19	229.01	7.784	4.69	13.2.-16.8	Reconstituido
28	198.7	2.616	299.8	104.3	195.50	7.658	6.23	18.0	natural

## 4.2 Comportamiento durante la etapa de consolidación

En el capítulo 3 se habló de las propiedades intrínsecas de los materiales empleados en donde se observa que durante la etapa de consolidación se presenta una relación única entre los esfuerzos efectivos y el volumen específico. De los ensayos realizados con consolidación isotrópica que se presentan en la figura 4.2 mediante curvas de compresibilidad en donde se incluyen las muestras de suelo natural y reconstituido se verifica con buena aproximación dicha relación. En la figura 4.2 se ve que las pendientes de las curvas de compresibilidad son semejantes (tanto para suelo natural como reconstituido). No se realizaron descargas en las muestras ensayadas en la cámara triaxial neumática.

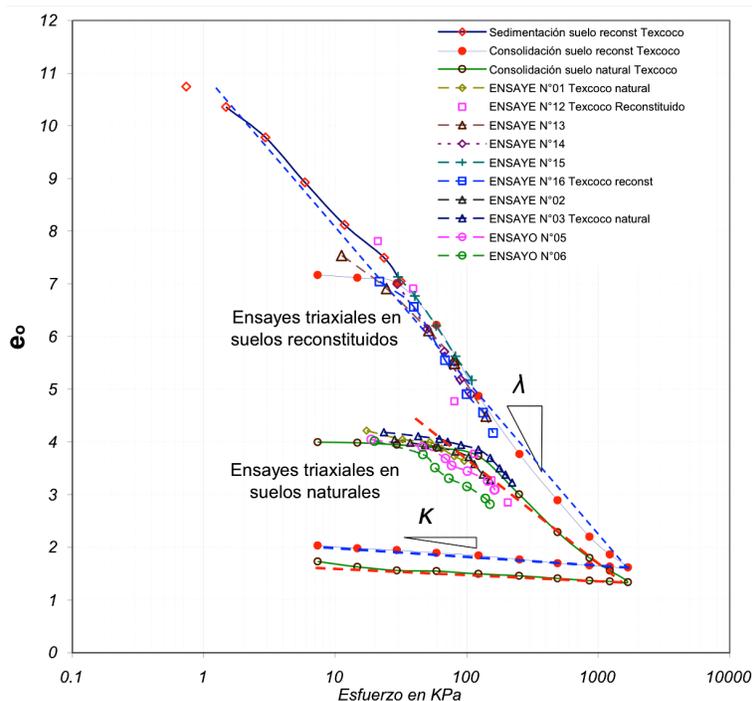


Figura 4.2. Gráfica de compresibilidad de los suelos ensayados (naturales y reconstituidos)

### 4.3 Trayectorias de esfuerzos de los ensayos con consolidación isotropa

En las figuras 4.3, 4.4 se muestran las trayectorias de esfuerzos de los ensayos realizados en los suelos naturales y reconstituidos, respectivamente, observándose la similitud de las trayectorias de esfuerzos en la etapa de falla de los suelos consolidados isotrópamente.

El estado crítico de un suelo es el estado de esfuerzos en el cual la deformación a volumen constante por cortante progresa de manera indefinida sin cambios en el esfuerzo efectivo de cortante; la relación existente entre el esfuerzo desviador y el esfuerzo octaédrico expresado en la gráfica de trayectorias de esfuerzos se define como  $M$ .

En la figura 4.3 se presenta el conjunto de resultados de los ensayos realizados en suelos naturales, donde se hace visible la influencia de los ciclos de carga y descarga de los ensayos 02, 03 y 04, en los cuales la trayectoria de esfuerzos se desplaza a la izquierda como consecuencia del aumento de la presión de poro en la muestra. El rango en el que varía la pendiente  $M$  de la línea del estado crítico para los suelos naturales ensayados fue de entre 1.3 y 2, el ángulo de fricción varía entre  $33^\circ$  y  $49^\circ$ . Esta variación está relacionada con las dificultades para definir los estados últimos de las probetas a grandes deformaciones.

La figura 4.4 presenta, a su vez, el conjunto de resultados de los ensayos realizados en suelos reconstituidos, ensayados a diferentes velocidades de deformación (ensayos 13, 16 y 17) con igual presión efectiva de confinamiento ( $1.5 \text{ kg/cm}^2$ ) y ensayos con igual velocidad de deformación en la falla con diferentes niveles de presión efectiva de confinamiento, (ensayos 12, 14, 17 y 25). El comportamiento del material reconstituido presenta menor rango de variación de la pendiente  $M$  del estado crítico, siendo este rango de  $M$  entre 1.8 y 2, el ángulo de fricción ( $\phi'$ ) varía entre  $44^\circ$  y  $48^\circ$ . La variación de estos parámetros ( $M$  y  $\phi'$ ) del suelo reconstituido con respecto a los materiales en estado natural fue del orden del 6%.

Al comparar las trayectorias de esfuerzos de los suelos naturales y reconstituidos se observa que para los suelos reconstituidos existe una menor variación con respecto al valor medio de los parámetros  $M$  y  $\phi'$ , debido a la homogeneidad del material reconstituido. La cristalinización de las partículas del suelo natural y la presencia de micro-fisuras producto de su génesis en tiempos geológicos, contribuyen a que las propiedades de estos suelos varíen dentro de un rango más amplio.

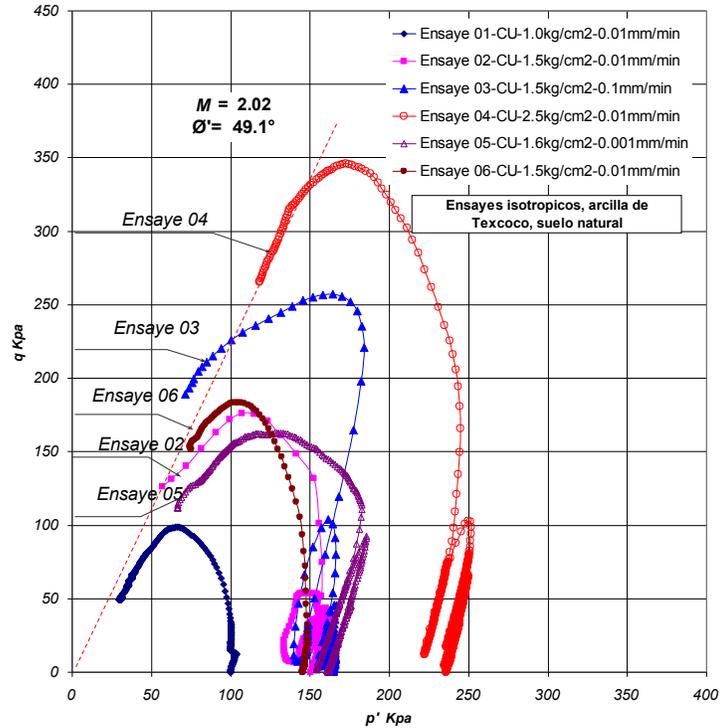


Figura 4.3. Trayectorias de esfuerzos de las pruebas realizadas con consolidación isotropa en suelos naturales a diferentes presiones de confinamiento y diferentes velocidades de deformación en la falla

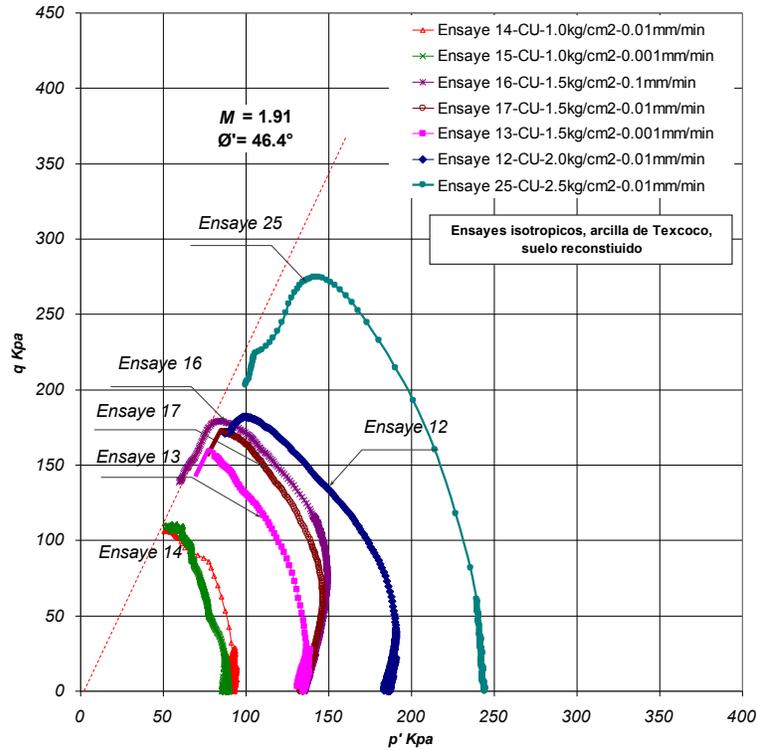


Figura 4.4. Trayectorias de esfuerzos de las pruebas realizadas con consolidación isotropa en suelos reconstituidos, a diferentes presiones de confinamiento y diferentes velocidades de deformación en la falla

### 4.3.1 Influencia de la velocidad de deformación en la trayectoria de esfuerzos

En las [figuras 4.5 y 4.6](#) se presentan las trayectorias de esfuerzos de los ensayos realizados en suelos naturales y reconstituidos respectivamente los cuales se efectuaron manteniendo una misma presión de confinamiento efectivo y variando la velocidad de deformación en la etapa de falla de las pruebas (0.1; 0.01; 0.001 mm/min).

En la [figura 4.5.a](#) se observa que el rango de valores de la pendiente  $M$  de la línea del estado crítico para las muestras de suelos naturales se encuentra en 1.98, para cuyo valor se estima el ángulo de fricción interna del material ( $\phi'$ ) de  $48^\circ$ . En el caso de las muestras de suelo reconstituido que se presentan en la [fig. 4.6 \(a\)](#) el valor de  $M$  se encuentra en 1.95 con un valor de  $\phi'$  igual a  $47^\circ$ . Existe una variación entre los valores individuales de  $M$  correspondiente a cada ensaye, de los cuales los valores mayores de  $M$  corresponden a los ensayos realizados con mayor velocidad de deformación. Se puede decir, que los suelos naturales son más sensibles a la influencia de la velocidad de deformación de la etapa de falla de las pruebas, lo cual se observa al comparar las [figuras 4.5.a y 4.6.a](#), en donde el rango de variación de las trayectorias de esfuerzos de los suelos naturales es significativamente mayor al de los suelos reconstituidos. Sin embargo, estas variaciones no son significativas y las diferencias podrían estar relacionadas con el hecho de que las muestras no llegaron al estado crítico, aun cuando el estado final de los ensayos se acercó a esta condición.

Las trayectorias de esfuerzos efectivos se normalizaron con respecto a la presión efectiva de confinamiento  $p'_e$  para observar la influencia de este parámetro en el comportamiento de las muestras en la etapa de falla. Dentro de los ensayos realizados, se tomó en cuenta la variación de la velocidad de deformación en la etapa de falla considerando la misma  $p'_e$ , en cuyo caso también se normalizaron los resultados de las pruebas con respecto a este parámetro. Al normalizar las trayectorias de esfuerzos de los ensayos realizados en función de  $p'_e$  ([ver figuras 4.5.b y 4.6.b](#)) se hace visible la influencia de los ciclos de carga-descarga aplicados antes de llevar las probetas a la falla; no obstante, el comportamiento cualitativo de los suelos naturales y reconstituidos es muy semejante, ya que el esfuerzo desviador aumenta con el incremento de la velocidad de deformación del ensaye.

Las diferencias observadas en el comportamiento del material por los ciclos de carga-descarga en la [figura 4.5.b](#) de los suelos naturales muestran la influencia de la génesis del material en tiempos o períodos geológicos, dado que el suelo en estado natural responde a un proceso de sedimentación y consolidación con predominio de esfuerzo vertical y al ser estas muestras consolidadas isotrópamente en laboratorio, la microestructura de estos suelos presenta una mayor distorsión en la estructura interna cuyo comportamiento es más sensible bajo la aplicación de ciclos de carga-descarga y la velocidad de deformación.

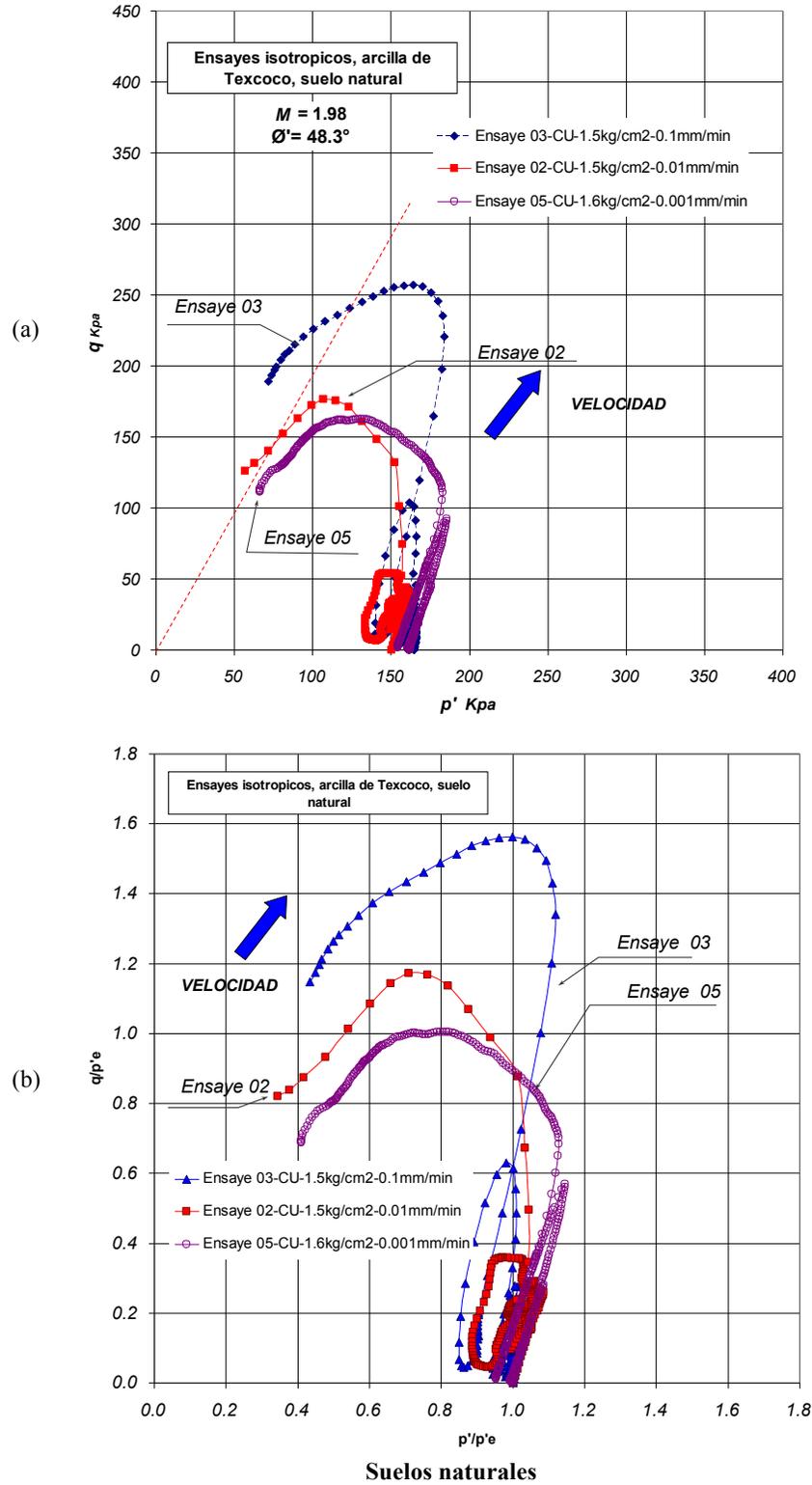


Figura 4.5. Trayectorias de esfuerzos efectivos, y esfuerzos efectivos normalizados de las pruebas realizadas con consolidación isotrópica con la misma presión de confinamiento y diferentes velocidades de deformación en la falla

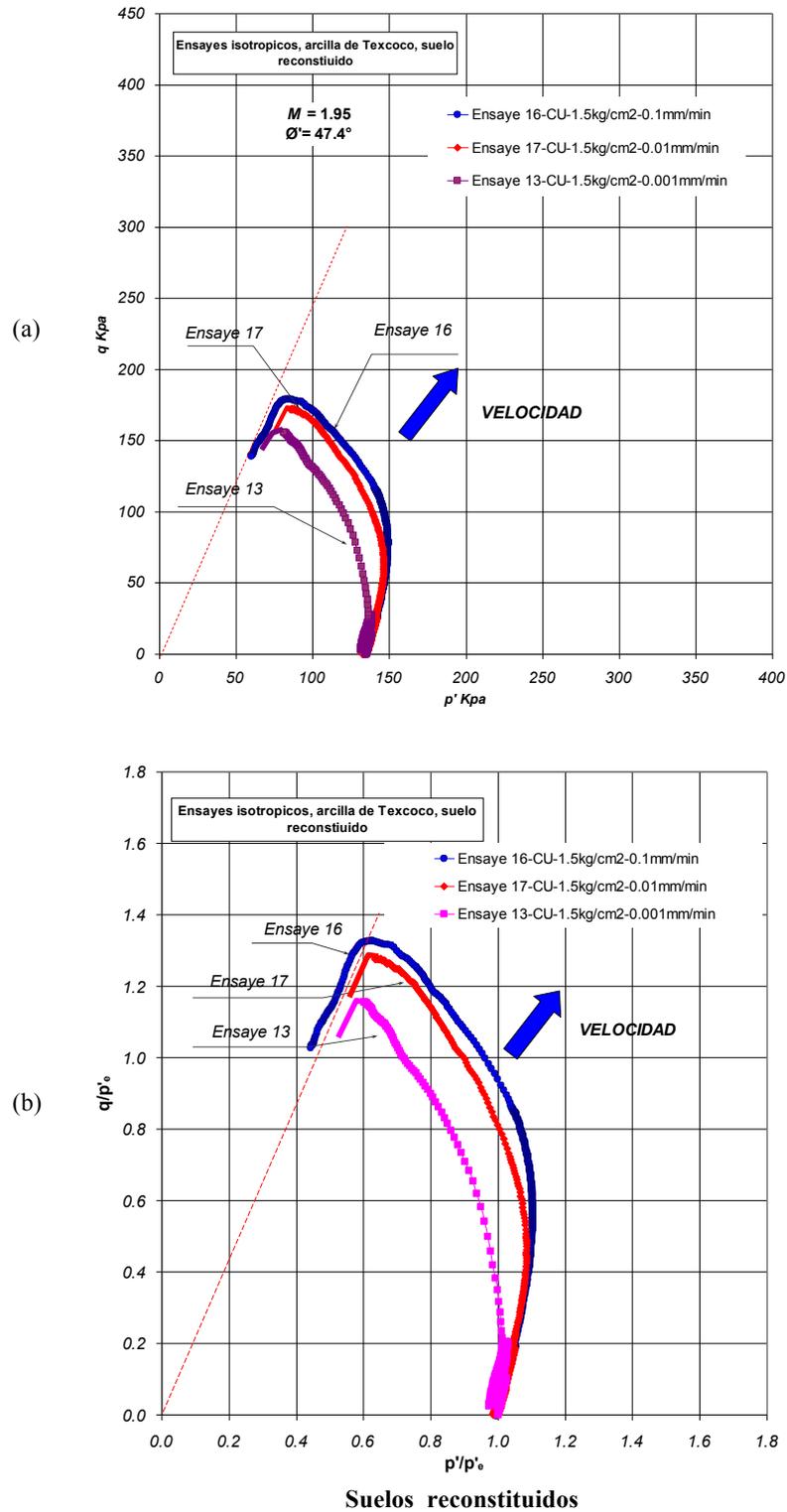


Figura 4.6. Trayectorias de esfuerzos efectivos, y esfuerzos efectivos normalizados de las pruebas realizadas con consolidación isotrópica con la misma presión de confinamiento y diferentes velocidades de deformación en la falla

### 4.3.2 Influencia de la presión efectiva de confinamiento en la trayectoria de esfuerzos

En las figuras 4.7 y 4.8 se agrupan las trayectorias de esfuerzos de los ensayos en suelos naturales y reconstituidos respectivamente, en los cuales se variaron las presiones de confinamiento manteniendo la misma velocidad de deformación en la etapa de falla (0.01 mm/min). Las trayectorias de esfuerzos también se normalizaron con respecto al valor de la presión efectiva de consolidación,  $p'_e$ .

En la figura 4.7.a se presentan los resultados de los ensayos realizados con suelos naturales obteniéndose el valor promedio para  $M$  de 2.0, al cual le corresponde valor de  $\phi'$  de  $49^\circ$ . En este grupo de ensayos se incluye el ensayo 01 efectuado con carga monotónica en la etapa de falla. Al comparar los valores obtenidos para  $M$  de las pruebas con ciclos de carga-descarga (ensayos 02 y 04) con el ensayo con carga monotónica, se observa que los ciclos de carga-descarga influyen en el aumento de este valor, dado que en estos ciclos aplicados se genera un incremento y acumulación de la presión de poro de las muestras, desplazando la trayectoria de esfuerzos hacia la izquierda; sin embargo, el incremento en el valor de  $M$  y del valor del ángulo de fricción asociado a la muestra no es muy significativo. En los ensayos efectuados esta variación de  $M$  entre el ensayo monotónico y los ensayos con cíclicos de carga-descarga es del orden del 10%.

En la figura 4.8.a se muestra los resultados de los ensayos efectuados en probetas de suelos reconstituidos en donde el valor medio de  $M$  se encuentra en 1.97 y el valor de  $\phi'$  es de  $48^\circ$ . En este grupo de ensayos la variación de los valores de  $M$  estimados individualmente para cada ensayo fue menor (5%). Al comparar el valor obtenido de  $M$  del ensayo 25 que fue monotónico con los ensayos con ciclos de carga-descarga de este grupo de ensayos, la variación es del 9% como influencia de los ciclos de carga-descarga. En la figura 4.8.b se presenta las trayectorias de esfuerzos normalizadas con respecto a la presión efectiva de confinamiento  $p'_e$  en donde se observa que a mayor presión de confinamiento efectivo los suelos reconstituidos son más sensibles a no poder obtener mayor magnitud de esfuerzo desviador con el aumento de  $p'_e$ .

De las gráficas de trayectorias de esfuerzos normalizadas (figuras 4.7.b y 4.8.b) se observa que el aumento de la presión efectiva de confinamiento en las pruebas influye en el aumento del esfuerzo desviador. Las formas de estas trayectorias de esfuerzos efectivos son semejantes; sin embargo, los ciclos de carga-descarga aplicados en la parte inicial de la etapa de falla influyen en el incremento del valor del esfuerzo cortante en el que se alcanza la línea de falla; este comportamiento es muy parecido tanto para suelos naturales y reconstituidos. Si bien la normalización de  $p'/p'_e$  vs  $q/p'_e$  no es perfecta, es claro que mediante este procedimiento puede obtenerse una tendencia media que se ajuste al comportamiento del material, tomando en cuenta la influencia de los ciclos de carga-descarga, la presión efectiva de confinamiento o consolidación y la velocidad de deformación de las pruebas.

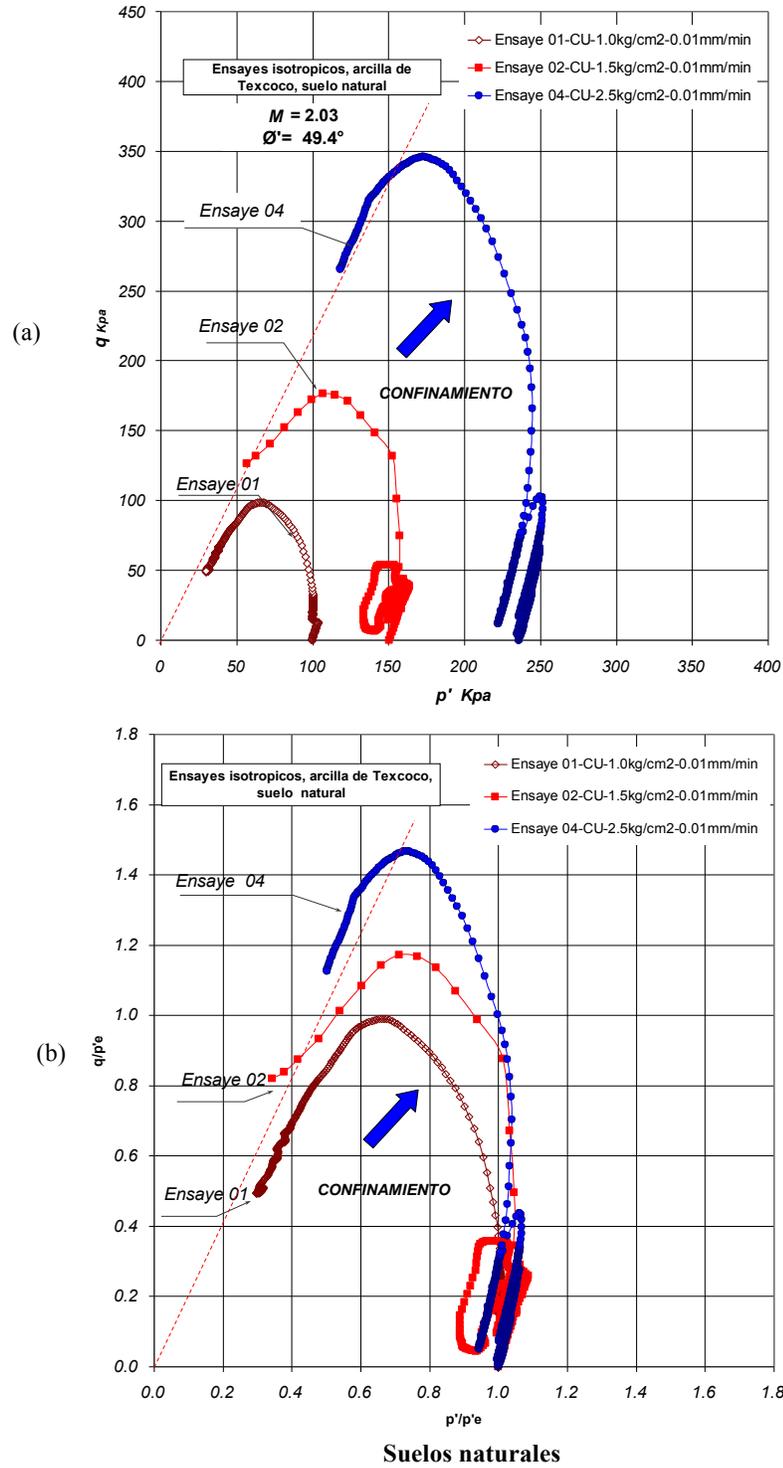


Figura 4.7. Trayectorias de esfuerzos efectivos, y esfuerzos efectivos normalizados de las pruebas realizadas con consolidación isótropa, diferentes esfuerzos de confinamiento e igual velocidad de deformación en la etapa de falla

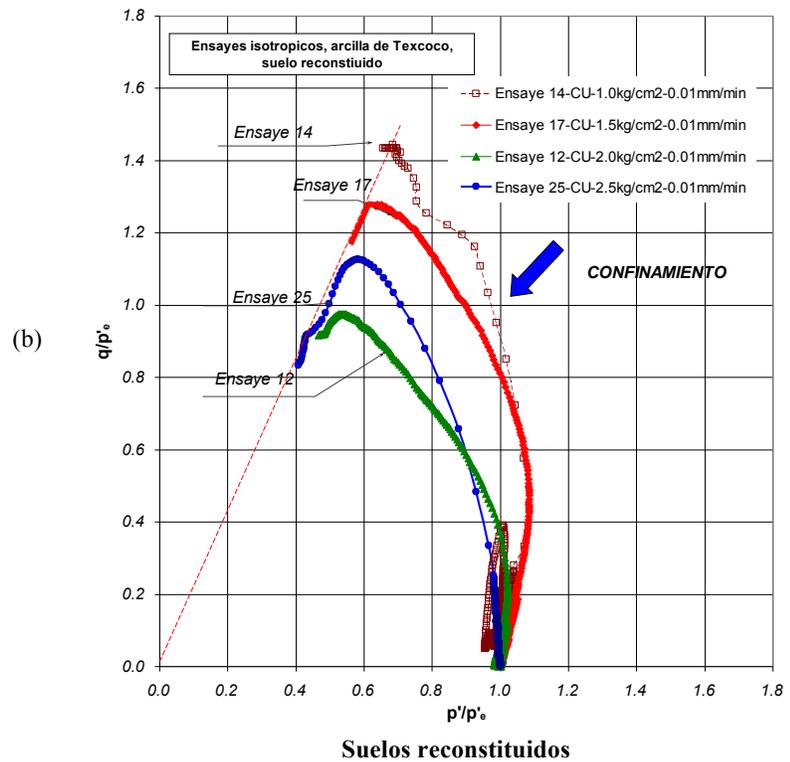
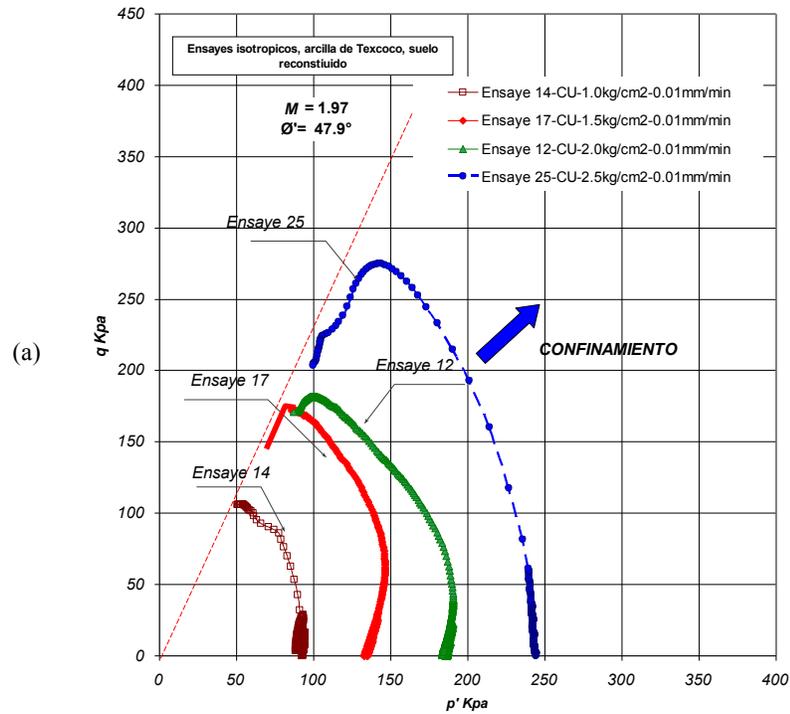


Figura 4.8. Trayectorias de esfuerzos efectivos, y esfuerzos efectivos normalizados de las pruebas realizadas con consolidación isotrópica, diferentes esfuerzos de confinamiento e igual velocidad de deformación en la etapa de falla

## 4.4 Comportamiento esfuerzo - deformación

En las siguientes figuras se presentan los resultados de los ensayos con consolidación isótropa analizados mediante graficas de esfuerzo contra deformación, presión de poro contra deformación. También se presentan gráficas del módulo de rigidez contra deformación para los ciclos de carga-descarga aplicados. Estos resultados se agrupan de manera que se pueda observar la influencia de la velocidad de deformación y la influencia de la presión efectiva de confinamiento. En ambos casos se presentan los resultados de los ensayos efectuados en suelos naturales y reconstituidos.

### 4.4.1 Influencia de la velocidad de deformación

#### Suelo natural

En la [figura 4.9.a](#) se presentan los resultados de los ensayos en muestras de suelos naturales. Las pruebas se hicieron con diferentes velocidades de deformación y como se ve en la figura, la magnitud del esfuerzo desviador aumenta conforme la velocidad de deformación se incrementa. Las deformaciones generadas en las muestras fueron mayores al 15% para poder observar en un amplio rango el cambio en las propiedades geomecánicas de la arcilla. Se evidencia en los resultados el aumento de la resistencia pico no drenada del material con el aumento de la velocidad de deformación.

En la [figura 4.9.b](#) se presentan las curvas de presión de poro contra deformación unitaria axial obtenidas de los ensayos descritos en la figura 4.9.a. En la figura se observa la influencia inversamente proporcional a la velocidad de deformación con el aumento de la presión de poro generada, siendo esta presión de poro casi constante cuando las deformaciones axiales aplicadas son superiores al 12%. Es decir, cuando las deformaciones axiales exceden este valor, las muestras ensayadas se acercan al estado crítico.

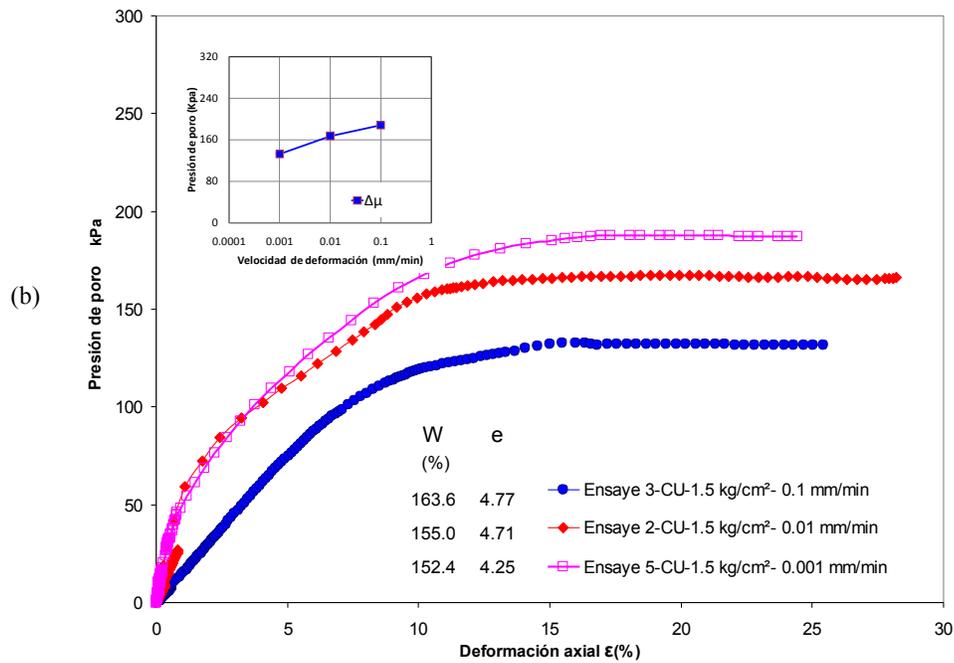
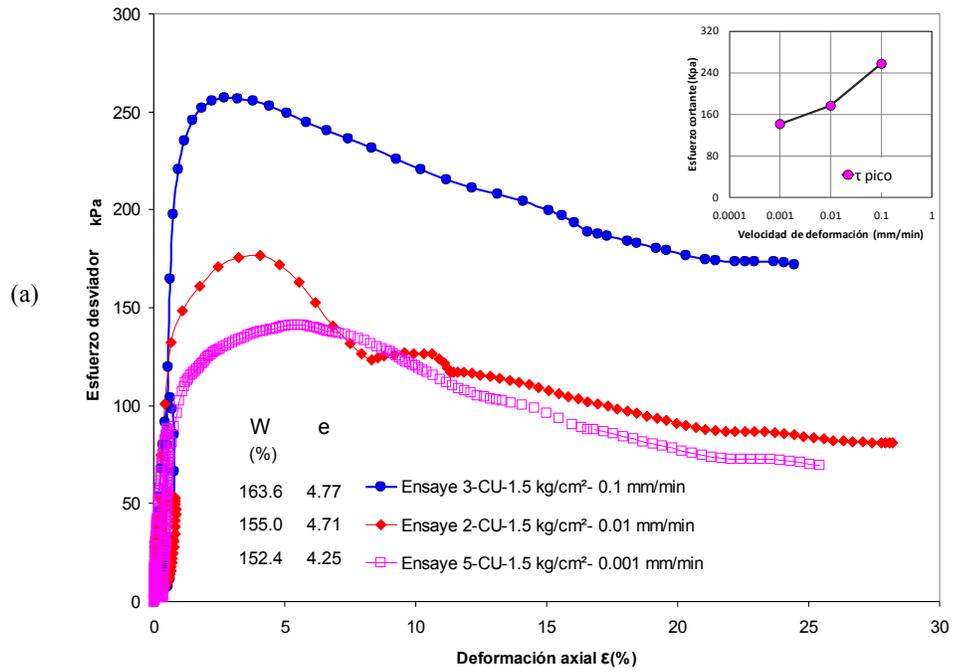
#### Suelo reconstituido

La [figura 4.10.a](#) se presenta los resultados de los ensayos en suelos reconstituidos efectuados a diferentes velocidades de deformación expresados en gráficas de esfuerzo versus deformación unitaria axial, observándose que los suelos reconstituidos a mayor velocidad de deformación también presentan una resistencia pico no drenada como se observa en el ensaye 16. En esta figura también se observa que el ensaye más lento (0.001 mm/min; ensaye 13) presentó una mayor resistencia que el ensaye 17 con velocidad de 0.01 mm/min cuando la deformación unitaria axial se ubicó entre 1.5% y 4 %, lo que se atribuye al aumento del módulo de rigidez con los ciclos de carga - descarga aplicados en la etapa de falla. Las diferencias observadas entre los resultados de los suelos naturales y reconstituidos se pueden aducir a las singularidades del proceso de génesis y de los efectos en la estructuración de los suelos en tiempos geológicos.

En la [figura 4.10.b](#), a su vez, muestran las graficas de los resultados de la presión de poro versus deformación unitaria axial para este grupo de ensayos, en donde se observa que la presión de poro aumenta en la etapa inicial de los incrementos con mayor rapidez cuando los ensayos llevan una menor velocidad de deformación, sin embargo estos llegan a un valor semejante al alcanzar una deformación unitaria axial del orden del 17%.

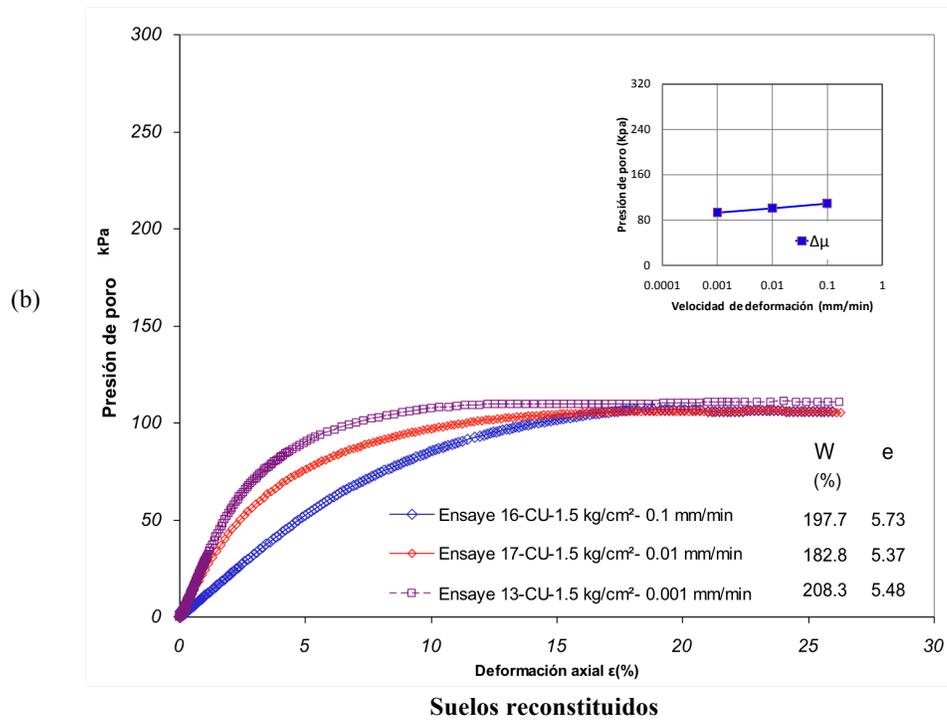
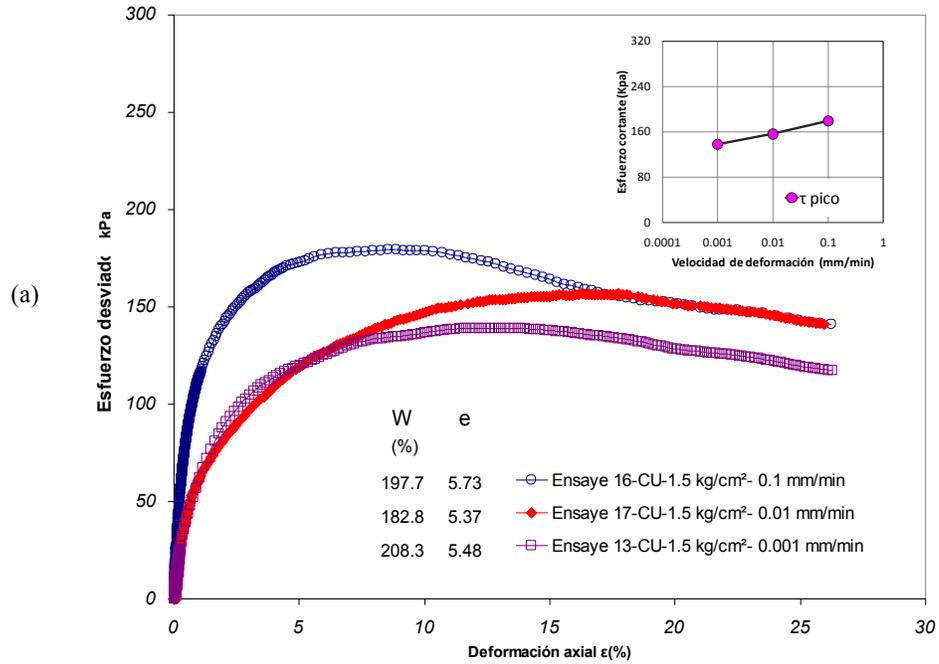
Al comparar el comportamiento de los suelos naturales y reconstituidos, se observa que la velocidad de deformación afecta de la misma forma a ambos suelos; es decir, a mayor velocidad de deformación se obtienen mayores magnitudes de resistencia pico no drenada del material. El comportamiento de la presión de poro en las pruebas es semejante, en términos generales, dado que a menor velocidad de deformación de las pruebas, aumenta la presión de poro. La homogeneidad del material reconstituido se puso de manifiesto en las curvas de presión de poro contra deformación en donde para las diferentes velocidades de ensaye se obtuvo una semejante presión de poro al final de los ensayos.

Debe señalarse, además, que hacia el final de los ensayos el estado de esfuerzos de las muestras se acercó al estado crítico (condición límite última) próximo a la línea de falla y que en general ninguna de las muestras ensayadas lo alcanzó, como se ve en las [figuras 4.9 y 4.10](#). Aunque las presiones de poro fueron casi constantes, los esfuerzos desviadores continuaron variando, aún para deformaciones mayores al 15%. Cuando en un ensaye de compresión triaxial las deformaciones en las muestras exceden ese valor puede considerarse que la prueba deja de ser representativa. Es por eso que los estados últimos de los ensayos aquí reportados no se pudieron definir con precisión, ni tampoco la línea de falla en las trayectorias de esfuerzo efectivo descritas en la [figura 4.5.a](#).



**Suelos naturales**

Figura 4.9. Comportamiento esfuerzo-deformación de muestras con consolidación isotrópica, igual presión de confinamiento y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla



**Suelos reconstituidos**

Figura 4.10. Curvas esfuerzo-deformación de muestras ensayadas con consolidación isotropa, igual presión de confinamiento y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla

#### 4.4.2 Influencia de la presión efectiva de confinamiento

Las muestras de suelo consideradas dentro de este grupo fueron sometidas a ciclos de carga-descarga durante la etapa de falla y se mantuvo constante la velocidad de deformación de 0.01 mm/min. Cada muestra se ensayó con una presión efectiva de confinamiento diferente.

##### Suelo natural

La [figura 4.11.a](#) presenta las gráficas de esfuerzo versus deformación de los suelos naturales ensayados a diferentes presiones de confinamiento de 100, 150 y 250 kPa observándose que conforme aumenta la presión de confinamiento, aumenta la resistencia pico del material.

La [figura 4.11.b](#), muestra las gráficas de la presión de poro versus deformación unitaria axial obtenidas de este grupo de ensayos. Al observar la curva de presión de poro ( $u$ ) contra deformación, en su etapa inicial ( $\epsilon_a < 1\%$ ), se observó que la variación de  $u$  fue del 9%, aún cuando el valor de  $p'_e$  variaron de 100 a 250 kPa; sin embargo, el aumento de la presión de poro con el incremento de la presión efectiva de confinamiento se manifiesta de manera clara cuando las deformaciones son mayores al 1%.

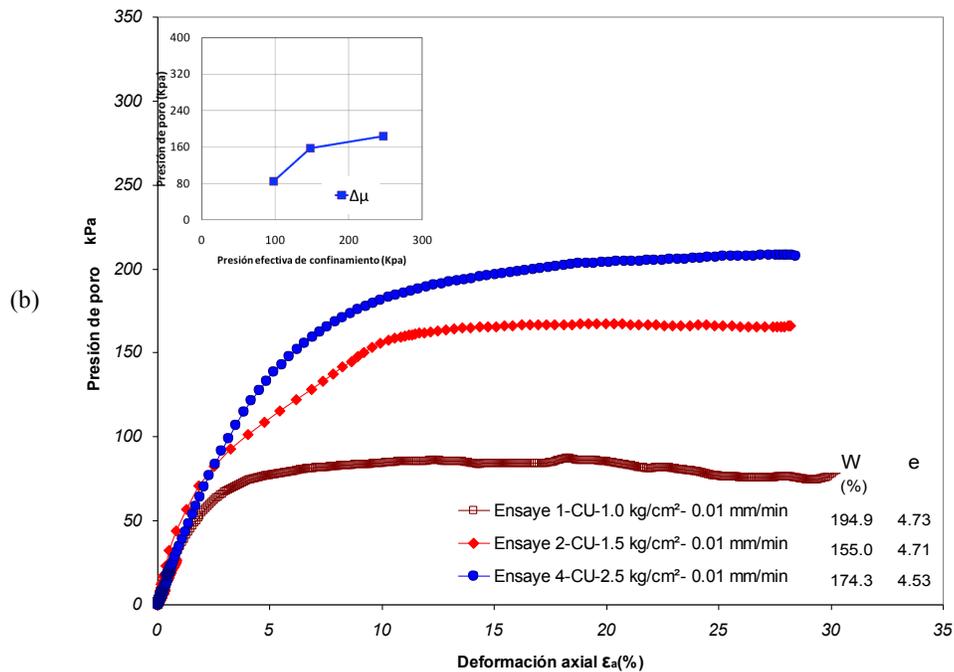
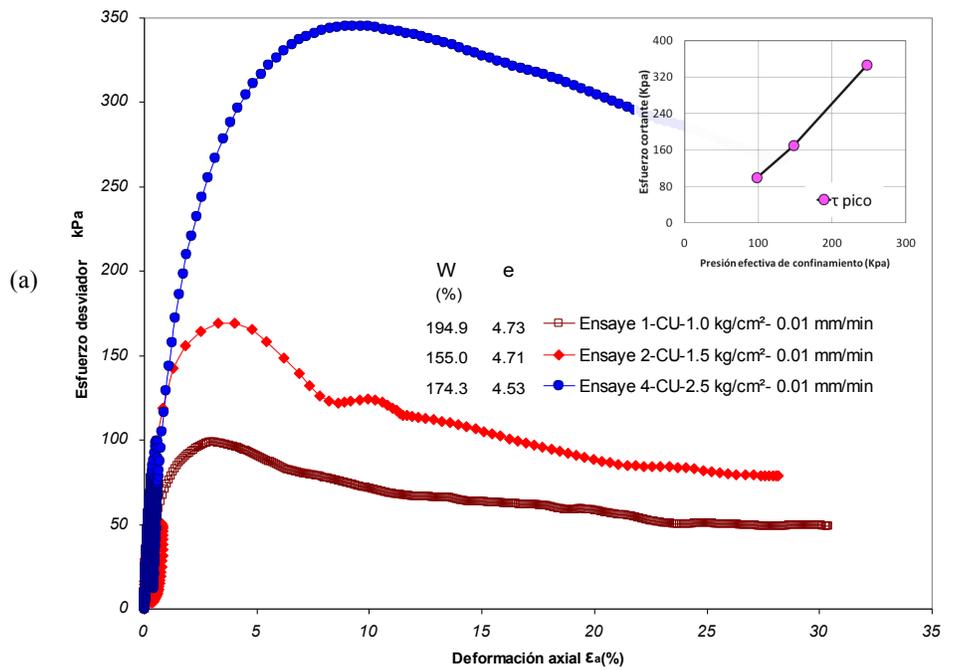
##### Suelo reconstituido

La [figura 4.12.a](#) muestran las gráficas de esfuerzo versus deformación de los suelos reconstituidos ensayados a diferentes presiones de confinamiento. Se observa la influencia de la presión de confinamiento sobre la generación de la resistencia pico no drenada en los suelos reconstituidos, en donde éstos, con esfuerzos efectivos de confinamiento mayores a 1.5 kg/cm<sup>2</sup> muestran un pico después del cual se reduce la resistencia y posteriormente se mantienen los esfuerzos casi constantes (fragilidad no drenada).

En la [figura 4.12.b](#) se muestran los resultados de las mediciones de la presión de poro de los suelos reconstituidos de pruebas con diferentes esfuerzos efectivos de confinamiento. Se observa que la presión de poro aumenta conforme se incrementa el esfuerzo efectivo de confinamiento. En ésta misma figura el resultado de la medición de la presión de poro del ensaye 14 en la etapa inicial es mayor que en el ensaye 17, aún cuando la presión de esfuerzo efectivo  $p'_e$  es menor, sin embargo al rebasar el 2% de deformación unitaria esta cambia su pendiente de manera drástica manteniendo el comportamiento general del material; es decir, que a mayor presión de confinamiento, mayor será la presión de poro. Esta singularidad puede deberse al bajo nivel de confinamiento presente en el ensaye 14.

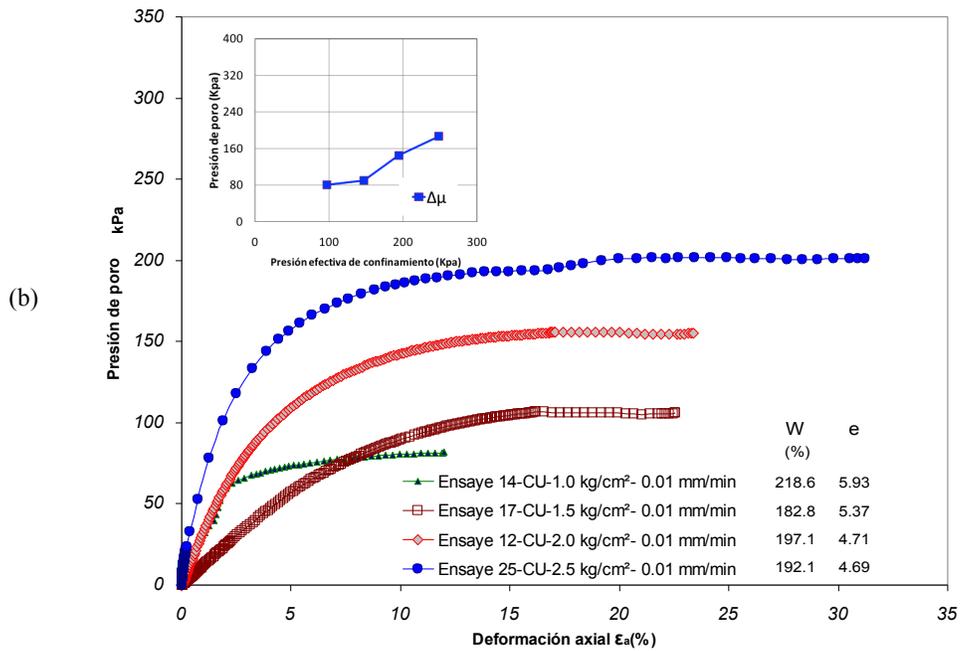
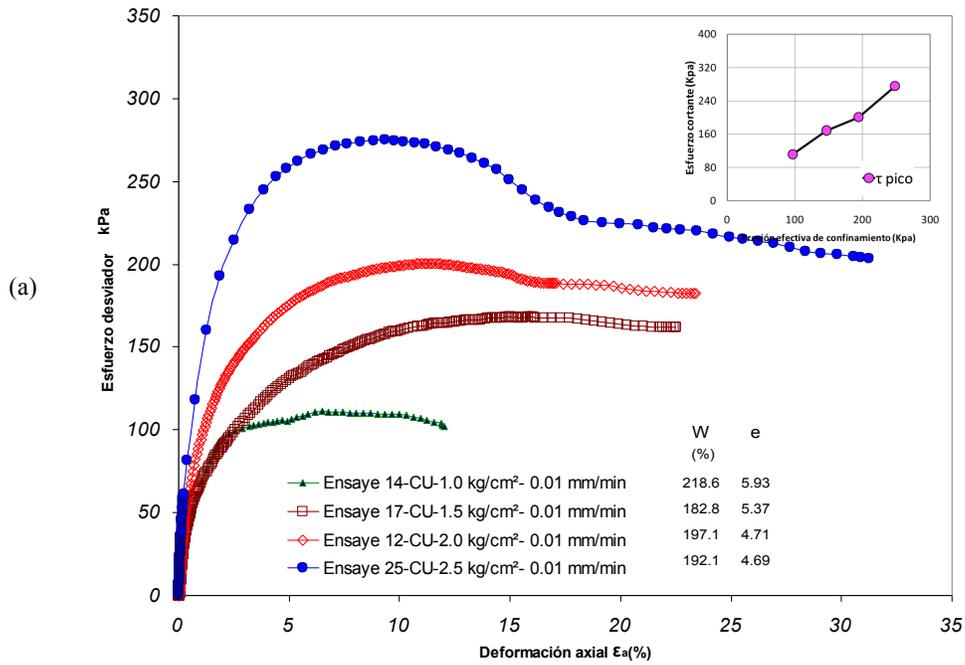
El comportamiento del material reconstituido bajo la influencia del esfuerzo efectivo de confinamiento se asemeja al del material natural, pues con el incremento de  $p'_e$  aumenta la resistencia del material.

Al observar las curvas de esfuerzo desviador contra deformación unitaria de los suelos naturales y reconstituidos, se aprecia que a mayor esfuerzo efectivo de confinamiento se incrementa el valor pico del esfuerzo desviador, como se puede ver al comparar el ensaye 4 (suelo natural, [figura 4.11](#)) con el ensaye 25 (suelo reconstituido, [figura 4.12](#)).



**Suelos naturales**

Figura 4.11 Curvas de comportamiento esfuerzo deformación en ensayos con consolidación isotrópica, igual velocidad de deformación (0.01 mm/min) y diferentes presiones de confinamiento



### Suelos reconstituidos

Figura 4.12 Comportamiento esfuerzo deformación en ensayos con consolidación isotrópica, misma velocidad de deformación en la etapa de falla y con diferentes presiones de confinamiento

## 4.5 Comportamiento del módulo de rigidez

### 4.5.1 Influencia de la velocidad de deformación en el módulo de rigidez

#### Suelo natural

En la [figura 4.13](#) se presentan las gráficas del módulo de rigidez versus deformación unitaria axial bajo los ciclos de carga-descarga generados en la etapa de falla de las muestras ensayadas con diferente velocidad de deformación. En ellas se observa un aumento en la rigidez con los ciclos de carga-descarga a pequeñas deformaciones. En el ensaye 2 se observa que la curva de rigidez contra deformación unitaria axial del ciclo de falla muestra una particularidad a 0.09 % de deformación unitaria axial, pues ocurre una pérdida súbita de la rigidez y, enseguida, una recuperación de la misma al alcanzar la deformación de 0.1%. Sin embargo, la tendencia del comportamiento general del material es semejante a la de los otros ensayos de este grupo. En el ensaye 5 se muestra que el módulo de rigidez aumenta muy poco con los ciclos de carga-descarga y que el módulo de rigidez disminuye con rapidez en el rango de deformación de 0.005% y 0.1%, manifestando así que la muestra, en particular, es muy sensible a la deformación y que pierde rápidamente su rigidez con pequeños cambios de deformación.

La [figura 4.14](#) muestra las gráficas del módulo de rigidez normalizado  $G/G_{\max}$  versus la deformación unitaria axial, para los ensayos con igual presión de confinamiento y diferentes velocidades de deformación en la falla, comprobándose que el módulo de rigidez normalizado  $G/G_{\max}$  se desplaza hacia la izquierda con la aplicación de los ciclos de carga-descarga a pequeñas deformaciones, lo que manifiesta que la rigidez del material se incrementa. Es decir, que para las deformaciones axiales generadas por los ciclos de carga-descarga subsecuentes, la magnitud de  $G$  aumentará y, a su vez, disminuirá el valor de deformación axial a partir del cual se degrada el módulo de rigidez con el consiguiente cambio de la pendiente de la curva de  $G/G_{\max}$  contra la deformación unitaria axial  $\varepsilon_a$ .

La [figura 4.15](#), por su parte, presenta las gráficas de  $G/G_{\max}$  y  $G/p'_e$  del ciclo de recarga correspondiente a la falla de este grupo de ensayos. Se observa que la velocidad de deformación en la etapa de falla influye en el descenso de la curva de rigidez normalizada contra deformación, refiriendo que para el mismo nivel de deformación, la rigidez de la muestra ensayada a menor velocidad obtuvo una menor magnitud de  $G/G_{\max}$ , interpretándose como una mayor sensibilidad a los cambios de velocidad de deformación en la etapa de falla. La influencia de la velocidad de deformación en la etapa de falla de las pruebas en el comportamiento de  $G/p'_e$  es significativo para deformaciones unitarias axiales menores a 1%; sin embargo, para deformaciones unitarias axiales generadas en los ciclos de carga-descarga menores al 0.005%, el módulo de rigidez del material tiende a presentar un comportamiento elástico.

## Suelo reconstituido

En la [figura 4.16](#) se muestra cómo cambia el módulo de rigidez bajo los ciclos de carga-descarga generados en la etapa de falla de las muestras reconstituidas. En la figura se observa que existe también un aumento en la rigidez con los ciclos de carga-descarga a pequeñas deformaciones axiales unitarias. Es de resaltar que cuando las deformaciones están por debajo de 0.02% existe una zona en la que casi no cambia el valor de  $G$  pudiendo considerarse el comportamiento del material como lineal; sin embargo, al rebasar este valor,  $G$  se incrementa con los ciclos de carga descarga, a la vez que se hace evidente el aumento de la pendiente de la curva, lo cual indica que el suelo por debajo de 0.02% de deformación axial unitaria cuenta con un mayor módulo  $G$  y que por encima de este valor este módulo se degradará rápidamente con el aumento de la deformación.

La [figura 4.17](#), presenta las gráficas del módulo de rigidez normalizado con respecto a  $G_{max}$  versus la deformación unitaria axial, para los ensayos efectuados en suelos reconstituidos con la misma presión efectiva de confinamiento y diferentes velocidades de deformación en la falla. Se observa que el módulo  $G$  aumenta con los ciclos de carga-descarga a pequeñas deformaciones, siendo el comportamiento bajo pequeñas deformaciones muy similar al de los suelos naturales.

En la [figura 4.18](#) se observan las gráficas del módulo  $G$  normalizados con respecto a  $G_{max}$  y  $p'_e$  del último ciclo de carga-descarga hasta la falla del grupo de ensayos con igual presión de confinamiento, en donde es evidente la influencia de la velocidad de deformación ya que al aumentar esta variable, también se incrementa el módulo  $G$ . Sin embargo al observar los resultados de  $G/G_{max}$  de los ensayos 16 y 17 (velocidades de 0.1 mm/min y 0.001 mm/min respectivamente), se aprecia la influencia de los niveles de deformación alcanzados en cada uno de los ciclos de carga-descarga previos los cuales llegaron a ser del orden de 0.08% (ver figura 4.16). La variación de los valores de  $G/G_{max}$  de estos ensayos es del orden del 19% a un nivel de deformación unitaria de 0.1%. La influencia de la velocidad de deformación sobre el módulo de rigidez normalizado  $G/p'_e$  en el último ciclo de carga-descarga hasta la falla de este grupo de ensayos, mostró que para magnitudes de deformación mayores al 1% la velocidad no tiene mayor relevancia.

Al comparar la respuesta del módulo  $G$  de ambos tipos de suelos (natural y reconstituido) se observa que los ciclos de carga-descarga afectan de manera semejante a ambos materiales, en donde la velocidad de deformación de la prueba influye directamente en el aumento del módulo  $G$ , a la vez que los ciclos de carga-descarga, también, incrementan el módulo  $G$ .

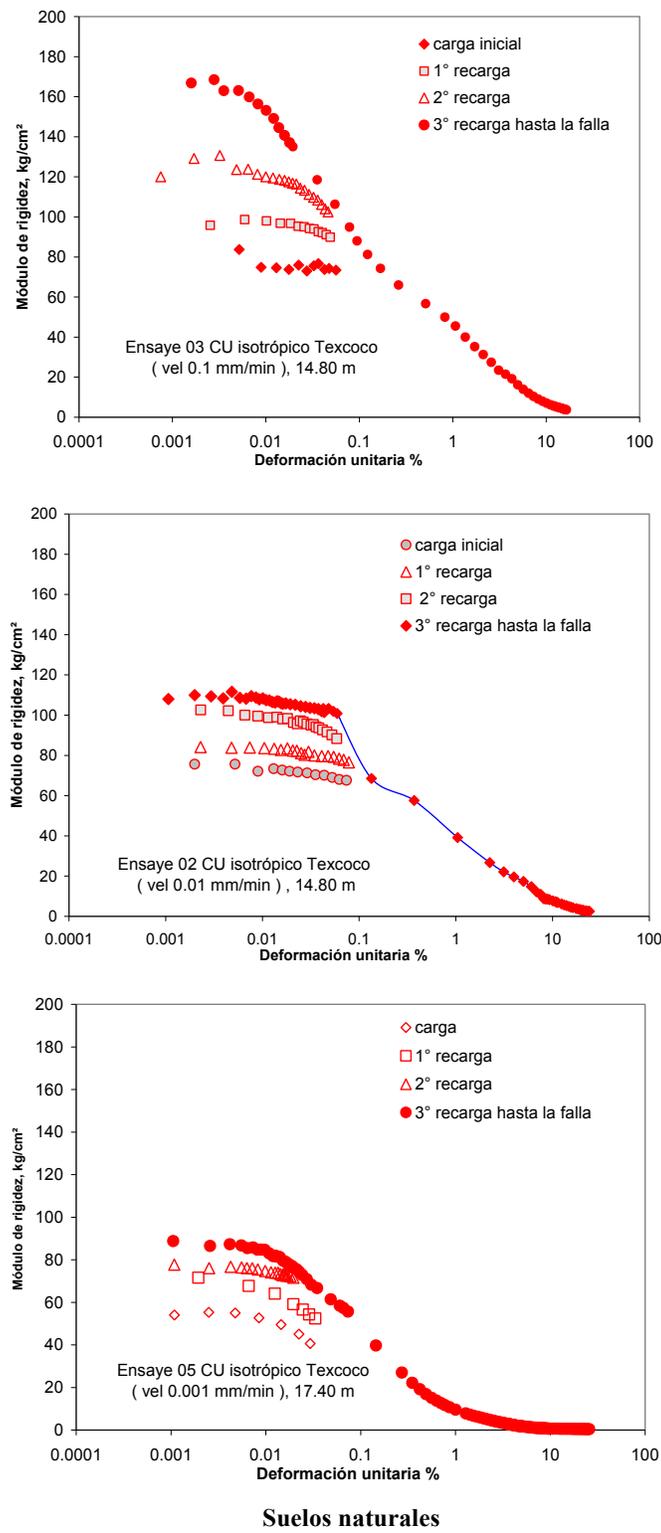
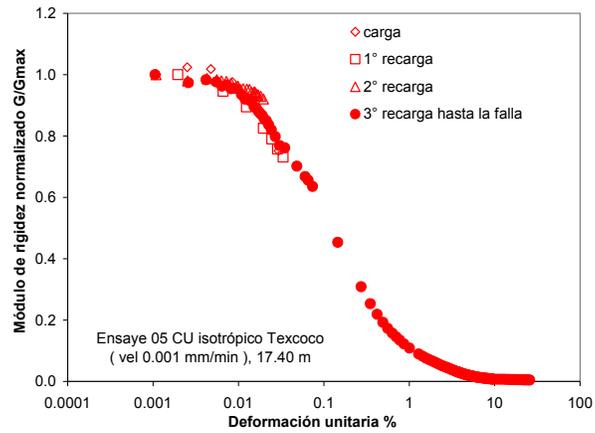
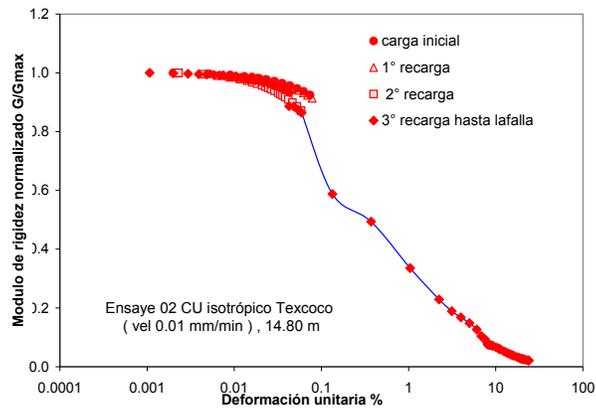
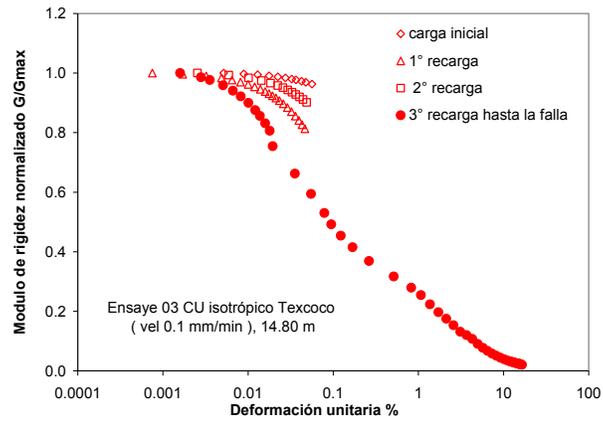


Figura 4.13 Curvas de módulo de rigidez contra deformación de ensayos con consolidación isotrópica, misma presión de confinamiento y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla



**Suelos naturales**

Figura 4.14 Curvas de módulo de rigidez normalizadas contra deformación en ensayos con consolidación isotrópica, misma presión de confinamiento y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla en muestras de suelos naturales

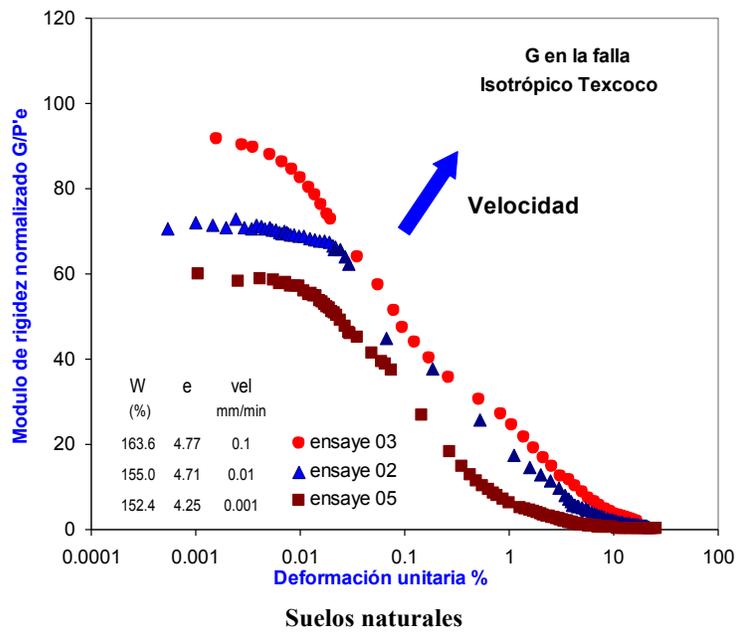
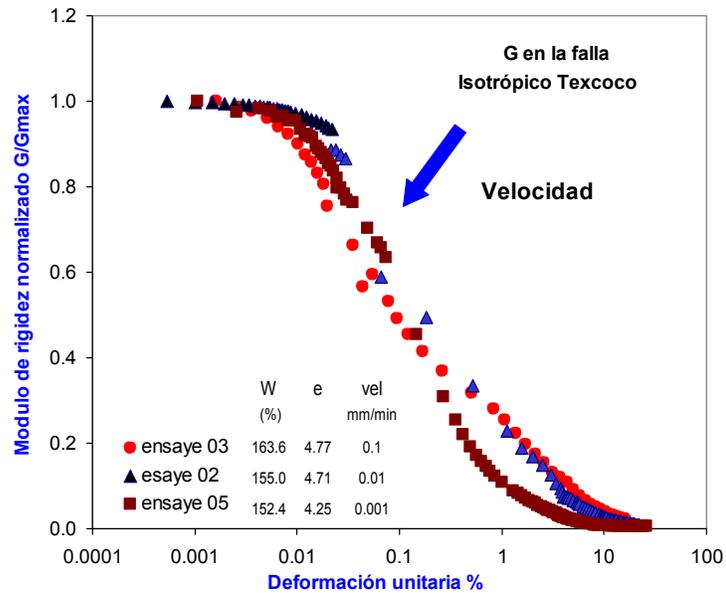
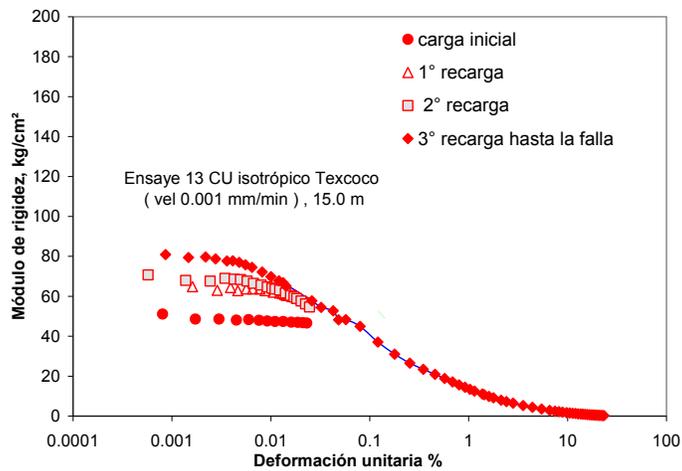
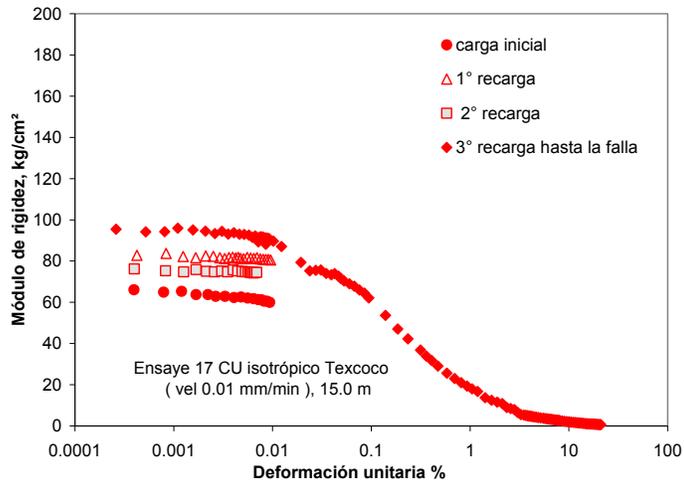
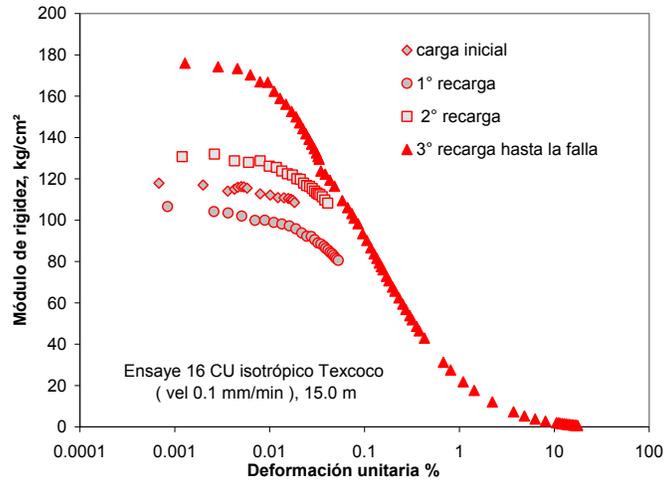
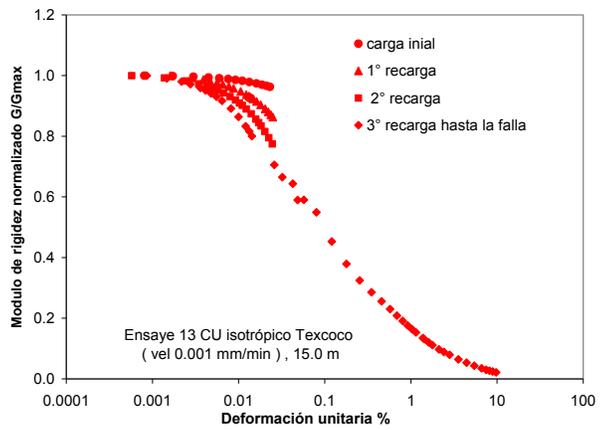
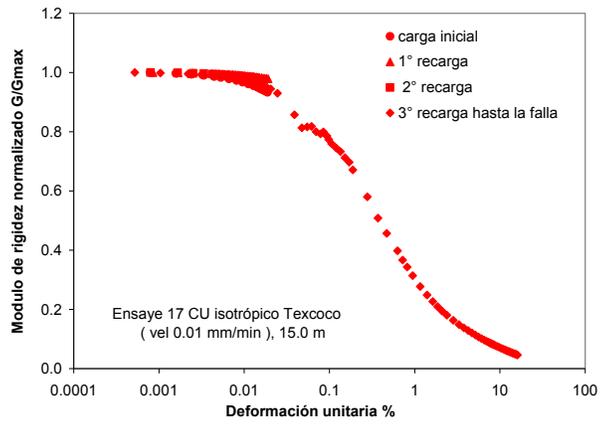
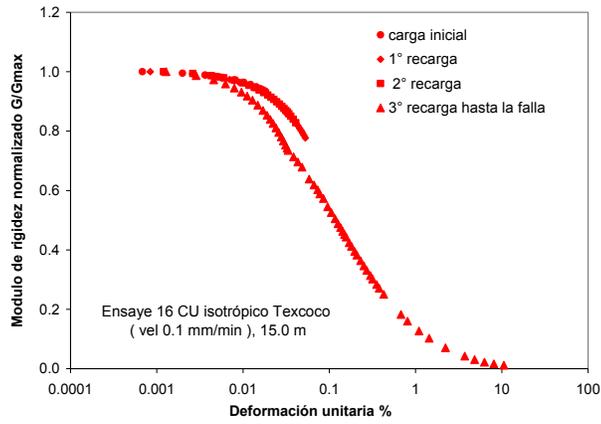


Figura 4.15 Curvas de módulo de rigidez normalizadas contra deformación de ensayos con consolidación isotrópica, misma presión de confinamiento y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla



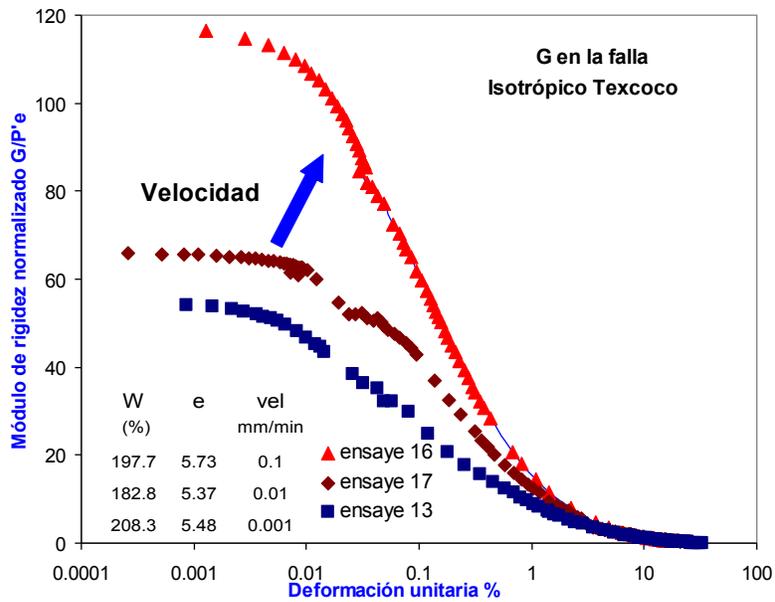
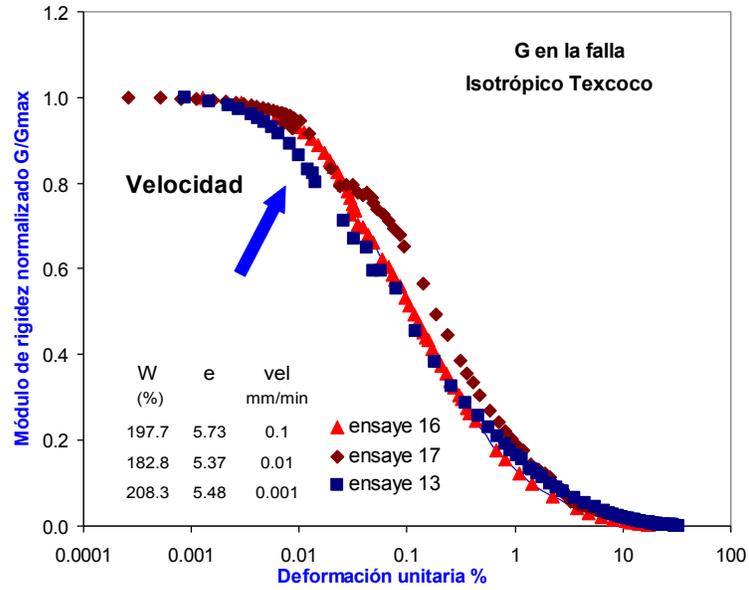
**Suelos reconstituidos**

Figura 4.16 Curvas de módulo de rigidez contra deformación en ensayos con consolidación isotrópica, igual presión de confinamiento y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla



**Suelos reconstituidos**

Figura 4.17 Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación en ensayos con consolidación isotrópica, igual presión de confinamiento y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla: suelos reconstituidos



**Suelos reconstituídos**

Figura 4.18 Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación en ensayos con consolidación isotrópica, igual presión de confinamiento y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla: suelos reconstituídos

## 4.5.2 Influencia de la presión de confinamiento en el módulo de rigidez

### En suelo natural

En la [figura 4.19](#) se muestran las curvas del módulo  $G$  contra deformación unitaria de los ensayos 01, 02 y 04 para cada uno de los ciclos de carga-descarga aplicados. Como ahí se ve, la presión de confinamiento tiene una influencia directa en el módulo de rigidez; además, los ciclos de carga-descarga hacen que aumente la rigidez del material. No obstante la pendiente del módulo de rigidez se puede decir que permanece aproximadamente constante hasta 0.07% de deformación unitaria axial. El módulo  $G$  de estos suelos ensayados es menos sensible a los cambios de  $p'_e$  que a la velocidad de deformación de la etapa de falla de la prueba.

En la [figura 4.20](#) se muestran las curvas de rigidez normalizadas  $G/G_{\max}$  versus la deformación axial unitaria de los ensayos realizados en suelos naturales. Se observa una mayor rigidización del material como consecuencia de los ciclos de carga-descarga cuando la presión de confinamiento efectivo se incrementa. Cabe mencionar que en el rango de deformación comprendido entre 0.0005% y 0.07% las rigideces normalizadas tienen una pendiente semejante en los diferentes ciclos de carga-descarga.

La [figura 4.21](#) muestra las curvas del módulo de rigidez normalizado con respecto a  $G_{\max}$  y  $p'_e$  del último ciclo de carga-descarga hasta la falla, versus la deformación unitaria axial correspondiente al grupo de muestras presentadas en la [figura 4.19](#). Al comparar las curvas de los ensayos 01 y 02 (1.0 y 1.5  $\text{kg/cm}^2$  respectivamente) con la del ensayo 04 (2.5  $\text{kg/cm}^2$ ) se observa que la pendiente de la curva del ensayo 04 es mayor que las pendientes de las curvas de los ensayos 01 y 02 cuando las deformaciones unitarias axiales son menores a 0.01%; es decir, que los suelos con mayor presión efectiva de confinamiento son más sensibles a la rigidización del material con los ciclos de carga-descarga a pequeñas deformaciones, ya que aumenta en mayor magnitud el módulo de rigidez con estos ciclos. Sin embargo, cuando las deformaciones unitarias axiales ( $\epsilon_a$  %) son del orden de magnitud de 0.07% los valores de  $G$  normalizados para los tres ensayos son iguales y para  $\epsilon_a = 1\%$  las diferencias de estos valores son de 10%.

### En suelo reconstituido

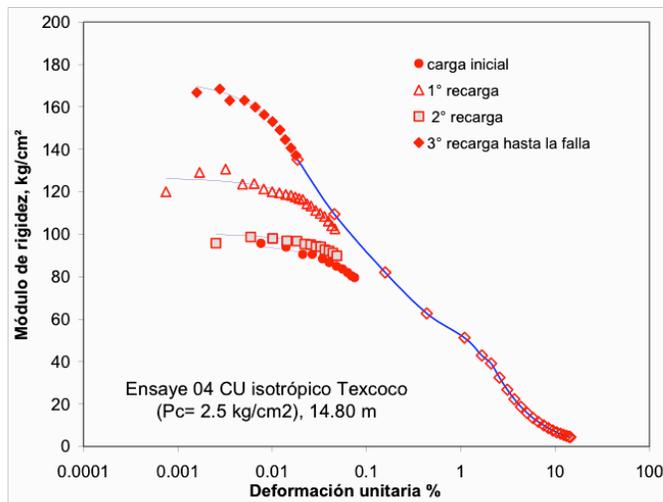
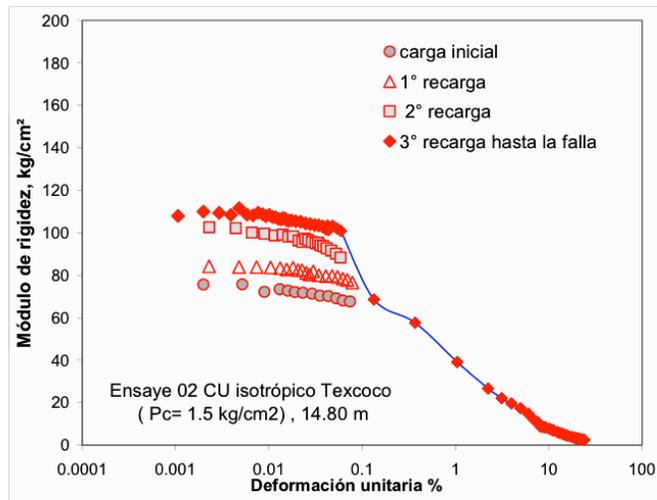
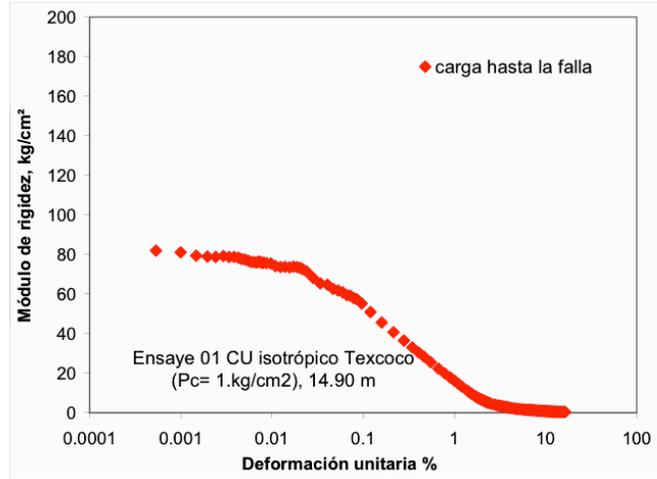
En la [figura 4.22](#) se presentan las curvas del módulo de rigidez versus la deformación unitaria axial debido a los ciclos de carga-descarga en los suelos reconstituidos. En los ensayos 14 y 17 se observa una caída relativamente rápida de la rigidez, en el último ciclo de carga-descarga, con una recuperación de  $G$  cuando se alcanzaron los valores de rigideces de los ciclos de carga-descarga previos a un nivel de deformación unitaria axial del orden de 0.02%. En el ensayo 12 se observa que los ciclos de carga-descarga alcanzaron niveles de deformación del orden de 0.05%, en los cuales el módulo  $G$ , como se observa en la figura, rebasó el comportamiento lineal del material con un posterior incremento en la magnitud de  $G$  de un 40% del valor de  $G$  de los ciclos

de carga-descarga previos. El ensaye 25 corresponde a una prueba monotónica en donde se hace visible la influencia del esfuerzo efectivo de confinamiento en el aumento de la magnitud del módulo de rigidez a pequeñas deformaciones. La pendiente de la curva de  $G$  de este ensaye es mayor en el rango de deformaciones unitarias axiales comprendidas entre 0.0008 y 0.01 aun cuando esta muestra no se sometió a ciclos de carga-descarga; sin embargo la pendiente de la curva descrita por este ensaye, comprendida entre 0.0025% y 0.009% de deformación unitaria axial es semejante al resto de los ensayos efectuados (14, 17 y 12). Es de notar que en el ensaye 25 al llegar a una deformación axial unitaria de 0.015%, presentó una pérdida de la rigidez y su posterior recuperación de la magnitud de  $G$ ; esta singularidad podría explicarse por un efecto de cedencia en la microestructura del material ya que al continuar las deformaciones axiales hasta un valor de 0.025%, el suelo registró una recuperación en la magnitud del módulo de rigidez.

En la [figura 4.23](#) se presentan las curvas normalizadas de  $G/G_{\max}$  versus la deformación unitaria axial. Se observa la rigidización del material como consecuencia de los ciclos de carga-descarga al igual que en las muestras de suelos naturales ensayadas. Así mismo, se observa que en el rango de deformaciones unitarias axiales comprendidas entre 0.0001% y 0.007% las curvas normalizadas tienen pendientes semejantes en los diferentes ciclos de carga- descarga.

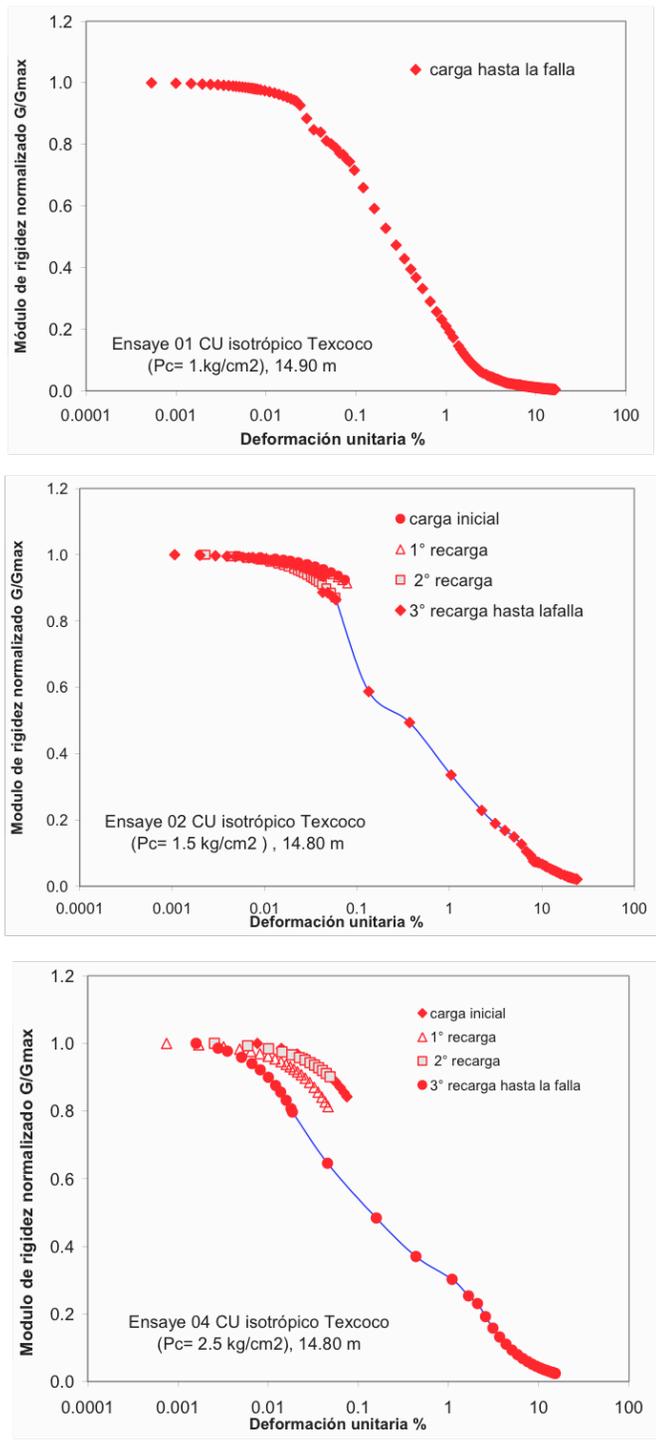
La [figura 4.24](#) muestra las gráficas de los resultados de los módulos de rigidez normalizados con respecto a  $G_{\max}$  y  $p'_e$  del último ciclo de carga-descarga hasta la falla, versus la deformación unitaria axial, correspondiente a los ensayos presentados en la [figura 4.22](#). Se observa que en el rango comprendido entre 0.0025% y 0.25% de deformación unitaria axial se presentan diferencias del orden del 25% en los valores normalizados de  $G/G_{\max}$  y  $G/p'_e$ . Sin embargo, cuando las deformaciones unitarias axiales ( $\epsilon_a$  %) son mayores al 0.25%, los valores de  $G$  normalizados para estas muestras son prácticamente iguales refiriendo que la presión de confinamiento a partir de dicho valor de deformación no tienen mayor influencia sobre el valor del módulo de rigidez normalizado.

Al hacer la comparación directa del comportamiento de estos cuatro ensayos a través de la curva del módulo de rigidez, se puede inferir que los ciclos de carga-descarga permiten incrementar el valor del módulo  $G$  de manera similar en los suelos naturales bajo iguales condiciones de presión efectiva de confinamiento y que los ciclos de carga-descarga aplicados aumentan en mayor medida la magnitud del módulo  $G$  con el incremento de la presión de confinamiento efectivo tanto en los suelos natural como en los suelos reconstituidos, ensayados para este trabajo.



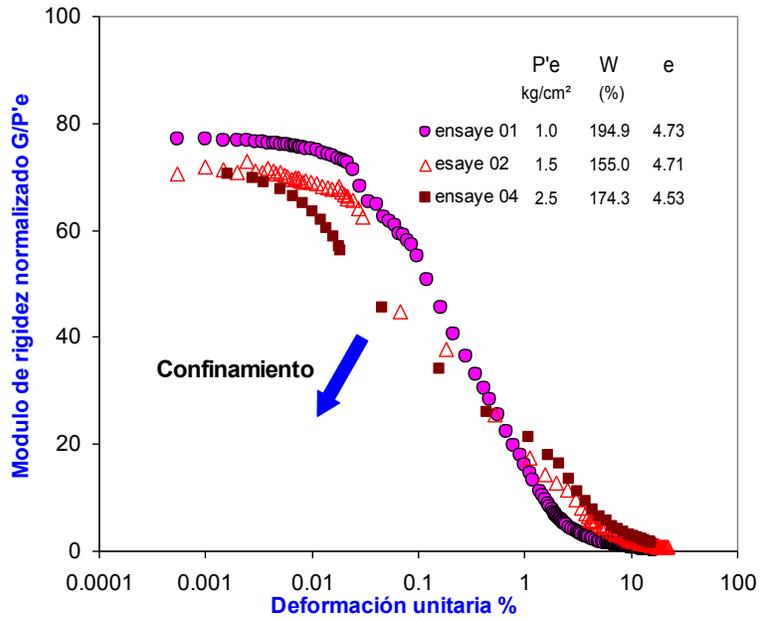
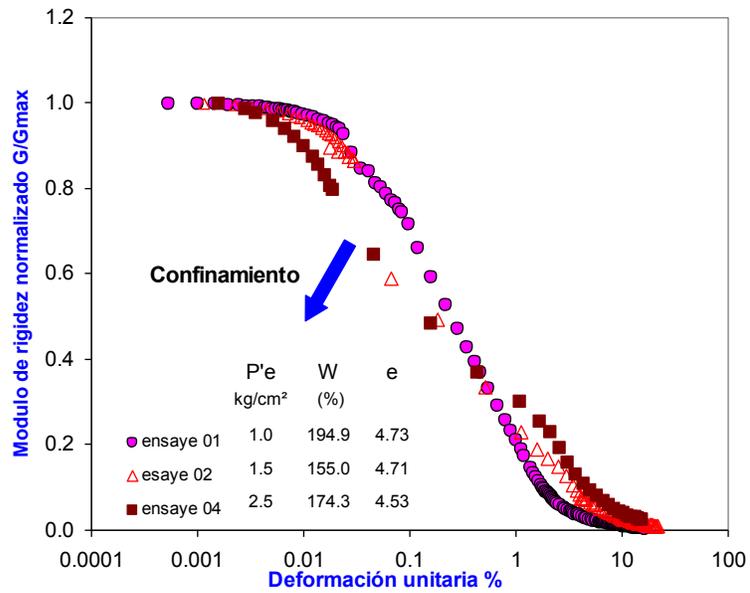
**Suelos naturales**

Figura 4.19 Curvas de módulo de rigidez contra deformación en ensayos con consolidación isotrópica, misma velocidad de deformación (0.01 mm/min) y diferentes presiones de confinamiento



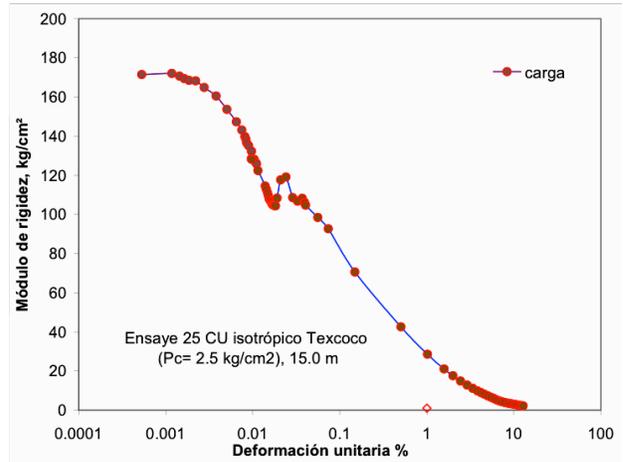
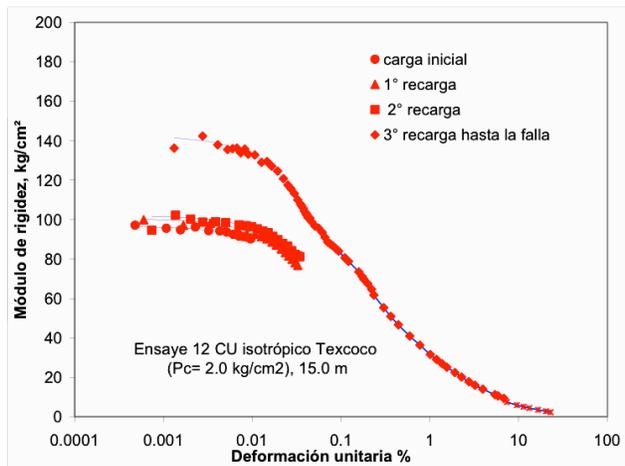
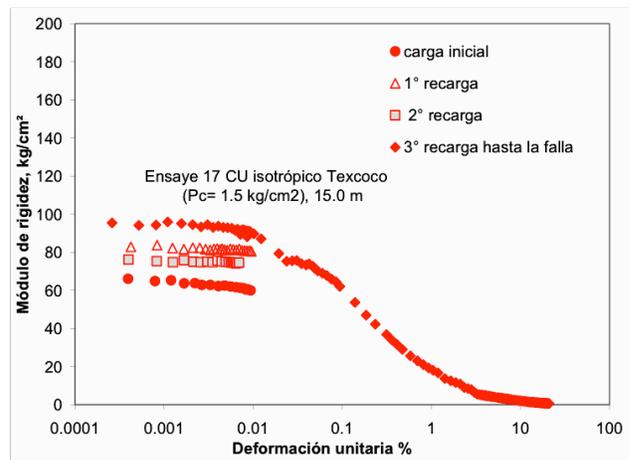
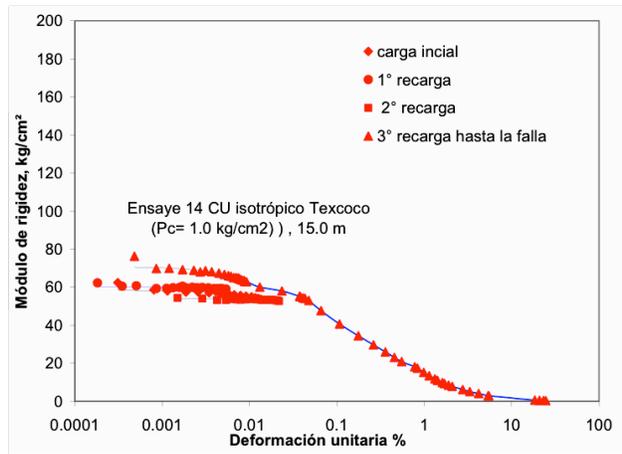
**Suelos naturales**

Figura 4.20 Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación en ensayos con consolidación isotrópica, igual velocidad de deformación (0.01 mm/min) y diferentes presiones de confinamiento



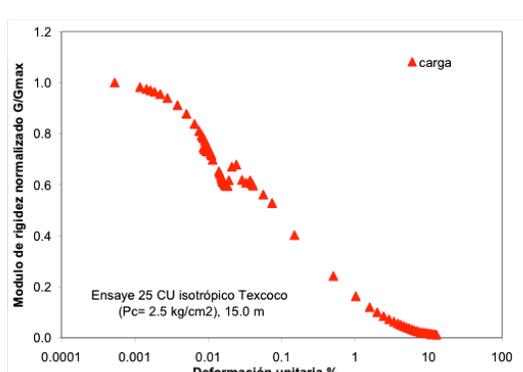
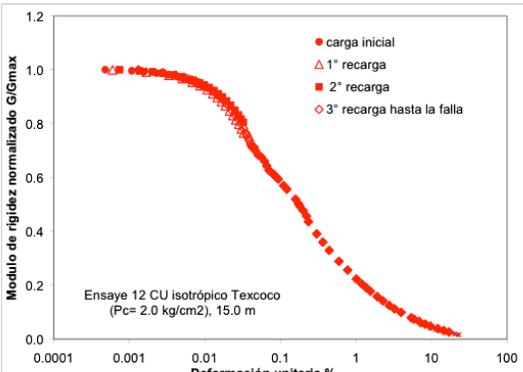
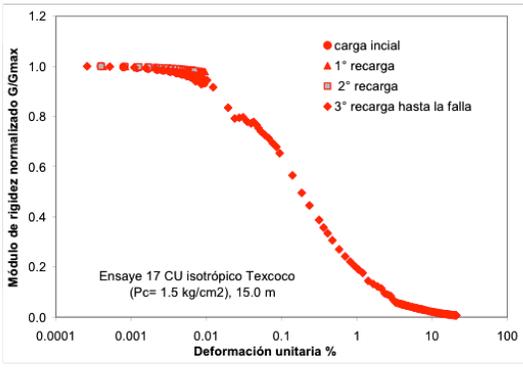
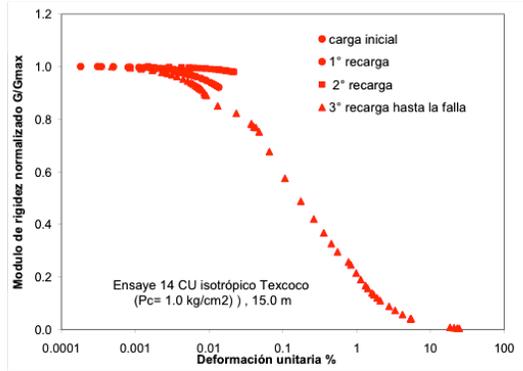
**Suelos naturales**

Figura 4.21 Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación en ensayos con consolidación isotrópica, igual velocidad de deformación (0.01 mm/min) y diferentes presiones de confinamiento



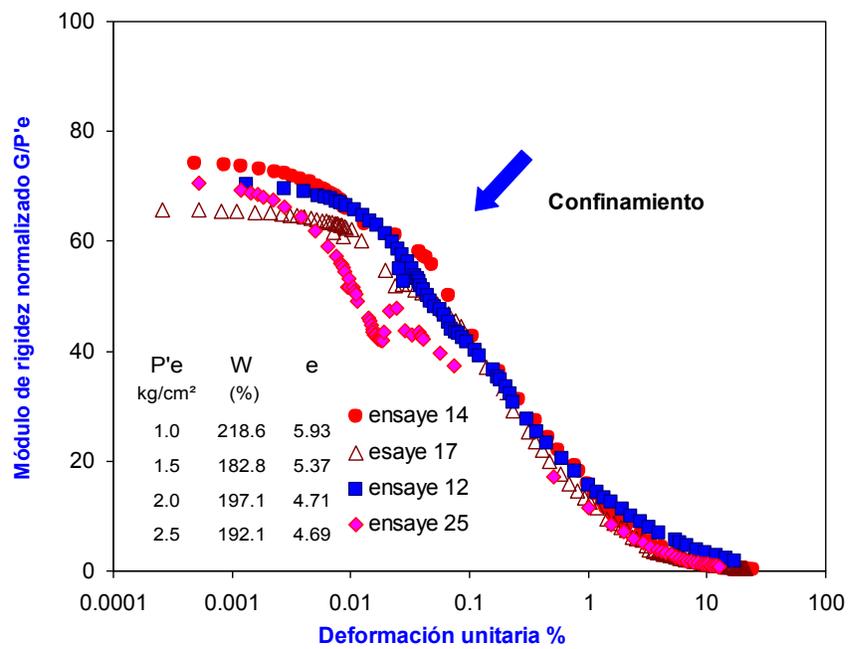
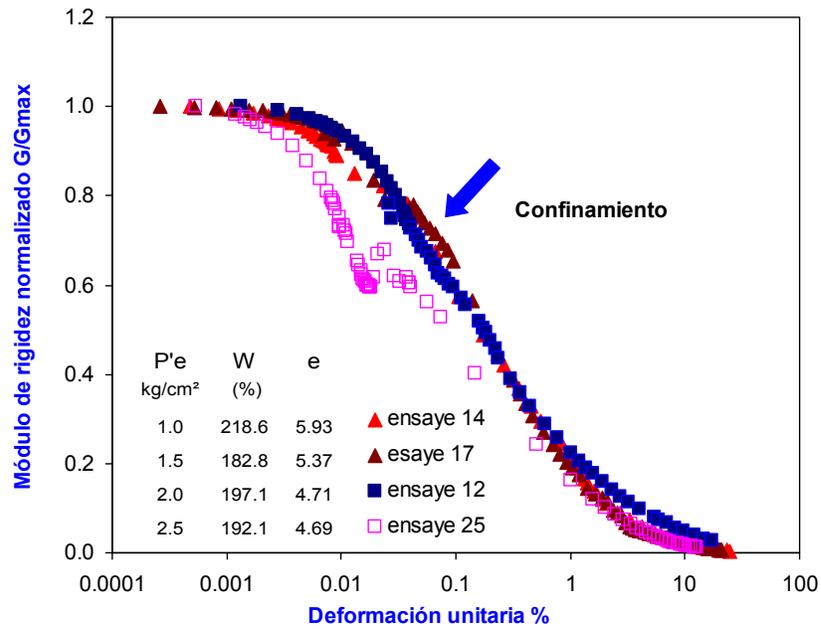
### Suelos reconstituidos

Figura 4.22 Curvas de módulo de rigidez contra deformación en ensayos con consolidación isotropa, igual velocidad de deformación en la etapa de falla y con diferentes presiones de confinamiento



**Suelos reconstituidos**

Figura 4.23 Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación unitaria en ensayos con consolidación isotrópica, misma velocidad de deformación en la etapa de falla y con diferentes presiones de confinamiento



**Suelos reconstituidos**

Figura 4.24 Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación unitaria en ensayos con consolidación isotrópica, misma velocidad de deformación en la etapa de falla y con diferentes presiones de confinamiento

### 4.5.3 Influencia de los ciclos de carga-descarga en el módulo de rigidez a pequeñas deformaciones

La influencia de la velocidad de deformación en los ciclos de carga-descarga aplicados a pequeñas deformaciones se muestra en la [figura 4.25](#) donde se graficaron los módulos de rigidez para diferentes niveles de deformación (0.0001, 0.001, 0.01 y 0.1%), para cada ciclo de carga-descarga, tomando en cuenta la velocidad de deformación en la etapa de falla. Los datos experimentales muestran que la relación entre  $G$  y la velocidad de deformación es una función potencial la cual relaciona el incremento de la rigidez con el aumento de la velocidad de deformación aplicada en las pruebas para suelos naturales y reconstituidos. Estas funciones potenciales dejan ver que los ciclos de carga-descarga influyen en el incremento del módulo  $G$  en mayor grado a menores velocidades de deformación en los suelos reconstituidos lo cual se deduce de comparar el comportamiento de estos materiales a 0.001 mm/min contra 0.1 mm/min, a través de las curvas potenciales dibujadas cuyas pendientes con los ciclos de carga-descarga van disminuyendo. Las gráficas de los suelos naturales en esta figura, muestran que en los dos primeros ciclos de carga-descarga se presenta una cierta dispersión en la tendencia de las curvas lo cual, puede ser aducido a la influencia de las microfisuras y cristalinización de las partículas del material las cuales se activan y rompen respectivamente con las pequeñas deformaciones inducidas en la etapa de falla de los ensayos.

En la [figura 4.26](#) se presenta la relación existente entre la presión efectiva de confinamiento o consolidación con el módulo de rigidez para cada uno de los ciclos de carga-descarga aplicados y a diferentes niveles de deformación, de donde se deduce que la presión de confinamiento hace que aumente el módulo de rigidez en cada uno de los ciclos de carga-descarga, esta relación puede ser expresada por una función potencial. Las curvas de la [figura 4.26](#) se obtuvieron al dibujar los módulos de rigideces para diferentes niveles de deformación comprendidos entre 0.0001, 0.001, 0.01 y 0.1% y las diferentes presiones efectivas de confinamiento aplicadas en las pruebas.

De estos ensayos se deduce que los ciclos de carga-descarga aplicados a las muestra de suelo natural y reconstituido aumentan la rigidez del material. Sin embargo, al rigidizar el suelo, este se hace más frágil dado que pierde de manera abrupta la rigidez incrementada por los ciclos de carga-descarga cuando las deformaciones unitarias axiales en los siguientes ciclos de carga-descarga superan los niveles de deformación ya inducidos al material en los ciclos de carga-descarga previos.

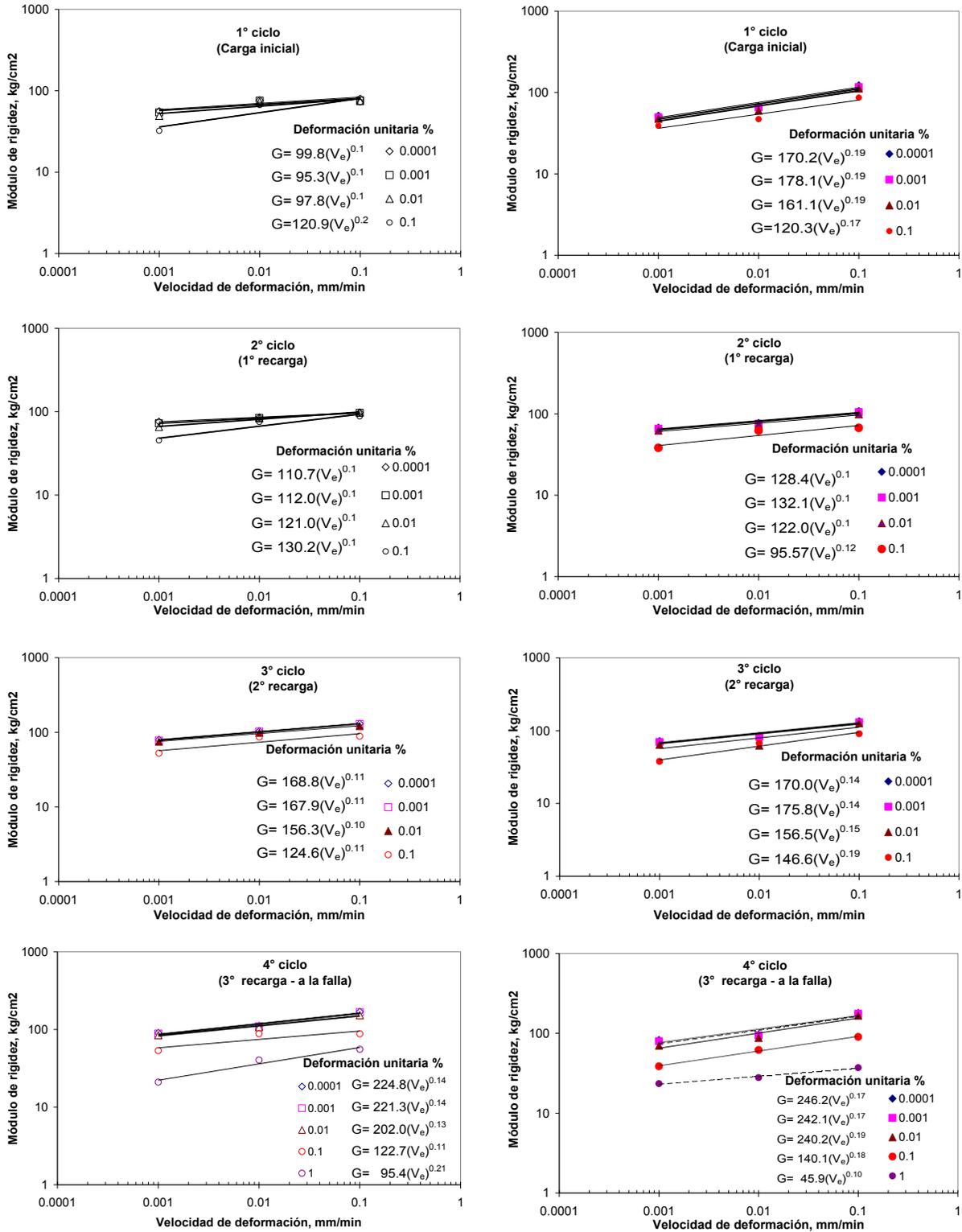
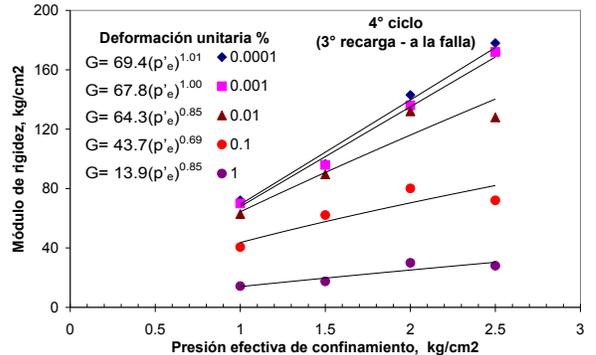
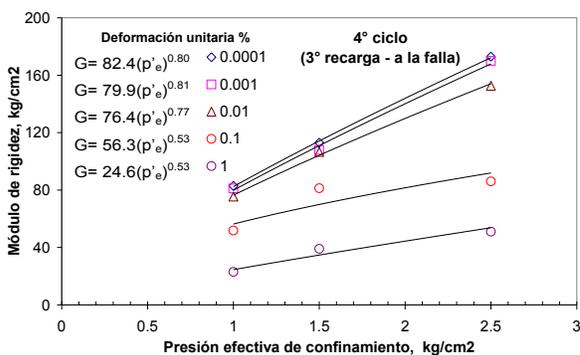
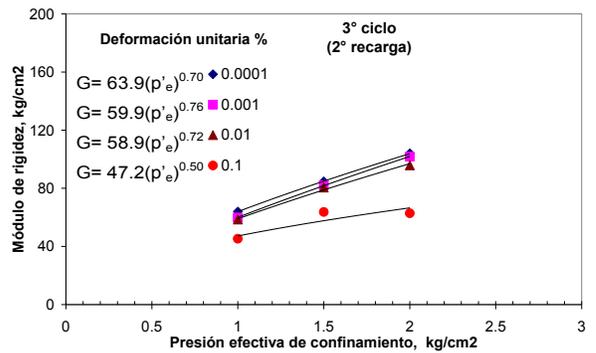
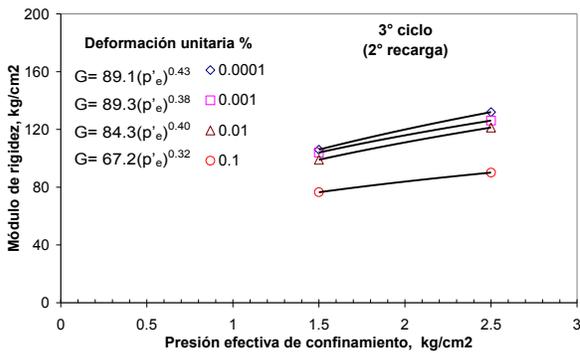
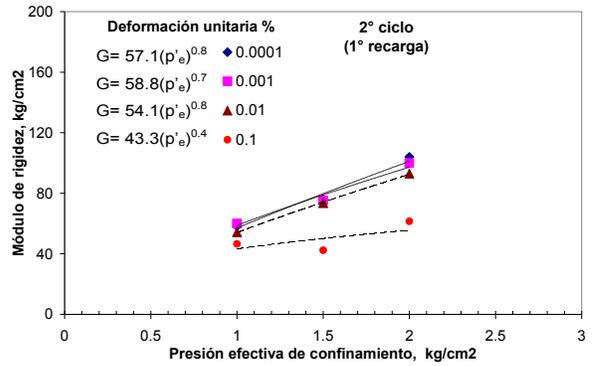
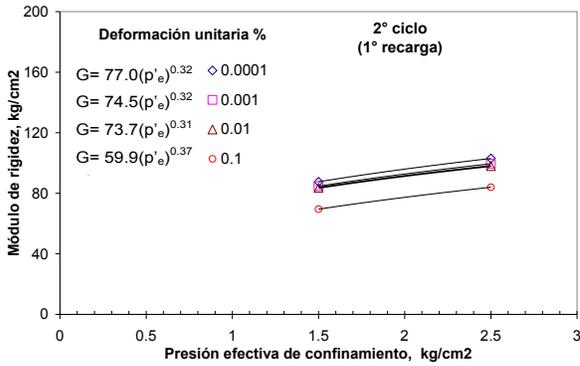
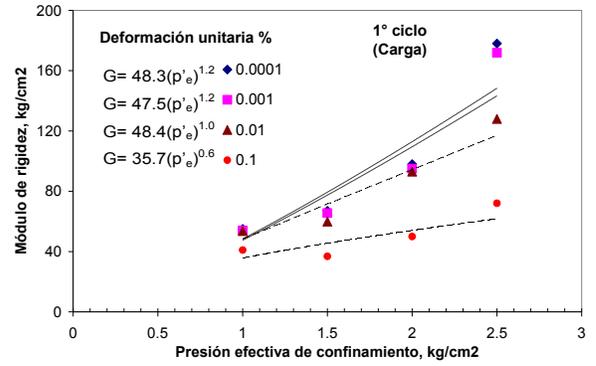
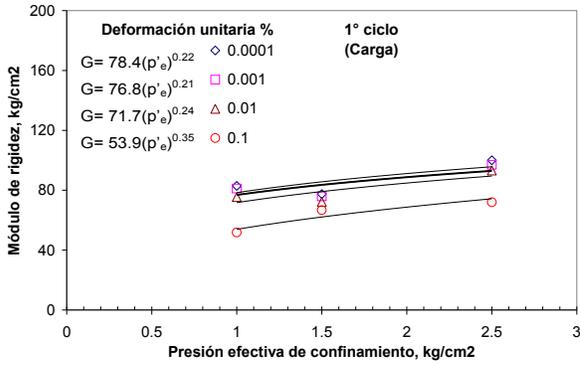


Figura 4.25 Efecto de la velocidad de deformación y los ciclos de carga-descarga en el módulo de rigidez para suelos naturales y reconstituidos sometidos a un esfuerzo efectivo de confinamiento de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>



Suelo natural Suelo reconstituido  
 Figura 4.26 Efecto del esfuerzo efectivo y de los ciclos de carga-descarga en el módulo de rigidez de suelos naturales y reconstituidos sometidos a una velocidad de deformación unitaria de 0.01%



## CAPÍTULO 5

### RESULTADOS EXPERIMENTALES EN MUESTRAS DE SUELO CONSOLIDADAS ANISÓTROPAMENTE

#### 5.1 Ensayes realizados con consolidación anisótropa

Se describen las características de suelos ensayados en una cámara triaxial con consolidación anisótropa en condiciones no drenadas durante la etapa de falla. En el inciso 4.1 se hizo referencia a las características generales de las muestras de suelo. Las muestras para este grupo de pruebas fueron las mismas, ya descritas en el capítulo 3. El contenido de agua de los suelos empleados varió entre 167 y 360 %, su límite líquido se ubicó entre 280 y 330% y su índice de plasticidad fluctuó entre 182% y 265% (ver [tabla 5.1](#) y [tabla 5.2](#)).

Durante la etapa de consolidación de estos ensayes, se decidió que las trayectorias de esfuerzos en la etapa de consolidación tuvieran un cociente de esfuerzos efectivos  $K=0.5$ ; además, se definieron diferentes niveles de esfuerzos efectivos verticales al final de la consolidación. Se empleó el criterio de disipación del exceso de presión de poro para cada cambio de estado de esfuerzos para el control de las pruebas, el cual se efectuó con el razonamiento descrito en el inciso 2.4, [figura 2.5](#).

El procedimiento seguido en la etapa de consolidación consistió en consolidar isotrópamente las muestras hasta un  $p'_e=0.5 \text{ kg/cm}^2$  en promedio, y así alejarse de la línea de falla al inicio de las pruebas para evitar la falla prematura del material; luego, se efectuaron incrementos de carga axial hasta llegar a la línea teórica estimada con el valor de  $K=0.5$ ; posteriormente, se aplicaron incrementos combinados de presión confinante y carga axial para mantener los esfuerzos registrados experimentalmente cercanos a la trayectoria de esfuerzos de consolidación teórica y lograr el esfuerzo efectivo axial final. La presión efectiva de confinamiento o consolidación corresponde al esfuerzo octaédrico  $p'_e = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$ . El valor de la relación de esfuerzos principales ( $K$ ) se consideró con un magnitud de 0.5 que es cercano al valor de  $K_0$  para la arcilla de la ciudad de México según los estudios de Alberro (1969). Los esfuerzos efectivos axiales de consolidación ( $\sigma'_1$ ) y los esfuerzos efectivos confinantes de consolidación ( $\sigma'_3$ ) se presentan en la [tabla 5.1](#).

La etapa de falla de los ensayes, fue bajo condiciones no drenadas y se desarrolló con el criterio de velocidad de desplazamiento controlado, con valores de 0.1, 0.01 y 0.001 mm/min. Al inicio de la etapa de falla, se aplicaron ciclos de carga-descarga de entre 0.5, 1.0, 2.0 kg. Después las muestras de suelo se llevaron a la falla.

*Tabla 5.1  
Relación de ensayos con consolidación anisótropa efectuados en la cámara triaxial neumática*

Ensayo N°	$\sigma'_{1}$ (axial) Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_{3}$ (conf.) Kg/cm <sup>2</sup>	$p'_{c}$ (consol.) Kg/cm <sup>2</sup>	Vel. de def. mm/min.	Wi %	Wf %	Lugar muestra	Sondeo	Muestra	profundidad m.	tipo de muestra	K
7	2.0	1.0	1.3	0.01	213.2	188.6	SCOP - SCT	SMS-1	M-6-2	15.2	natural	0.48
8	1.5	0.8	1.0	0.01	305.8	204.9	SCOP - SCT	MEDIO	M-2	12-16.5	Reconstituido	0.52
9	2.0	1.1	1.4	0.01	306.4	208.6	SCOP - SCT	MEDIO	M-3	12-16.5	Reconstituido	0.53
10	2.0	1.0	1.3	0.001	229.6	198.5	SCOP - SCT	SMS-1 BIS	M-1-3	16.0	natural	0.51
11	2.0	1.0	1.3	0.001	289.4	192.8	SCOP - SCT	SUPERIOR	S-3-3	12-16.5	Reconstituido	0.51
18	2.4	1.2	1.6	0.01	226.8	175.3	SCOP - SCT	SMS-1	M-6-2	15.6	natural	0.50
19	1.6	0.8	1.0	0.01	312.8	266.7	SCOP - SCT	MEDIO	M-2	15.3	natural	0.49
20	1.7	0.9	1.2	0.1	222.0	152.2	SCOP - SCT	MEDIO	M-3	15.3	natural	0.52
21	2.0	1.0	1.4	0.01	291.8	184.8	SCOP - SCT	SUPERIOR	M-1-3	12-16.5	Reconstituido	0.50
22	2.0	1.0	1.3	0.1	297.3	181.5	SCOP - SCT	SUPERIOR	S-2-3	12-16.5	Reconstituido	0.49
23	3.2	1.6	2.2	0.01	334.2	184.5	SCOP - SCT	ABAJO	M-1/3	12-16.5	Reconstituido	0.50
24	3.0	1.5	2.0	0.01	216.8	153.4	SCOP - SCT	SMS-1	M-1-3	15.0	natural	0.50
26	2.0	1.0	1.3	0.001	270.2	164.7	SCOP - SCT	MEDIO	M-2-2	12-16.5	Reconstituido	0.51
27	2.0	1.0	1.3	0.1	360.2	297.1	SCOP - SCT	SMS-1	M-1-6	18.0	natural	0.50

*Tabla 5.2  
Propiedades de las muestras con consolidación anisótropa ensayadas en la cámara triaxial neumática*

Ensayo N°	W%	Densidad Gs	LL	LP	IP	$e_i$	$e_o$	K	tipo de muestra	N° de ciclos de carga
7	208.35	2.367	301.917	107.593	194.324	4.519	3.93	0.48	natural	4
8	304.91	2.422	295.77	71.40	224.370	6.669	5.25	0.52	Reconstituido	4
9	289.83	2.416	292.10	64.35	227.750	6.308	3.97	0.53	Reconstituido	4
10	209.51	2.391	331.20	128.96	202.240	4.076	3.33	0.51	natural	4
11	297.44	2.592	329.80	64.34	265.460	6.272	3.96	0.51	Reconstituido	4
18	288.6	2.496	315.970	77.257	238.713	4.173	2.94	0.50	natural	4
19	286.61	2.33	294.18	98.11	196.070	3.976	2.87	0.49	natural	4
20	243.47	2.491	283.35	112.59	170.760	3.854	2.18	0.52	natural	4
21	301.56	2.56	294.87	77.45	217.420	6.754	4.19	0.50	Reconstituido	4
22	275.85	2.51	301.21	103.1	198.110	6.703	3.93	0.49	Reconstituido	4
23	325.68	2.56	322.68	147.28	175.400	7.340	2.76	0.50	Reconstituido	4
24	226.94	2.36	335.22	113.76	221.460	3.685	2.17	0.50	natural	4
26	345.45	2.464	310.43	128.96	181.470	6.517	3.99	0.51	Reconstituido	4
27	296.44	2.57	276.91	65.52	211.390	3.828	2.32	0.50	natural	4

## 5.2 Trayectorias de esfuerzos de los ensayos con consolidación anisótropa

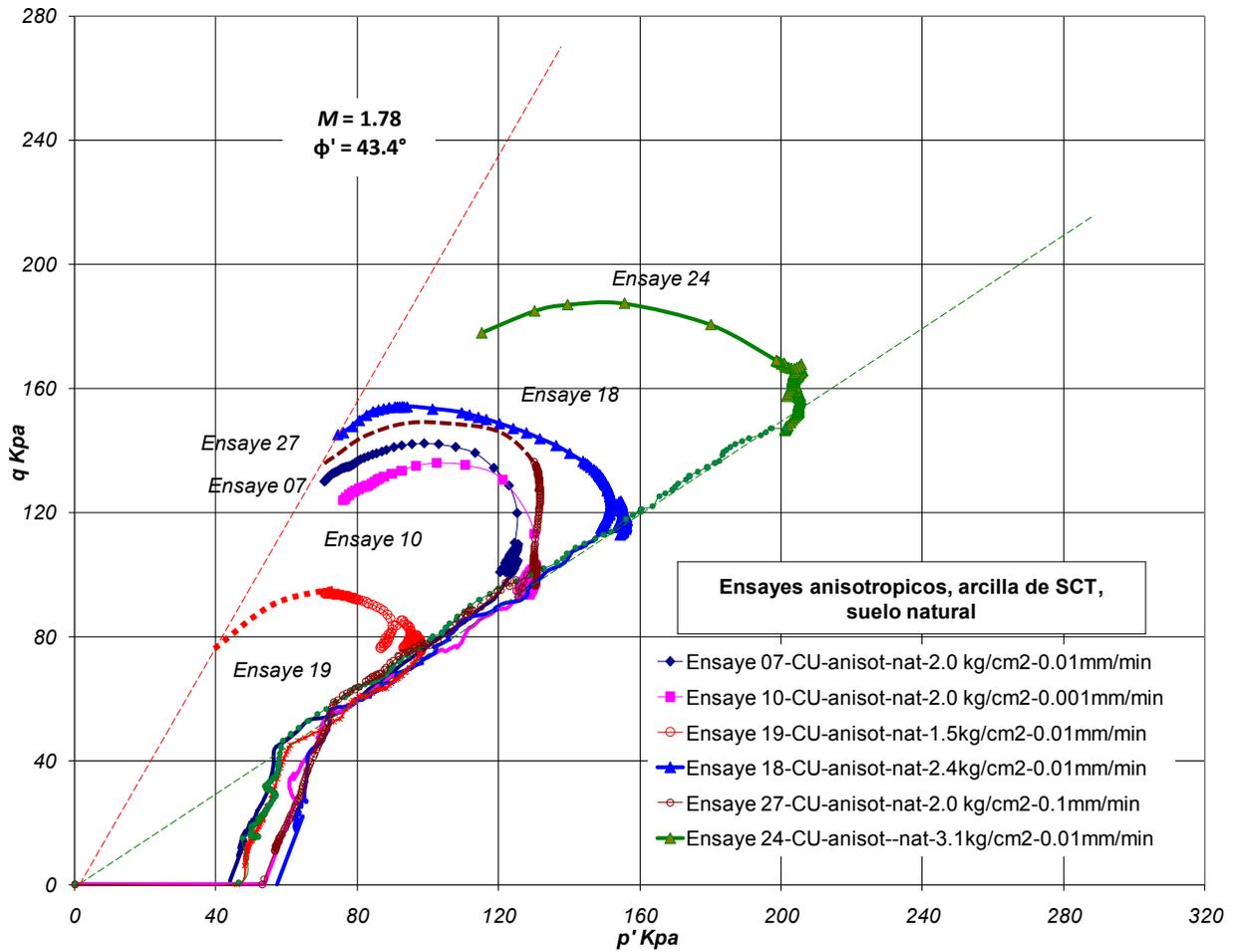
Los ensayos se dividieron en dos grupos: en el primero, los ensayos se efectuaron con el mismo esfuerzo efectivo de confinamiento en la trayectoria de consolidación anisótropa y diferentes velocidades de deformación durante la etapa de falla; en el segundo, los ensayos se realizaron con diferentes esfuerzos efectivos de confinamiento en la trayectoria de consolidación y llevados a la falla con la misma velocidad de deformación. Estos ensayos se realizaron tanto en suelos naturales, como en suelos reconstituidos. Las trayectorias de esfuerzos efectivos de los ensayos efectuados en suelos naturales se presentan en la [figura 5.1](#), y las de los ensayos efectuados en suelos reconstituidos se muestran en la [figura 5.2](#).

En la [figura 5.1](#) (ensayos 07, 10, 27) y en la [figura 5.2](#) (ensayos 09, 22, 26) se observa la influencia de la velocidad de deformación en la etapa de falla de las muestras de suelo con consolidación anisótropa. Los mayores esfuerzos desviadores se alcanzaron en los ensayos que se llevaron a la falla a mayor velocidad de deformación.

La influencia de la velocidad de deformación es menor en las muestras de suelos naturales que en las de suelos reconstituidos; esto se aprecia al comparar los esfuerzos desviadores de los ensayos 27 y 10 ([figura 5.1](#)) en donde se ve que las muestras de suelos llevados a la falla a una velocidad de 0.1 mm/min alcanzaron una resistencia 10% mayor que las que se ensayó con 0.001 mm/min. En el caso de las muestras de suelos reconstituidos ([figura 5.2](#), ensayos 22 y 26), esta diferencia fue de 22%.

Las muestras de suelo se llevaron a deformaciones superiores al 18% para buscar alcanzar el estado crítico de los especímenes. Se observa en las [figuras 5.1 y 5.2](#), que la línea de falla del estado crítico de los ensayos en suelo natural y reconstituido tienen una pendiente promedio de la línea del estado crítico de  $M= 1.78$  y un ángulo de fricción, cercano al del estado crítico, de  $\phi'= 43^\circ$ .

Los cambios en el volumen de las muestras durante el proceso de consolidación anisótropa fueron significativos, entre 10 y 22 % para los suelos naturales y entre 25 y 48% para los suelos reconstituidos (ver [anexo B](#)). Esta variación de volumen sugiere que ocurrieron cambios significativos en la microestructura de los suelos ensayados. Como se mencionó en el inciso 3.3, los suelos ensayados tienen una matriz constituida por material arcilloso, ostrácodos y partículas de arena. Cuando estos suelos son consolidados anisótricamente, se presentan reajustes sustanciales en su estructura como consecuencia de la aplicación de cargas axiales y aumentos sucesivos de la presión confinante aplicada. Estos cambios de volumen limitaron la capacidad del equipo, durante la etapa de falla, para producir deformaciones unitarias axiales que permitan alcanzar el estado crítico de las muestras. Por esta razón, las envolventes de falla de las muestras de suelo, naturales y reconstituidos no se definen con precisión en la proximidad a la línea de falla.



**Figura 5.1** Trayectorias de esfuerzos efectivos en suelos *naturales* con consolidación anisótropa: grupo de ensayos con diferentes presiones efectivas de confinamiento y diferentes velocidades de deformación axial en la etapa de falla

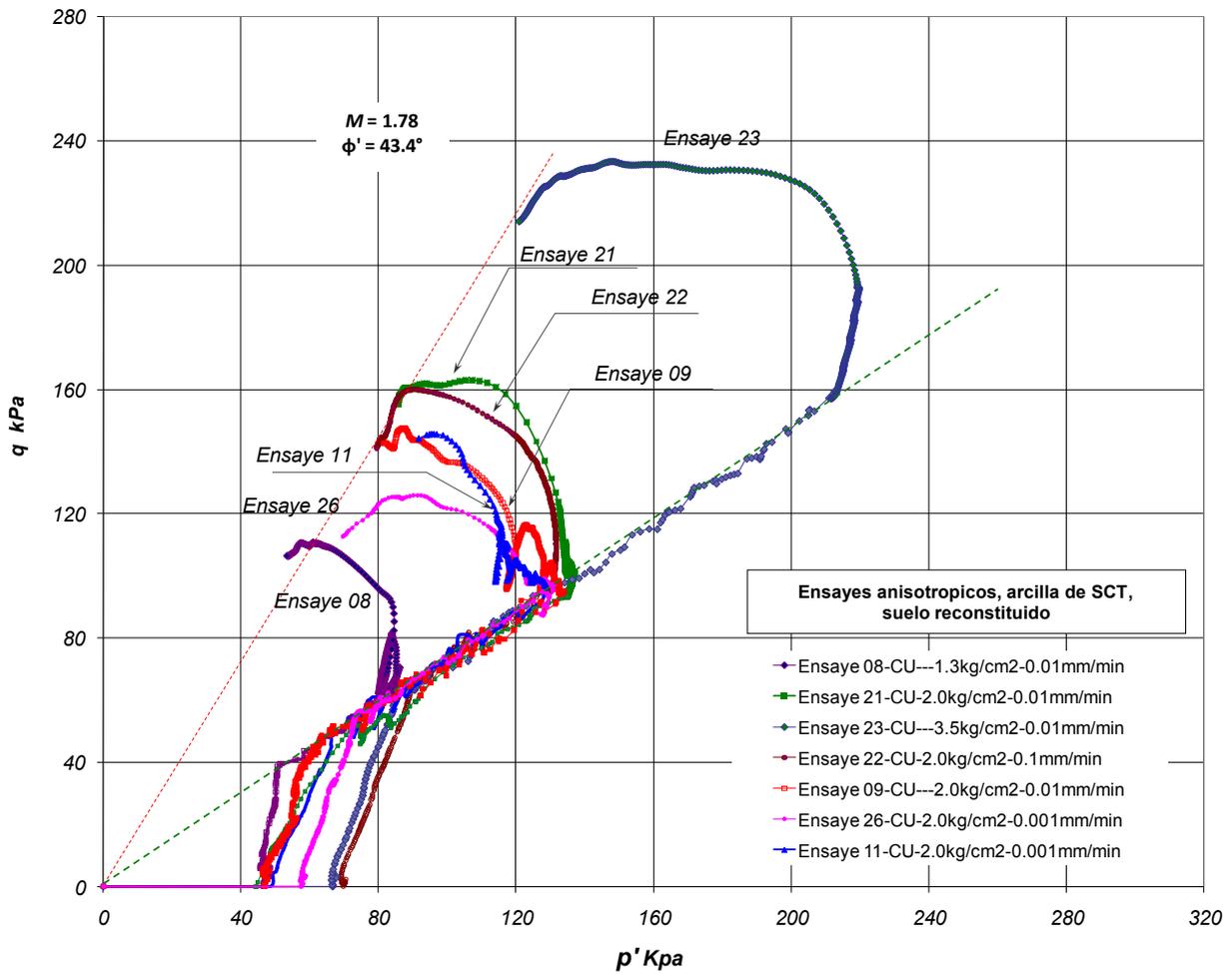


Figura 5.2 Trayectorias de esfuerzos efectivos en suelos reconstituidos con consolidación anisótropa: grupo de ensayos con diferentes presiones efectivas de confinamiento y diferentes velocidades de deformación axial en la etapa de falla

### 5.2.1 Influencia de la velocidad de deformación en la trayectoria de esfuerzos

En las [figuras 5.3 y 5.4](#) se presentan las trayectorias de esfuerzo efectivo de los ensayos realizados en suelos naturales y reconstituidos respectivamente, efectuados manteniendo una misma trayectoria de consolidación, variando la velocidad de deformación en la etapa de falla de las pruebas (0.1; 0.01; 0.001 mm/min). Se usaron estas velocidades tanto para los suelos naturales como para los suelos reconstituidos.

En la [figura 5.3.a](#) se observan las trayectorias de esfuerzos de los ensayos realizados en suelos naturales cuando se varía la velocidad de deformación unitaria en la etapa de falla, siendo la trayectoria con mayor esfuerzo desviador la que corresponde al ensaye efectuado con mayor velocidad de deformación. En la [figura 5.3.b](#) se muestran las trayectorias de esfuerzos normalizados con respecto a la presión de confinamiento efectivo ( $p'_e$ ) de los ensayos 07, 10 y 27, en donde se visualiza con mayor claridad la influencia de la velocidad de deformación y la semejanza de las trayectorias normalizadas descritas por los ensayos a diferentes velocidades de deformación.

La [figura 5.4.a](#) presenta las trayectorias de esfuerzos efectivos de los suelos reconstituidos con similares trayectorias de consolidación y diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla. Al analizar esta figura se deduce que los suelos reconstituidos, con consolidación anisótropa, son más sensibles a la velocidad de deformación, pues las magnitudes del esfuerzo desviador de los ensayos 22 y 26 variaron en un 28%. Es decir, a mayor velocidad de deformación, aumenta el esfuerzo desviador de la muestra de suelo lo cual se corrobora al normalizar dichas trayectorias con respecto a la presión efectiva de confinamiento ( $p'_e$ ), ver [figura 5.4. b](#).

Al normalizar las trayectorias de esfuerzos en función de la presión efectiva de confinamiento  $p'_e$  se observa que los suelos naturales y reconstituidos tienen un comportamiento parecido, dado que en ambos materiales se obtuvieron mayores esfuerzos desviadores a mayores velocidades de deformación en la etapa de falla de los ensayos, ver [figura 5.3.b y 5.4.b](#).

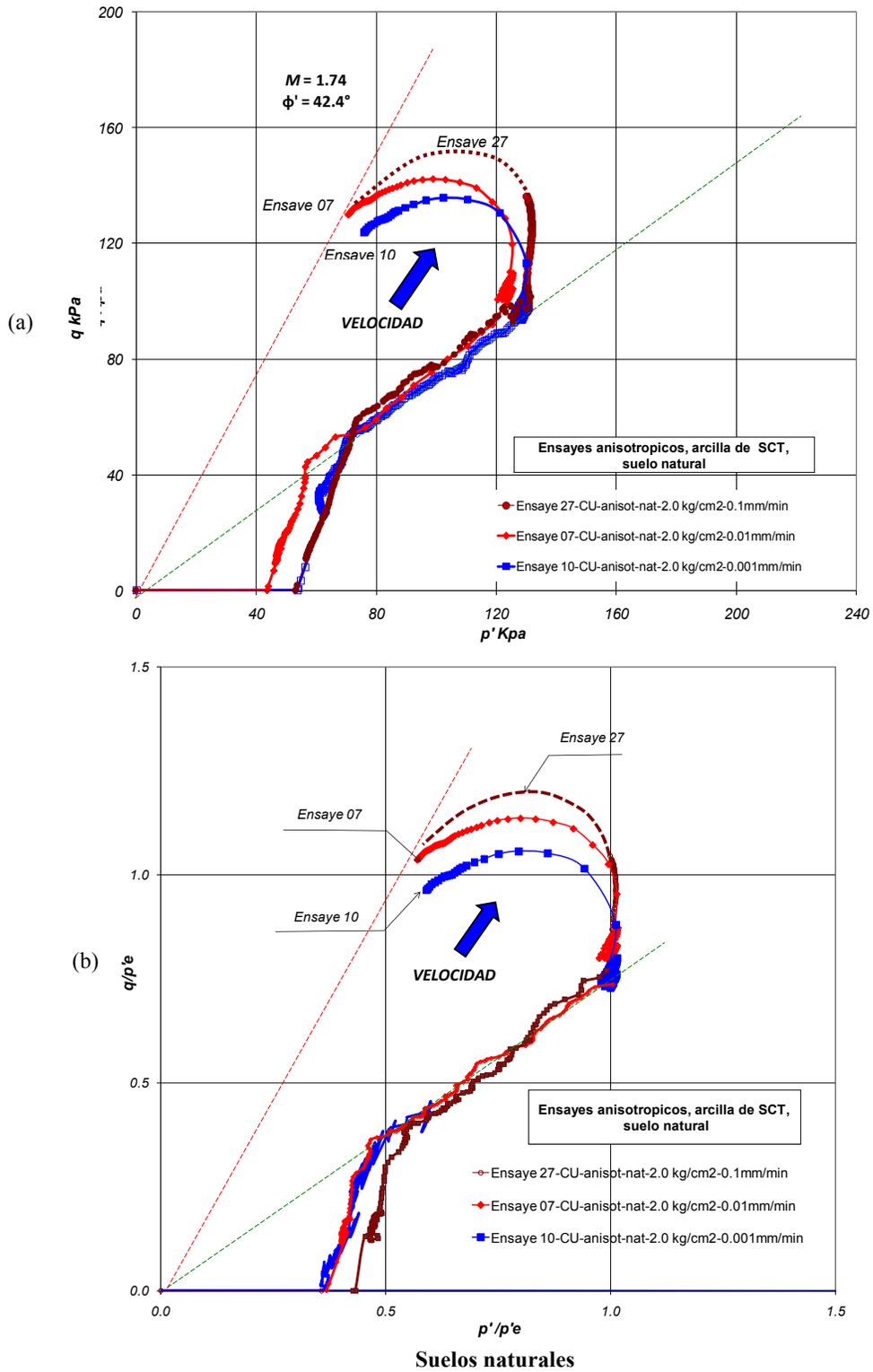


Figura 5.3 Trayectorias de esfuerzos efectivos (a) y esfuerzos efectivos normalizados (b) de las pruebas realizadas con consolidación anisótropa con la misma presión efectiva de confinamiento y diferentes velocidades de deformación en la falla

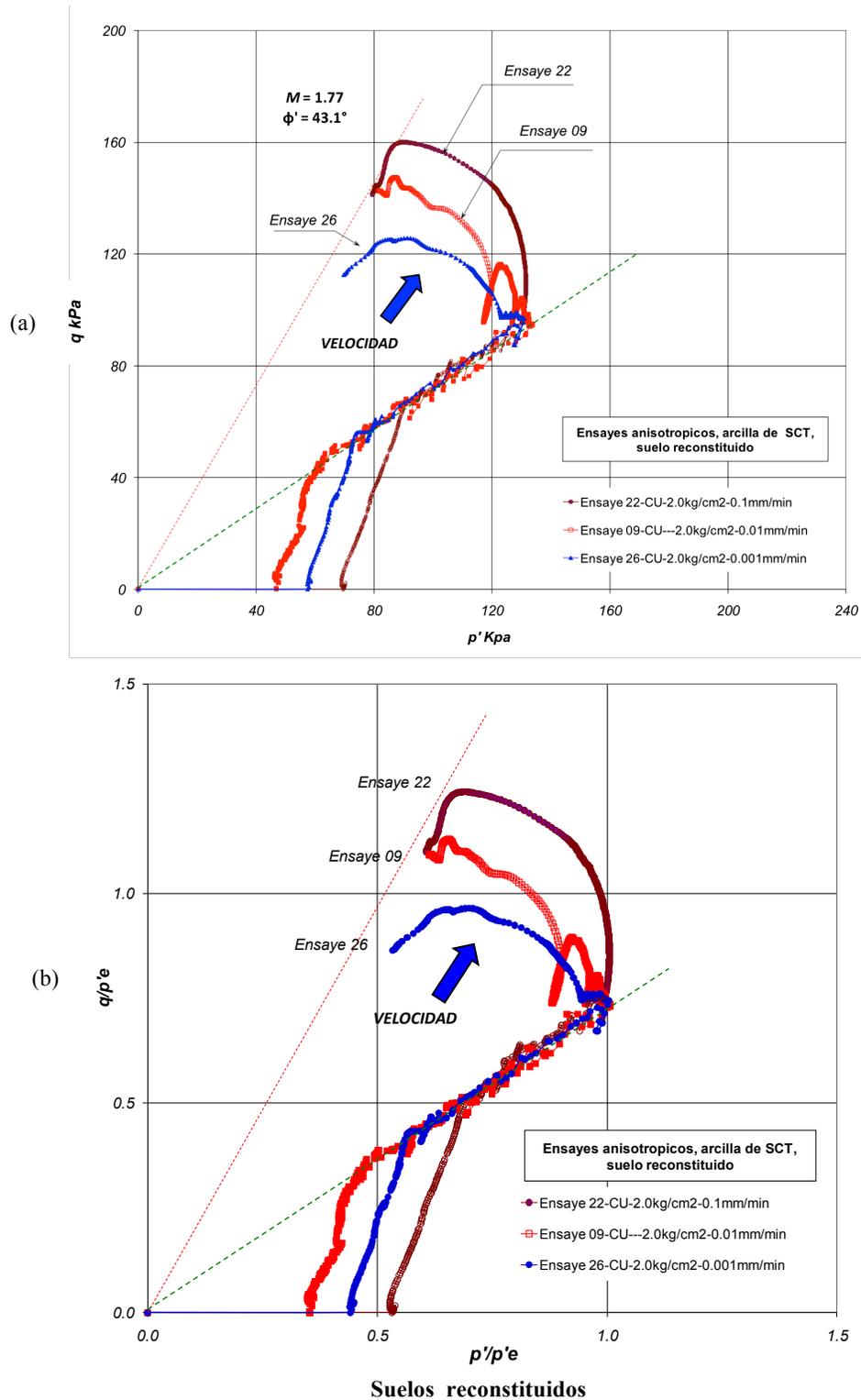


Figura 5.4 Trayectorias de esfuerzos efectivos (a) y esfuerzos efectivos normalizados (b) de las pruebas realizadas con consolidación anisótropa con la misma presión efectiva de confinamiento y diferentes velocidades de deformación en la falla

## 5.2.2 Influencia de la presión efectiva de confinamiento en la trayectoria de esfuerzos

En las [figuras 5.5 y 5.6](#) se presentan las trayectorias de esfuerzos efectivos de los ensayos realizados en suelos naturales y reconstituidos del grupo de pruebas efectuadas considerando diferentes presiones efectivas de confinamiento, manteniendo la misma velocidad de deformación en la etapa de falla (0.01 mm/min). Esto se realizó tanto para los suelos naturales como para los suelos reconstituidos; asimismo, se muestran las trayectorias de esfuerzos efectivos normalizadas con respecto a  $p'_e$  para cada caso.

La [figura 5.5.a](#) presenta las trayectorias de esfuerzos efectivos de los ensayos efectuados con suelos naturales en donde se hace notar la mayor pérdida del esfuerzo desviador por efecto de los ciclos de carga-descarga en la etapa de falla en el ensayo con mayor  $p'_e$ . En la [figura 5.5.b](#) se muestran las trayectorias de esfuerzos normalizadas con respecto a  $p'_e$  de este grupo de ensayos, siendo más evidente la diferencia del esfuerzo desviador normalizado del ensayo 24 cuya trayectoria de esfuerzos normalizada cruza las trayectorias de los ensayos de menor  $p'_e$  (ensayo 18 y 19), lo cual muestra la mayor influencia de los ciclos de carga y descarga en los ensayos realizados con mayor presión de confinamiento, como consecuencia de los posibles cambios microestructurales del material por la aplicación de la consolidación anisótropa.

En la [figura 5.6](#) se muestran las trayectorias de esfuerzos efectivos de los ensayos efectuados con suelos reconstituidos las cuales no muestran semejanza en su forma. Estas diferencias son más evidentes al normalizar las trayectorias de esfuerzos efectivos con respecto a  $p'_e$  ([figura 5.6.b](#)), donde en la etapa de falla, los ensayos 23, 21 y 08, presentan un mayor esfuerzo desviador con el aumento de la presión efectiva de confinamiento. Por otra parte, los ciclos de carga-descarga aplicados en las muestras reconstituidas están asociados a niveles de deformación unitaria axial del orden de 0.05%, lo cual hace que las trayectorias de esfuerzos no presenten una similitud, como si sucede en los suelos naturales. Esto se atribuye a que en el proceso de consolidación anisótropa de los suelos reconstituidos se produjo un gran cambio volumétrico en las muestras, cuya magnitud llegó a ser del orden de entre 30 y 49 %, lo que influyó en el comportamiento de las mismas durante la etapa de falla y su respuesta frente a los ciclos de carga-descarga.

Las formas de estas trayectorias de esfuerzos efectivos son relativamente semejantes para los suelos naturales; sin embargo, para los suelos reconstituidos, los ciclos de carga descarga aplicados en la parte inicial de la etapa de falla influyen de manera sustancial en el incremento de la presión de poro permitiendo que las trayectorias de esfuerzos descritas por los suelos reconstituidos se desplacen a la izquierda las cuales, al ser normalizadas, muestran una variación del 21% para las diferentes presiones efectivas de confinamiento aplicadas (ver [figura 5.6.b](#)), lo que en los suelos naturales es menor al 5%.

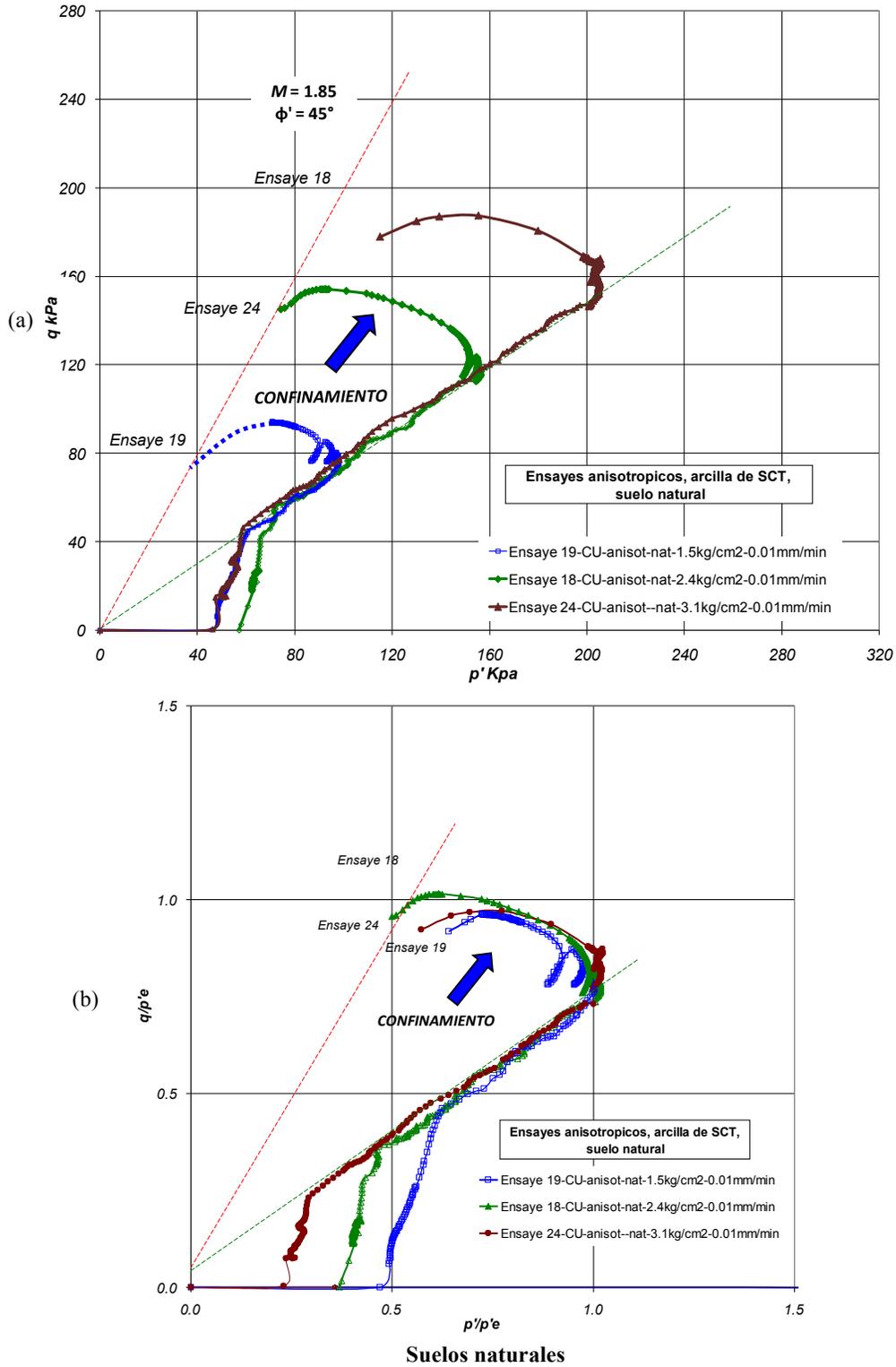


Figura 5.5 Trayectorias de esfuerzos efectivos (a) y esfuerzos efectivos normalizados (b) de las pruebas realizadas con consolidación anisótropa con diferentes presiones efectivas de confinamiento y la misma velocidad de deformación en la falla

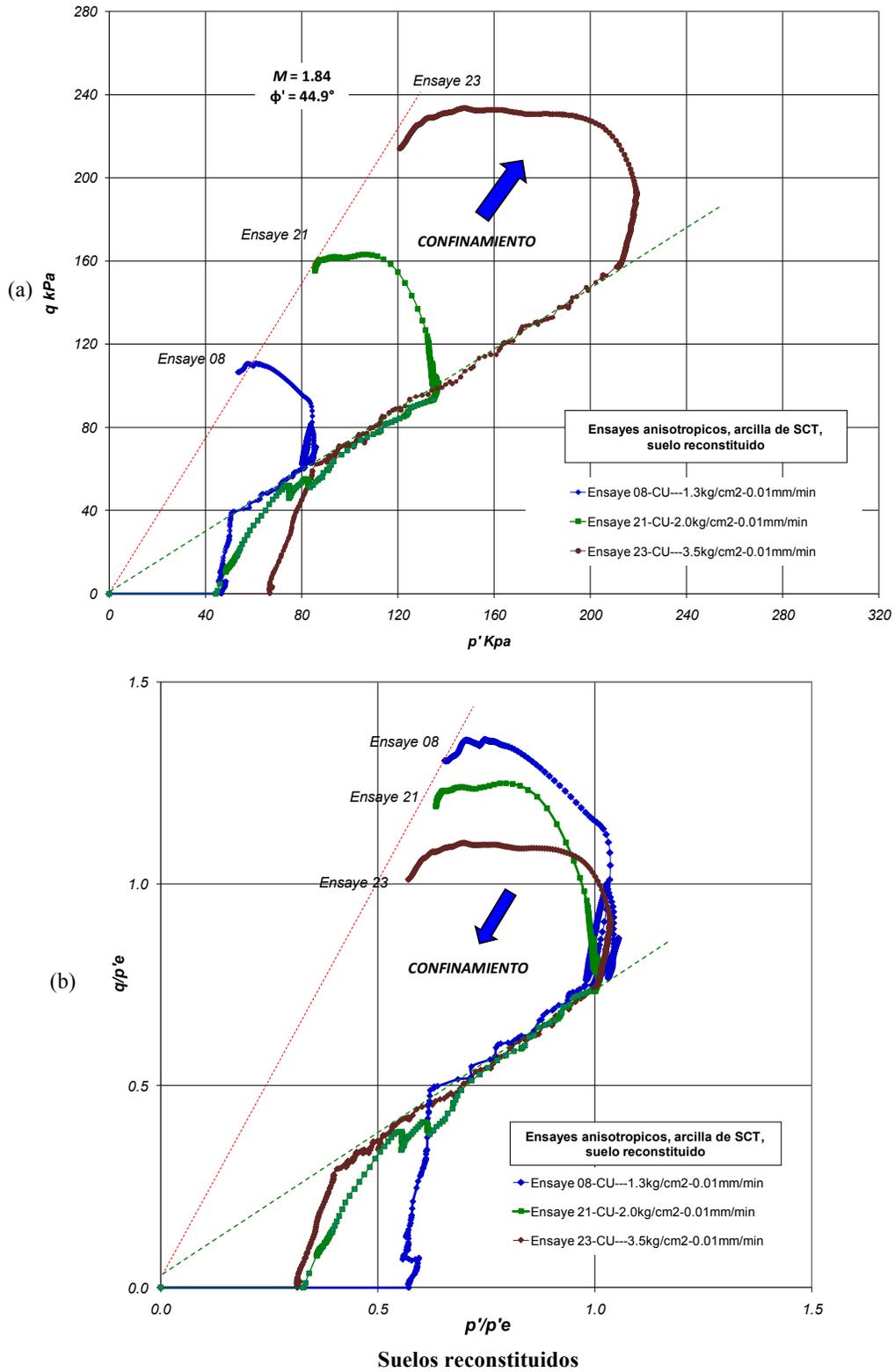


Figura 5.6 Trayectorias de esfuerzos efectivos (a) y esfuerzos efectivos normalizados (b) de las pruebas realizadas con consolidación anisótropa, diferentes presiones efectivas de confinamiento y misma velocidad de deformación en la falla

## 5.3 Comportamiento esfuerzo - deformación

### 5.3.1 Influencia de la velocidad de deformación

#### En suelo natural

Las deformaciones generadas en las muestras de suelo natural durante la etapa de falla fueron mayores al 18% con lo cual es posible observar en un amplio rango el cambio en las propiedades geomecánicas de la arcilla. En la [figura 5.7.a](#) se presentan los resultados del grupo de muestras de suelos naturales, ensayados a diferentes velocidades de deformación, en donde la resistencia pico no drenada se incrementa con el aumento de la velocidad de deformación de la prueba. La diferencia entre las resistencias pico ( $\tau_{pico}$ ) no drenada de las muestras ensayadas a 0.1 y 0.001 mm/min (ensayos 27 y 10 respectivamente) corresponde a un 37% del valor de  $\tau_{pico}$  del ensaye con mayor velocidad de deformación.

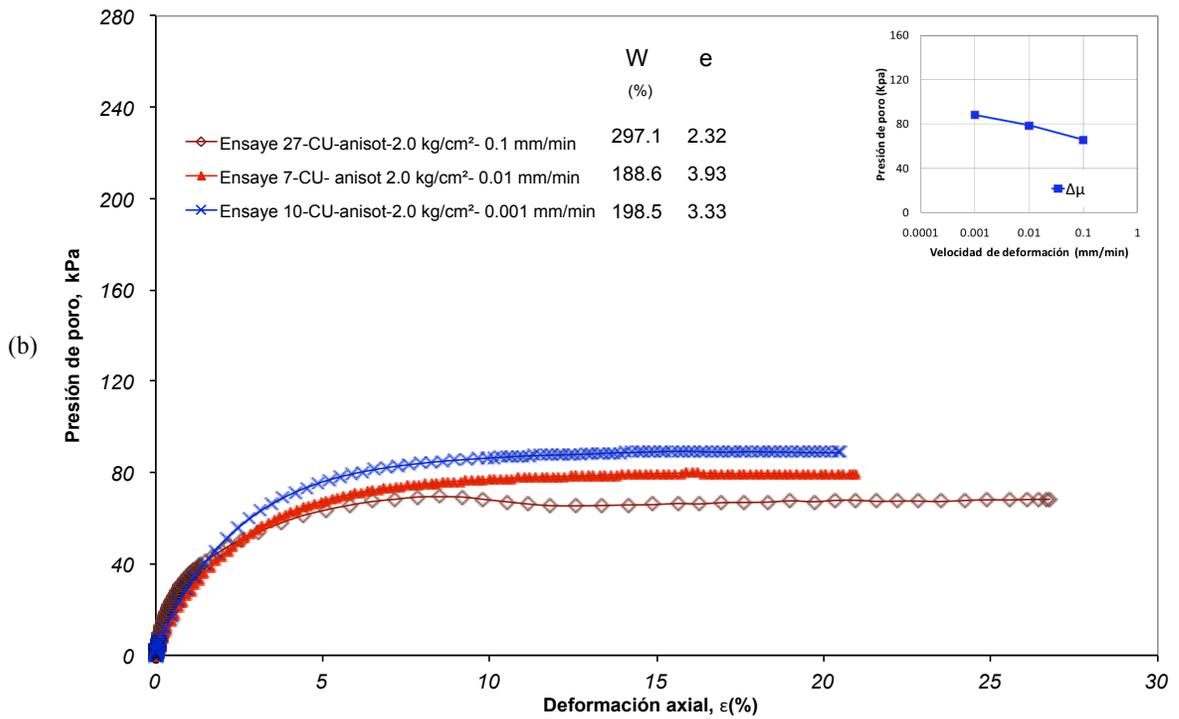
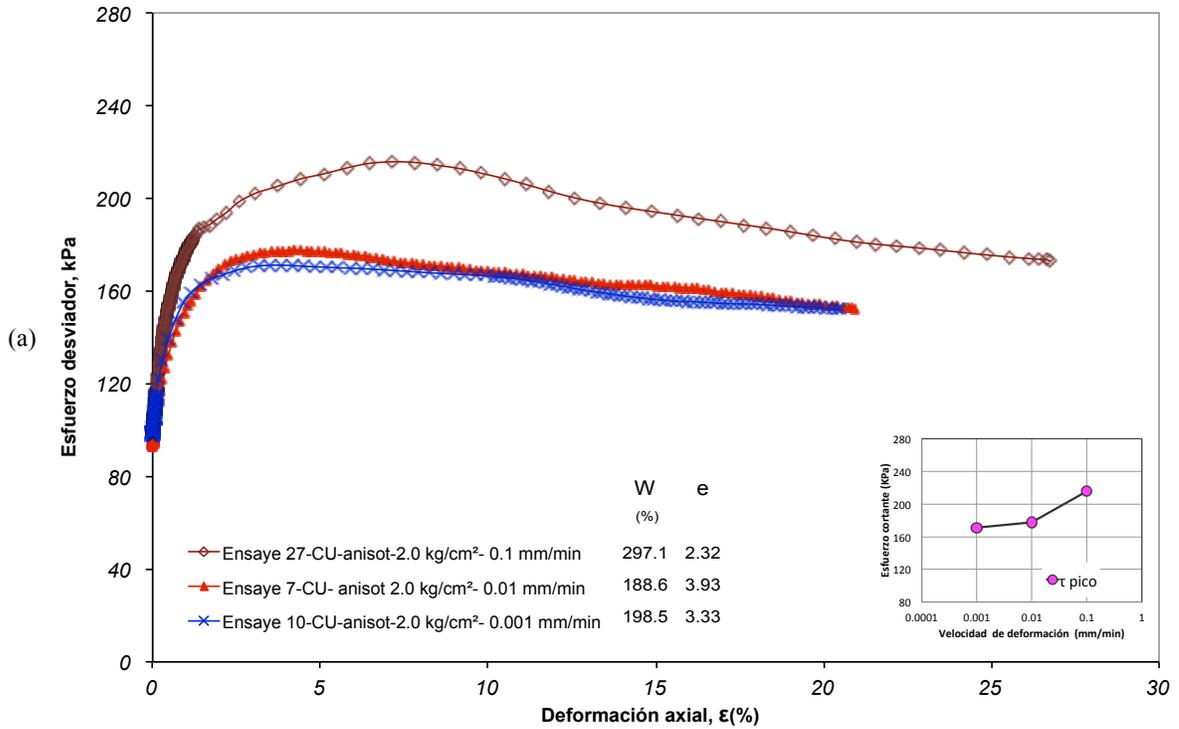
En la [figura 5.7.b](#) se presentan las curvas de presión de poro versus deformación unitaria axial de los ensayos efectuados a diferentes velocidades de deformación, en donde se observa que las muestras alcanzaron la máxima presión de poro cuando se rebasó el esfuerzo cortante pico aproximadamente. La velocidad de deformación de los ensayos en la etapa de falla tiene una influencia inversamente proporcional al aumento de la presión de poro generada. Esta presión de poro es casi constante cuando las deformaciones axiales aplicadas son superiores al 12%. La diferencia entre la presión de poro generada al ensayar las muestras a 0.1 y 0.001 mm/min (ensayos 27 y 10 respectivamente) corresponde a un 35% del valor de la presión de poro del ensaye con mayor velocidad de deformación.

#### En suelo reconstituido

En la [figura 5.8.a](#) se presentan las gráficas esfuerzo deformación de los suelos reconstituidos ensayados a diferentes velocidades de deformación, observándose que estos materiales al ser ensayados a mayor velocidad de deformación, en la etapa de falla, también presentan una resistencia pico no drenada como se observa en el ensaye 22. Por otra parte, se observó que el ensaye más lento (vel =0.001 mm/min, ensaye 26) presentó un mayor esfuerzo desviador que el ensaye con velocidad de 0.01 mm/min (ensaye 09) cuando la deformación unitaria axial se ubicó por debajo del 3.5 %, lo que se atribuye al aumento del módulo de rigidez con los ciclos de carga y descarga aplicados en la etapa inicial del ensaye; sin embargo, por encima del nivel de deformación mencionada, el esfuerzo desviador del ensaye 26 es inferior al del ensaye 09 .

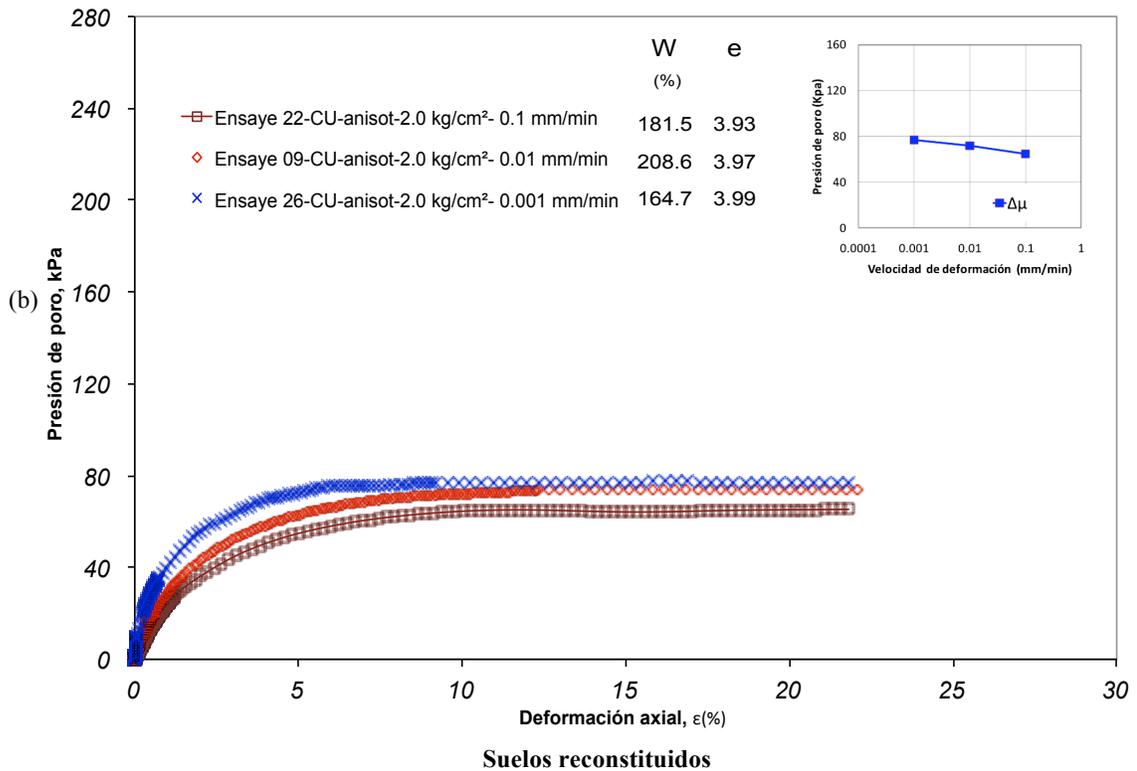
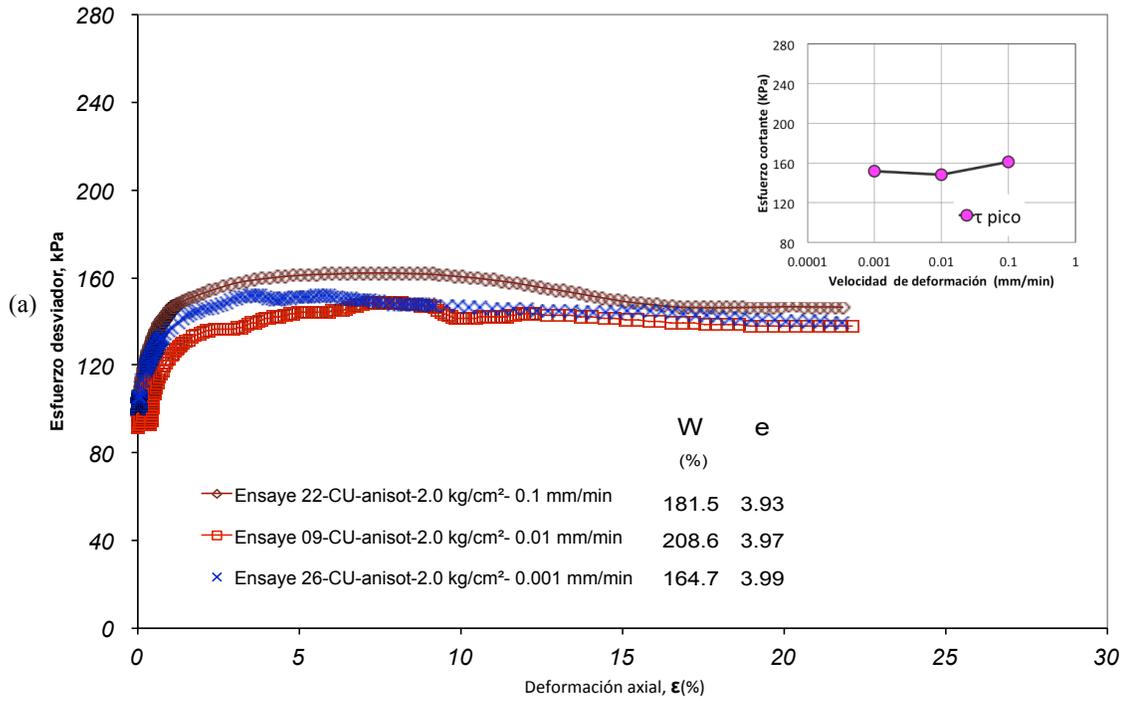
En este grupo de muestras se observa que la presión de poro se incrementa con mayor rapidez en la etapa inicial de las deformaciones axiales en los ensayos realizados con menor velocidad de deformación. La diferencia de las magnitudes de la presión de poro inducida por la velocidad de deformación fue de 18%, como se observa al comparar los resultados del ensaye 26 y el ensaye 22 ( ver [figura 5.8.b](#)).

Al comparar las curvas esfuerzo-deformación de los suelos naturales y reconstituidos, se identifica que la velocidad de deformación influye en el aumento de la resistencia pico de los suelos ensayados y también en la resistencia residual. El comportamiento de la presión de poro de las pruebas efectuadas en suelos naturales y reconstituidos manifiesta que a menor velocidad de deformación de las pruebas, aumenta la presión de poro en las muestras ensayadas.



Suelos naturales

Figura 5.7 Comportamiento esfuerzo-deformación (a), presión de poro-deformación (b) de muestras con consolidación anisótropa, con la misma presión efectiva de confinamiento y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla



**Figura 5.8** Comportamiento esfuerzo-deformación (a), presión de poro vs deformación (b) de muestras con consolidación anisótropa, con la misma presión efectiva de confinamiento y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla

### 5.3.2 Influencia de la presión efectiva de confinamiento

#### En suelo natural

Los suelos naturales ensayados a diferentes presiones de confinamiento muestran una mayor resistencia pico no drenada conforme aumenta de la presión efectiva de confinamiento, como se observa en la [figura 5.9.a](#), donde se muestra la relación lineal entre la resistencia pico no drenada y la presión efectiva de confinamiento. La magnitud del esfuerzo desviador máximo para estas muestras fue del orden del 50 a 70% de la presión efectiva de confinamiento.

El exceso de presión de poro generada en las muestras tiene una relación directa con el aumento de la presión efectiva de confinamiento alcanzando valores del orden de 85 a 88% de  $p'_e$  (ver [figura 5.9.b](#)). Se observa también, que los mayores incrementos de la presión de poro se manifiestan cuando las deformaciones unitarias axiales son menores al 3%.

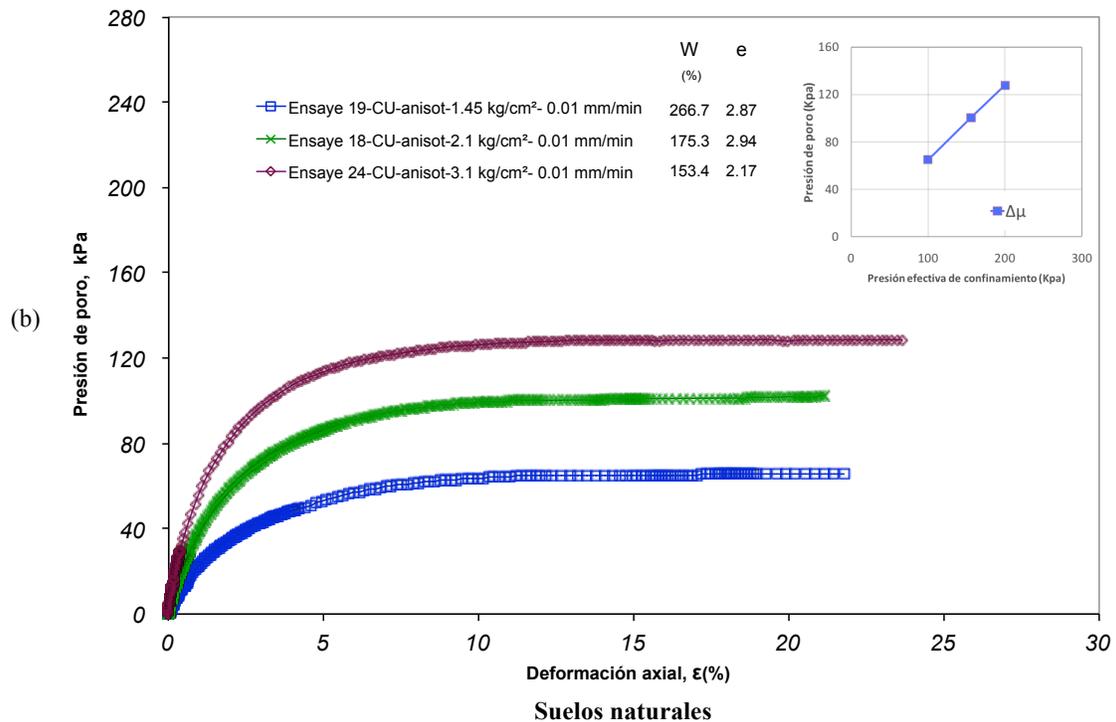
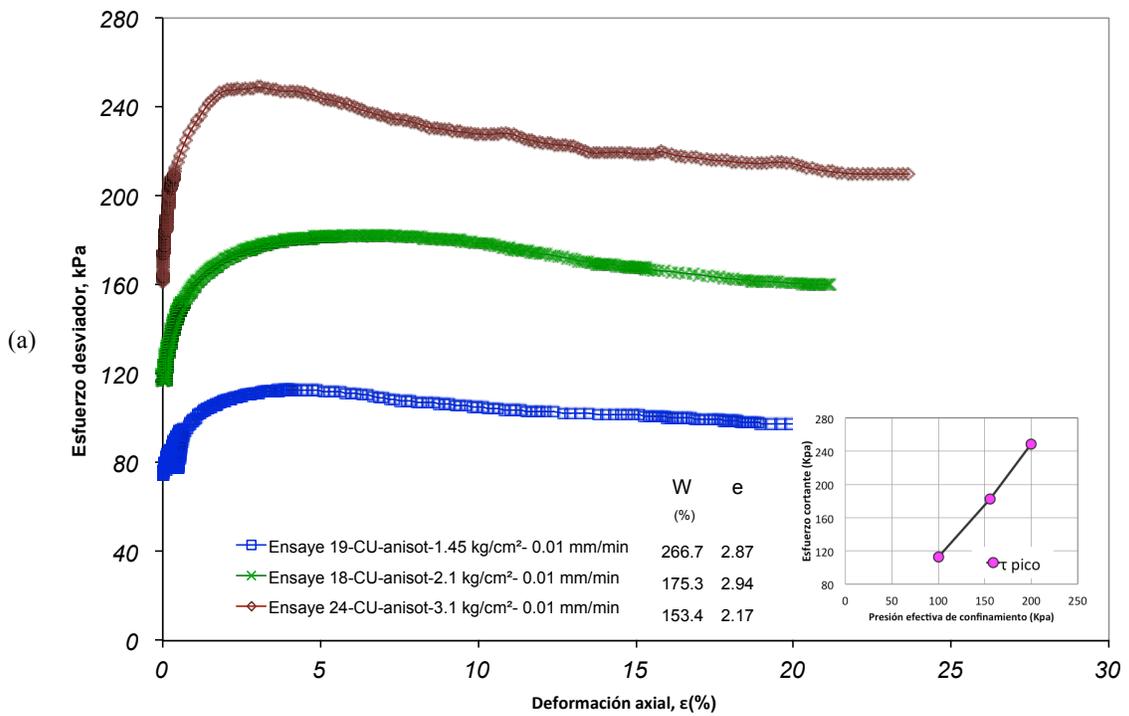
#### En suelo reconstituido

La probeta ensayada con una mayor presión efectiva de confinamiento muestra una mayor resistencia pico no drenada, lo cual en los ensayos con menor presión de confinamiento se hace menos evidente. Las magnitudes del esfuerzo desviador máximo corresponden a valores comprendidos entre 47 y 70% del esfuerzo efectivo de confinamiento, como se observa en la [figura 5.10.a](#).

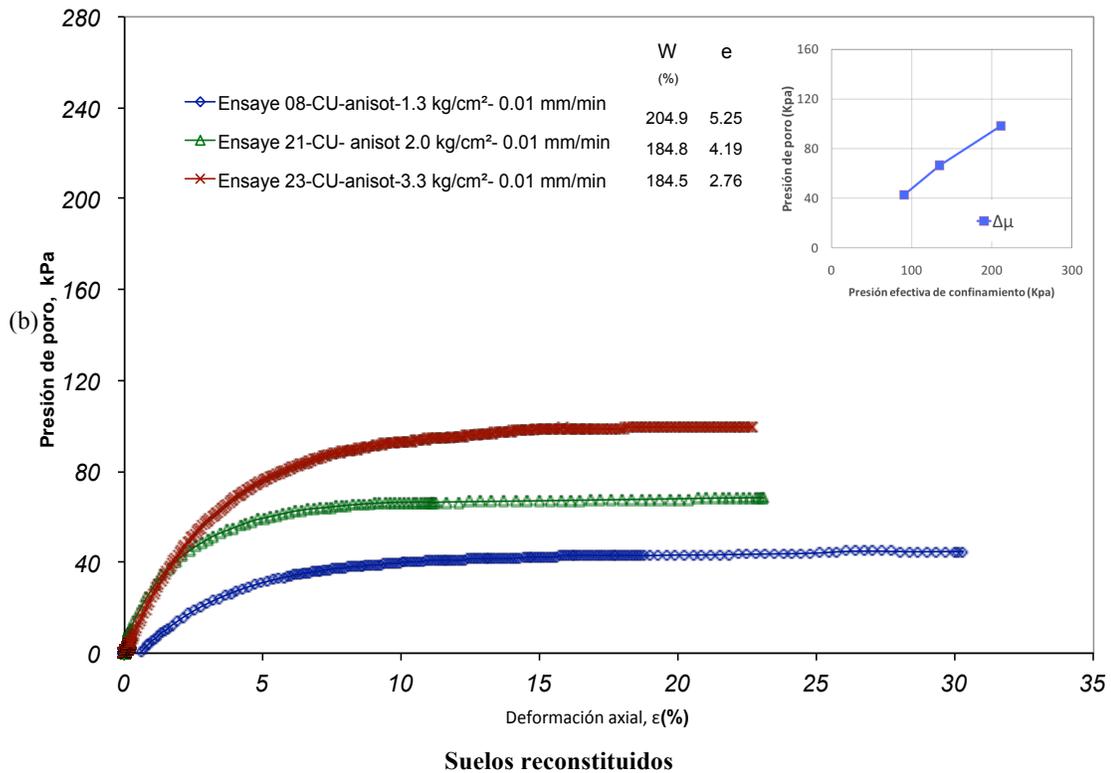
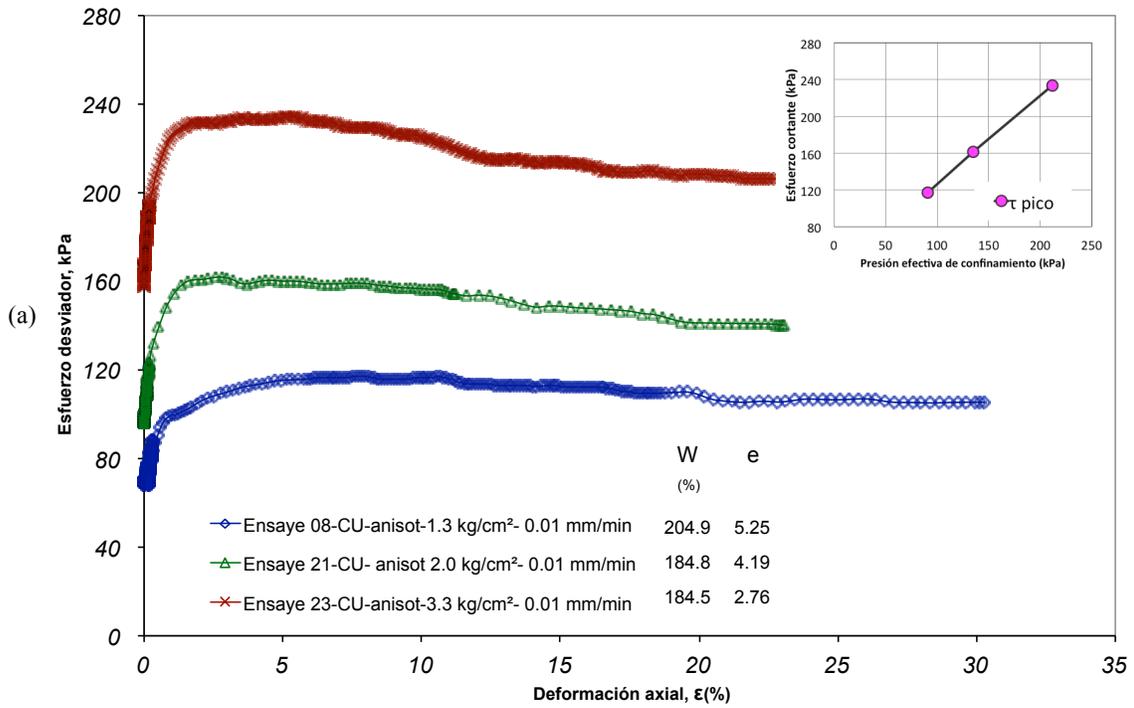
En la [figura 5.10.b](#) se muestran los resultados de las mediciones de la presión de poro en muestras de suelos reconstituidos con diferentes presiones efectivas de confinamiento, donde se observa que la presión de poro aumenta conforme se incrementa el esfuerzo efectivo de confinamiento. La magnitud máxima de presión de poro generada en las probetas fue del orden de 61 a 65% del esfuerzo efectivo de confinamiento.

El comportamiento del material natural y reconstituido bajo la influencia de la presión efectiva de confinamiento, es parecido, dado que con el incremento de  $p'_e$  aumenta la resistencia del material en ambos tipos de suelo. Se observa además, que a mayor esfuerzo efectivo de confinamiento, la diferencia entre el valor pico del esfuerzo desviador del ensaye con mayor  $p'_e$  y el de menor presión efectiva de confinamiento en los suelos naturales es del orden del 57%, lo que para suelos reconstituidos representa un 35% de diferencia.

Los resultados de los ensayos 21 y 23, que corresponden a materiales reconstituidos, (ver [figura 5.10](#)) presentaron una limitación en lo que se refiere a la magnitud de la deformación axial máxima generada en la falla, dado que, el cambio de volumen de las muestras durante la etapa de consolidación anisótropa disminuyó considerablemente la altura de las probetas, como se comentó en el inciso 5.2, lo cual limitó la capacidad de registro de los sensores de desplazamiento, tanto internos como externo. Las deformaciones unitarias axiales fueron menores al 30%.



**Figura 5.9** Comportamiento esfuerzo-deformación (a), presión de poro – deformación (b) de muestras con consolidación anisótropa, misma velocidad de deformación (0.01 mm/min) y diferentes presiones de confinamiento ( $p'_c$ )



**Figura 5.10** Comportamiento esfuerzo-deformación (a), presión de poro – deformación (b) de muestras con consolidación anisótropa, misma velocidad de deformación en la etapa de falla y con diferentes presiones de confinamiento ( $p'_c$ )

## 5.4 Comportamiento del módulo de rigidez

### 5.4.1 Influencia de la velocidad de deformación en el módulo de rigidez

#### En suelo natural

En la [figura 5.11](#) se ilustra el comportamiento del módulo de rigidez bajo los ciclos de carga - descarga generados en la etapa de falla de las muestras consolidadas anisótricamente y ensayadas con diferente velocidad de deformación. Se observa un aumento en la rigidez con los ciclos de carga-descarga a pequeñas deformaciones. Las curvas de rigidez contra deformación correspondiente al ciclo de la tercera recarga hasta la falla, presentan menores módulos de  $G$  a menores niveles de deformación cuando al ensaye se le realiza a una menor velocidad de deformación, como se observa de comparar los resultados de los ensayos 07 y 10.

En el ensaye 27 se aprecia un aumento en la rigidez por efecto de los ciclos de carga-descarga de un 65% y en el ensaye 10 se observa un aumento del 38%. Estas diferencias en el aumento de las magnitudes de  $G$  pueden atribuirse al incremento de la velocidad de deformación en los ensayos. En el ensaye 07 las deformaciones unitarias axiales registradas en los ciclos de carga-descarga fueron mayores a 0.025%, con lo cual se generó un aumento en el módulo  $G$  de 104%. Al rebasar los niveles de deformación unitaria axial del rango elástico en los ciclos de carga-descarga, la rigidez aumentó rápidamente con pequeños cambios de deformación axial para los siguientes ciclos de carga-descarga.

El valor del módulo de rigidez máximo obtenido para cada uno de los ciclos de carga-descarga se tomó como parámetro de normalización. La [figura 5.12](#) muestra la variación del módulo de rigidez normalizado ( $G/G_{\max}$ ) con la deformación unitaria axial para los ensayos con igual presión efectiva de confinamiento y diferentes velocidades de deformación en la falla, en donde la fragilización del material del material por los ciclos de carga-descarga se manifiesta al desplazarse las curvas de rigidez a la izquierda. La rigidización de estas muestras, en general, se presenta cuando las deformaciones unitarias axiales obtenidas en los ciclos de carga-descarga son mayores al 0.008%.

La velocidad de deformación influye en el descenso de la curva de rigidez normalizada contra deformación. Es decir, que para el mismo nivel de deformación, la rigidez de la muestra ensayada a menor velocidad obtuvo un mayor valor de  $G/G_{\max}$ , siendo más sensible a los cambios de velocidad de deformación en la etapa de falla. En el caso del ensaye 07 (vel = 0.01 mm/min) la curva de  $G/G_{\max}$  se encuentra por encima del ensaye 10 (vel = 0.001 mm/min) debido a que los niveles de deformación alcanzados en los ciclos de carga-descarga en el ensaye 07 fueron mayores a 0.05% y a la mayor sensibilidad de esta muestra a los ciclos de carga-escarga dado que por este proceso aumentó su rigidez de más del 100% (ver [figura 5.13](#)).

## En suelo reconstituido

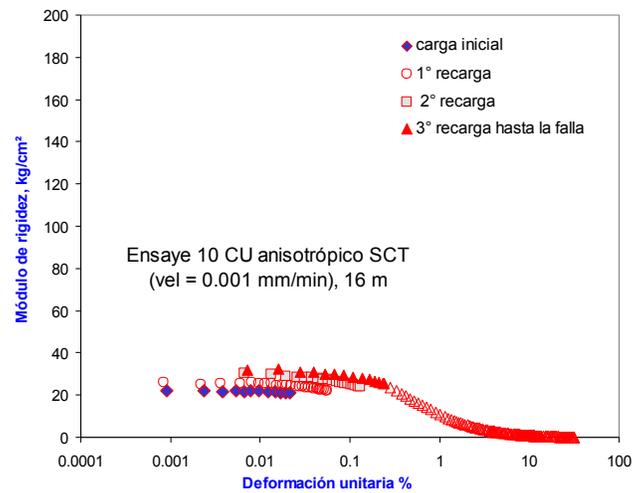
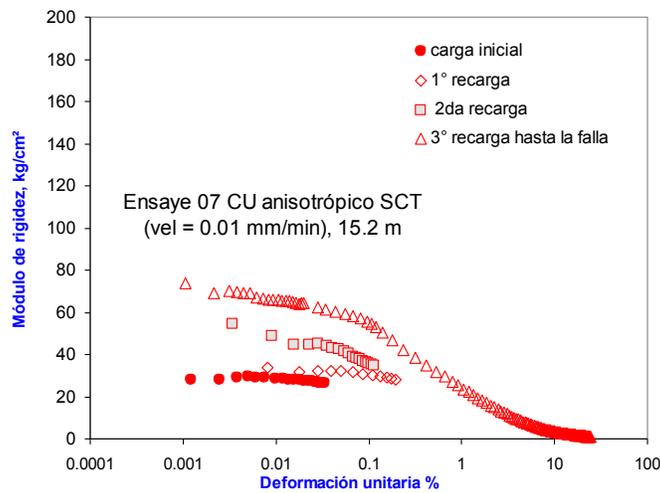
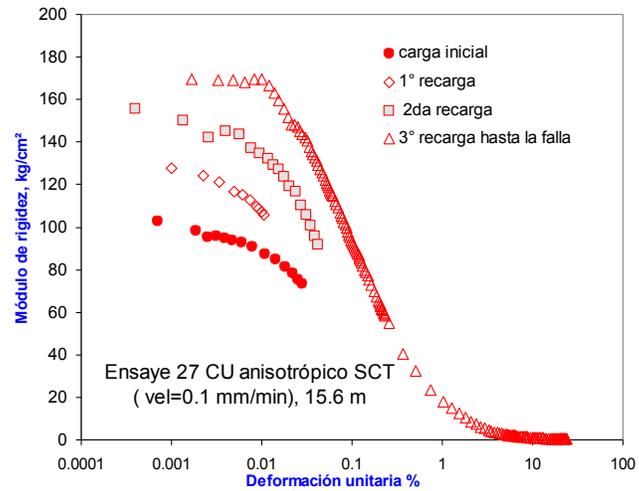
En la [figura 5.14](#) se muestran las curvas de rigidez versus la deformación unitaria axial de los suelos reconstituidos, donde se observa el cambio del módulo de rigidez bajo los ciclos de carga-descarga aplicados en la etapa de falla. Como ahí se ve, la rigidez del suelo aumenta con los ciclos de carga-descarga aplicados. Cabe mencionar que cuando las deformaciones unitarias están por debajo de 0.0015% existe una zona en la que casi no cambia el valor de  $G$  pudiendo considerarse el comportamiento del material como lineal; sin embargo, al rebasar este valor,  $G$  se incrementa con los ciclos de carga-descarga.

Las curvas de rigidez-deformación para todos los ciclos de carga- descarga tienden a converger cuando las deformaciones unitarias axiales se incrementan y rebasan un cierto valor. En el caso del ensaye 09, por ejemplo, se observa lo anterior cuando las deformaciones unitarias axiales rebasan el 0.05%

En la [figura 5.15](#) se presentan las curvas de módulo de rigidez normalizado  $G/G_{max}$  versus la deformación unitaria axial de los ensayes en suelos reconstituidos con igual presión efectiva de confinamiento y diferentes velocidades de deformación en la falla, donde se observa que el módulo  $G$  aumenta con los ciclos de carga-descarga a pequeñas deformaciones menores de 0.05%, siendo este comportamiento muy similar al de los suelos naturales.

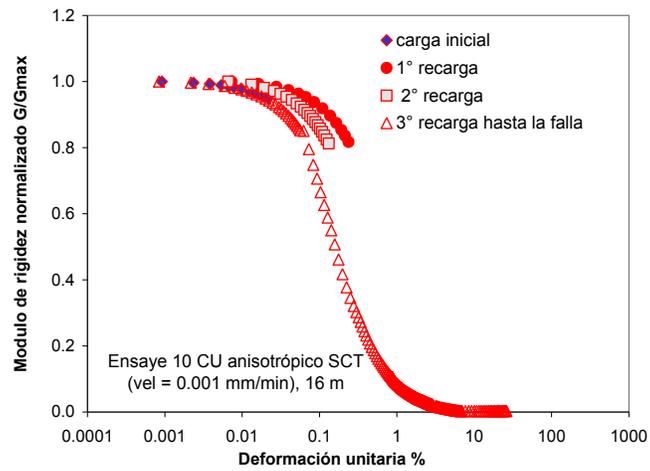
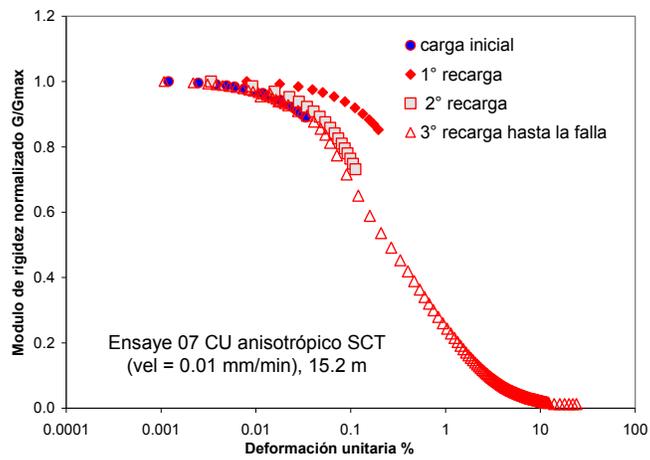
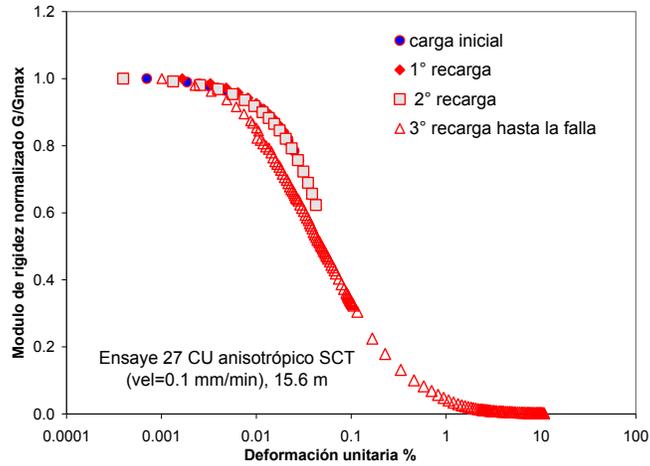
Las curvas de  $G/G_{max}$  versus la deformación unitaria axial del ciclo correspondiente a la tercera recarga hasta la falla de este grupo de muestras se presenta en la [figura 5.16](#). En esta gráfica se observa que al aumentar la velocidad de deformación de la prueba, también aumenta el módulo de rigidez  $G$ . Por otra parte, las gráficas de  $G/G_{max}$  de estos ensayes ponen en evidencia la influencia de los niveles de deformación unitaria axial alcanzados en cada uno de los ciclos de carga-descarga en el aumento del módulo de rigidez, ya que en estas muestras las deformaciones en los ciclos de carga-descarga fueron superiores al 0.05%, superando el rango de comportamiento lineal de estos materiales.

Tanto en suelos naturales como reconstituidos, los ciclos de carga-descarga afectan de manera similar al módulo  $G$  de ambos materiales. En efecto, el aumento de la velocidad de deformación de la etapa de falla influye directamente en el incremento del módulo  $G$  y a su vez, los ciclos de carga-descarga incrementan, también, el valor del módulo  $G$  pero a deformaciones pequeñas



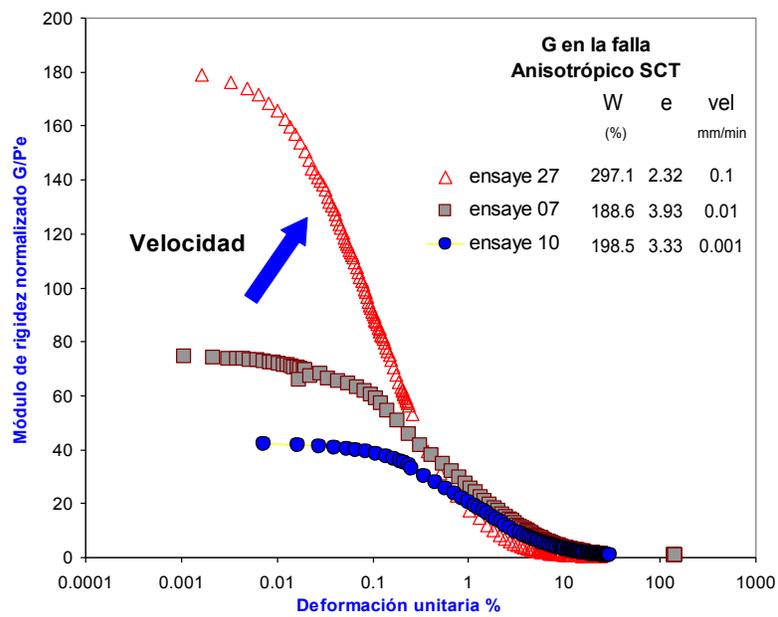
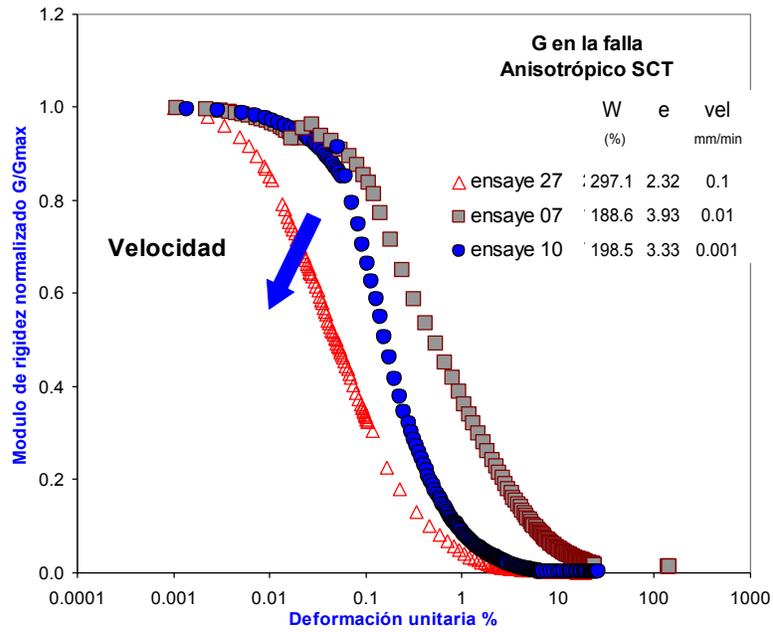
**Suelos naturales**

**Figura 5.11** Curvas de módulo de rigidez contra deformación de ensayos con consolidación anisótropa, misma presión efectiva de confinamiento ( $p'_v$ ) y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla



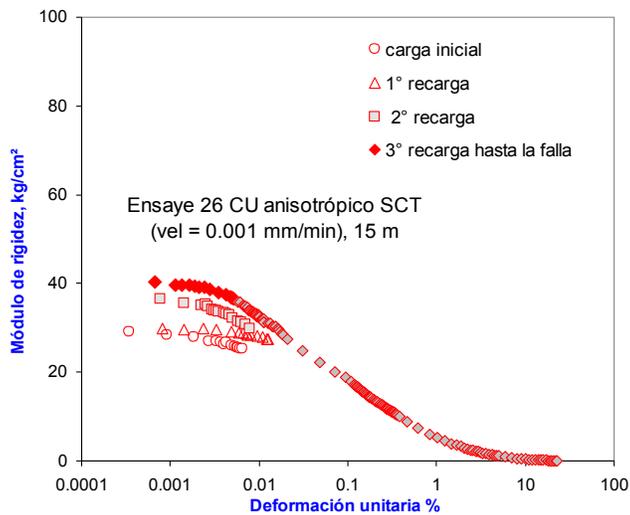
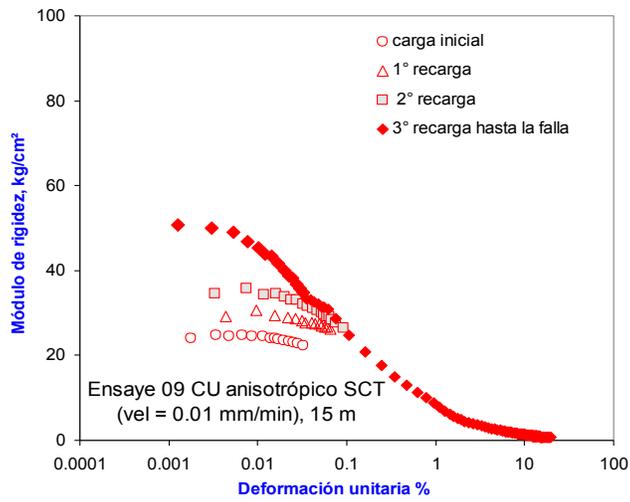
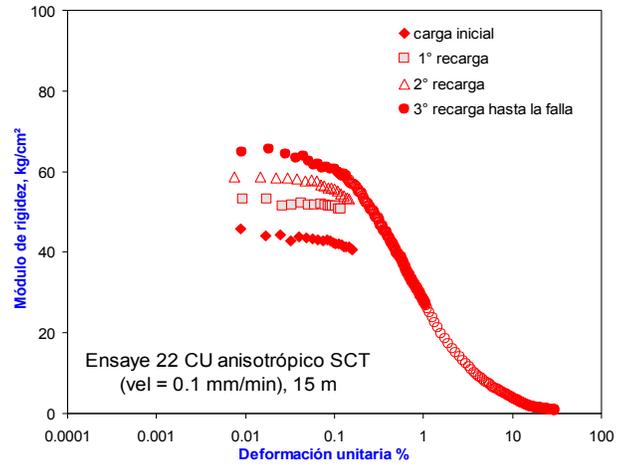
**Suelos naturales**

**Figura 5.12** Curvas de módulo de rigidez normalizadas contra deformación en ensayos con consolidación anisótropa, misma presión efectiva de confinamiento ( $p'_c$ ) y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla



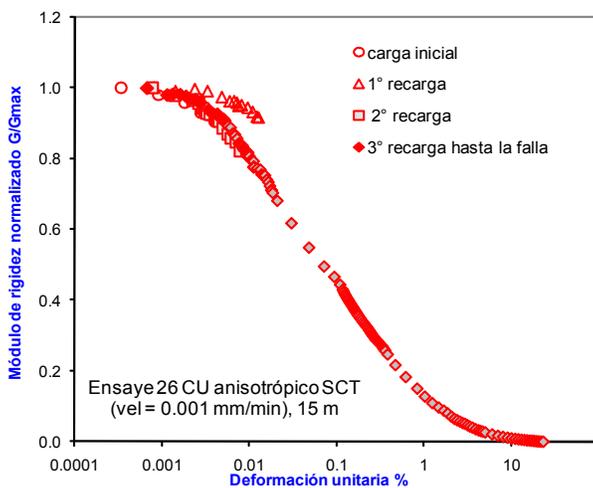
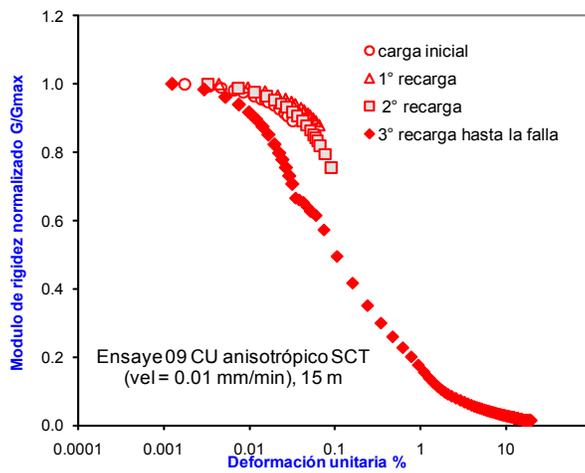
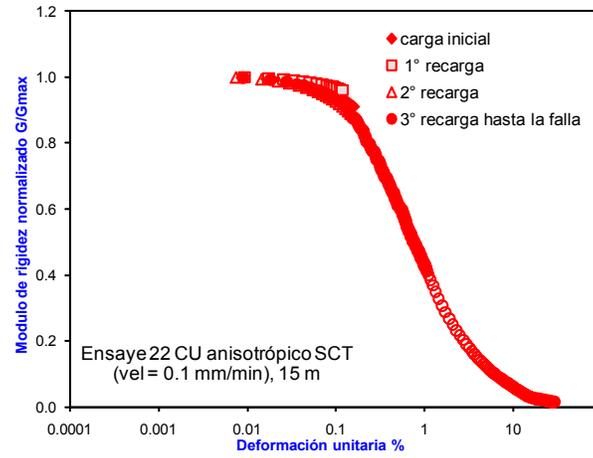
Suelos naturales

**Figura 5.13** Curvas de módulo de rigidez normalizadas contra deformación de ensayos con consolidación anisótropa, misma presión efectiva de confinamiento ( $p'_c$ ) y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla



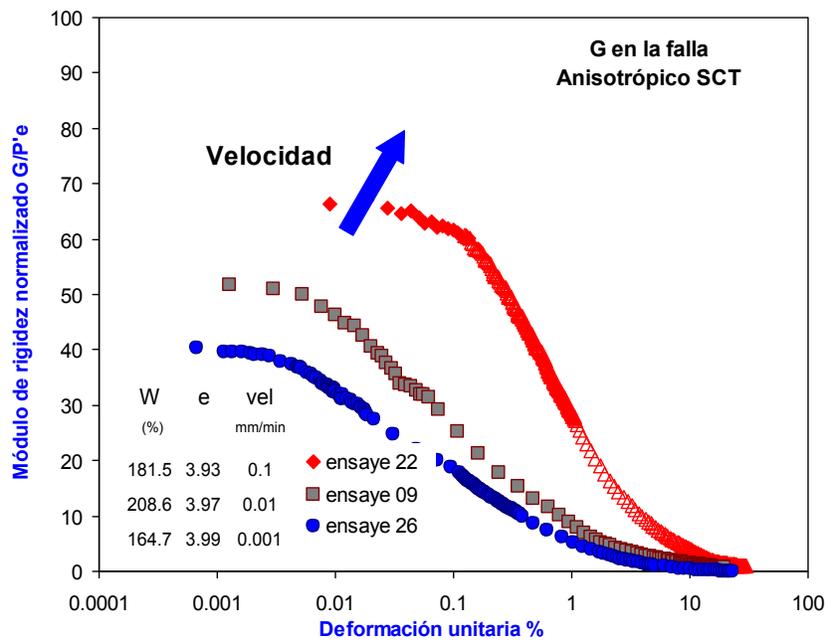
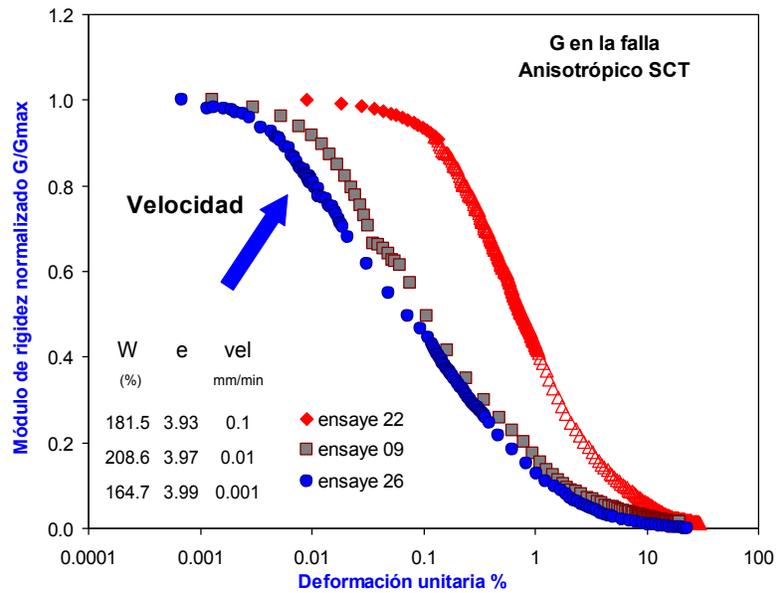
**Suelos reconstituidos**

**Figura 5.14** Curvas de módulo de rigidez contra deformación en ensayos con consolidación anisótropa, con la misma presión efectiva de confinamiento ( $p'_e$ ) y diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla



Suelos reconstituidos

**Figura 5.15** Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación en ensayos con consolidación anisótropa, misma presión efectiva de confinamiento ( $p'_c$ ) y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla



**Suelos reconstituidos**

**Figura 5.16** Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación en ensayos con consolidación anisótropa, misma presión efectiva de confinamiento ( $p'_e$ ) y con diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla

## 5.4.2 Influencia de la presión de confinamiento en el módulo de rigidez

### En suelo natural

La presión de confinamiento y los ciclos de carga-descarga tienen una influencia directa en el aumento del módulo de rigidez del material, como se observa en la [figura 5.17](#), donde se presentan las curvas del módulo de rigidez de los ciclos de carga-descarga aplicados, contra deformación unitaria axial de los ensayos 18, 19 y 24.

Al normalizar el módulo de rigidez  $G$  con respecto a  $G_{\max}$  se observa que en el rango de deformación unitaria axial comprendido entre 0.0008% y 0.005% la rigidez tiene un valor semejante en los diferentes ciclos de carga-descarga, como se observa en la [figura 5.18](#). La fragilización del material como consecuencia de los ciclos de carga-descarga también es notoria en esta figura ya que para el mismo nivel de deformación unitaria axial en los ciclos de carga-descarga, el ciclo de la tercera recarga deja ver una menor capacidad del material para soportar las deformaciones axiales subsecuentes.

La [figura 5.19](#) muestra las curvas de módulo de rigidez normalizado ( $G/G_{\max}$  y  $G/p'_e$ ) contra deformación unitaria axial del ciclo de carga correspondiente a la tercera recarga hasta la falla de los suelos ensayados con diferentes presiones efectivas de confinamiento, en donde se observa que las curvas de  $G/G_{\max}$  muestran una semejanza en su forma, excepto en el tramo comprendido entre 0.01 y 1% de deformación unitaria axial, donde la curva de  $G$  normalizada tiene una relación inversamente proporcional a la  $p'_e$ . Las magnitudes de  $G/G_{\max}$  de estas probetas a un nivel de deformación unitaria axial de 0.1% presentan una diferencia del 14%.

Los resultados mostrados pusieron de manifiesto que las deformaciones unitarias alcanzadas durante los ciclos de carga-descarga influyen en el comportamiento del material, como se aprecia en los resultados de los ensayos 24 y 18, en los cuales se superó el 0.08% de deformación unitaria axial durante los ciclos de carga y descarga previos a la falla, razón por la cual al ser normalizados con respecto a  $G_{\max}$ , las curvas descritas por estos ensayos se movilizan a la derecha con el incremento del módulo de rigidez, para luego continuar con la reducción gradual de  $G$  al aumentar de la deformación.

Al comparar las curvas normalizadas de  $G/p'_e$  de los ensayos efectuados a diferentes  $p'_e$  se observa que las curvas con mayor esfuerzo efectivo de confinamiento se encuentran por debajo de las de menor  $p'_e$ . Estas diferencias pueden explicarse debido a la influencia que tienen los ciclos de carga y descarga en la microestructura de las muestras como consecuencia de la consolidación anisótropa con  $K=0.5$ . El efecto de la presión efectiva de confinamiento sobre el incremento del módulo de rigidez de los suelos disminuye notablemente cuando las deformaciones unitarias axiales son mayores al 1%.

### En suelo reconstituido

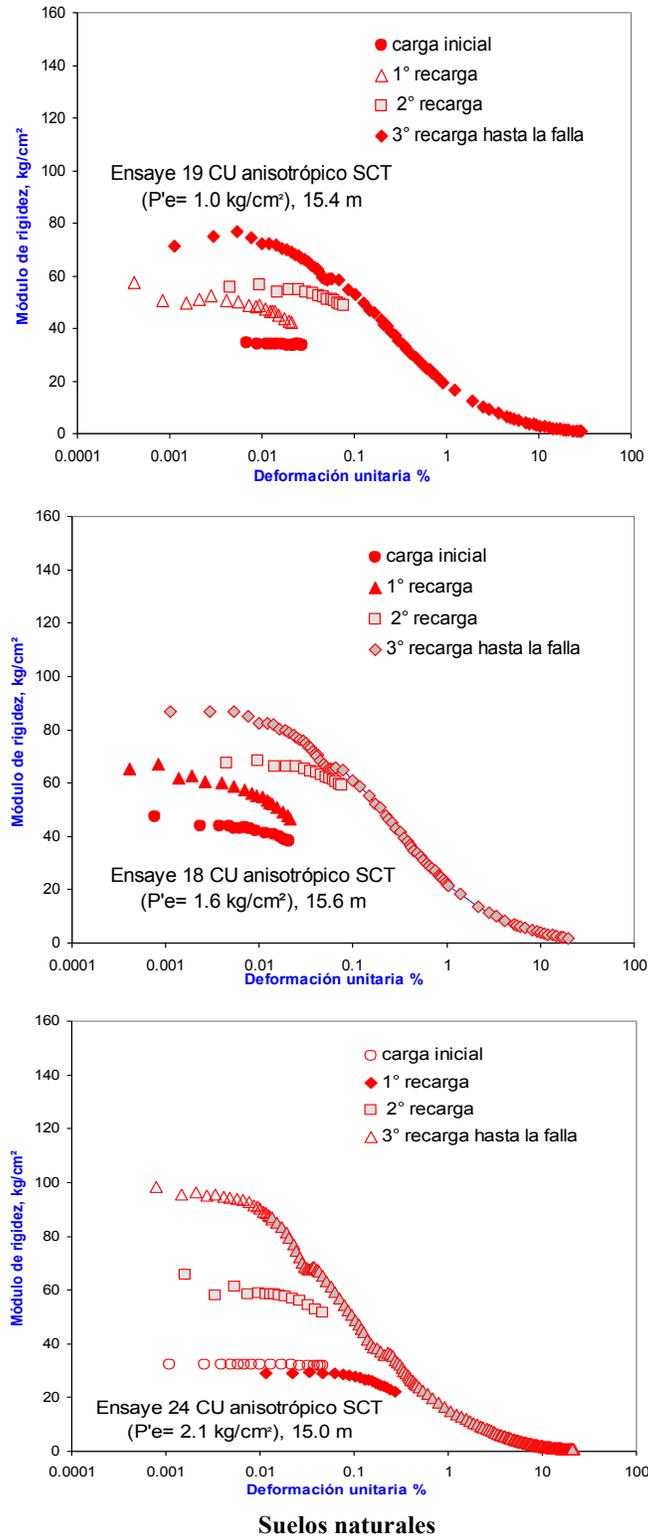
En la [figura 5.20](#) se presenta la variación del módulo de rigidez con la deformación unitaria axial para los ciclos de carga-descarga aplicados en los ensayos realizados con diferentes presiones

efectivas de confinamiento en los suelos reconstituidos, la cual muestra claramente que la rigidez del suelo aumenta con el esfuerzo efectivo de confinamiento y se incrementa con los ciclos de carga-descarga. En los ensayos 21 y 23 de esta serie se observa que en el ciclo de la tercera recarga hubo una caída relativamente rápida del módulo de rigidez en el intervalo de deformación unitaria axial de 0.01 a 0.05%, con una recuperación de  $G$  cuando se alcanzaron los valores de  $G$  de los ciclos de carga-descarga previos. En el ensayo 08 se observa que en los ciclos de carga-descarga se alcanzaron niveles de deformación del orden de 0.09% en los cuales el módulo  $G$  rebasó el comportamiento lineal del material y que generó un incremento de 65% del valor del módulo  $G$  promedio de los ciclos de carga-descarga anteriores.

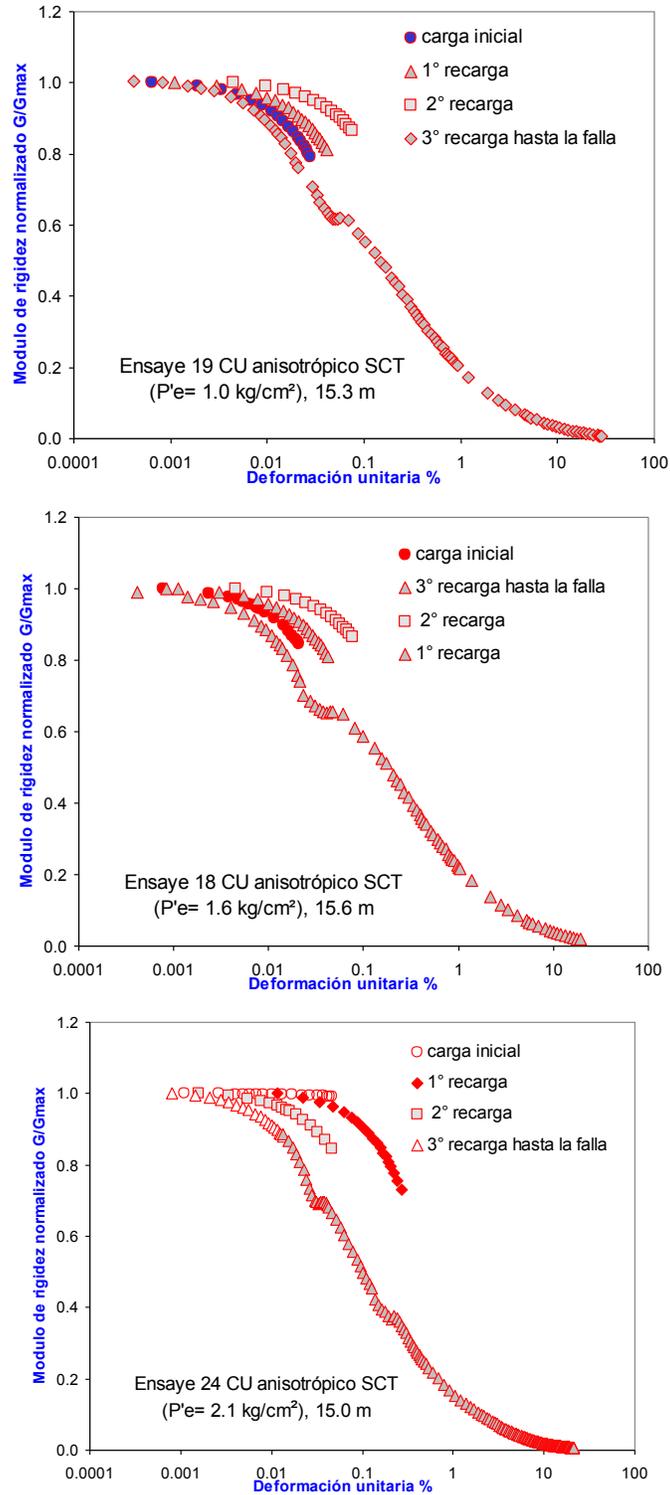
En la [figura 5.21](#) se muestran las curvas normalizadas de  $G/G_{\max}$  contra deformación unitaria axial. Se observa la rigidización de los suelos reconstituidos como consecuencia de los ciclos de carga-descarga. La rigidez de estos suelos se incrementa con el aumento de la presión efectiva de confinamiento; sin embargo, la normalización de  $G/G_{\max}$  durante los primeros ciclos de carga-descarga presentan un comportamiento similar durante los tres primeros ciclos de carga-descarga y que en el último ciclo de carga, las curvas normalizadas se desplazan hacia la izquierda ligeramente (tercera recarga hasta la falla). Los ensayos efectuados presentaron un cambio en la tendencia de  $G/G_{\max}$  cuando el nivel de deformación unitaria axial (del último ciclo de carga) alcanzó el valor máximo de  $\epsilon_a$  los ciclos de carga-descarga previos; como por ejemplo, en el ensayo 23 se perdió la rigidez ganada por los ciclos de carga-descarga al alcanzar una deformación unitaria axial de 0.05% en el último ciclo de recarga; siendo esta deformación máxima, la que corresponde al segundo ciclo de recarga (ver [figura 5.20](#), ensayo 23).

Los valores del módulo de rigidez normalizados  $G/G_{\max}$  y  $G/p'_e$ , correspondientes al ciclo de la tercera recarga hasta la falla de los ensayos realizados en suelos reconstituidos se presentan en la [figura 5.22](#). Se observa que las curvas de  $G/G_{\max}$  son muy parecidas pero no semejantes en el intervalo de deformación unitaria axial comprendido entre 0.008 y 1%, ya que  $G/G_{\max}$  de estos materiales en el rango mencionado es inversamente proporcional a la presión efectiva de confinamiento. Por otra parte, cuando la deformación unitaria axial es de 0.1%, la diferencia en la magnitud del módulo de rigidez normalizado es de 21%. En esta [grafica](#) se observa que para deformaciones mayores al 0.5%, las curvas son poco sensibles a los ciclos de carga-descarga aplicados y a la influencia de la presión efectiva de confinamiento. Las muestras de suelo ensayadas con mayor presión efectiva de confinamiento tienen una mayor rigidez cuando las deformaciones unitarias axiales son menores al 0.05%. En el caso de las gráficas de  $G/p'_e$ , se observa que la influencia de  $p'_e$  en el ciclo de falla de las muestras es significativo hasta un nivel de deformación unitaria axial de 0.05%; para magnitudes mayores de deformación unitaria axial la presión efectiva de confinamiento no influye de manera muy significativa en los valores de  $G/p'_e$ .

Las curvas del módulo de rigidez contra deformación unitaria axial, muestran que los suelos reconstituidos tienen una mayor sensibilidad a incrementar la magnitud del módulo de rigidez en los ciclos de carga-descarga que los suelos naturales. La presión efectiva de confinamiento afecta de manera similar en el aumento del módulo  $G$  a los suelos naturales y a los suelos reconstituidos empleados en estos ensayos.

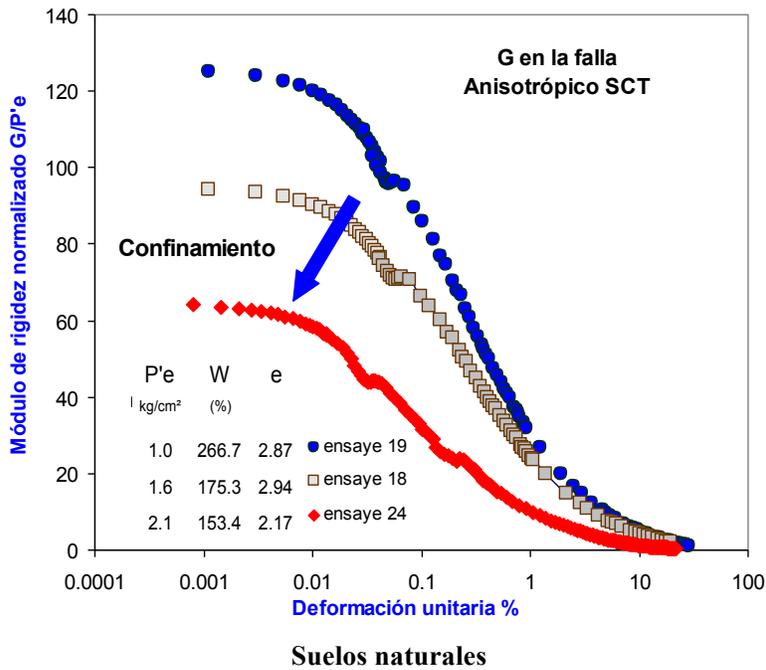
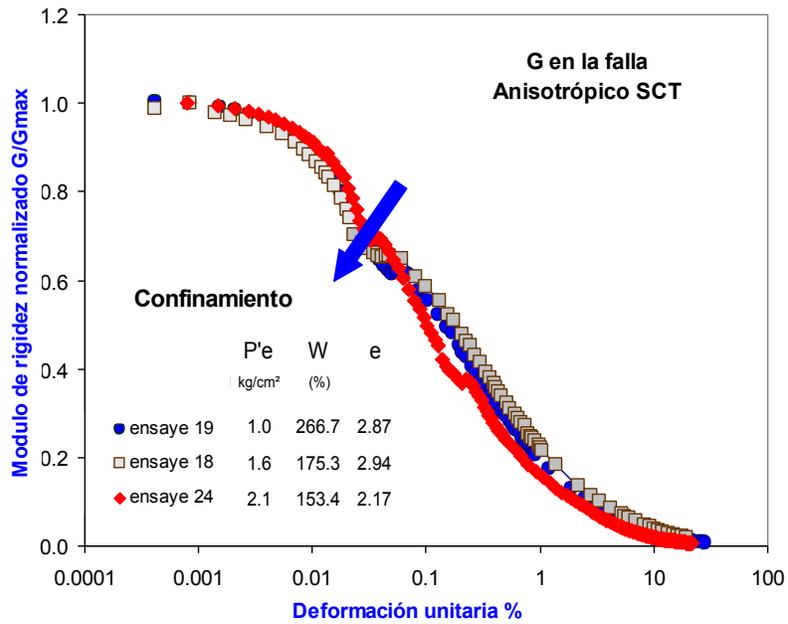


**Figura 5.17** Curvas de módulo de rigidez contra deformación en ensayos con consolidación anisotrópica, misma velocidad de deformación (0.01 mm/min) y diferentes presiones efectivas de confinamiento ( $p'_e$ )

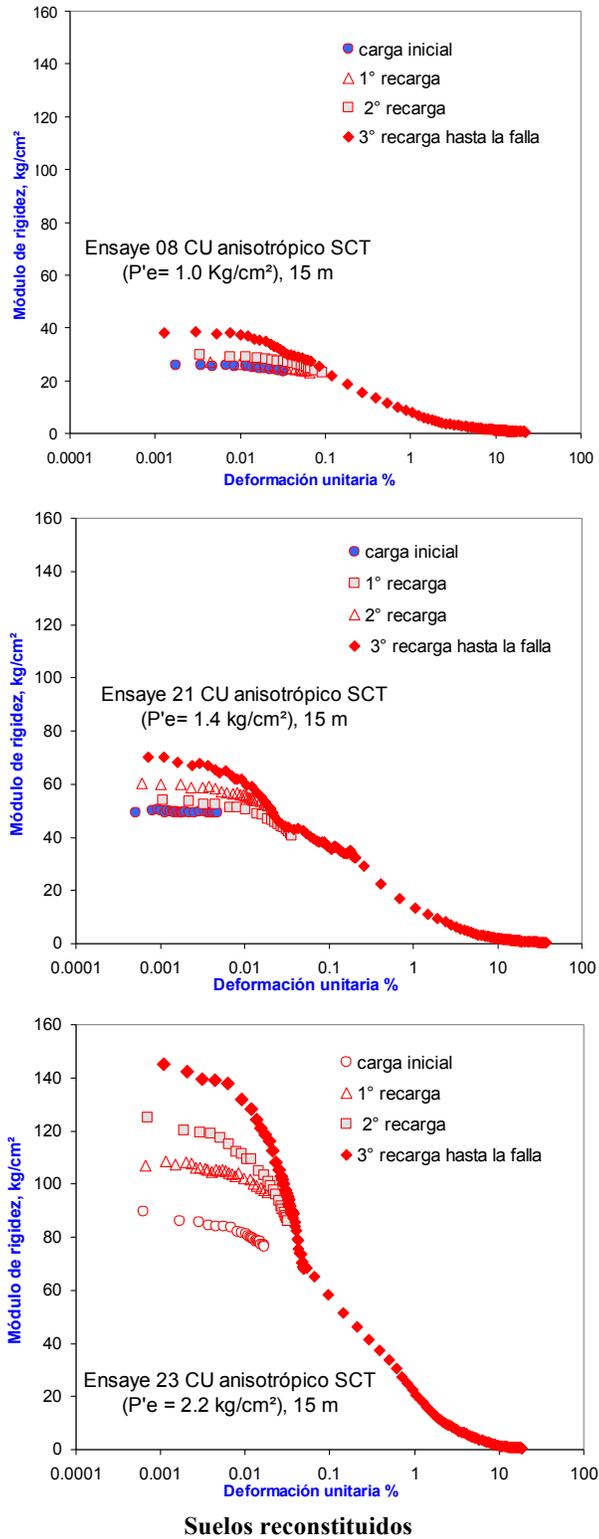


**Suelos naturales**

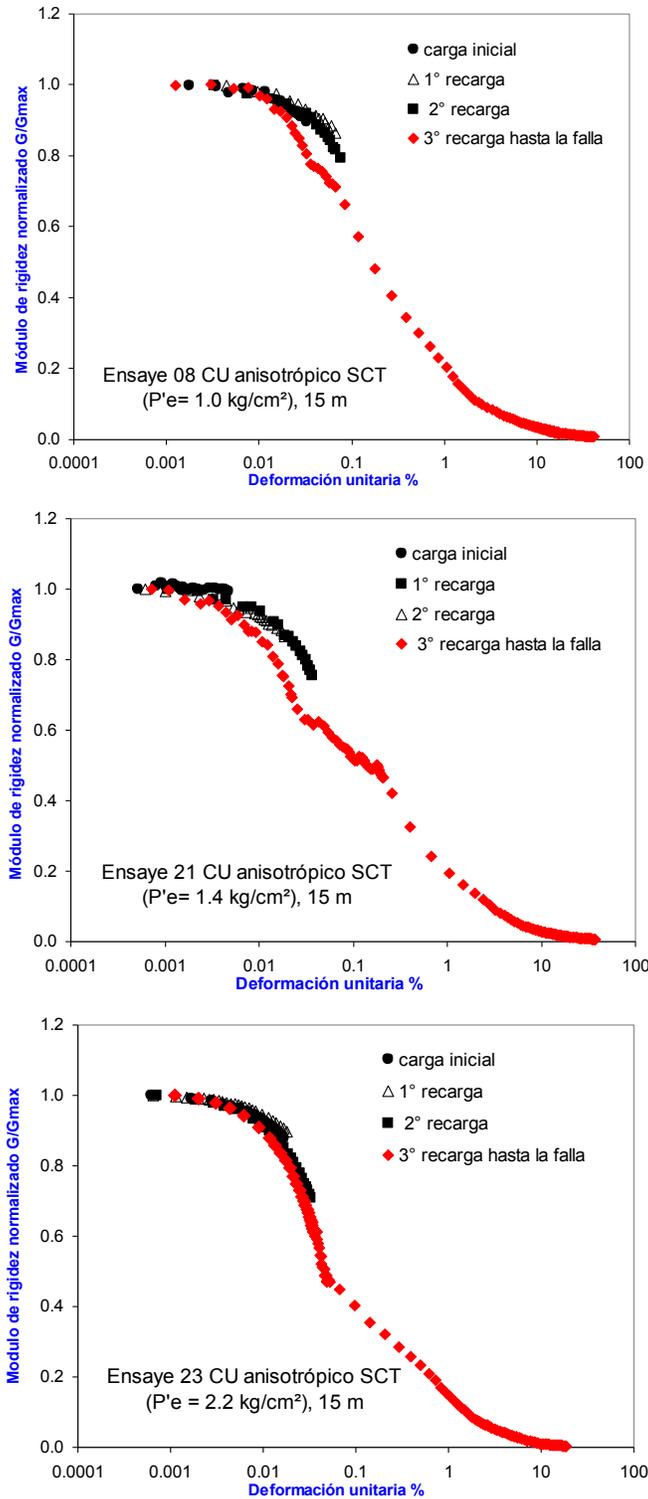
**Figura 5.18** Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación en ensayos con consolidación anisotrópica, misma velocidad de deformación (0.01 mm/min) y diferentes presiones efectivas de confinamiento ( $p'_c$ )



**Figura 5.19** Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación en ensayos con consolidación anisótropa, misma velocidad de deformación (0.01 mm/min) y diferentes presiones efectivas de confinamiento ( $p'_e$ )

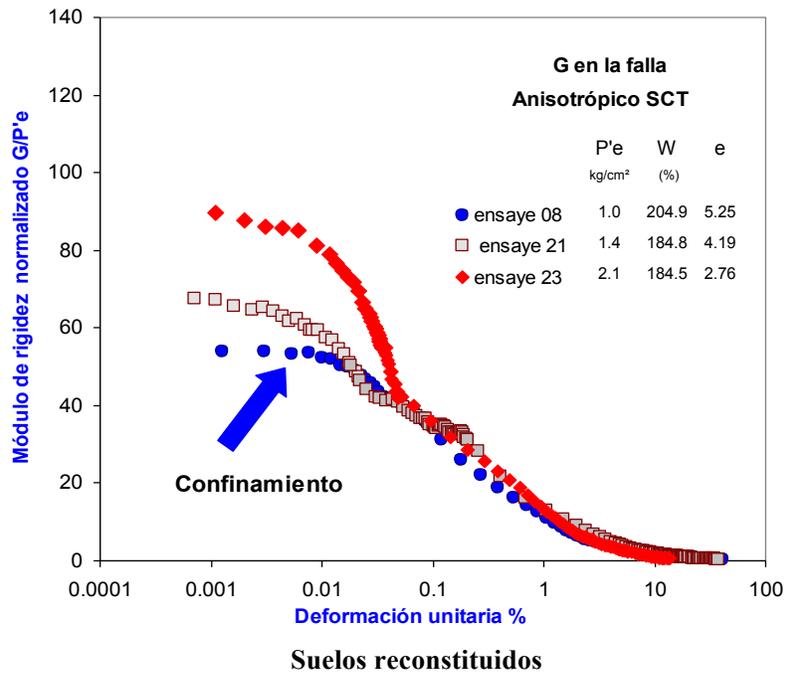
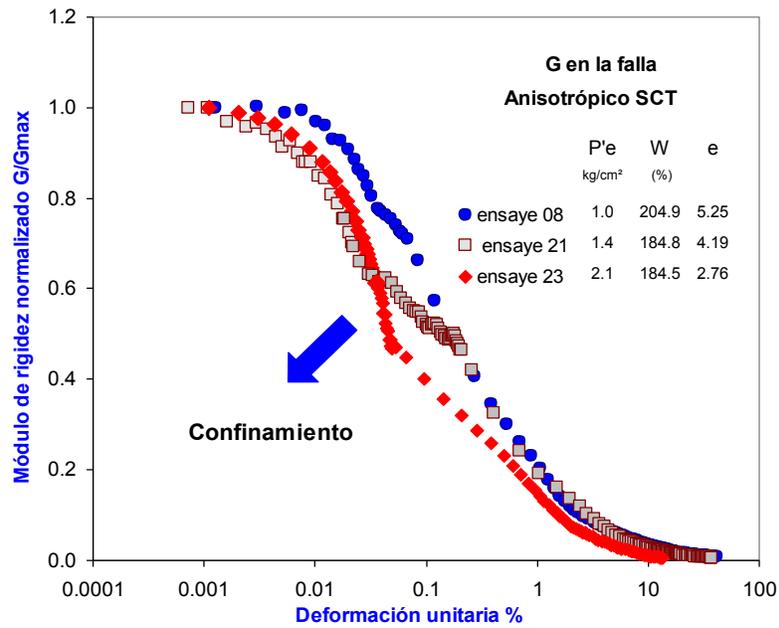


**Figura 5.20** Curvas de módulo de rigidez contra deformación en ensayos con consolidación anisótropa, misma velocidad de deformación en la etapa de falla y con diferentes presiones efectivas de confinamiento ( $p'_e$ )



**Suelos reconstituidos**

**Figura 5.21** Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación unitaria en ensayos con consolidación anisótropa, misma velocidad de deformación en la etapa de falla y con diferentes presiones efectivas de confinamiento ( $p'_e$ )



**Figura 5.22** Curvas de módulo de rigidez normalizado contra deformación unitaria en ensayos con consolidación anisótropa, misma velocidad de deformación en la etapa de falla y con diferentes presiones efectivas de confinamiento ( $p'_e$ )

### 5.4.3 Influencia de los ciclos de carga-descarga en el módulo de rigidez a pequeñas deformaciones

En la [figura 5.23](#) se presentan las graficas del módulo de rigidez versus la velocidad de deformación de los ensayos, donde se compara el módulo G en cada uno de los ciclos de carga-descarga para diferentes niveles de deformación unitaria axial logradas en cada ciclo (0.0001, 0.001, 0.01 y 0.1%).

La relación existente entre G y la velocidad de deformación en estos ensayos se ajusta a una función potencial, donde el incremento de la rigidez responde a un aumento de la velocidad de deformación aplicada en la prueba. Estas correlaciones potenciales se pudieron establecer en los suelos naturales como en los suelos reconstituidos. Se observa que los ciclos de carga-descarga influyen en el incremento del módulo G, es decir que aumenta con la aplicación de ciclos de carga-descarga.

La influencia de la velocidad de deformación en el aumento del módulo G en los suelos naturales va disminuyendo con el aumento de la magnitud de la deformación alcanzada en los ensayos, como se observa en las graficas de módulo de rigidez versus deformación del tercer y cuarto ciclo de recarga, donde las pendientes de estas curvas van disminuyendo con el aumento del nivel de deformación.

La velocidad de deformación, influye en mayor medida en el aumento del módulo de rigidez a pequeñas deformaciones en los suelos reconstituidos que en los suelos naturales. Esto se deduce al comparar las curvas del módulo G versus la deformación unitaria axial de estos materiales con las velocidades de 0.001 mm/min y 0.1 mm/min. En dichas curvas se observa que sus pendientes se incrementaron con los ciclos de carga-descarga, en mayor medida en los suelos reconstituidos que en los suelos naturales. Sin embargo, para niveles de deformación unitaria axial por encima del 1% la velocidad de deformación de influye significativamente en los valores de G.

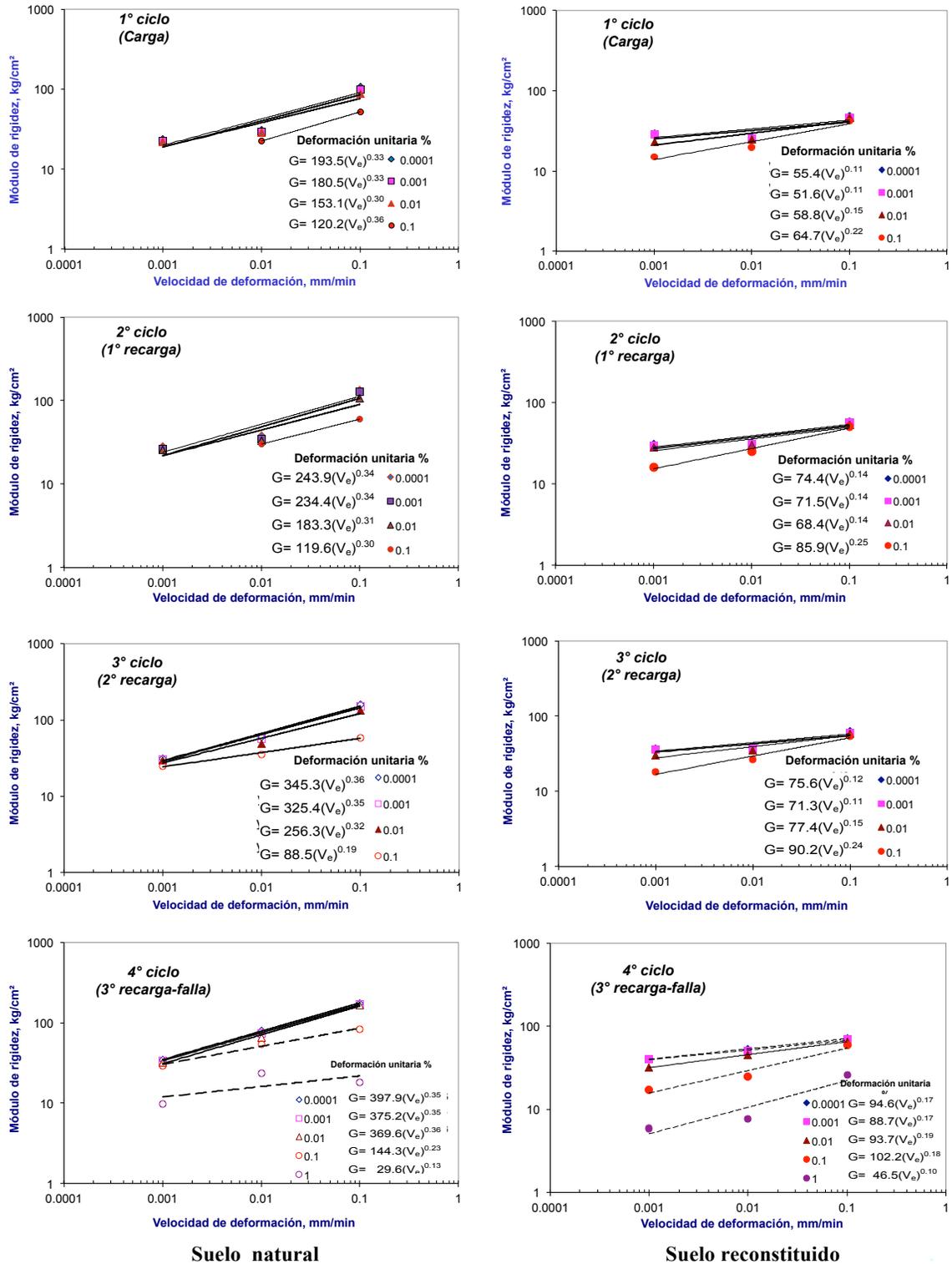
En la [figura 5.24](#) se presentan las gráficas de las relaciones existentes entre la presión efectiva de consolidación con el módulo de rigidez para cada uno de los ciclos de carga-descarga aplicados, a diferentes niveles de deformación alcanzados durante cada uno de estos ciclos (0.0001, 0.001, 0.01 y 0.1%). Se observa que la presión efectiva de consolidación influye en el aumento del módulo de rigidez en cada uno de los ciclos de carga-descarga, siendo esta relación expresada por ecuaciones del tipo potencial.

En los dos primeros ciclos de carga-descarga de los ensayos realizados en suelos naturales, el aumento de la presión efectiva de consolidación generó la disminución del módulo de rigidez G del material. Esto se debe a las diferencias microestructurales que se generan en las muestras como consecuencia de la consolidación anisótropa con  $K=0.5$ , donde las microfisuras y cristalinización de las partículas del material se activan y rompen respectivamente con las deformaciones axiales inducidas en la etapa de consolidación anisótropa y que se reflejan a pequeñas deformaciones unitarias en la etapa de falla.

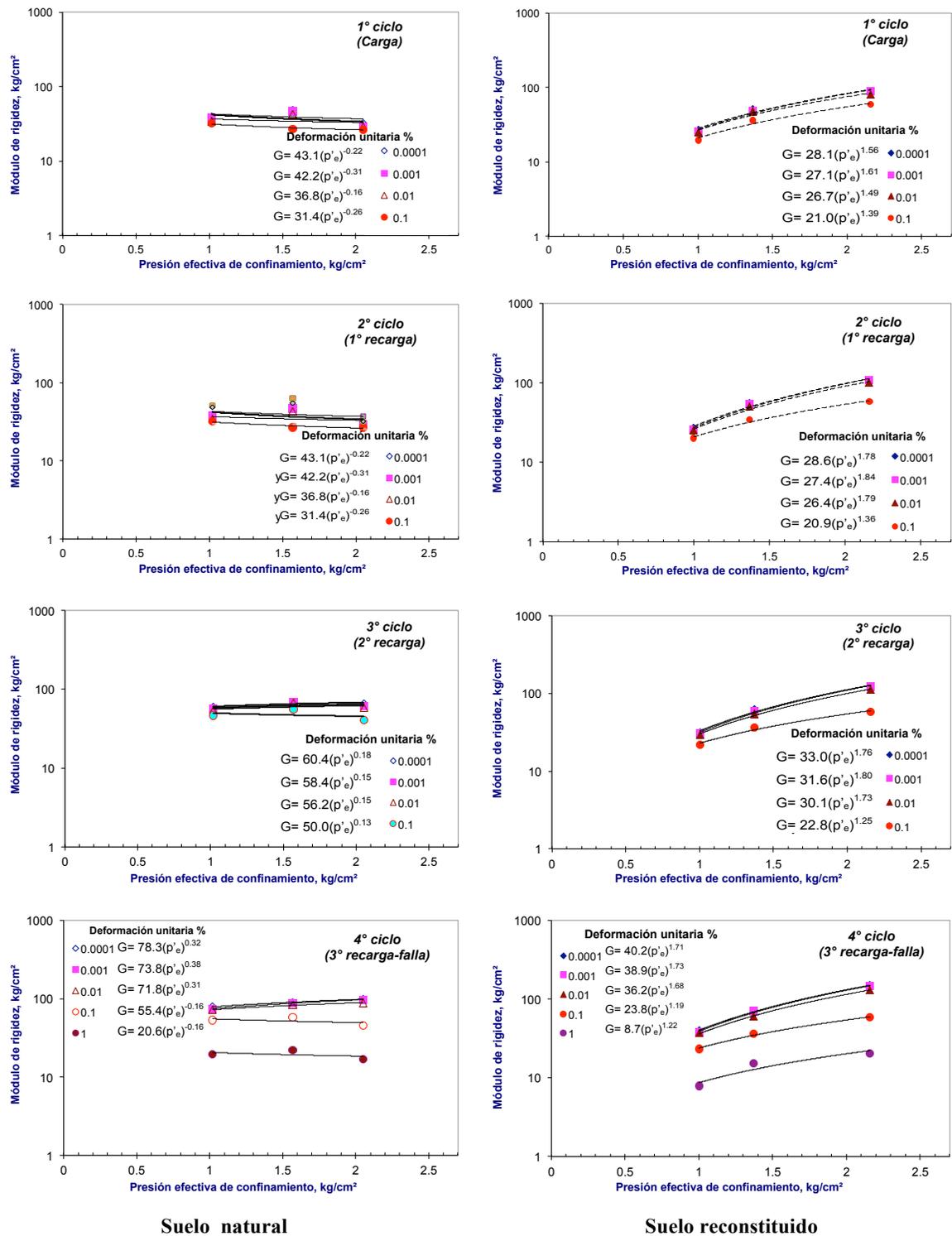
El incremento en la magnitud del módulo de rigidez G con el aumento de la presión de confinamiento es más significativo en los suelos reconstituidos que en los suelos naturales. A

su vez, el efecto de la degradación de  $G$  con el aumento de la deformación unitaria axial es mucho mayor en los suelos reconstituidos como se observa en la figura 5.24, en donde las pendientes de las curvas son mayores en los suelos reconstituidos y tienen una mayor pérdida del valor de  $G$  con el incremento del nivel de deformación unitaria axial como se observa, por ejemplo, en el cuarto ciclo de carga donde el valor de  $G$  del suelo reconstituido fue 18% menor que el valor de  $G$  para el mismo nivel de deformación unitaria axial de la muestra de suelo natural cuando la  $\epsilon_a$  fue del orden de magnitud del 1%.

De estos ensayos realizados se deduce que los ciclos de carga-descarga aplicados a las muestra de suelo natural y reconstituido aumentan la rigidez del material. Sin embargo, con la rigidización de los suelos ensayados, estos se hacen más frágiles, dado que pierde la rigidez incrementada por los ciclos de carga-descarga de manera abrupta cuando las deformaciones unitarias axiales aplicadas en los siguientes ciclos de carga superan los niveles de deformación ya inducidos al material en los ciclos de carga-descarga previos.



**Figura 5.23** Efecto de la velocidad de deformación y los ciclos de carga descarga en el módulo de rigidez para suelos naturales y reconstituidos, con consolidación anisótropa, sometidos a un esfuerzo efectivo de confinamiento de 1 kg/cm<sup>2</sup>



**Figura 5.24** Efecto del esfuerzo efectivo de consolidación y los ciclos de carga descarga en el módulo de rigidez de suelos naturales y reconstituidos, con consolidación anisótropa, sometidos a una velocidad de deformación unitaria de 0.01% y diferentes esfuerzos efectivo de consolidación ( $p'_e$ )



## **CAPÍTULO 6**

### **MODELO PROPUESTO**

#### **6.1 Bases teóricas del modelo**

Varios autores como Shofield y Wroth, Roscoe y Burland, Ducker, Wood y otros, han aplicado a los suelos los conceptos de plasticidad y la teoría del estado crítico. Para formular un modelo elasto-plástico del comportamiento del suelo se requiere definir: a) la superficie de fluencia; b) la regla de flujo plástico y c) la ley de endurecimiento. Wheeler et al (2003), plantearon un modelo elasto-plástico considerando una rotación en la curva de fluencia para poder describir la anisotropía del suelo como parte del endurecimiento del material.

#### **6.2 Conceptos generales de la plasticidad**

La teoría de la plasticidad usada para describir el comportamiento del material se basa en el estudio de las deformaciones las cuales se descomponen en una parte elástica y una plástica, esta última irreversible. El punto donde empiezan a desarrollarse las deformaciones plásticas se denomina punto de fluencia y para lograr un incremento en deformación es necesario aumentar el esfuerzo, lo que provoca el endurecimiento del material. El concepto de punto de fluencia puede generalizarse, de modo que todos los puntos conformen una superficie o curva de fluencia en el espacio de esfuerzos. Dicha superficie establece la frontera entre el comportamiento elástico y el plástico; además, que cualquier estado de esfuerzos se ubica dentro o sobre la superficie de fluencia. Se considera que la superficie de falla es una superficie de fluencia.

El modelo elasto-plástico, necesita establecer una relación entre el estado de esfuerzos y la deformación plástica, para lo cual se utiliza el concepto de flujo plástico. De acuerdo con esto, se define un potencial plástico en cualquier punto de fluencia, de modo que la dirección del incremento de flujo está dada por la dirección del gradiente máximo del potencial plástico. Así, la dirección del vector incremental de deformación plástica será perpendicular al potencial plástico en el punto del estado de esfuerzos, lo que se conoce en la literatura sobre el tema como la “regla de la normalidad”. La función que define el potencial plástico no es fácil de obtener, razón por la cual suele asumirse que es igual a la función de la superficie de fluencia, en cuyo caso se dice que la regla de flujo está asociada a la superficie de fluencia.

La mayoría de los modelos elasto-plásticos utilizan la superficie de fluencia como una expresión sencilla para simplificar el modelo; además, generalmente emplean la regla de flujo asociado. La descripción y modelación de los suelos con modelos elasto-plásticos suele utilizar los conceptos de la teoría del estado crítico.

El concepto de superficie de fluencia expresa, macroscópicamente, el estado límite del material sometido a una historia de esfuerzos, en donde la respuesta plástica depende de cuan lejos avanzó el estado de esfuerzos. Una superficie de estado límite no es necesariamente una superficie de falla (aunque puede serlo).

### **6.3 Algunos modelos constitutivos**

#### **6.3.1 Modelos elasto-plásticos**

La teoría del estado crítico se basa en el estudio de los mecanismos de disipación de la energía en la estructura del suelo, así como en la observación del comportamiento macroscópico de los mismos. El suelo en estado crítico experimenta deformaciones a volumen constante cuando el esfuerzo cortante también permanece constante (Schofield et al, 1968). El lugar geométrico del estado crítico en el espacio  $p'$ - $q$ - $e$  es llamado línea de estado crítico (CSL); la CSL se dibuja en tres dimensiones conformado por el esfuerzo desviador, el esfuerzo normal efectivo y la relación de vacíos. El lugar geométrico de la CSL depende de la relación de vacíos inicial. Todos los modelos elasto-plásticos basados en el concepto de estado crítico tienen definida una línea de falla o fluencia para muestras consolidadas isótropa o anisótopamente. Este modelo no usa el criterio de falla de Mohr Coulomb, aunque la CSL puede correlacionarse con el ángulo de fricción interna del estado crítico. Este modelo establece una relación unívoca entre la deformación plástica asociada y al incremento de esfuerzo.

La respuesta esfuerzo-deformación del suelo no solo depende del estado de esfuerzo actual sino también de la historia de esfuerzos reciente del suelo (Stallebrass, 1990). El comportamiento de suelos sometidos a una trayectoria de esfuerzos unidireccional se describe por modelos elasto-plásticos simples con relativa facilidad, pero en situaciones en las cuales la trayectoria de esfuerzos cambia de dirección no es tan fácil modelar su comportamiento, dada la dependencia no lineal elasto-plástica de la deformación en términos de los cambios de esfuerzo. El efecto de la historia de esfuerzos reciente queda determinado por la diferencia en la dirección de la carga, entre cada incremento de esfuerzos (Atkinson et al, 1978). Así el comportamiento esfuerzo-deformación depende de la historia previa de esfuerzos.

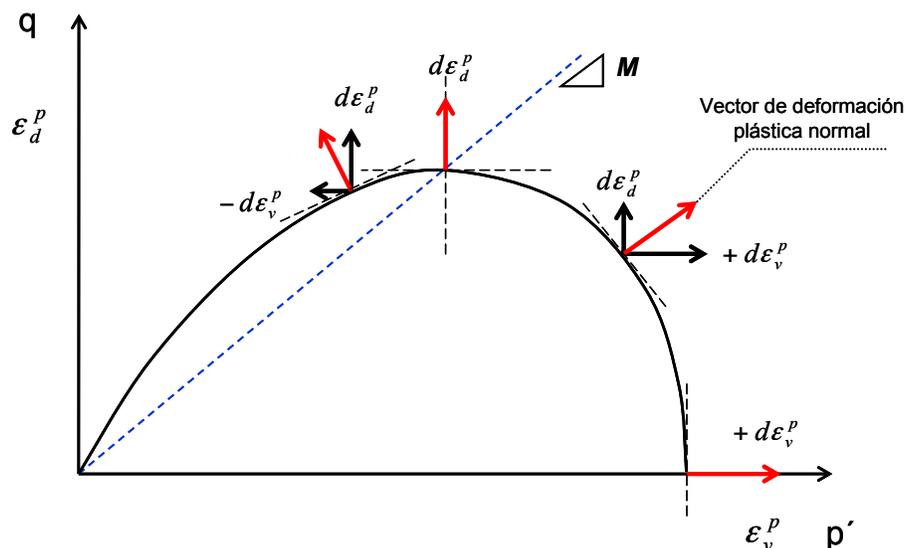
#### **6.3.2 Modelos isótropos Cam Clay modificado**

El modelo Cam Clay descrito por Roscoe et al (1958) y luego modificado (Roscoe y Burland, 1968), se basó en datos experimentales obtenidos de pruebas triaxiales en suelos remoldeados e isótopamente consolidados.

El lugar geométrico de la superficie de fluencia para el modelo de Roscoe et al, 1958; es una espiral logarítmica con su posición definida por  $p'_o$ , que es el esfuerzo de confinamiento. El lugar donde el esfuerzo cortante es máximo en la superficie de fluencia es aquel en el que su pendiente es horizontal, con una deformación plástica volumétrica nula. Además, la superficie de fluencia es

estacionaria en ese punto y corresponde al estado final o estado crítico independiente de las condiciones iniciales. Si los estados de esfuerzo del suelo están a la derecha del punto máximo de la superficie de fluencia, las deformaciones plásticas volumétricas son positivas y el endurecimiento está asegurado; pero si el punto de la curva de fluencia se encuentra a la izquierda del punto de la curva con pendiente horizontal, la deformación plástica volumétrica será negativa con el incremento de las deformaciones sin incremento del esfuerzo desviador (respuesta blanda) (figura 6.1). El modelo de Cam Clay asume que cuando el estado de esfuerzos coincide con la superficie de fluencia, la deformación elástica por cortante es cero y el suelo disipa la energía aplicada por las deformaciones plásticas de cortante; por otro lado el modelo de Cam Clay modificado asume que la disipación de la energía es simultánea para las deformaciones elásticas y plásticas por cortante y que la curva descrita es elíptica.

La combinación particular de esfuerzos, presentes en el suelo, con la cual se alcanza la curva de fluencia determina el vector incremental de deformación plástica con el que se alcanza dicha superficie. El estado de esfuerzos presente está asociado a una deformación plástica volumétrica  $d\varepsilon_v^p$  y a una deformación plástica por cortante  $d\varepsilon_d^p$  cuyas magnitudes son paralelas a los ejes de  $p'$  y  $q$ . Las componentes  $d\varepsilon_v^p$  y  $d\varepsilon_d^p$  forman un vector incremental de deformación plástica ortogonal a la superficie de fluencia, a lo cual se le conoce como la ley de flujo asociado.



**Figura 6.1.** Deformaciones plásticas volumétricas asociadas al vector incremental normal a la superficie de fluencia

### 6.3.3 Modelos anisótropos

Los suelos son materiales naturalmente anisótropos, dado que en general el esfuerzo efectivo horizontal es más pequeño que el esfuerzo vertical (coeficiente de presión lateral en reposo  $k_0$  es de 0.35 a 0.75 para la mayoría de los suelos). La implicancia de este proceso de depositación es la asimetría de la superficie de fluencia con respecto al esfuerzo efectivo normal. Una superficie de fluencia no simétrica refiere que la rigidez y la resistencia del suelo, en la dirección vertical, son significativamente diferentes a estas mismas propiedades medidas en dirección horizontal. En un material anisótropo es importante conocer la dirección de los esfuerzos principales porque influye en la magnitud del esfuerzo cortante movilizado.

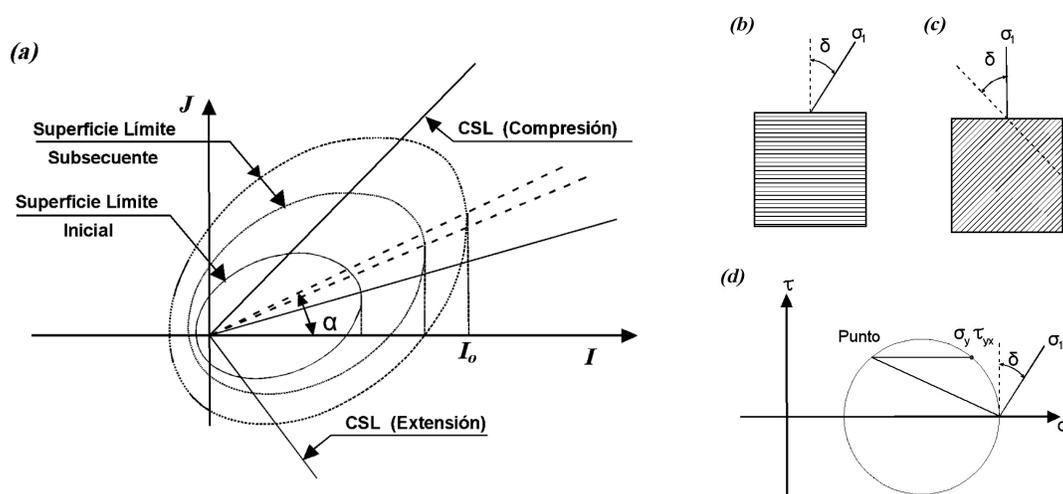
### 6.3.4 Modelos de superficie de fluencia

El concepto de una superficie de estado límite con una dependencia plástica fue descrito por Dafalias y Popov (1976), con reglas de comportamiento isótropo que permiten simular las deformaciones irreversibles durante ciclos histeréticos de esfuerzos. Dafalias et al (1982) investigaron el comportamiento de suelos durante la aplicación de cargas monotónicas en los cuales el incremento de las deformaciones irreversibles requiere de reglas de flujo no asociado, las cuales se definen por una sola superficie de estado límite plástico. La superficie de estado límite expresa, macroscópicamente, un estado final del material que depende de la historia de esfuerzos y que su respuesta plástica depende de qué tan lejos se encuentre el estado de esfuerzos de la superficie límite.

Ovando, (1992) analizó el comportamiento no drenado de arenas sueltas donde empleó el concepto de superficies de estado límite en mecánica de suelos como la separación entre los estados de esfuerzos posibles de los no posibles de los materiales en el espacio normalizado de esfuerzos. En los estados previos a la fluencia se aplican las leyes constitutivas de los geomateriales, las cuales marcan las condiciones permisibles de la relación esfuerzo y deformación en determinadas condiciones. El concepto de superficie de estado límite se apoya en la idea de que el estado esfuerzos al interior de esta superficie está restringido al dominio del comportamiento elástico en el cual el módulo de rigidez no tiene cambios significativos. Una vez que los esfuerzos alcanzan la superficie de fluencia, se producen las deformaciones plásticas con el consiguiente cambio en las propiedades del material, dando origen a una función de endurecimiento particular.

Bardet, (1986) refiere que las deformaciones plásticas pueden desarrollarse en un estado de esfuerzos al interior de la superficie límite, en donde se define la contribución elástica de la deformación en función de la compresibilidad, el módulo de rigidez y coeficiente de Poisson, ignorando la posible degradación de las propiedades elásticas durante las deformaciones irreversibles. La superficie de estado límite se basa en el estado crítico del material y en la observación de las características de estado del mismo, en donde los esfuerzos y la relación de vacíos son forzados a converger donde se puede considerar el último estado de control, la evolución de la superficie de estado límite.

Ling et al (2002), plantean un modelo de superficie límite elasto-plástica para suelos cohesivos considerando que el comportamiento esfuerzo-deformación y la respuesta del exceso de presión de poro son afectados por la anisotropía. Las arcillas presentan propiedades anisótropas que son inherentes a su génesis y a las condiciones iniciales a las que son inducidas. Los suelos presentan dos tipos de variación en la resistencia basados en la inclinación del esfuerzo principal o plano de depositación (figura 6.2.a): La resistencia es grande para planos inclinados verticales pero es reducida para planos rotados y muy pequeña para planos horizontales como lo reportan Duncan et al, (1966) y Lo, (1965) (figura 6.2.b y 6.2.c). Para condiciones donde la plano del esfuerzo principal está rotado se requiere de un dispositivo para la aplicación apropiada de esfuerzo cortante para generar condiciones anisótropas (figura 6.2.d).



**Figura 6.2.** Superficie de fluencia del modelo de Ling (2002)

El conocimiento de las deformaciones plásticas inducidas por la anisotropía permitió el desarrollo de nuevos modelos constitutivos; Nova (1986), Dafalias (1986 & 1987), Davies & Newson (1993) y Whittle and Kavvas (1994) usaron la elasto-plasticidad para incorporar las deformaciones plásticas iniciales generadas por la anisotropía. La rotación o leyes de endurecimiento se emplearon en estos modelos para describir el cambio del esfuerzo y las deformaciones plásticas en la anisotropía. Di Prisco et al (1993) fueron los primeros en aplicar una ley de endurecimiento traslacional (cinemática) junto con la ley de endurecimiento de rotación.

Algunos de los modelos anteriores que consideran una ley de endurecimiento de rotación para simular el desarrollo o formación de los suelos, suponen que los cambios en la inclinación de la superficie de fluencia están totalmente relacionados con el desarrollo de deformaciones volumétricas plásticas. El papel de las deformaciones angulares plásticas es ignorado en el proceso del cambio de estructura debido a la carga. Wheeler et al (2003) argumentan que esto parece poco probable físicamente y pueden causar pronósticos poco realistas bajo la dirección de planos de falla

## 6.4 Modelo elasto-plástico de Cam Clay

El modelo elasto-plástico de Cam Clay supone una superficie última en la cual el cortante plástico puede continuar indefinidamente sin cambios de volumen o esfuerzos efectivos, cuya condición de plasticidad es el estado crítico que puede expresarse como:

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_q} = 0 \quad (6.1)$$

Estos estados críticos se alcanzan con la relación de esfuerzos efectivos:

$$\frac{q_{cs}}{p'_{cs}} = \eta_{cs} = M \quad (6.2)$$

Cuando  $\eta=M$  existe una condición límite, un estado crítico, donde las deformaciones plásticas están ocurriendo, ya que esta condición refiere la máxima relación de esfuerzos efectivos en donde el esfuerzo cortante plástico puede ocurrir sin mayor contracción o expansión de la superficie de fluencia. La superficie de estados críticos en el plano de esfuerzos  $p':q$  es la línea que une los máximos de la superficie de fluencia llamada línea del estado crítico (figura 6.3.a) donde  $\eta=M$ , y la figura 6.3.a puede expresar el comportamiento de un ensaye no drenado de una arcilla normalmente consolidada.

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{M^2}{(M^2 + \eta^2)} \quad (6.3)$$

Cada superficie de fluencia ( $v_l$ ) se asocia a la línea de carga-descarga ( $url$ ) en el plano de compresión  $p':v$  (figura 6.3.b) y su extremo está en  $p'=p'_0$ . La línea de compresión normal es recta en el plano semi-logarítmico (figura 6.3.c). Así la línea de carga-descarga particular que corresponde a la superficie de fluencia con tamaño  $p'_0$  es:

$$v = N - \lambda \ln(p'_0) + k \ln\left(\frac{p'_0}{p'}\right) \quad (6.4)$$

Para un esfuerzo medio  $p'=p'_{cs}=p'/2$ , el volumen específico es

$$v_{cs} = N - \lambda \ln(2p'_{cs}) + k \ln(2) \quad (6.5)$$

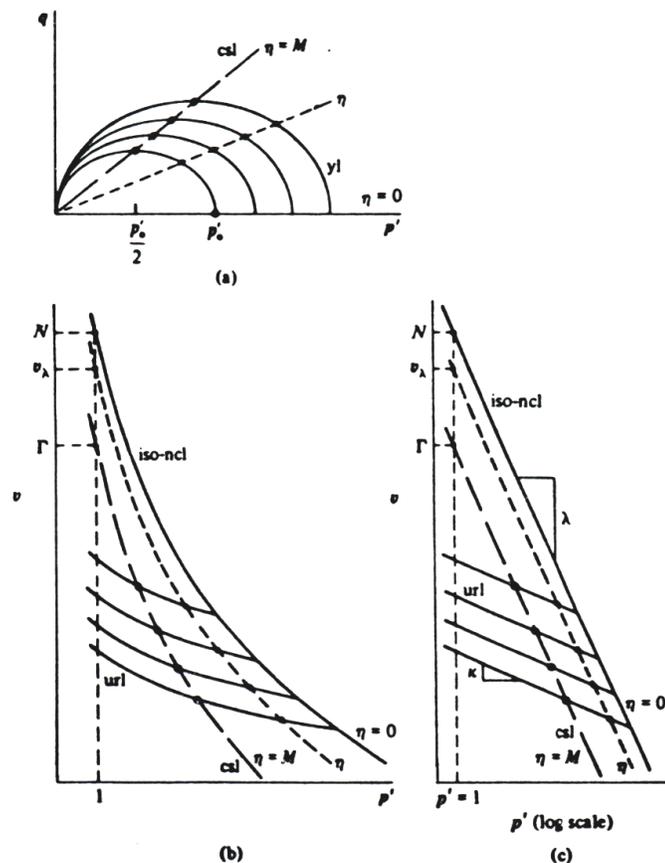
Cada combinación de estado crítico para  $p'_{cs}$  y  $q_{cs}$  en el plano de esfuerzos efectivos se asocia a una combinación de estados de  $p'_{cs}$  y  $v_{cs}$  en el plano de compresión  $p':v$  (figura 6.3. a, b). La línea que une los estados críticos con la ecuación 6.5 se puede escribir.

$$v_{cs} = \Gamma - \lambda \ln(2p'_{cs}) \quad (6.6)$$

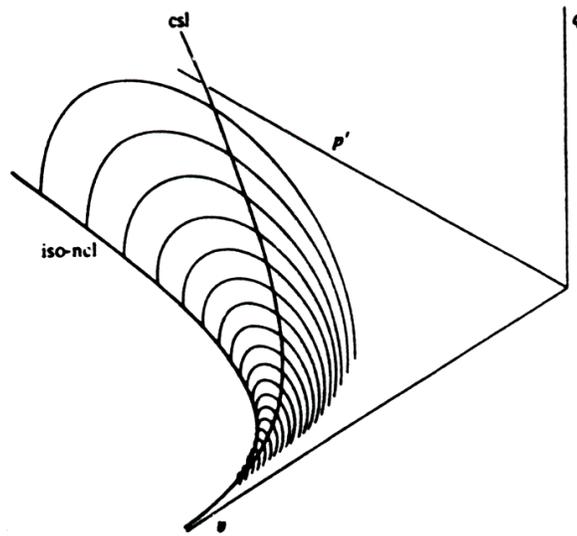
Donde

$$\Gamma = N - (\lambda - k) \ln(2) \quad (6.7)$$

Esta es la línea del plano de compresión para una separación vertical constante  $v$ ,  $(\lambda - k) \ln(2)$ , paralela a la línea de compresión normal en el plano  $v: \ln(p')$  de la [figura 6.3.c](#), la cual une las combinaciones de  $p'_{cs}$  y  $v_{cs}$  correspondientes a un estado de esfuerzos efectivos en la cual ocurren deformaciones plásticas con  $\eta = M$ . La constante  $\Gamma$  es el volumen específico que intercepta a  $p'_{cs} = 0.1 \text{ kg/cm}^2$  (presión de referencia arbitraria). Los estados críticos ocurren cuando las combinaciones de  $p'_{cs}$ ,  $q_{cs}$  y  $v_{cs}$  satisfacen simultáneamente las [ecuaciones 6.2 y 6.6](#), usando los tres ejes ortogonales, la combinación de esfuerzos y volumen específico puede dibujarse como se muestra en la [figura 6.4](#), en la cual la línea del estado crítico es una sola línea curva.



**Figura 6.3.** a) Línea de estado crítico e intersección de la superficie de fluencia con la línea  $q/p' = \eta$  de un ensaye triaxial no drenado. b) Línea de estado crítico asociada a las líneas de carga-descarga en el plano de compresión  $v: \ln p'$ ; c) Líneas de carga - descarga en el plano de compresión  $v: \ln p'$ .



**Figura 6.4.** Esquema tridimensional de la línea de consolidación virgen (ncl), de la línea de estado crítico (csl) y de la superficie de fluencia del modelo Cam Clay

## 6.5 Comportamiento del material según la teoría del estado crítico

Este modelo plantea que existe una relación lineal entre el volumen específico  $v$  y el  $\ln(p')$  en la rama de compresión virgen y otra en la rama de expansión o descarga. La pendiente de la línea de consolidación virgen  $\lambda$  y la pendiente de la línea de descarga  $\kappa$  se describieron en la Tabla 3.5 del capítulo tres. Las relaciones entre el volumen específico  $v$  y el  $\ln(p')$  para puntos situados sobre la línea virgen de consolidación y la línea de estado crítico se pueden expresar con:

$$v_0 = N - \lambda \ln(p'_0) \quad (6.8)$$

$$v_f = \Gamma - \lambda \ln(p'_f) \quad (6.9)$$

Donde  $v_0$  es el volumen específico para la rama virgen,  $N$  es el volumen específico definido por la intersección de la línea de consolidación virgen con la presión de referencia arbitraria  $p'_0 = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ ;  $v_f$  es el volumen específico para la línea de estado crítico y  $\Gamma$  es el volumen correspondiente a la intersección de la línea de estado crítico con la presión de referencia (figura 6.3.b, figura 6.3.c). De las figuras presentadas en el inciso 3.6, 4.2 y Anexo B, se obtuvieron los valores experimentales de estos parámetros  $\Gamma$  y  $N$ .

Romo y Ovando (1989) relacionan estos volúmenes específicos para diferentes muestras de suelo mediante las expresiones 6.10 y 6.11, las cuales se presentan en la figura 6.5 donde se incluyen los resultados obtenidos para otras arcillas, (Echeverri 1996; Giraldo, 1996) y los obtenidos de este trabajo. Se concluye que los materiales ensayados cumplen con la relación 6.10 y que la relación empírica planteada por Romo et al (1989) para relacionar  $\lambda$  en términos de  $W$  y  $LL$  (ecuación 6.11) también se aplica para los materiales con consolidación isótropa como anisótropa de este estudio:

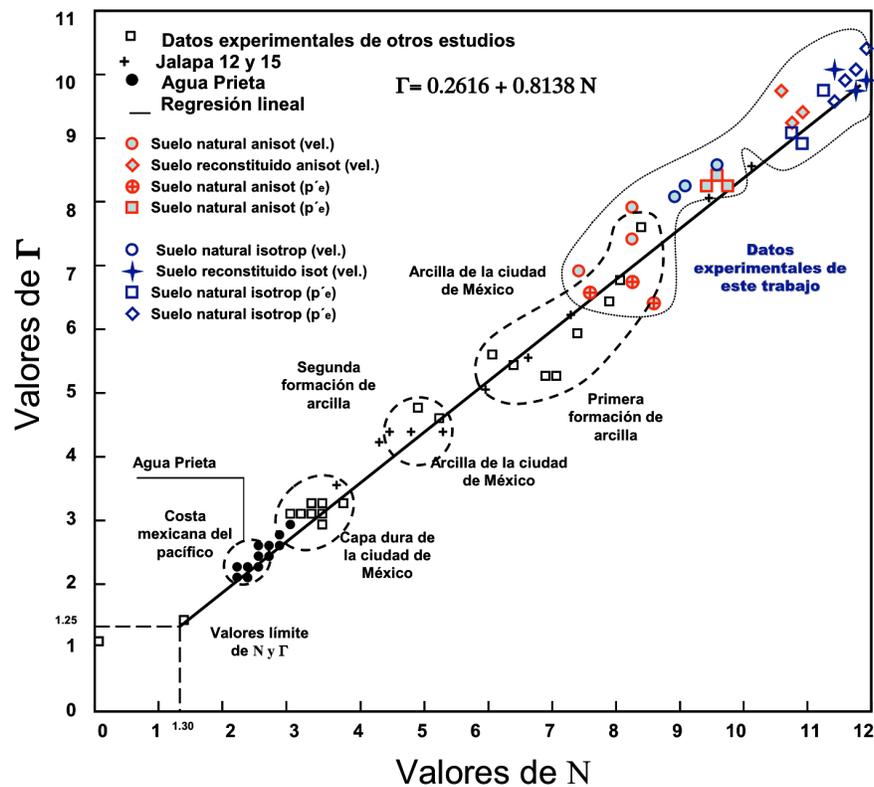
$$\Gamma = 0.2616 + 0.8138N \quad (6.10)$$

$$\lambda = w.[\exp(0.508LL - 1.693)] \quad (6.11)$$

Los resultados de los valores calculados con la [ecuación 6.11](#) para este estudio se muestran en la [figura 6.6](#). Por otra parte, también, sugirieron una relación entre  $N$  y el esfuerzo vertical efectivo in situ, cuya relación es:

$$N = (1 + e) + \lambda \ln(p') \quad (6.12)$$

Los resultados de este trabajo se incluyen en la [figura 6.7](#) en donde se encuentran los datos reportados por Echeverri (1996) y Giraldo (1996). En la [tabla 6.1](#) se presentan los valores experimentales y calculados por el modelo del estado crítico para los ensayos realizados en este trabajo.



**Figura 6.5** Relación entre  $\Gamma$  y  $N$  de los datos experimentales presentados por Echeverri (1996) y Giraldo (1996), donde se incluyen los datos de este trabajo

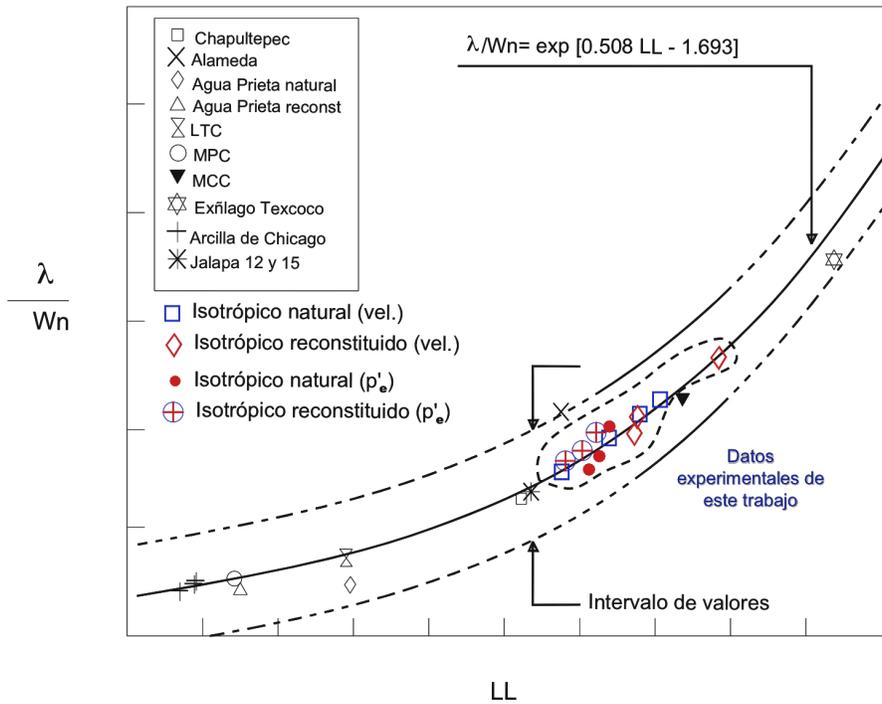


Figura 6.6 Relación entre la pendiente del estado crítico y el límite líquido de los datos presentados por Giraldo (1996) donde se incluyen los datos obtenidos de este trabajo

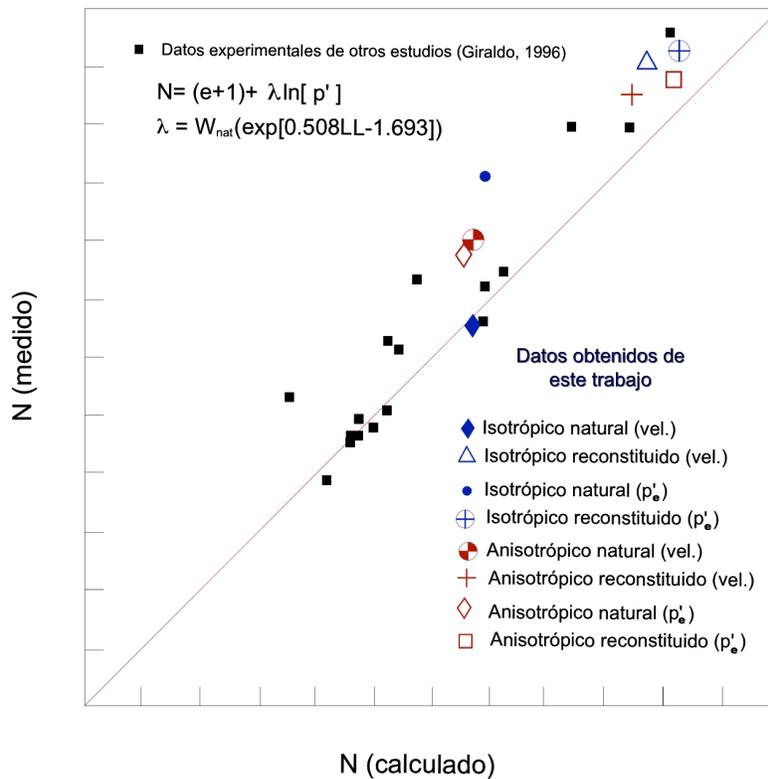


Figura 6.7 Comparación entre los valores de N medidos y calculados

Tabla 6.1 Parámetros del estado crítico de los ensayos realizados

Tipo de ensaye	Variable	ensaye	Experimental														Calculado														
			M	vel	P <sub>o</sub>	P <sub>o</sub>	P <sub>o</sub>	P <sub>f</sub>	P <sub>t</sub>	q <sub>f</sub>	U <sub>f</sub>	Su	N	Γ	λ	LL	e <sub>i</sub>	e <sub>o</sub>	w <sub>i</sub>	w <sub>n</sub>	N	Γ	λ/w	K	λ	λ	Su <sub>(NC)</sub>	U <sub>f</sub>			
consolidación			mm/min	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	%	%	%	%	prom	prom	prom	prom	prom	prom	prom	prom	prom	prom	prom	prom						
Isotrópico natural	Velocidad de deformación variable	3	1.99	0.1	1.6	156.9	256.8	127	251.5	129.8	125.8	9.3	8.8	2.15	302.1	5.10	4.77	174.2	177.4	8.75	8.75	0.85	1.50	1.50	1.50	120.2	135.3				
		2	1.97	0.01	1.58	154.9	277.2	109	174.6	168.2	87.3	9.1	8.6	2.20	312.3	5.05	4.71	189.8	169.4	6.66	6.66	0.90	1.61	1.61	1.58	122.2	153.8				
		5	1.96	0.001	1.54	151	306.3	115	143.7	191.3	71.9	8.9	8.1	2.25	303.2	4.67	4.25	209.4	170.0	8.1	8.1	0.86	1.63	1.63	1.58	104.7	200.5				
Isotrópico reconstituido	Velocidad de deformación variable	16	1.99	0.1	1.52	149	190.6	84.5	170.5	106.1	85.3	11.7	10.8	3.13	390.6	7.77	5.73	283.5	283.5	10.8	10.8	1.34	3.79	3.79	109.0	78.8					
		17	1.94	0.01	1.54	151	192.3	86.9	150	105.4	75.0	11.5	9.7	3.23	330.6	7.48	5.37	271.3	271.3	10.2	9.95	0.99	2.68	2.68	84.3	105.8					
		13	1.95	0.001	1.51	148	184.6	79.7	139.3	104.9	69.7	11.9	10.2	3.33	324.2	7.67	5.48	300.0	300.0	10.2	10.2	0.95	2.86	2.86	86.6	95.7					
Isotrópico natural	Presión de confinamiento variable	1	1.96		0.99	97.06	156.2	69.3	99.9	86.9	50.0	9.5	8.8	2.11	288.6	5.38	4.73	222.1	190.6	8.6	8.6	0.80	1.64	1.64	70.7	86.5					
		2	2.06		1.58	154.9	271.1	107.5	162.5	163.6	81.3	9.4	8.5	2.21	312.3	5.05	4.71	189.4	189.8	8.5	7.01	0.90	1.61	1.61	104.6	168.0					
		4	2.01		2.46	241.2	370.4	165.2	348.6	205.2	174.3	9.5	8.6	2.31	302.1	5.34	4.53	208.3	194.1	8.6	8.6	0.85	1.72	1.72	165.8	207.0					
Isotrópico reconstituido	Presión de confinamiento variable	14	1.99		0.98	96.08	122.7	52.9	103.7	69.8	51.9	11.9	10.9	3.13	350.6	7.79	5.93	296.6	293.6	10.9	10.9	1.09	3.22	3.22	68.8	52.9					
		17	1.94		1.47	144.1	189.7	81.3	168.5	108.4	84.3	11.5	9.7	3.16	330.6	7.49	5.37	271.3	277.8	9.7	9.7	0.99	2.71	2.71	80.3	108.2					
		12	1.95		1.99	195.1	253.7	101.8	199.6	151.9	99.8	11.7	9.5	3.23	283.9	7.41	4.71	309.8	289.0	9.5	9.93	0.78	2.33	2.33	97.2	155.0					
Anisotrópico natural	Velocidad de deformación variable	25	1.97		2.59	253.9	347.3	147.6	275.3	199.7	137.7	11.4	8.9	3.33	310.2	7.78	4.69	321.3	315.4	8.9	8.9	0.89	2.83	2.83	118.1	227.4					
		27	1.61	0.1	1.36	133.3	174	107	151	67	75.5	7.5	7.1	1.65	276.9	3.83	2.32	380.2	296.4	7.1	7.1	0.75	2.47	2.47	84.9	69.4					
		7	1.64	0.01	1.32	129.4	179	100	140	79	70.0	8.2	8.0	1.70	301.9	4.52	3.93	213.2	208.4	8	5.74	0.85	1.80	1.80	93.4	64.0					
Anisotrópico reconstituido	Velocidad de deformación variable	10	1.63	0.001	1.29	126.5	198.5	110	132	88.5	66.0	8.0	7.8	1.75	331.2	4.08	3.33	229.6	209.5	7.8	7.8	0.89	2.17	2.17	91.6	85.7					
		22	1.79	0.1	1.31	128.4	155	90	160	65	80.0	11.2	10.6	2.15	301.2	6.70	3.93	297.3	275.9	10.6	10.6	0.85	2.44	2.44	86.0	57.8					
		9	1.77	0.01	1.36	133.3	163.5	89	143.5	74.5	71.8	10.6	10.3	2.23	292.1	6.31	3.97	306.4	289.8	10.3	8.24	0.81	2.42	2.42	103.1	47.0					
Anisotrópico natural	Presión de confinamiento variable	26	1.75	0.001	1.33	130.4	166.1	87.5	125	78.6	62.5	10.8	10.5	2.29	310.4	6.52	3.99	270.2	345.5	10.5	10.5	0.89	2.74	2.74	103.5	49.2					
		19	1.62		1.01	99.02	136	70	83	66	41.5	7.6	6.8	1.65	294.2	3.98	2.87	312.8	286.6	6.8	6.8	0.82	2.46	2.46	49.6	75.0					
		24	1.61		1.59	155.9	190	89	154.5	101	77.3	8.1	6.6	1.70	335.2	3.69	2.17	216.8	226.9	6.6	5.88	1.01	2.24	2.24	52.5	125.5					
Anisotrópico reconstituido	Presión de confinamiento variable	18	1.64		2.09	204.9	270.4	142	185	128.4	92.5	8.7	6.5	1.75	316.0	4.17	2.94	226.9	288.6	6.5	6.5	0.92	2.36	2.36	47.4	212.1					
		8	1.77		0.9	88.24	105	59	108	46	54.0	10.5	9.8	2.2	295.8	6.67	4.25	305.7	304.9	9.8	9.8	0.83	2.52	2.52	57.2	40.8					
		21	1.79		1.35	132.4	163	96	162	67	81.0	10.8	9.6	2.23	384.9	6.75	4.19	291.8	301.6	9.6	9.01	1.30	3.86	3.86	68.8	85.7					
23	1.79		2.14	209.8	238.5	140	236.3	98.5	118.2	10.9	9.4	2.26	322.7	7.34	3.76	334.2	325.7	9.4	9.4	0.95	3.13	3.13	96.24	130.47							

## 6.6 Modelo anisótropo de Wheeler

Se han propuesto varios modelos elasto-plásticos cuya curva de fluencia está inclinada con respecto al eje de la componente de esfuerzo octaédrico (eje  $p'$ ). Con esta inclinación es posible reproducir las deformaciones plásticas generadas en el proceso de consolidación anisótropa. Estos modelos incluyen una ley de endurecimiento rotacional para reproducir, mediante la inclinación de la curva de fluencia, los incrementos plásticos de deformación que se presentan en el suelo. Algunos de esos modelos fueron planteados por Banerjee y Yousif (1986), Dafalias (1987), Whittle et al (1994); asumen que la inclinación de la curva de fluencia es consecuencia de deformaciones volumétricas plásticas, ignorando la participación de las deformaciones plásticas por cortante. Esta consideración puede conducir a una predicción poco realista del fenómeno.

### 6.6.1 Superficie de fluencia

Wheeler (1997) y Näätänen et al (1999) plantearon un modelo anisótropo de estado crítico con comportamiento plástico representado con superficie de fluencia inclinada y una componente rotacional del endurecimiento. Wheeler et al (2003) formularon una generalización del modelo en el espacio de esfuerzos tridimensional incluyendo rotaciones en la dirección del esfuerzo principal.

El modelo de Wheeler se aplica a arcillas normalmente consolidadas o ligeramente preconsolidadas. La ecuación que describe la superficie de fluencia es:

$$f = (q - \alpha \cdot p')^2 - (M^2 - \alpha^2)(p'_m - p')p' = 0 \quad (6.13)$$

Donde  $M$  es el valor de la relación del estado de esfuerzos ( $\eta=q/p'$ ) en el estado crítico del material; el valor de  $p'_m$  define el tamaño de la curva de fluencia y  $\alpha$ , la inclinación de la curva de fluencia como se muestra en la [figura 6.8](#). El valor de  $\alpha$  mide el grado de la anisotropía plástica del suelo, dado que si  $\alpha$  es igual a cero la [expresión 6.13](#) representa el comportamiento isótropo del material y es equivalente a la [ecuación 6.3](#) del estado crítico.

La [figura 6.8](#) muestra la superficie de fluencia que está representada por una elipse cuya tangente es vertical en el origen y en el punto A (donde  $\eta=\alpha$ ) y que a su vez tiene tangentes horizontales en el punto B y C. En el punto B la trayectoria de esfuerzos efectivos en compresión se intersecta con la línea de estado crítico representada por la [ecuación 6.1](#) y que en la [ecuación 6.13](#) se expresa mediante  $(M^2 - \alpha^2)$ . El punto C es la intersección de las trayectorias de esfuerzos con la línea de estado crítico en los ensayos triaxiales de extensión. En general  $M$  adopta valores diferentes para los ensayos triaxiales de compresión y extensión ( $M_c$  y  $M_e$  respectivamente).

La superficie de fluencia define el límite del comportamiento elástico del material. Un suelo con una determinada presión de confinamiento y una superficie de fluencia particular, se comportará

elásticamente al descargarse pero si la presión nuevamente aumenta, el suelo volverá a presentar deformaciones irrecuperables con lo que la zona de comportamiento elástico crecerá generando una superficie de fluencia envolvente definida para el nuevo estado de esfuerzos.

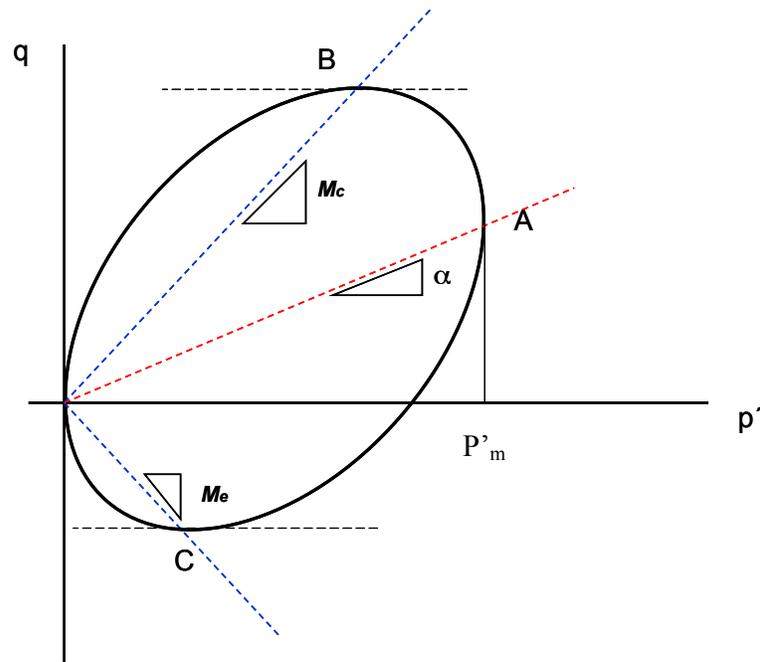


Figura 6.8 Curva de fluencia del modelo de Wheeler et al (2003)

### 6.6.2 Regla de flujo

El vector incremental de deformación plástica usualmente se mide como un incremento de deformación. Debe tenerse presente que durante el proceso de deformación plástica puede producirse una rotación significativa de la curva de fluencia que corresponde a una rotación del vector incremental de deformación plástica.

La relación entre los incrementos de deformación plástica y la relación de esfuerzos se conoce como la regla de flujo que gobierna el mecanismo de las deformaciones plásticas del suelo. Se asume que ésta relación se expresa de la siguiente forma como lo plantean Wheeler et al (2003).

$$\frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \eta^2} \quad (6.14)$$

### 6.6.3 Ley de endurecimiento

El modelo de Wheeler et al (2003) incorpora dos leyes de endurecimiento. La primera describe el tamaño de la curva de fluencia la cual está en función de la deformación volumétrica plástica. La segunda ley de endurecimiento (de rotación), describe los cambios en la inclinación de la curva de fluencia producida por las deformaciones plásticas, representando el desarrollo de las deformaciones plásticas anisótropas.

Esta consideración está basada en la premisa de que la deformación plástica volumétrica, que involucra el deslizamiento entre las partículas o entre sus contactos, responde a un reordenamiento del suelo con una configuración asociada al grado de anisotropía inducida por el estado de esfuerzos bajo el cual las deformaciones plásticas están ocurriendo.

Simultáneamente, se supone que las deformaciones plásticas por cortante tienen una participación en el valor de  $\alpha$  en diferentes valores estimados instantáneos de  $\chi_d(\eta)$ , porque las deformaciones plásticas volumétricas y las deformaciones plásticas por cortante resultan de diferentes reacomodos en la estructura del suelo. Wheeler et al (2003) plantean la ley de endurecimiento rotacional como:

$$d\alpha = \mu \left[ (\chi_v(\eta) - \alpha) \langle d\varepsilon_v^p \rangle + \beta (\chi_d(\eta) - \alpha) |d\varepsilon_d^p| \right] \quad (6.15)$$

$\chi_v(\eta)$  y  $\chi_d(\eta)$  son funciones “de inclinación” que dependen de las deformaciones volumétricas y de cortante respectivamente; para diferentes estados de esfuerzos dados por  $\eta$ ,  $\beta$  es una constante característica del suelo que controla la participación relativa de la deformación plástica por cortante en la determinación del valor de  $\alpha$ . Si el valor límite de  $\beta = 0$  está presente a lo largo de la trayectoria de esfuerzos con un valor constante de  $\eta$ ,  $\alpha$  tiende asintóticamente al valor de  $\chi_v(\eta)$  (la diferencia entre  $\chi_v(\eta)$  y  $\alpha$  responde a una relación exponencial con la deformación plástica volumétrica; Wood, 1990). Contrariamente, cuando el valor de  $\beta$  se aproxima a infinito,  $\alpha$  se aproxima asintóticamente al valor de  $\chi_d(\eta)$  con el incremento de la deformación plástica por cortante. En el caso de los suelos con valores de  $\beta$  finitos el valor de  $\alpha$  se encuentra entre  $\chi_v(\eta)$  y  $\chi_d(\eta)$ .

### 6.6.4 Rotación de las curvas de fluencia

El modelo incluye al parámetro  $\mu$  que controla el valor de  $\alpha$  el cual es difícil de determinar. Para identificar el valor adecuado de este parámetro conviene hacer variar la ecuación 6.13 asignando diferentes valores de  $\mu$  y comparar las soluciones determinadas con los resultados experimentales para cada uno de los valores. Zentar et al (2002) sugieren que una primera aproximación al valor de este parámetro es considerar el rango de  $10/\lambda$  y  $15/\lambda$  para suelos normalmente consolidados con  $\lambda$  determinada de las pruebas de compresibilidad unidimensional.

El parámetro  $\beta$  define el efecto relativo de las deformaciones plásticas por cortante y las deformaciones volumétricas en la rotación de la curva de fluencia. Para las deformaciones plásticas a lo largo de una trayectoria de esfuerzos con cualquier constante de  $\eta$  la  $\alpha$  expresada en la [ecuación 6.15](#) puede predecir un valor final de equilibrio considerando las expresiones planteadas por Wheeler et al (2003) con respecto a los valores de  $\chi_v(\eta)$  y  $\chi_d(\eta)$  las cuales se pueden estimar de los resultados experimentales.

Como punto de partida se puede considerar una [expresión del tipo 6.16](#) para las deformaciones plásticas volumétricas con valores de  $\eta$  (relación de esfuerzos efectivos) relativamente bajos. Por otro lado, para valores de  $\eta$  altos, en donde las deformaciones plásticas por cortante son más significativas el valor de  $\alpha$  se encontrará entre  $\chi_v(\eta)$  y  $\chi_d(\eta)$ .

$$\chi_v(\eta) = \frac{3}{4}\eta \quad (6.16)$$

Una aproximación simple para asumir el valor de  $\chi_d(\eta)$ , según refieren Wheeler et al (2003), es la planteada en la [expresión 6.17](#)

$$\chi_d(\eta) = \frac{\eta}{3} \quad (6.17)$$

En la condición del estado crítico el valor de  $\eta$  es igual a  $M$ ; es decir, las deformaciones plásticas por cortante continúan sin el incremento de las deformaciones plásticas volumétricas y el equilibrio del valor de  $\alpha$ ; por lo tanto en esta condición se puede expresar la [ecuación 6.15](#) de la siguiente forma:

$$d\alpha = \mu \left[ \left( \frac{3\eta}{4} - \alpha \right) \langle d\varepsilon_v^p \rangle + \beta \left( \frac{\eta}{3} - \alpha \right) |d\varepsilon_d^p| \right] \quad (6.18)$$

Si se considera que  $\alpha = 0$  en la [ecuación 6.18](#), e incluyendo la [expresión 6.14](#), se tiene:

$$3(3\eta - 4\alpha)(M^2 - \eta^2) = \pm 8\beta(3\alpha - \eta)(\eta - \alpha) \quad (6.19)$$

Dado que el tamaño y la inclinación de la curva de fluencia de los suelos es función de la historia de esfuerzos del material, se puede hacer una aproximación inicial al valor de  $\alpha$  si la historia de esfuerzos del material se restringe a una dimensión generando un suelo normalmente consolidado en el que, de acuerdo con el modelo, la inclinación de la curva de fluencia para un valor del coeficiente de empuje de tierras en reposo  $K_o$  se hace considerando la relación de esfuerzos  $\eta_{k0}$  con

el valor de  $K_o$  obtenido empleando la fórmula simplificada de Jaky ( $K_o=1-\text{sen } \phi'$ ). Así, el modelo planteado por Wheeler toma un único valor para  $\alpha$  considerando que:

$$\frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2}{3} \quad (6.20)$$

Asumiendo que las deformaciones elásticas son mucho más pequeñas que las deformaciones plásticas y combinando la [expresión 6.20](#) con la regla rotacional de flujo expresada en la [ecuación 6.14](#), se obtiene:

$$\alpha_{k0} = \frac{(\eta_{k0}^2 + 3\eta_{k0} - M^2)}{3} \quad (6.21)$$

Por otro lado, el parámetro  $\beta$  define la participación de la deformación plástica por cortante en la curva de fluencia rotada. Para estimar el valor inicial de este parámetro se tomó en cuenta el valor estimado para  $K_o$ , la relación de esfuerzos efectivos  $\eta_{k0}$  y se reemplazó la [ecuación 6.21](#) en la [expresión 6.19](#), obteniendo la siguiente expresión.

$$\beta = \frac{3(4M^2 - 4\eta_{k0}^2 - 3\eta_{k0})}{8(\eta_{k0}^2 - M^2 + 2\eta_{k0})} \quad (6.22)$$

## 6.7 Modelo elasto-plástico anisótropo planteado en este trabajo

La interpretación de los resultados experimentales presentados en este trabajo a partir de un modelo analítico elasto-plástico del comportamiento no drenado de los suelos arcillosos debe incluir la posibilidad de interpretar las condiciones de consolidación anisótropa de los suelos, la influencia de la velocidad de deformación en la etapa de falla y la magnitud de la presión efectiva de consolidación aplicada a las muestras.

Para formular un modelo elasto-plástico simple se requiere de las propiedades elásticas del material, la curva de fluencia, una regla de flujo y una regla de endurecimiento. La forma de la superficie de fluencia definida en el plano de trayectorias de esfuerzos efectivos debe ser aquella que se asemeje a las forma de la trayectoria de esfuerzos de los datos experimentales para los suelos naturales y reconstituidos. Una aproximación razonable consiste en suponer que la superficie de fluencia es una elipse, como se presentó en el inciso 6.6.

Con base en el modelo planteado por Wheeler se incluyó, en el mismo modelo, la variación de la velocidad de deformación de los ensayos para hacer la aproximación del comportamiento de los suelos al modelo modificado. El modelo describe en el espacio de trayectorias de esfuerzos el

comportamiento de los resultados experimentales obtenidos en la cámara triaxial neumática desarrollada para este trabajo. El modelo empleado para este trabajo considera los planteamientos hechos por Wheeler et al (2003), en términos de una presión efectiva de confinamiento ( $p'_o$ ), un exponente ( $Y$ ) que afecta a  $p'_o$  y que está asociada a la velocidad de deformación de los ensayos y que permite la normalización del comportamiento.

### 6.7.1 Superficie de fluencia del modelo planteado

La ecuación del modelo planteado en este trabajo para la superficie de fluencia se muestra en la [ecuación 6.23](#), la cual se basa en la expresión de Wheeler et al (2003) con la inclusión de una variable en la presión efectiva de confinamiento  $[p'_o]^Y$  (que reemplaza a  $p'_m$  del modelo de Wheeler, [figura 6.8](#)). El criterio para la determinación de  $p'_o$  corresponde al valor máximo del esfuerzo octaédrico obtenido de la trayectoria de esfuerzos en la etapa de consolidación, como se muestra en la [figura 6.9](#), al cual se le adicionó un exponente para controlar la velocidad de deformación de los ensayos; la determinación de los valores de  $Y$  se realizó con base en los resultados experimentales, el cual se explica más adelante.

$$f = (q - \alpha.p')^2 - (M^2 - \alpha^2)([p'_o]^Y - p')p' = 0 \quad (6.23)$$

El valor de  $p'_o$  puede ser estimado a partir de la [expresión 6.8](#) en donde se toma en cuenta el volumen específico del material ( $v$ ), la constante  $N$  que corresponde al valor del volumen específico para la presión de referencia de la línea de compresión virgen del material ([figura 6.3](#)) y la pendiente de la misma línea de compresión virgen ( $\lambda$ ); siendo la expresión:

$$p'_o = \exp\left[\frac{(N - v)}{\lambda}\right] \quad (6.24)$$

El valor de  $[p'_o]^Y$  define el tamaño de la superficie de fluencia tomando en cuenta la velocidad de deformación de los ensayos en la etapa de falla;  $\alpha$  controla la inclinación de la curva de fluencia. Los resultados experimentales presentados en este capítulo, indican que la forma de la superficie de fluencia expresada mediante la [ecuación 6.23](#) es una aproximación razonable para las arcillas empleadas en este trabajo. Debe tenerse en cuenta que el valor de  $M$  determinado experimentalmente se considera que es único para cada uno de los grupos de ensayos realizados en este trabajo. La variación en la determinación de  $M$  reportada en los capítulos 4 y 5 se debe a que en muchos casos las muestras de suelo no llegaron al estado crítico por la limitación del equipo de laboratorio.

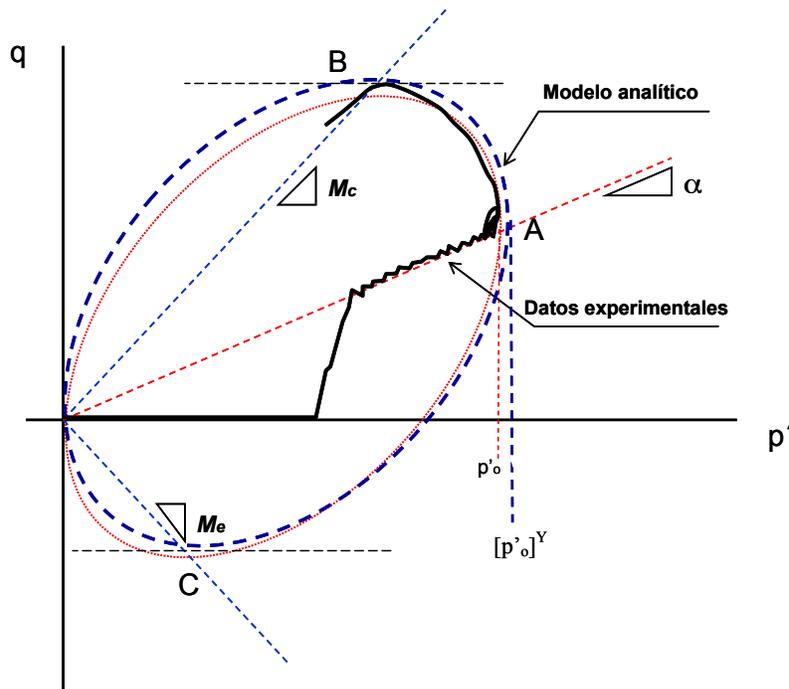


Figura 6.9 Curva de fluencia del modelo planteado en este trabajo

El parámetro  $Y$  controla la influencia de la velocidad de deformación dentro de la [ecuación 6.23](#). Los valores de  $Y$  se obtuvieron con base en los resultados experimentales de este trabajo y corresponden al valor del exponente que permite la normalización de las trayectorias de esfuerzo con respecto a una presión de confinamiento igual a  $[p'_{o}]^Y$ . En la [figura 6.10](#) se presentan los valores de  $Y$  normalizados con respecto a  $Y_0$  (el cual corresponde al valor de  $Y$  para una velocidad de deformación de 0.0001 mm/min) obtenidos para cada uno de los ensayos en los cuales se varió la velocidad de deformación ( $\delta$ ) del ensayo en la etapa de falla y que se normalizó con respecto a  $\delta_0$ , el cual corresponde a la velocidad de deformación de 0.0001 mm/min, ([figura 6.10](#)). Las ecuaciones que representan cada una de las tendencias para los ensayos isótropos, anisótropos en las muestras de suelo natural y reconstituido se presentan en la misma figura.

### 6.7.2 Regla de flujo

De acuerdo con resultados de ensayos de laboratorio, suponer una regla de flujo asociado es una aproximación razonable para arcillas naturales cuando se combina con una curva o superficie de fluencia inclinada como lo proponen Graham et al (1983) y Korhonen et al (1987). Por otro lado, Wheeler et al (2003), Whittle et al (1994) refieren una regla de flujo asociado; con el interés de simplificar el modelo y con la premisa de la simplicidad, se asume que para el modelo empleado en este trabajo es válida la regla de flujo asociado está presente.

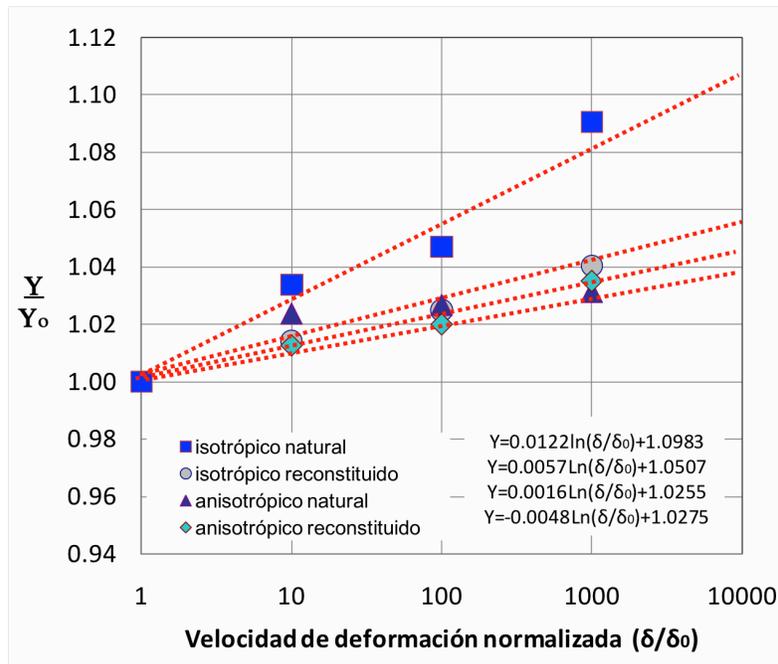


Figura 6.10 Valores de  $Y/Y_0$  para los diferentes grupos de ensayos en los cuales se normalizó la velocidad de deformación  $\delta/\delta_0$

### 6.7.3 Ley de endurecimiento

El modelo planteado, siguiendo a Wheeler et al (2003), supone que las deformaciones plásticas volumétricas tienden a llevar el valor de  $\alpha$  cerca de un valor instantáneo de  $\chi_v(\eta)$  que depende del valor de la relación de esfuerzos  $\eta$ . Los valores de  $\chi_v(\eta)$  y  $\chi_d(\eta)$  se obtienen de los datos experimentales de los suelos ensayados para este trabajo, que responden a la expresión 6.15. Esta regla de endurecimiento rotacional implica que las deformaciones plásticas volumétricas y las deformaciones plásticas por cortante son interdependientes. Una de las consecuencias de esta consideración es que la predicción es una única inclinación de la curva de fluencia bajo una condición de consolidación anisótropa. La inclinación de la curva de fluencia en el estado crítico debe ser por lo tanto única y dependiente de la condición de esfuerzos en el estado crítico e independiente de la curva de fluencia inicial y de la trayectoria de esfuerzos en el estado crítico.

El endurecimiento del material se observa en las curvas de compresibilidad mostradas en los capítulos 4, 5 y Anexo B, donde se ve que el volumen específico del suelo disminuye con el aumento del esfuerzo efectivo de confinamiento o esfuerzo octaédrico.

#### 6.7.4 Rotación de las curvas de fluencia

El programa de ensayos triaxiales considerado para este estudio consideró muestras de suelos con consolidación isótropa y anisótropa, en condición natural y reconstituido. En estos grupos de ensayos se consideró la variación de la velocidad de deformación y la variación de la presión efectiva de confinamiento.

Las propiedades índice y características de los ensayos realizados en las muestras de suelo con consolidación isótropa y anisótropa respectivamente se muestran en las [tablas 4.1, 4.2, 5.1 y 5.2](#). Las pruebas realizadas fueron ensayos triaxiales de compresión no drenados. Las características generales de cómo se realizaron los ensayos en suelos con consolidación isótropa y anisótropa se describen en los incisos 4.3 y 5.2 de los capítulos 4 y 5 respectivamente.

La dimensión y la rotación de la curva de fluencia producida en el proceso de falla de las muestras de suelo consolidadas isótropa y anisótricamente están controladas por los valores de  $p'_o$ ,  $Y$  y  $\alpha$  los cuales se muestran en la [tabla 6.2](#).

En la [figura 6.11](#) se muestra la predicción teórica para  $\alpha$  planteada por Wheeler et al (2003) para consideraciones de  $\beta/M$  comprendidas entre cero e infinito. Los valores de  $\beta/M$  comprendidos entre 0.5 y 1, según Wheeler, proveen una razonable aproximación a los datos experimentales de las pruebas triaxiales. Los datos experimentales de este trabajo se incluyeron en esta figura como una aproximación inicial de los parámetros  $\beta$ ,  $\alpha$  en función de la relación de esfuerzos y de  $M$ . Los resultados se presentan en la [tabla 6.2](#).

En la [figura 6.12](#) se muestran los valores obtenidos con las [ecuaciones 6.21 y 6.22](#) para los ensayos en muestras consolidadas anisótricamente, las cuales dependen de los valores aproximados de  $k_o$  y la relación de esfuerzos efectivos y que permiten con este procedimiento estimar de manera indirecta y aproximada los parámetros del modelo aquí empleado. Los valores obtenidos para  $\alpha$  se ajustaron tomando en cuenta los resultados experimentales de este estudio e incluyendo dentro del modelo la variación de la velocidad mediante el parámetro  $Y$  ([figura 6.10](#)). La aproximación del modelo planteado en este trabajo ([ecuación 6.23](#)) para los grupos de ensayos reportados en los capítulos 4 y 5, normalizados con respecto a  $[p'_o]Y$ , se presentan en las [figuras 6.13 a 6.16](#).

En la [figura 6.13](#) se presentan las trayectorias de esfuerzos de los resultados de los ensayos efectuados con consolidación isótropa en suelos naturales, las cuales fueron normalizadas con respecto a  $[p'_o]Y$  en donde se encuentran las muestras con diferente presión efectiva de confinamiento y las muestras con diferente velocidad de deformación. La curva con línea punteada corresponde a la superficie de fluencia normalizada con respecto a esta nueva presión efectiva de confinamiento  $[p'_o]Y$  y que responde a la [ecuación 6.23 y 6.3](#).

En el caso de las muestras de suelo en las cuales se varió la presión de confinamiento efectivo (ensaye 01, 02 y 04), el parámetro  $Y$  no depende del cambio de  $p'_o$ , razón por la cual no se consideró su participación y se asumió igual a la unidad.

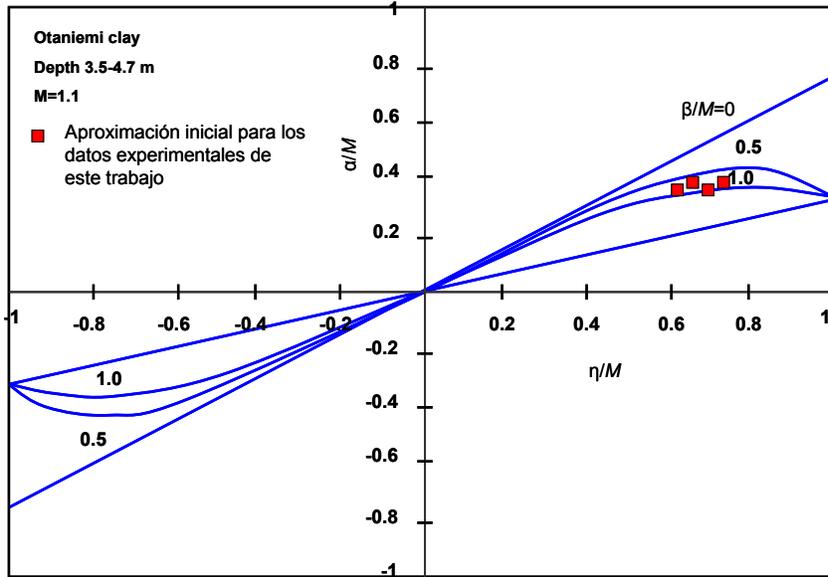


Figura 6.11 Valores de equilibrio de  $\alpha/M$  para las trayectorias de esfuerzos, Wheeler et al (2003), se incluyen los valores obtenidos para este trabajo

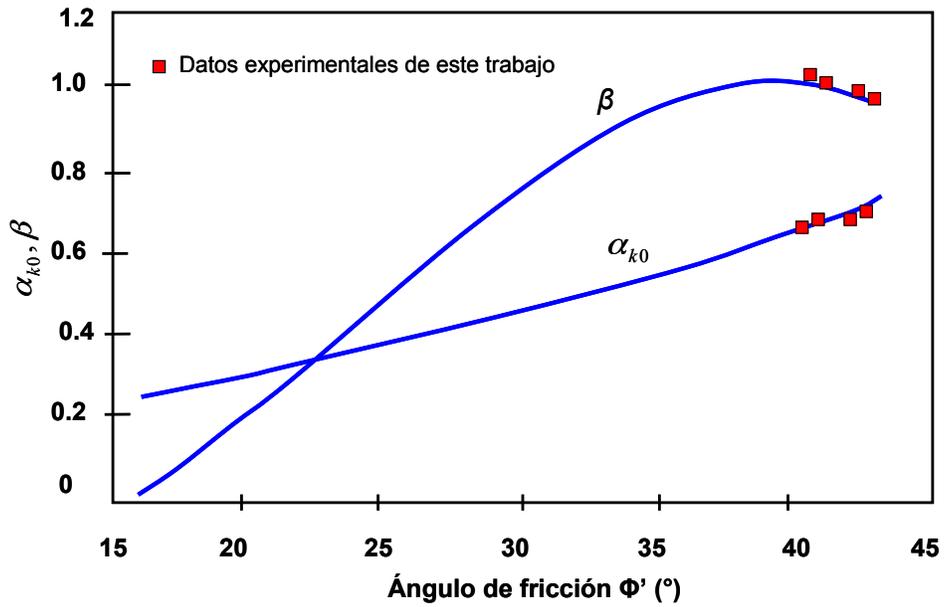


Figura 6.12 Valores de equilibrio de  $\alpha/M$  para las trayectorias de esfuerzos, Wheeler et al (2003), se incluyen los datos de las consolidaciones anisótropas de este trabajo

En la [figura 6.14](#) se muestran las trayectorias de esfuerzos de los ensayos efectuados en las muestras de suelos reconstituidos las cuales al ser normalizadas con respecto a  $[p'_o]^Y$ . Como ahí se ve, el modelo se ajusta mejor que el caso anterior a los resultados experimentales lo cual puede atribuirse a que el proceso de reconstitución bajo condiciones controladas disminuye la dispersión de resultados pues las muestras fueron más homogéneas, lo cual no ocurre en las muestras naturales consolidadas isotrópamente presentadas en la [figura 6.13](#).

La [figura 6.15](#) proporciona las trayectorias de esfuerzos efectivos obtenidas para las muestras de suelo natural, consolidadas anisótricamente, normalizadas con respecto a  $[p'_o]^Y$ . Las trayectorias tienen una forma elíptica que se aproximan a la curva de fluencia descrita por la [ecuación 6.23](#) y definen prácticamente una línea de falla común de pendiente  $M$ . El modelo planteado para este tipo de ensayos presenta un mejor ajuste que las muestras de suelo con consolidación isotropa y se debe a que las muestras de suelo natural con consolidación anisótropa expresan con mayor aproximación el comportamiento del material en el laboratorio.

En la [figura 6.16](#) se presentan las trayectorias de esfuerzos normalizadas de los ensayos efectuados en muestras de suelo reconstituido y consolidados anisótricamente. Se observa la similitud de la forma de dichas trayectorias; es decir, el comportamiento de estos materiales puede generalizarse con el modelo planteado en la [ecuación 6.23](#).

La aplicación del modelo elasto-plástico anisótropo planteado en la [ecuación 6.23](#), con variación de la velocidad de deformación para los ensayos efectuados en este trabajo, permiten precisar que el comportamiento de los suelos empleados es elasto-plástico aun a pequeñas deformaciones dado que los estados de esfuerzos se movilizan dentro del espacio establecido por la curva de fluencia por el incremento de la presión de poro.

Las curvas de fluencia experimentales observadas en las gráficas de trayectorias de esfuerzos, están definidas por una familia de curvas que depende en tamaño de  $[p'_o]^Y$ , cuya forma depende del valor de  $M$  y  $\alpha$ . La superficie de fluencia define el límite del comportamiento elástico de las muestras. La superficie de estado límite es el lugar geométrico de los estados de fluencia del material y por consiguiente es una superficie de cedencia en la cual se verifica la regla de normalidad o de flujo.

La influencia de la historia de esfuerzos en el comportamiento durante la etapa de falla, es evidente al comparar las trayectorias de esfuerzos efectivos de los suelos naturales consolidados isotropa y anisótricamente en donde, al normalizar las trayectorias de esfuerzos con respecto a la presión efectiva de confinamiento  $[p'_o]^Y$ , se logró una mejor aproximación en las curvas descritas por las muestras consolidadas anisótricamente.

### 6.7.5 Comportamiento esfuerzo-deformación

En las figuras 6.17 a 6.19 se presentan las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación de los ensayos efectuados las cuales fueron normalizadas con respecto a  $[p'_o]^Y$ .

En la figura 6.17 se presentan los resultados de las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación de los ensayos en suelos naturales consolidados isotrópamente, las cuales fueron normalizadas con respecto a  $[p'_o]^Y$  en donde se encuentran las muestras con diferente presión efectiva de confinamiento y las muestras con diferente velocidad de deformación. Se observa que el comportamiento del esfuerzo-deformación del suelo natural es normalizable con respecto a  $[p'_o]^Y$ . Por otro lado, el comportamiento de la presión de poro muestra la influencia de la velocidad de deformación para deformaciones unitarias axiales menores al 5%; sin embargo, por encima de este valor de  $\epsilon_a$  estas curvas tienden a un comportamiento semejante.

En la figura 6.18 se muestran las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación de los ensayos efectuados en muestras de suelo reconstituido normalizadas con respecto a  $[p'_o]^Y$ . Como allí se observa, los resultados experimentales mantienen un comportamiento similar con una disminución de la dispersión de resultados pues las muestras fueron más homogéneas.

La figura 6.19 proporciona las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación obtenidas para las muestras de suelo natural consolidadas anisótricamente y normalizadas con respecto a  $[p'_o]^Y$ . Los datos normalizados manifiestan una menor dispersión y mayor uniformidad lo cual expresa la mayor aproximación el comportamiento del material en campo y en el laboratorio cuando se realizan pruebas con consolidación anisótropa. De igual forma, en la figura 6.20 se observa la similitud de la forma de las curvas esfuerzo-deformación-presión de poro normalizadas de los ensayos en muestras de suelo reconstituido consolidados anisótricamente.

### 6.7.6 Modelo del comportamiento esfuerzo-deformación

Una descripción analítica del comportamiento esfuerzo-deformación de un material elasto-plástico puede plantearse considerando los parámetros de deformación elástica y los parámetros de deformación plástica. Estas deformaciones se pueden expresar de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} \delta\epsilon_p \\ \delta\epsilon_d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \kappa/vp' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q' \end{bmatrix} \quad (6.25)$$

Donde  $\epsilon_p$  es la deformación volumétrica y  $\epsilon_q$  es la deformación por cortante,  $k$  y  $v$  son parámetros de compresibilidad del material,  $G'$  es el modulo de rigidez o cortante, siendo  $p'$  y  $q$  los esfuerzos presentes en la muestra. Los cambios recuperables de volumen son asociados solo con cambios de esfuerzos efectivos  $p'$  únicamente.

La matriz de deformaciones plásticas para un nivel de esfuerzos determinado en la trayectoria de esfuerzos se puede expresar de la forma siguiente:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^p \\ \delta \varepsilon_d^p \end{bmatrix} = \frac{-1}{\frac{\partial f}{\partial p'_0} \left( \frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial f}{\partial p'} \right) + \frac{\partial f}{\partial \alpha} \left( \frac{\partial \alpha}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial f}{\partial p'} + \frac{\partial \alpha}{\partial \varepsilon_d^p} \frac{\partial f}{\partial q} \right)} \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial g}{\partial p'} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial p'} \\ \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial g}{\partial q} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial q} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (6.26)$$

Donde el potencial plástico y la superficie de fluencia coinciden por obedecer al principio de flujo asociado ( $f=g$ ) y la matriz simétrica es:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^p \\ \delta \varepsilon_d^p \end{bmatrix} = \frac{-1(M^2 - \eta^2)}{-Y(M^2 - \alpha^2) \left( \frac{\nu p'_0}{\lambda - \kappa} \right) + 4\mu J \left( \frac{M^2 - \alpha^2}{M + \alpha} \right)} \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) & 2(\eta - \alpha) \\ 2(\eta - \alpha) & 4 \frac{(\eta - \alpha)^2}{(M^2 - \eta^2)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (6.27)$$

$$\text{Siendo } J = \alpha^3 + \left(1 - \frac{3\eta}{4}\right)\alpha^2 - \left(M^2 - \frac{4\eta}{3}\right)\alpha + \left(\frac{3\eta}{4}M - \frac{\eta^2}{3}\right) \quad (6.28)$$

Al considerar el efecto de la no linealidad del comportamiento del suelo, se debe tomar en cuenta la variación del módulo de rigidez del material con la deformación unitaria dentro de la [expresión 6.25](#). Esta variación puede expresarse con un modelo hiperbólico como en la [ecuación 6.26](#) considerando la rigidez máxima del suelo  $G_{\max}$  obtenida en los capítulos 4 y 5 de este trabajo.

$$G = G_{\max} \left[ 1 - \left[ \frac{(\gamma / \gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma / \gamma_r)^{2B}} \right]^{A+C_r} \right] \quad (6.29)$$

Donde  $\gamma_r$  es una deformación de referencia, A y B son parámetros positivos que afectan la simetría de la función y  $C_r$  es la consistencia relativa del material. Los valores de estos parámetros se obtienen experimentalmente según refieren Romo et al (1994).

El modelo descrito en este trabajo toma en cuenta la historia de esfuerzos presentes en el suelo y se aproxima razonablemente a la respuesta experimental observada. La incorporación de la velocidad de deformación dentro del modelo permite reproducir el comportamiento del material bajo las condiciones de los ensayos efectuados.

Tabla 6.2 Parámetros del modelo analítico planteado obtenidos experimentalmente

		Experimental																		
Tipo de ensaye	Variable	ensaye	M	$\alpha$	$\alpha$	M	vel	$P_0$	$[p_0]^Y$	$[p_0]^Y$	$[p_0]^Y$	$\eta = q/[p_0]^Y$	$\eta = q/(p_0)$	$\phi$	$K_0$	$\eta_{k0}$	$\beta_{k0}$	$\alpha_{k0}$	$\alpha / \alpha_{k0}$	
			prom	prom		mm/min	kPa	kg/cm <sup>2</sup>	grados											
Isotrópico natural	Velocidad de deformación variable	3	1.99			1.075	0.1	156.9	229.2	2.34	0.00	0.00	0.75	48.3	0.25	1.49	0.76	0.91	0.00	
		2	1.97	0.00		1.032	0.01	154.9	182.0	1.86	0.00	0.00	0.74	47.9	0.26	1.47	0.79	0.89	0.00	
		5	1.96			1.019	0.001	151.0	166.1	1.69	0.00	0.00	0.74	47.6	0.26	1.46	0.80	0.88	0.00	
Isotrópico reconstituido	Velocidad de deformación variable	16	1.99			1.039	0.1	149.0	180.7	1.84	0.00	0.00	0.75	48.3	0.25	1.49	0.76	0.91	0.00	
		17	1.94	0.00		1.022	0.01	151.0	168.7	1.72	0.00	0.00	0.73	47.1	0.27	1.43	0.82	0.86	0.00	
		13	1.95			1.012	0.001	148.0	157.5	1.61	0.00	0.00	0.74	47.4	0.26	1.44	0.81	0.87	0.00	
Isotrópico natural	Presión de confinamiento variable	1	1.96			1.001	0.01	97.1	97.5	0.99	0.00	0.00	0.74	47.6	0.26	1.46	0.80	0.88	0.00	
		2	2.02	0.00		1.003	0.01	151.0	153.3	1.56	0.00	0.00	0.76	49.1	0.24	1.52	0.72	0.94	0.00	
		4	2.00			1.002	0.01	241.2	243.8	2.49	0.00	0.00	0.75	48.6	0.25	1.50	0.75	0.92	0.00	
		14	1.99			1.002	0.01	96.1	97.0	0.99	0.00	0.00	0.75	48.3	0.25	1.49	0.76	0.91	0.00	
Isotrópico reconstituido	Presión de confinamiento variable	17	1.94			1.003	0.01	144.1	146.3	1.49	0.00	0.00	0.73	47.1	0.27	1.43	0.82	0.86	0.00	
		12	1.95	0.00		1.002	0.01	195.1	197.2	2.01	0.00	0.00	0.74	47.4	0.26	1.44	0.81	0.87	0.00	
		25	1.97			1.001	0.01	253.9	255.3	2.60	0.00	0.00	0.74	47.9	0.26	1.47	0.79	0.89	0.00	
Anisotrópico natural	Velocidad de deformación variable	27	1.61	0.51		1.024	0.1	133.3	149.6	1.53	0.68	0.76	0.63	39.4	0.37	1.10	1.02	0.64	0.80	
		7	1.64	0.50	0.50	1.018	0.01	129.4	140.9	1.44	0.66	0.72	0.64	40.1	0.36	1.13	1.02	0.66	0.76	
		10	1.63	0.51		1.015	0.001	126.5	135.7	1.38	0.65	0.69	0.64	39.9	0.36	1.12	1.02	0.65	0.78	
Anisotrópico reconstituido	Velocidad de deformación variable	22	1.79	0.49		1.018	0.1	128.4	139.8	1.43	0.66	0.71	0.69	43.6	0.31	1.28	0.96	0.75	0.65	
		9	1.77	0.48	0.48	1.003	0.01	133.3	135.3	1.38	0.68	0.69	0.68	43.1	0.32	1.26	0.97	0.74	0.66	
		26	1.75	0.46		0.995	0.001	130.4	127.3	1.30	0.67	0.65	0.68	42.6	0.32	1.24	0.98	0.72	0.64	
Anisotrópico natural	Presión de confinamiento variable	19	1.62	0.49		1.002	0.01	99.0	99.9	1.02	0.63	0.64	0.64	39.6	0.36	1.11	1.02	0.65	0.76	
		18	1.61	0.50	0.50	1.003	0.01	155.9	158.3	1.61	0.66	0.67	0.63	39.4	0.37	1.10	1.02	0.64	0.79	
		24	1.64	0.50		1.001	0.01	204.9	206.0	2.10	0.70	0.70	0.64	40.1	0.36	1.13	1.02	0.66	0.75	
Anisotrópico reconstituido	Presión de confinamiento variable	8	1.77	0.48		1.000	0.01	86.2	88.2	0.90	0.59	0.59	0.68	43.1	0.32	1.26	0.97	0.74	0.66	
		21	1.79	0.48	0.48	1.004	0.01	132.4	135.0	1.38	0.68	0.69	0.69	43.6	0.31	1.28	0.96	0.75	0.64	
		23	1.79	0.47		1.002	0.01	209.8	212.1	2.16	0.67	0.68	0.69	43.5	0.31	1.27	0.96	0.75	0.63	

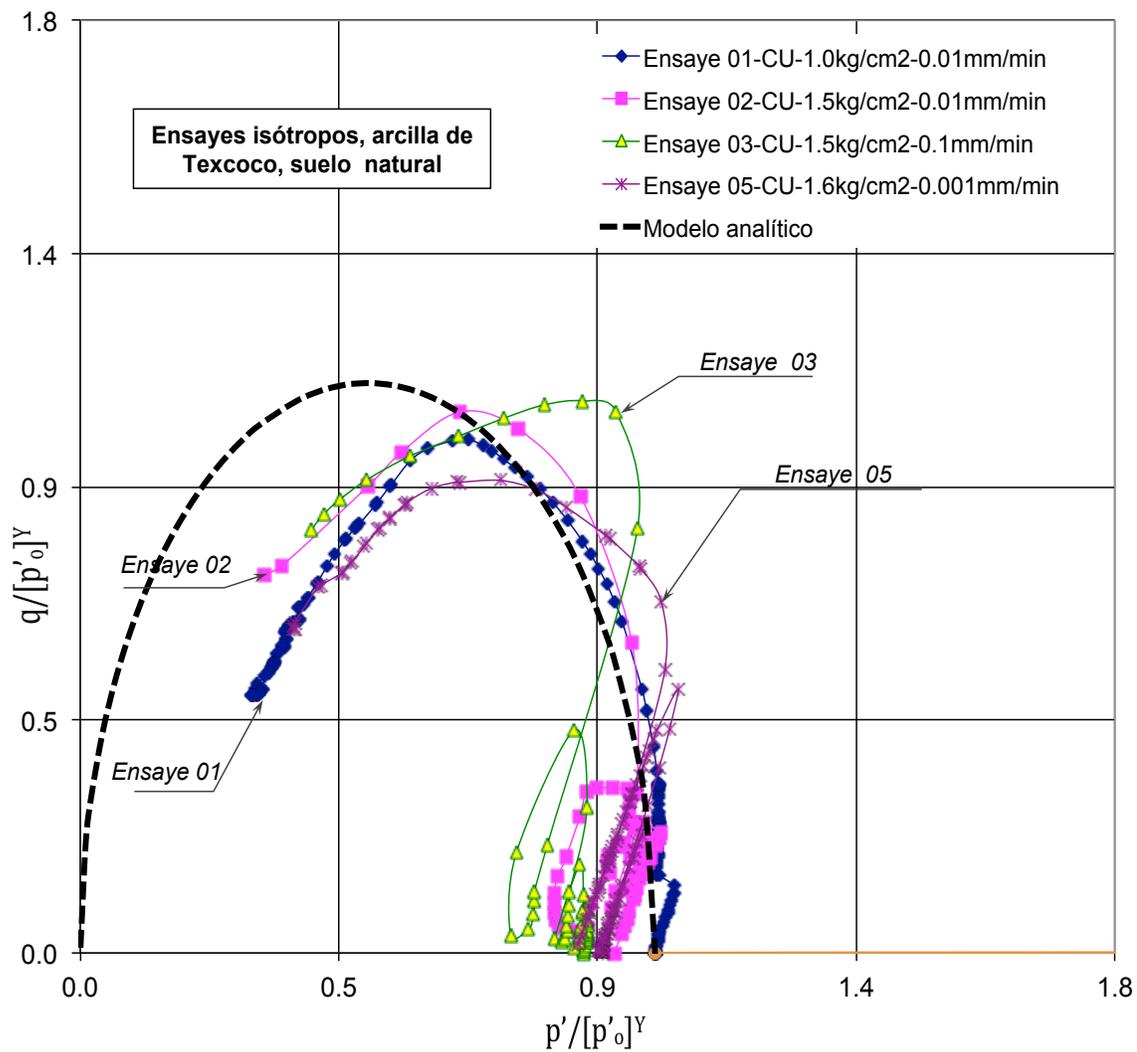


Figura 6.13 Trayectorias de esfuerzos efectivos normalizados con respecto al valor de  $p'_o$  de los ensayos realizados con consolidación isotrópica con la misma presión efectiva de confinamiento y diferentes velocidades de deformación en la falla

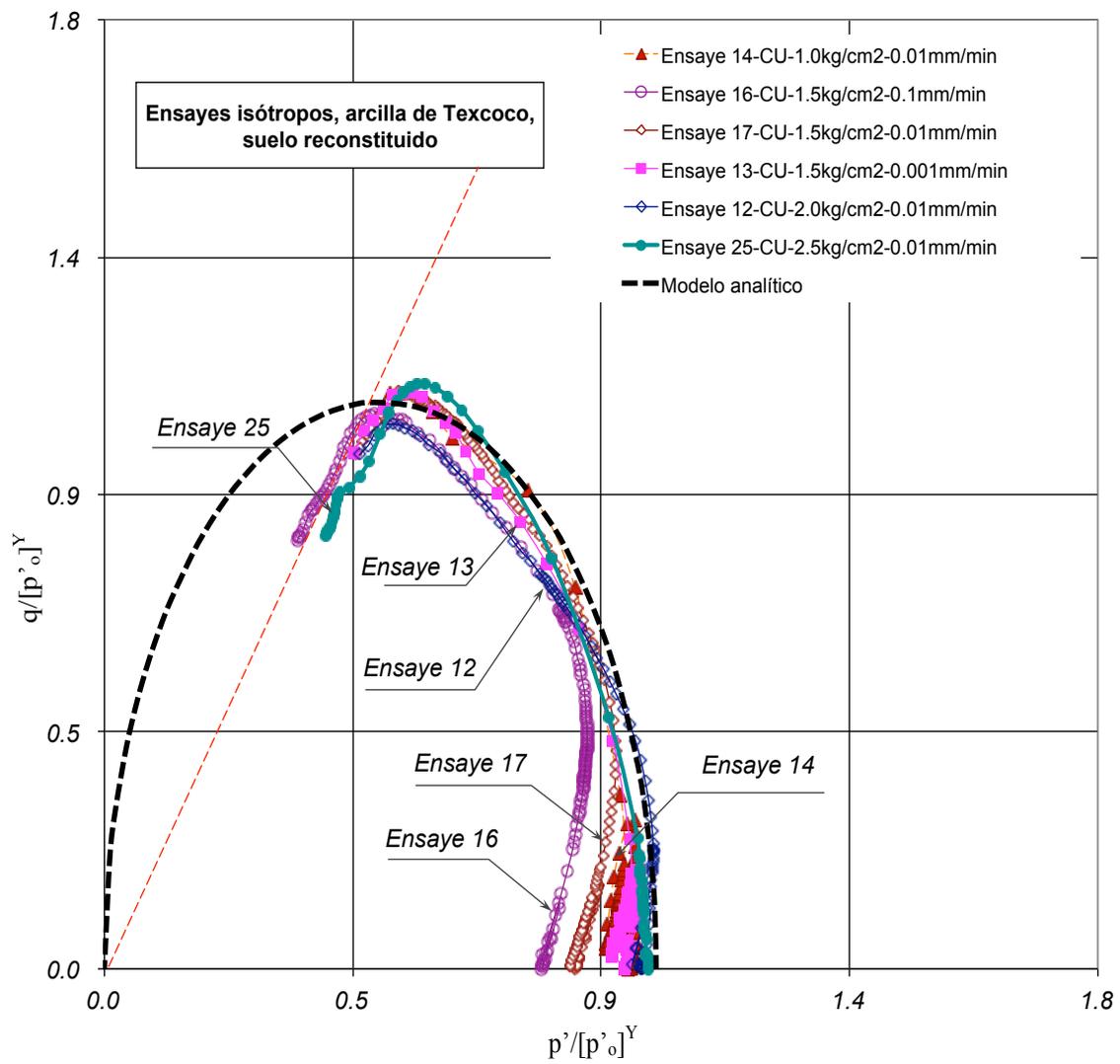
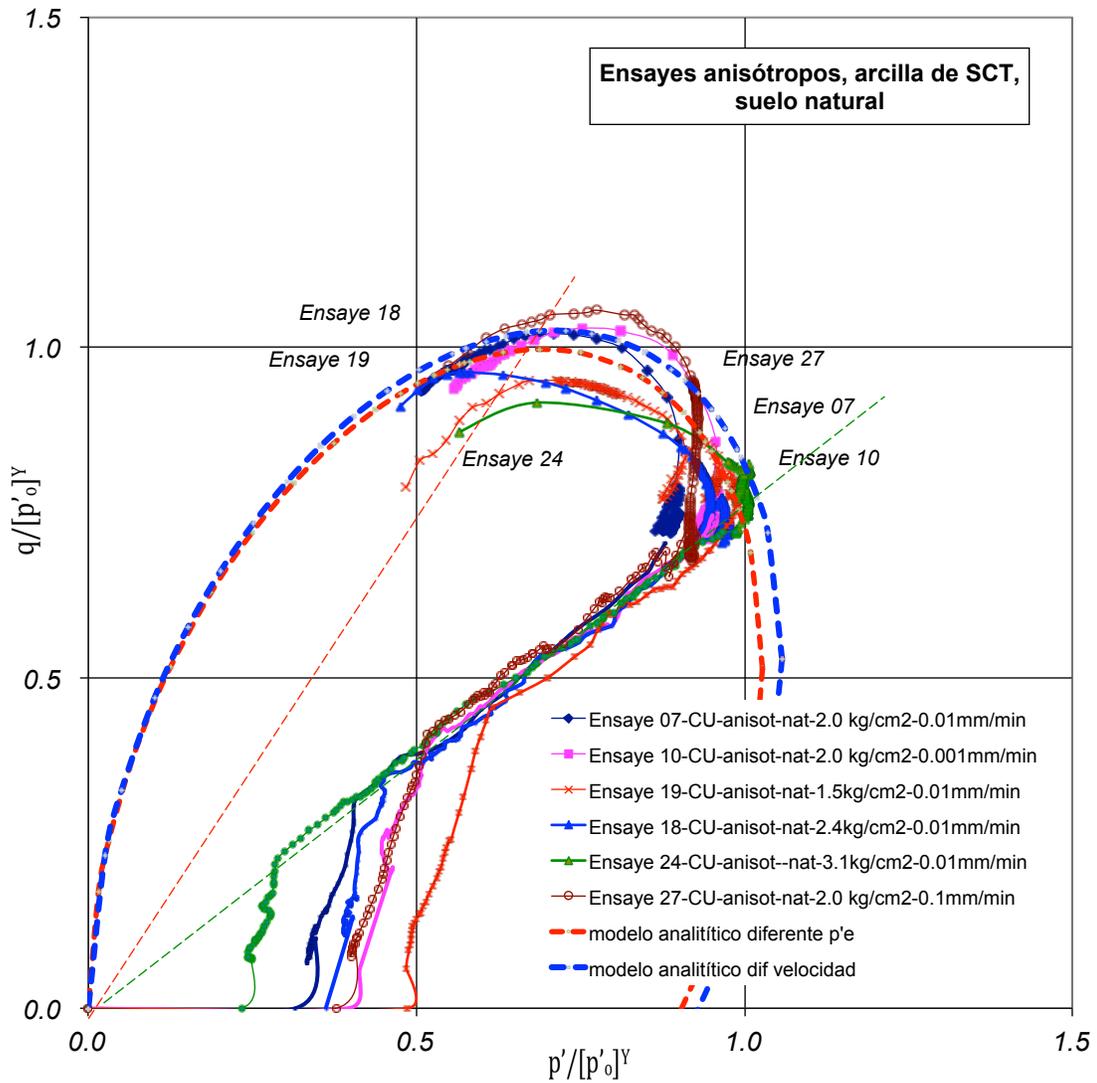
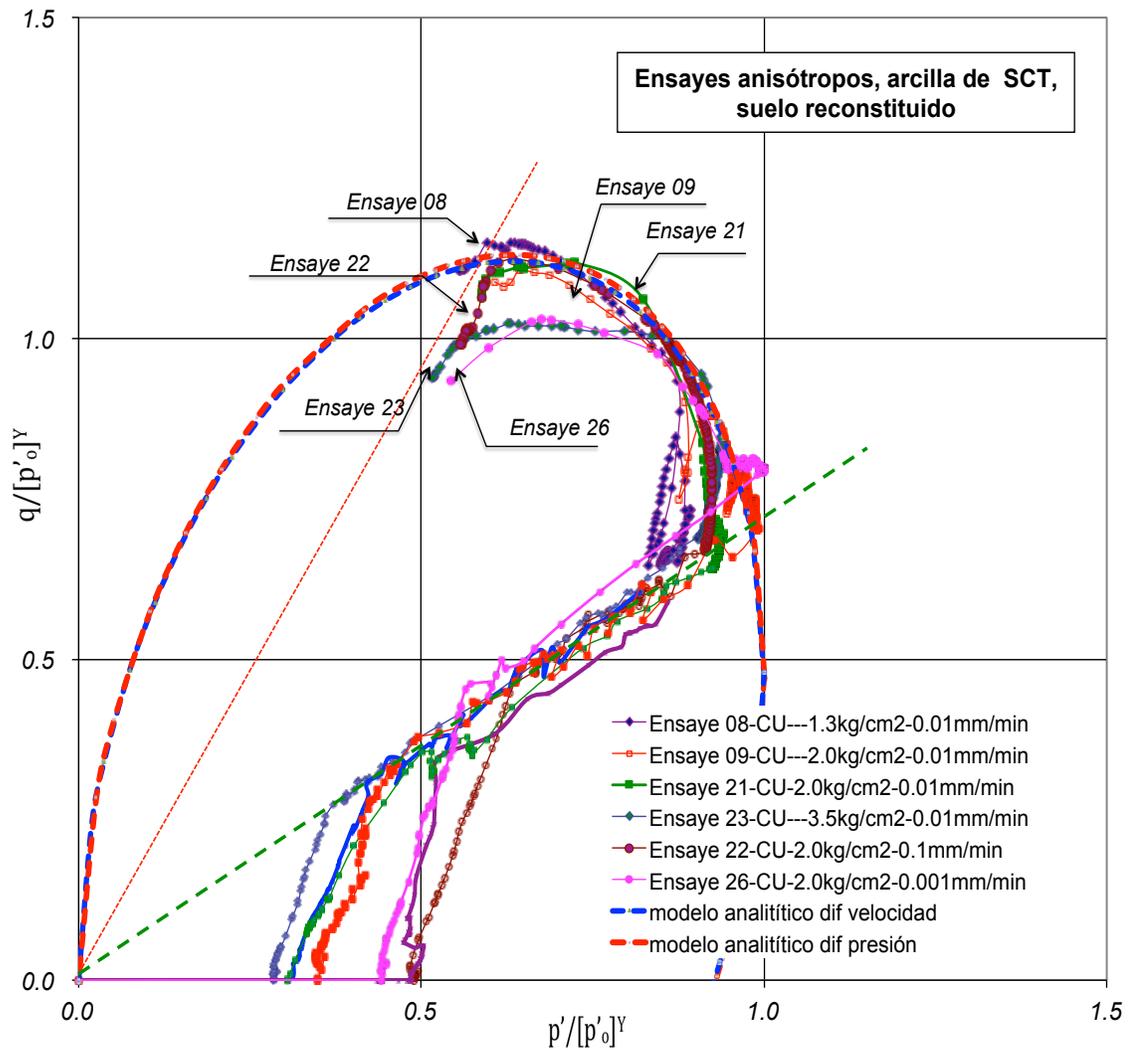


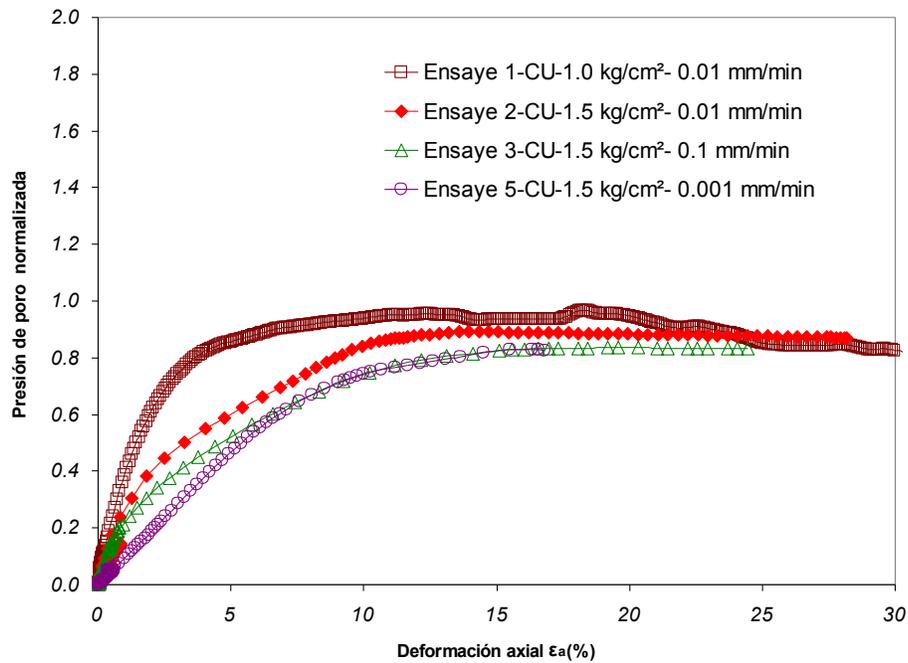
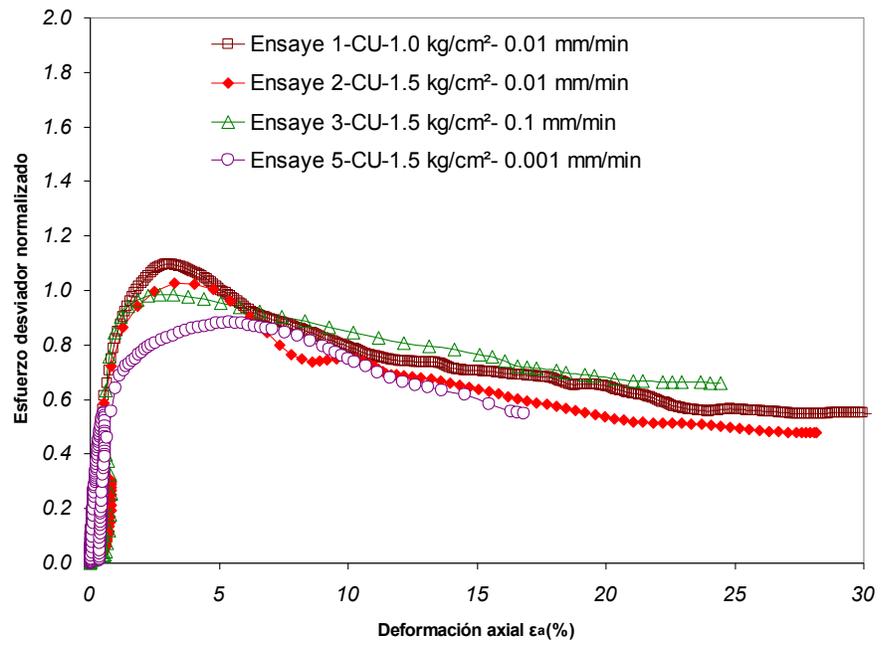
Figura 6.14 Trayectorias de esfuerzos efectivos normalizados con respecto al valor de  $p'₀$ , de las pruebas realizadas en muestras de suelo llevados a la falla consolidados isótopamente con la misma presión efectiva de confinamiento y diferentes velocidades de deformación



**Figura 6.15** Trayectorias de esfuerzos efectivos normalizados con respecto al valor de  $p'_0$ , de ensayos realizados en muestras de suelo consolidadas anisotropamente con la misma presión efectiva de confinamiento y llevados a la falla con diferentes velocidades de deformación



**Figura 6.16** Trayectorias de esfuerzos efectivos normalizados con respecto al valor de  $p'_o$ , de ensayos realizados en muestras de suelo consolidadas anisótropamente con igual presión efectiva de confinamiento y llevados a la falla con diferentes velocidades de deformación



**Suelo natural**

Figura 6.17 Comportamiento normalizado con respecto al valor de  $p'_o$ : (a) esfuerzo-deformación, (b) presión de poro-deformación, de ensayos realizados en muestras de suelo consolidados isotrópicamente

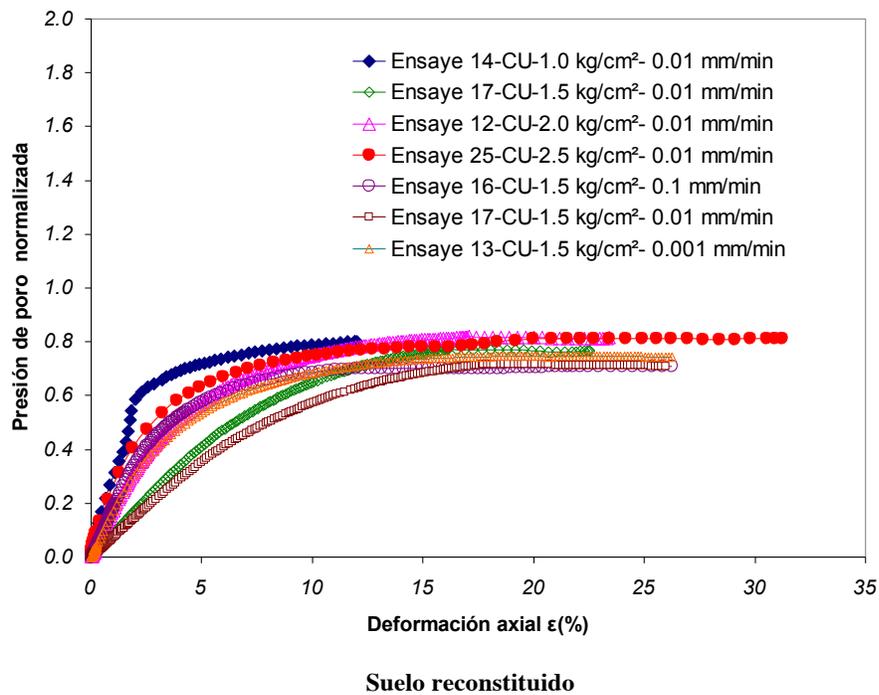
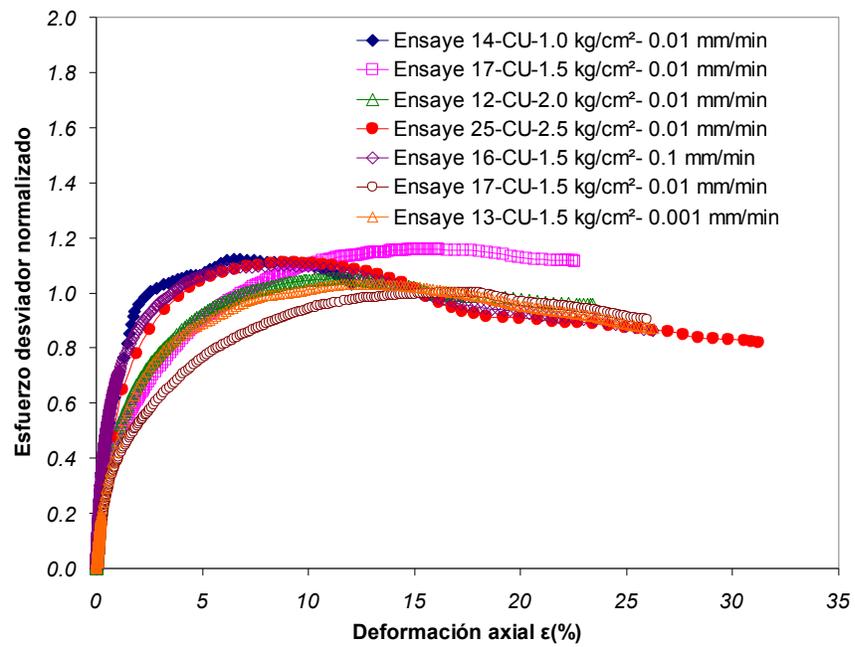


Figura 6.18 Comportamiento normalizado con respecto al valor de  $p'_o{}^Y$ : (a) esfuerzo-deformación, (b) presión de poro-deformación, de ensayos realizados en muestras de suelo consolidados isotrópamente

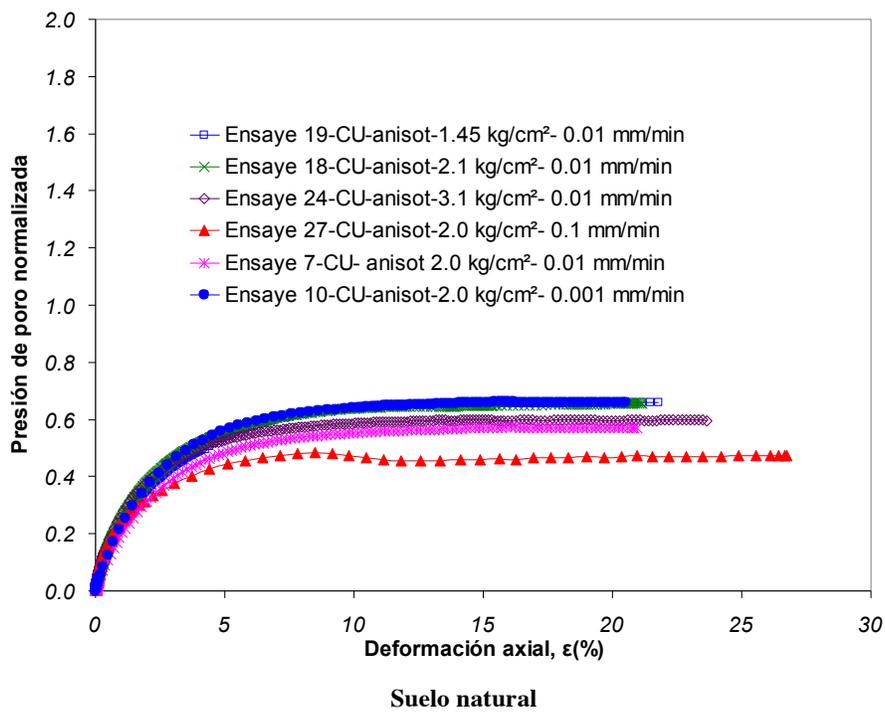
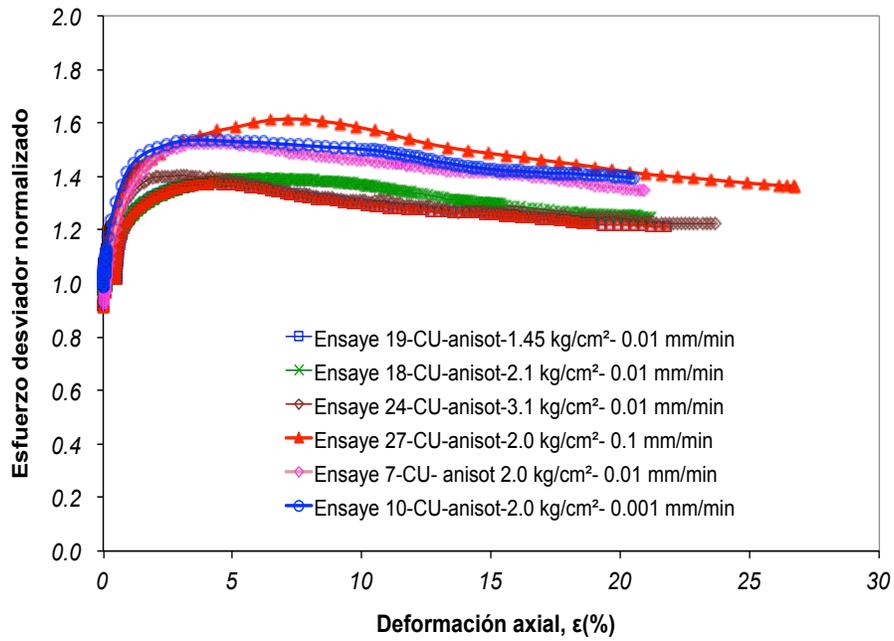


Figura 6.19 Comportamiento normalizado con respecto al valor de  $p_o^Y$ : (a) esfuerzo-deformación, (b) presión de poro-deformación, de ensayos realizados en muestras de suelo consolidados anisótricamente

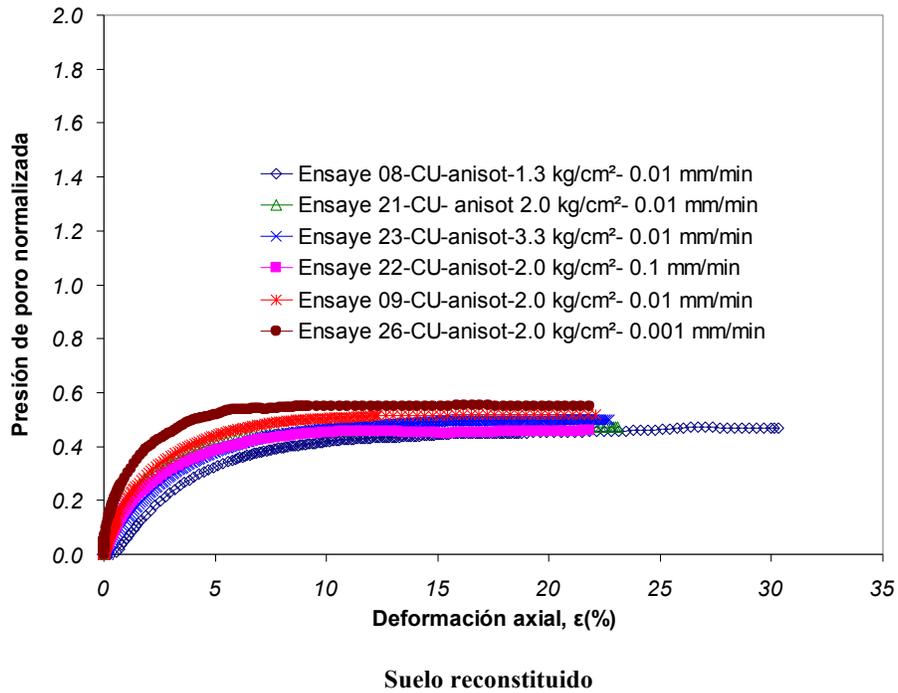
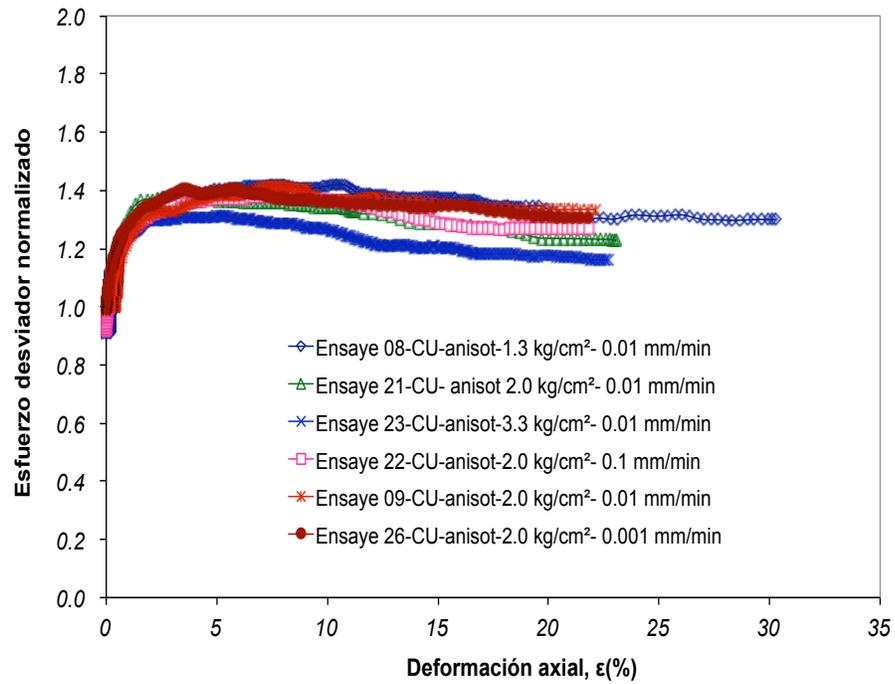


Figura 6.20 Comportamiento normalizado con respecto al valor de  $p'_o$ : (a) esfuerzo-deformación, (b) presión de poro-deformación, de ensayos realizados en muestras de suelo consolidados anisótricamente



## CAPÍTULO 7

### CONCLUSIONES

#### 7.1 Conclusiones

Las conclusiones relativas al equipo desarrollado en esta investigación y descrito en el Capítulo 2 son las siguientes:

- La fabricación de un equipo triaxial automatizado requiere de la selección adecuada de cada uno de los componentes del sistema. La precisión del sistema en operación depende de cada una de sus elementos. Los valores de desplazamiento registrados fueron del orden de dos micras ( $2 \times 10^{-6}$  cm).
- Los resultados de los ensayos realizados en muestras de arcillas del valle de México muestran que el equipo controla la deformación unitaria ( $\epsilon_a\%$ ) en la etapa de consolidación y falla durante las pruebas triaxiales. También permite la aplicación de ciclos de carga-descarga durante la falla. La capacidad del equipo para sostener una velocidad de deformación constante puede controlar el desplazamiento para valores del orden de dos micras).
- El emplear cámaras triaxiales estáticas instrumentadas con sensores de desplazamiento LVDTs colocados en el tercio medio de las muestras permite medir con mejor precisión las deformaciones unitarias axiales y el módulo de rigidez de las muestras de suelo.

Con relación a los ensayos de compresión unidimensional del Capítulo 3 se tienen las siguientes conclusiones:

- De los ensayos de consolidación realizados en arcillas naturales y reconstituidas se observa que estos suelos tienen un comportamiento similar expresado a partir de sus curvas de compresibilidad. Las curvas de compresión unidimensional de las arcillas de México y Colombia ensayadas son convergentes con el incremento de  $\sigma'_v$ . Las arcillas reconstituidas también presentan una convergencia con el incremento de  $\sigma'_v$ ; sin embargo, debido a la relación de vacíos tan elevada de las arcillas del Valle de México, las curvas de compresión muestran una convexidad para valores de  $\sigma'_v$  mayores a 500 kPa.
- La correlación planteada por Skempton (1944) entre los límites de Atterberg y las constantes de compresibilidad  $e^*_{100}$  y  $C^*_c$  son válidas para un rango de  $e_L$  entre 0,6 y 4,5;

sin embargo, para valores de  $e_L$  comprendidos entre 0,6 y 7.7 la relación de las constantes de compresibilidad responden a las ecuaciones (3.7.3) y (3.7.4).

- La línea de compresión intrínseca (ICL) y la línea de compresión por sedimentación (SCL) de las arcillas del valle de México son paralelas en el rango comprendido entre  $\sigma'_v = 100$  kPa y  $\sigma'_v = 1000$  kPa. Para valores superiores a  $\sigma'_v = 1000$  kPa son convergentes. Es decir, que el comportamiento en términos de compresibilidad de los suelos naturales y reconstituidos es semejante. Para que los suelos arcillosos reconstituidos en laboratorio reproduzcan con una mejor aproximación el comportamiento de las arcillas naturales se requiere de la reconstitución de estos materiales considerando largos periodos de tiempo en el laboratorio (mayores a 280 días).

En el capítulo 4 se presentaron los resultados de los ensayos en muestras consolidadas isotrópamente. Las conclusiones de estos ensayos son:

- Para estos ensayos la presión de poro varió inversamente proporcional al incremento de la velocidad de deformación; es decir, que a medida que aumenta la velocidad, disminuye la presión de poro en las muestras. Este fenómeno puede deberse, en parte, a la sensibilidad de los sensores y a que la presión de poro a mayores velocidades no es representativa de lo que sucede en el centro de la muestra. Sin embargo el efecto de la velocidad de deformación sobre la presión de poro de las muestras de suelo reconstituido desapareció cuando las deformaciones unitarias axiales superaron el 15%. Es decir, que la influencia de la velocidad de deformación en la etapa de falla de las muestras reconstituidas deja de ser significativa cuando la  $\varepsilon_a$  es mayor al valor antes mencionado.
- El incremento de la velocidad de deformación en la etapa de falla de las muestras de suelo con consolidación isotrópica afecta directamente en el aumento del esfuerzo desviador máximo, tanto en muestras de suelo natural como reconstituido. En las muestras de suelo natural y suelo reconstituido también se presentaron esfuerzos cortantes máximos (picos).
- En el espacio de trayectorias de esfuerzos, las líneas de falla obtenidas para los suelos consolidados isotrópamente manifestaron variaciones en los valores de  $M$  y de  $\phi'$ ; debido a que en algunos casos no se pudo alcanzar el estado crítico del material por las limitaciones del equipo. Además, parte de esta dispersión de los resultados en suelos naturales puede atribuirse a la influencia del proceso de génesis de estos materiales.
- En las muestras con consolidación isotrópica, el módulo de rigidez aumenta con el incremento de la velocidad de deformación del ensayo y con la aplicación de los ciclos de carga-descarga. Así mismo, se hizo evidente que el módulo  $G$  luego de aumentar su valor se degrada rápidamente cuando las deformaciones unitarias axiales superan los valores de deformación ya aplicadas en los ciclos de carga-descarga previos. Los suelos con mayor presión efectiva de confinamiento son más sensibles a la rigidización del material con los ciclos de carga-descarga a pequeñas deformaciones tanto en suelos naturales como en suelos reconstituidos.

En el capítulo 5 se presentaron los resultados de los ensayos efectuados en muestras consolidadas anisótricamente. Las conclusiones de estos ensayos son:

- En estas muestras el aumento de la velocidad de deformación en la etapa de falla del ensayo incrementa el esfuerzo desviador máximo. Este efecto está presente en las muestras de suelo natural y reconstituido. Así mismo, la presión de poro en ambos tipos de muestra, se incrementa con la disminución de la velocidad de deformación del ensayo; además, la presión de poro aumenta cuando se incrementa la presión efectiva de confinamiento. Con estos resultados se puede afirmar que los suelos reconstituidos consolidados anisótricamente son una mejor aproximación al comportamiento de los suelos naturales.
- Los valores de  $M$  y de  $\phi'$  de los suelos naturales y reconstituidos consolidados anisótricamente mostraron menor dispersión. A reserva de confirmarlo con más estudios, esto puede atribuirse a que las muestras de suelos reconstituidos sometidos a consolidación anisótropa se aproximan de mejor manera a la condición natural en campo de los suelos.
- El incremento de la presión de confinamiento efectivo en las muestras influye en el aumento del módulo de rigidez tanto en suelos naturales como en suelos reconstituidos. Los ciclos de carga-descarga aplicados en la etapa de falla de los ensayos, incrementan el módulo de rigidez; sin embargo, para niveles de deformación mayores a los anteriormente aplicados a las muestras ( en los ciclos de carga-descarga), el comportamiento del material es frágil ya que pierde la rigidez incrementada con mayor rapidez.
- Los resultados de los ensayos realizados en muestras de suelo consolidados anisótricamente, muestran que para deformaciones unitarias axiales menores a 1% tiene gran influencia en el valor de  $G$  la magnitud de la presión de confinamiento y los ciclos de carga-descarga. Por encima del valor de  $\epsilon_a$  antes mencionado, la influencia de estas variables sobre la magnitud del módulo de rigidez disminuye notablemente. Esto puede deberse a que con la consolidación anisótropa se presentan cambios microestructurales inducidos, los cuales se manifiestan por debajo de  $\epsilon_a$  de 1%.
- Los resultados experimentales de los ensayos efectuados en muestras de suelos naturales y reconstituidos se concluye que los suelos consolidados isotrópicamente y anisótricamente se comportan como materiales elasto-plásticos aún a pequeñas deformaciones (0.007%). El cambio en el valor del módulo de rigidez está presente desde pequeñas deformaciones, en donde estas variaciones corresponden a puntos de fluencia con deformaciones plásticas volumétricas y de cortante.

En el capítulo 6 se presentaron los resultados de las muestras ensayadas tomando en cuenta el valor de presión efectiva de confinamiento  $[p'_o]^v$  como parámetro de normalización, cuyo valor de  $Y$  depende de la velocidad de deformación de la prueba, el cual fue determinado de los resultados experimentales.

- La interpretación del comportamiento de las muestras se realizó con base en la existencia de una superficie de fluencia límite que envuelve la trayectoria de esfuerzos efectivos de los ensayos realizados y que depende de las condiciones iniciales de las muestras, la historia de esfuerzos, la presión de confinamiento, considerando que las pruebas efectuadas se realizaron bajo condiciones no drenadas en la etapa de falla.
- Algunos parámetros del estado crítico ( $\Gamma$ ,  $N$ ,  $M$ ,  $\lambda$  y  $\kappa$ ) de los materiales se correlacionaron con las propiedades índice de los materiales. Las correlaciones obtenidas permiten obtener una aproximación del comportamiento con los datos experimentales de este estudio.
- Se postuló la existencia de una superficie de fluencia la cual define el límite del comportamiento elástico y elasto-plástico. Los resultados experimentales de las muestras de suelo consolidado isotrópamente son diferentes a los del material consolidado anisótricamente. Las trayectorias de esfuerzos efectivos de los suelos consolidados isotrópamente manifiestan una mayor dispersión de los resultados experimentales. En las muestras de suelo con consolidación anisótropa las trayectorias de esfuerzos presentan una mayor aproximación a la superficie de fluencia del modelo planteado.
- La ley de endurecimiento del material se obtuvo de las curvas de compresibilidad donde el volumen específico del suelo disminuye a medida que aumenta el esfuerzo octaédrico; es decir, existe una relación directa entre el volumen específico y el esfuerzo octaédrico en la rama de consolidación virgen.
- A partir de las consideraciones anteriores, se construyó un modelo basado en la teoría de la elasto-plasticidad. El modelo permite describir el comportamiento esfuerzo-deformación - presión de poro de los materiales ensayados bajo las condiciones de los ensayos realizados.
- Los resultados obtenidos con el modelo planteado se ajustan a los datos experimentales, con mayor aproximación en los suelos consolidados anisótricamente que las muestras consolidadas isotrópamente. Sin embargo, se puede considerar que, en general, el modelo se ajusta razonablemente bien a las observaciones experimentales.

## REFERENCIAS

- Alanis, G. R., (2003); “Caracterización Geotécnica del ExLago de Texcoco”; Tesis de maestría UNAM.
- Alberro, J. (1969), “Déplacements du terrain et poussées latérales sur les étais des excavations”, Memorias, 7th International Conferences on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol #, México, pp 351-357.
- Andrew, C. y Palmer, B.A. (1967), “Stress Strain Relations for Clays, an Energy Theory”, *Geotechnique* 2) Vol 17: 348-358.
- Atkinson, J.H., and Bransby, P. L., (1978); “The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics”; Maidenhead: McGraw-Hill.
- Banerjee, P. K., Yousif, N. B. (1986). “A plasticity model for the mechanical behaviour of anisotropically consolidated clay”. *Int. J. Numeric Analytical Method Geomechanic*, 10, 521–541.
- Bardet J.P. (1997); “Experimental Soil Mechanics”; Prentice Hall, New Jersey.
- Bardet, J.P. (1986); “Bounding surface plasticity model for sands”; *Journal of engineering mechanics division, ASCE*, Vol 112, N° 11, pp 1198-1217.
- Blyth F. G. H. y de Freitas M. H. (1998). *Geología para Ingenieros*. Editorial continental, México.
- Boylestad, L. R. y Nashelsky, L. (1997); *Electronica Teoria de Circuitos*, Prentice Hall Hispanoamericana, 6ta edición, Mexico.
- Brown, G. (1961); “X ray identification and crystal structure of clay minerals”; Mineralogical Society, London.
- Burland, J.B. (1989); “Small is Beautiful: Stiffness of soils at small strains,” 9° Laurits Bjerum Memorial Lecture, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26, N° 4: 499-516.
- Burland, J.B. (1990); “On the compressibility and shear strength of natural clays”, *Geotechnique* Vol 40 N°3: 329-378.
- Burland, J.B. and Symes, M. (1982). “A Simple Axial Displacement Gauge for Use in the Triaxial Apparatus,” *Géotechnique*, Vol. 32, N°: 62-65.
- Chaya, I. C., Pulido M. C., Ojeda J., (1999), “Características de compresibilidad de las arcillas blandas de la formación Sabana”; Tesis de Licenciatura, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia.
- Cotecchia, F.; Chandler R. J. (1997); “The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay”; *Geotechnique* Vol 47 N° 3, pp 523-544.
- Dafalias, Y. F. (1987). “An anisotropic critical state clay plasticity model.” *Constitutive laws for engineering materials: Theory and applications*, C. S. Desai et al., eds., 513–521.
- Dafalias, Y. F. and Popov, E. P., (1977), “Plastic internal variables formalism of cyclic plasticity”, *Journal of applied mechanics*, ASME, Vol. 43, 1976, pp. 645-651.
- Dafalias, Y.F. and Herrmann, L. R., (1982), “Bounding surface formulation of soil plasticity”, *Soil mechanics transient and cyclic loads*, G.N. Pande and O.C. Zienkiewicz, Eds. John Wiley and sons, Chichester, U.K. pp. 253-282.
- Davies, M. C. R., and Newson, T. A. (1993). “A critical state constitutive model for anisotropic soils.” *Predictive Soils Mechanics, Proc., Wroth Memorial Symp.*, G. T. Houslyby and A. N. Schofield, eds., Thomas Telford, London, 219–229.
- Di Prisco C., Nova R., Ianier J. (1993). “A mixed isotropic kinematic hardening constitutive law of sand”. *Modern Approaches to Plasticity*. D. Kolymbas, Elsevier Science Publishers. Amsterdam, Netherlands.
- Duncan, J. M. And Seed, H. B., (1966), “Anisotropy and stress reorientation in clay.” *Journal of soil mechanics foundations division, ASCE*, vol 92, N°5, pp 21-50.
- Echeverri, R. G. (1996), “Modelo constitutivo para un suelo con endurecimiento por deformación.” Tesis de maestría, Estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Flores, G.M. (2003); “Comportamiento no drenado de materiales arcillosos a diferentes niveles de deformación”; Tesis de maestría, Instituto Politécnico Nacional, IPN.

- Flores, G.M., Mireles, M., Ovando, S. E. (2002), “Comportamiento de la arcilla de la Ciudad de México a Bajos Niveles de Deformación”. XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos; Queretaro, pp 57-64.
- Giraldo, S. M. (1996), “Evaluación de un modelo elasto-plástico para predecir el comportamiento de la arcilla de la ciudad de México”, México, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Goro, Imai (1981); “ Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials”; soils and foundations; Vol 21 N° 1, pp 7-20.
- Graham, J., and Houlsby, G.T. (1983). Anisotropic elasticity of a natural clay. *Geotechnique*, 33: 165–180.
- Graham, J., Tanaka N., Crilly T. (2001); “ Modified Cam Clay modelling of temperature effects in clays”; *Canadian Geotechnical journal*; Vol 38, N°3, pp 608-621.
- Head, K.H. (1986); “Manual of Soil Laboratory Testing”, Volume 3 Effective stress tests; ELE International Limited; London.
- Hiaj-Hua, Y., Jun-Gao, Z., Gram. J. (2002); “A new elastic viscoplastic model for time-depend behaviour of normally and overconsolidated clays”; *Canadian Geotechnical journal*; Vol39, N°1, pp 157-173.
- Ibarra, E., Mendoza, M.J. (2002); “Preconstitución de un suelo arcilloso marino en un odómetro para ensayos con modelos de pilotes”; Tesis de maestría UNAM.
- Imai, G. (1980); “ Settling behavior of clay suspension”; *Soil and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering*; Vol 20 N° 2; pp 61-77.
- Imai, G. (1981); “ Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials”; *Soil and Foundations; Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*; Vol 21 N° 1; pp 7-20.
- Jaime, A. y Romo, M.P. (1987), “Degradación del G módulo de cortante de las arcillas del Valle de México”, *Memorias VII Congreso. Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, Qro.*, pp 31-44.
- Karmakar S., Sharma j., Kushwaha R. L. (2004). Critical state elasto-plastic constitutive models for soil failure in tillage – a review. *Canadian Biosystem Engineering*. Vol. 46: 219 – 223.
- Korhonen, K.H., and Lojander, M. (1987). Yielding of Perno clay. In *Proceedings of the Second International Conference on constitutive Laws for Engineering Materials*, Tucson, Arizona. Elsevier, N.Y. Vol. 2: 1249-1255.
- Leonards, G.A. & Ramiah B.K. (1959), Time effects in the consolidation of clay. *ASTM Special technical publication N° 254*, pp. 116-130.
- Lin, T. W., and Lohnes, R. A. (1984), “Sedimentation and self weight consolidation of dredge spoil”, *Proceedings of the Symposium on sedimentation consolidation models prediction and validation*, ASCE, Yong, R. N. And Townsend, F. C. Editors, pp. 464-480.
- Ling, H.I., Yue, D., Kaliakin, V. N., Themelis, N. J., (2002); “ Anisotropic elastoplastic bounding surface modelo for cohesive soils”, *Journal of Engineering mechanics, ASCE*; vol 128, N° 7, pp 748-758.
- Lo, K. Y., (1965), “ Stability of slope in anisotropic soils.” *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol 90, N° 5, pp133-155.
- Macuso, C.; Basallo, R. and D’onofrio, A. (2002). ”Small strain behavior of silty sand in controlled suction resonant column torsional shear test”. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 39: 22-31.
- Marsal, R. J. y Grau, R; 1969; “ El sub suelo del Lago de Texcoco”, volumen Nabor Carrillo; D.F.; pp 167-202.
- Marsal, R.J. y Mazari, M. (1959); “ El subsuelo de la ciudad de México”, UNAM, México D.F.
- Mc Manus, K. J. and Kulhaw, F.H. (1991); “ A cohesive soil for large size specimen deposits”, *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*; Vol. 14, N° 1 mars; pp 26-34.
- Mendoza, M. J., LSanchez, J., Luna, O. J. y Barrera, P. (1998); “ Sedimentación de un suelo arcillosos marino y su consolidación con deformaciones grandes”; *Memorias de la RNMS, Oaxaca*.
- Mendoza, M.J., et al, (2000), “Características geotécnicas de suelos reconstituidos, sustitutos de suelos naturales: dos usos”; *XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*; Tomo I; pp 311-320.
- Mukabi, J.N., Tatsuoka, F. and Hirose, K. (1991); “Effect of strain rate on small strain stiffness kaolin”; *proc 26<sup>th</sup> Japanese National Conference of soil Mechanic and foundations Engineering*, Nagano; pp 659-662.
- Näätänen, A., Wheeler, S., Karstunen, M. and Lojander, M. (1999). “Experimental investigation of anisotropic hardening model for soft clays”. *2th International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*. Torino, Italy, 28-30september, Edited by M. Jamilkowski, R. Lancellotta and Lo Presti. A.A. Balkema, rotterdam. pp. 541-548.

- Nova, R. (1988). "Mathematical modelling of anisotropy of clays." Proc., 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 607–661.
- Ovando, S. E. (1986). "Stress – strain behaviour of granular soil tested in the triaxial cell. Ph D Thesis, Imperial College of Science and Technology, London.
- Ovando, S. E. (1992). "Bounding surface and steady state for sand", Volumen Raul Marsal, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C., México.
- Panczer, W. D. (1987); "Minerals of Mexico"; Van Nostrand Reinhold; New York.
- Peralta-Fabi, R. (1973); Aspectos Micro estructurales del Subsuelo de la Ciudad de México; Informe a la Fundación "Ricardo J. Zevada" Instituto de Ingeniería UNAM.
- Pérez, G. B. (1995). "Estudio de la arena con bajo contenido de finos en ensayos triaxiales no drenados", Tesis de Maestría, UNAM.
- Puzrin, A.M. and Burland, J.B. (1996); "A logarithmic stress-strain function for rock and soils", *Geotechnique*, Vol. 46, N°1, pp 157-164.
- Puzrin, A.M. and Burland, J.B. (1998); "Non-linear model of small-strain behaviour of soils", *Geotechnique*, Vol. 48, N°2, pp 217-233.
- Rampello S.; Viggiani G. M. B.; Amorosi A. (1997); "Small strain stiffness of reconstituted clay compressed along constant triaxial effective stress ratio paths"; *Geotechnique* Vol 47, N° 3, pp 475-489.
- Romo, M. P., Jaime, A., Taboada, V. (1989), "Comportamiento ciclico de arcilla normalmente consolidada de la Ciudad de México", UNAM, Instituto de Ingeniería, Informe interno, proyecto 9501.
- Romo, M. P., Ovando, E. (1985), "Comportamiento dinámico de las arcillas de la sonda de Campeche", UNAM, Series del Instituto de Ingeniería, N 567, México D.F.
- Roscoe, K.H., and Burland, J.B., (1968), "On generalised stress-strain behaviour of wet clay", *Engineering plasticity*, (Cambridge: Cambridge University Press) pp. 535-609.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N., and Wroth, C.P. (1958), "On the yielding of soils", *Geotechnique*, 8, 22-53.
- Schiffman, R. L. (1980); "Finite and infinitesimal strain consolidation"; *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*; Vol. 106, N°3; pp 489-503.
- Schofield, A.N. y Wroth, C.P. (1968), *Critical state soil mechanics*, Mc. GrawHill, London U.K.
- Sedov S., Solleiro-Rebolledo E., Pi-Puig, T.; "Micromorphology of a Soil Catena in Yucatán: Pedogenesis and Geomorphological processes in a Tropical Karst Landscape"; *New Trends in Soil Micromorphology*; Springer - Verlag Berlin Heidelberg; pp 19-38 .
- Seed, H.B., Romo, M.P., Jaime, A. and Lysmer, J. (1987), "Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions in Mexico city in the Earthquake of Sept. 19, 1985", *Earthq. Eng. Res. Center*, Rept. núm. UCB/EERC-87/15, 1987.p.112.
- Simon, J Wheeler, Anu Nääätänen, Minna Karstunen, Matti Loader. (2004); "An Anisotropic elastoplastic model for soft clay", *Canadian geotechnical Journal*, Vol. 40, N° 2 pp. 403-418.
- Skempton, A. W. (1944), "Notes on the compressibility of clays" *Q. J. Geol. Soc.* 100, 119-135.
- Skempton, A. W. (1970), "The consolidation of clays by gravitational compaction" *Q. J. Geol. Soc.* 125 (3), 373-411
- Tamotsu, M. and Mohamed, A. (1992); "Estimation of shear characteristics degradation and stress-strain relationship of saturated clays after cyclic loading"; *Soils and Foundations*, Japanese society of soil mechanics and foundation engineering; Vol 32, N° 1, pp 161-172.
- Tavenas, F., and Leroueil, S., (1977). Effects of stresses and time on yielding of clays. *Proceedings, 9th International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Japan, Vol. 1, pp. 319-326.
- Valderrama Atayupanqui, Y. Ovando Shelley, E., Ojeda, J.; (2008); "Características geotécnicas de las arcillas naturales y reconstituidas"; *Memorias del XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*; Aguas Calientes, Aguas Calientes, pp 519-528.
- Valderrama Atayupanqui, Y., Ovando Shelley, E. (2006); "Desarrollo de un equipo triaxial automatizado"; *Memorias del XXIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*; Tuxtla, Chiapas, pp 159-168.
- Velde, V. (1992); "Introduction to clay minerals"; Chapman and Hall; London; U. K.
- Weaver, C.E.; (1989); "Clays Muds and Shales"; Elsevier, Amsterdam.

- Wheeler S.J., Naatanen, A., Karstunen, M. And Lojander, M. (2003); “ An anisotropic elastoplastic model for soft clays”; Canadian geotechnical Journal, Vol. 40, N° 2 pp. 403-418.
- Wheeler, S.J. (1997). ”A rotational hardening elasto-plastic model for clays”. In Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, A.A. Balkema, Rotterdam. Vol. 1, pp: 431–434.
- Whitlow R. (1994); “Fundamentos de Mecánica de Suelos”; Compañía Editorial Continental S.A. de C.V.; Mexico.
- Whittle, A. J., and Kavvas, M. J. (1994). “Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays.” J. Geotech. Eng., 120-1, 173–198.
- Wood, D. M. (1990); “Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics”; Cambridge University Press.
- Yimsiri, S., and Soga, K. (2000); “Micromechanics-based stress-strain behaviour of soils at small strains”; Géotechnique Vol 50 N° 5; pp 559-571.
- Yin, J.-H., Zhu, J.-G. And Graham, J. (2002), “ A new elastic viscoplastic model for time dependet behaviour of normally and overconsolidated clays: theory and verification”; Canadian Geotechnical Journal; 39; pp 157-173.
- Zentar, R., Karstunen M., Wiltafsky C., Schweiger H. F., Koskinen M. (2002), “Comparison of two approaches for modelling anisotropy of soft clays”. In Proceedings of the 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VIII), Rome. , A.A. Balkema, Rotterdam. pp. 115-121. 2002.

*AMVS/RMVS/MSO/VVVA.  
México, D.F.,septembre, le 2013.*

## **ANEXO A**

### **ANÁLISIS MINERALÓGICO DE LOS SUELOS NATURALES Y RECONSTITUIDOS**

#### **A.1 Análisis mineralógico en los suelos empleados**

El análisis de difracción de rayos X (DRX) se realizó con el apoyo del Laboratorio de DRX del Instituto de Geología de la UNAM. La técnica de DXR consiste en hacer pasar un haz de rayos X a través de los cristales de la sustancia (suelo) sujeta a estudio. El haz que incide toma varias direcciones debido a la simetría de la agrupación de átomos y por el fenómeno de difracción que da lugar a un patrón de intensidades (CPS) que puede interpretarse según la ubicación de los átomos en el cristal.

El fenómeno de difracción se debe esencialmente a la relación de fases entre dos o más ondas. Las diferencias de camino óptico conducen a diferencias de fase que a su vez producen un cambio en la amplitud. Cuando dos ondas están completamente desfasadas se anulan entre sí. Por el contrario, cuando dos ondas están en fase, la diferencia de sus caminos ópticos es cero o un número entero de la longitud de onda. La DXR es una de las técnicas que permite observar estructuras cristalinas, debido a su precisión y a la experiencia acumulada durante décadas. Sus mayores limitaciones se deben a la necesidad de trabajar con sistemas cristalinos, por lo que generalmente no es aplicable a disoluciones, sistemas amorfos y a gases.

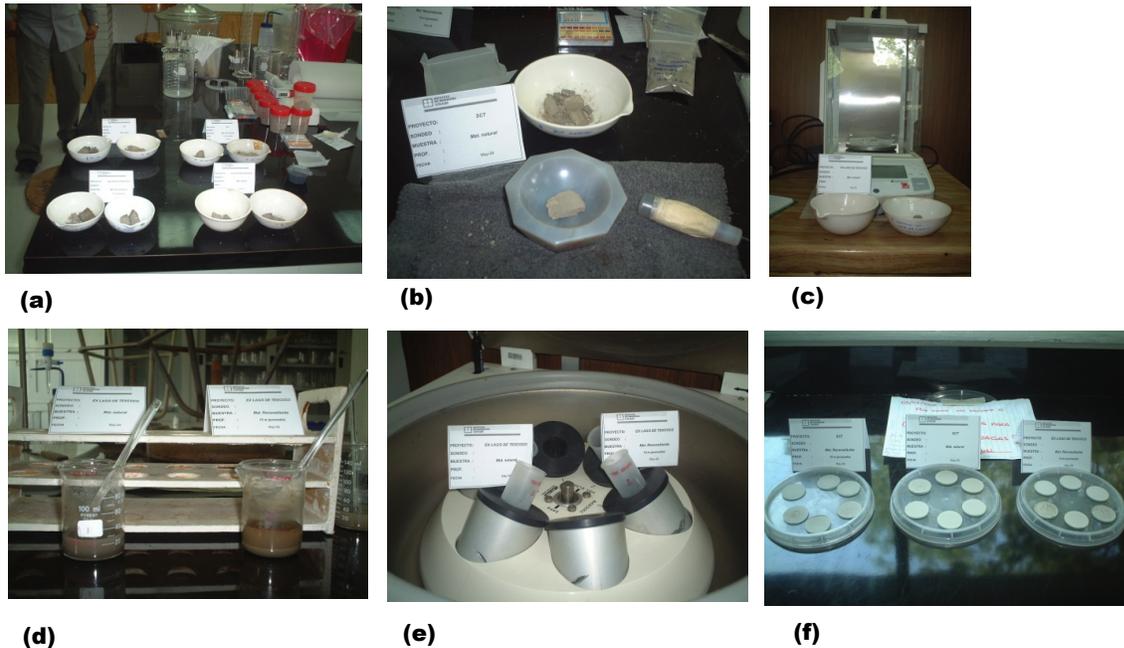
##### **A.1.1 Preparación de las muestras para el análisis por difracción de rayos X**

Para el análisis de los suelos por la técnica de DXR, se requirió de los pasos que se presentan a continuación:

- Análisis inicial de cuatro muestras como suelo total (previamente pulverizado) sin tratamiento, para determinar la posible composición mineralógica de toda la muestra. De estos resultados se determinó la necesidad de tratar las muestras para eliminar la materia orgánica de las muestras y orientar sus partículas para mejorar el espectro de los minerales componentes en el difractómetro.
- Separación de la fracción arcilla ( $<2 \mu\text{m}$ ) y preparación de las muestra orientadas cuyo proceso consistió en:

- 1 Secado de las muestras a 60° C, durante 48 horas en un horno para cultivo de especímenes con control automático de temperatura.
- 2 Molturación de las muestras, con la ayuda de un mortero de ágata para poder homogeneizar las muestras y tomar 4 gr de cada una de ellas.
- 3 Eliminación de la materia orgánica, para lo cual se diluyeron las muestras secas en una solución de peróxido de oxígeno al 1%. Las muestras en solución se colocaron en una incubadora de medio húmedo a 40° C y por un periodo de 14 días.
- 4 Centrifugado y lavado de las muestras, empleando una centrifugadora automática donde las muestras fueron colocadas en 3 ocasiones durante 5 minutos a una velocidad de centrifugado de 5000 rpm en cada una de ellas.
- 5 Formación de muestras en los porta-objetos; con la ayuda de pipeta de precisión se extrajo el material limpio en solución y se colocó sobre los portaobjetos para permitir por sedimentación y evaporación la formación de una película uniforme y ordenada de las muestras de suelo. De cada uno de los suelos se formaron tres muestras para poder efectuar las lecturas mineralógicas por el método de DXR: una, para el análisis de la fracción orientada sin tratamiento; la segunda, para ser observada con la adición de etilenglicol y, la tercera, para ser calentada a 500° C.
- 6 Lectura de las fracciones orientadas por DXR; con las muestras secas en los portaobjetos, se colocaron en el difractor de rayos X Shimadzu XRD-6000 con filtro de Níquel y tubo de cobre con monocromador en el intervalo angular  $2\theta$  de 4° a 70° y con una velocidad de 2°/minuto.
- 7 Glicolación de cada muestra se prepararon tres porta-objetos con material uniforme y orientado; uno de ellos se analizó sin tratamiento alguno, a la segunda muestra de cada suelo se le colocó etilenglicol para observar los posibles cambios en los minerales del grupo de las arcillas.
- 8 Calentamiento. La tercera muestra de cada suelo se calentó a 500° C con la finalidad de determinar los cambios en las estructuras minerales de los componentes de las arcillas. Este proceso se realizó dentro del difractor de rayos X.

En la [figura A.1](#) se observa parte de la preparación de las muestras para el análisis de DXR.



**Figura A.1** Preparación de las muestras para su análisis por difracción de rayos X (DXR): a) muestras secadas a 60° C; b) homogeneización del material en un mortero de ágata; c) pesado de las muestras; d) el material tratado con peróxido de oxígeno luego de 14 días de incubación; e) centrifugado y lavado de las muestras; f) Material listo en los portaobjetos luego de la floculación, sedimentación y evaporación del agua

### A.1.2 Datos obtenidos en el análisis por difracción de rayos X

Los suelos naturales y reconstituidos empleados en este trabajo presentan baja cristalinidad, razón por la cual el análisis mineralógico es cualitativo. En las muestras totales analizadas se identificaron: calcita, plagioclasas de composición intermedia, ópalo, cristobalita y cuarzo; es de mencionar que en el caso de las muestras de SCT, tanto en suelo natural, como de suelo reconstituido se observó la presencia de yeso. En la [tabla A.1](#) se muestran los resultados de los minerales identificados en las muestras de suelo, pudiendo definirse claramente la semejanza mineralógica que existe entre las muestras naturales y las muestras reconstituidas.

En la [tabla A.2](#) se presentan los resultados del análisis con tratamiento, en las muestras de la fracción arcillas orientadas donde se observan las fases identificadas del grupo mineralógico de las arcillas. El proceso de glicolación y calentamiento de las muestras responde a la necesidad de identificar los posibles cambios de los espectros de los minerales en el difractograma con cuyos datos se obtiene la identificación de los minerales por los cambios en la intensidad (CPS) y el valor del intervalo angular ( $2\theta$ ). Las fases identificadas tanto en suelos naturales como en los suelos reconstituidos corresponden a minerales del grupo de la Caolinita, presencia de Esmectita.

En la [figura A.2](#) se muestran los difractogramas de las muestras de SCT en estado natural y reconstituido, en donde se observa la semejanza en el espectrograma de la difracción de rayos X, cuyas fases identificadas se muestran en la [tabla A.1](#) y [tabla A.2](#), siendo en ambas muestras (SCT y Texcoco) semejantes.

En la [figura A.3](#) se observan los difractogramas de las muestras de Texcoco en condición natural y reconstituida, siendo los resultados prácticamente iguales. Las fases encontradas en estas muestras se reportaron en la [tabla A.1](#) y [tabla A.2](#).

Es de mencionar que en los primeros grados del intervalo angular de barrido de los difractogramas antes mencionados, se presentó una cierta dispersión producto de la baja cristalinidad de las muestras, presencia de sílice amorfa y del tratamiento con peróxido de oxígeno para disminuir el ruido en la lectura del espectro de la fracción arcilla (< 2 µm) producto de la presencia de material orgánico.

Tabla A.1  
Resultados de los difractogramas de las muestras de suelo natural y suelo reconstituido

MUESTRA	FASES IDENTIFICADAS	OBSERVACIONES
<b>SCT Natural</b> N3 Yuri114317	<b>Calcita:</b> CaCO <sub>3</sub> [5-0586] <b>Plagioclasa de composición intermedia:</b> (Ca,Na)(Al,Si) <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>8</sub> [18-1202] <b>Ópalo y Cristobalita</b> SiO <sub>2</sub> [11-695] <b>Yeso</b> CaSO <sub>4</sub> [33-311] <b>Cuarzo:</b> SiO <sub>2</sub> [46-1045]	No se observan claramente minerales del grupo de las arcillas, se observan trazas del grupo del caolín.
<b>SCT Reconstituido</b> R2 Yuri151754	<b>Calcita:</b> CaCO <sub>3</sub> [5-0586] <b>Plagioclasa de composición intermedia:</b> (Ca,Na)(Al,Si) <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>8</sub> [18-1202] <b>Ópalo y Cristobalita</b> SiO <sub>2</sub> [11-695] <b>Cuarzo:</b> SiO <sub>2</sub> [46-1045] <b>Yeso</b> CaSO <sub>4</sub> [33-311] <i>Filosilicatos a ≈ 14-15Å y 7 Å (ver tabla 3.8)</i>	Muy baja cristalinidad
<b>Texcoco Natural</b> N1 Yuri110939	<b>Calcita:</b> CaCO <sub>3</sub> [5-0586] <b>Plagioclasa de composición intermedia:</b> (Ca,Na)(Al,Si) <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>8</sub> [18-1202] <b>Ópalo y Cristobalita</b> SiO <sub>2</sub> [11-695] <b>Cuarzo:</b> SiO <sub>2</sub> [46-1045]	No se observan claramente minerales del grupo de las arcillas, se observan trazas del grupo del caolín.
<b>Texcoco Reconstituido</b> R4 Yuri133339	<b>Plagioclasa de composición intermedia:</b> (Ca,Na)(Al,Si) <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>8</sub> [18-1202] <b>Calcita:</b> CaCO <sub>3</sub> [5-0586] <b>Ópalo y Cristobalita</b> SiO <sub>2</sub> [11-695] <i>Filosilicatos a ≈ 14-15Å y (7Å) (ver tabla 3.8)</i>	Muy baja cristalinidad

Tabla A.2

Resultados de la Difracción de rayos X con tratamiento de las muestras para la identificación de las fases de los suelos naturales y suelos reconstituidos

MUESTRA	PICOS SIN TRATAMIENTO	PICOS CON ETILENGLICOL	PICOS A 500°C	FASES IDENTIFICADAS
<b>SCT Natural</b> N3 Yuri114317	((14-15Å)) (≈ 7Å))	((≈ 7Å))	((X))	Trazas de un Mineral del grupo de la Caolinita Esmectita
<b>SCT Reconstituido</b> R2 Yuri151754	14-15Å ≈ 7Å	≈ 17Å ≈ 7Å	≈ 10Å X	Esmectita Mineral del grupo de la Caolinita
<b>Texcoco Natural</b> N1 Yuri110939	((14-15Å)) (≈ 7Å))	((≈ 7Å))	((X))	Trazas de un Mineral del grupo de la Caolinita Esmectita
<b>Texcoco Reconstituido</b> R4 Yuri133339	14-15Å (≈ 7Å)	≈ 17Å (≈ 7Å))	(10Å) (X))	Esmectita Trazas de un Mineral del grupo de la Caolinita

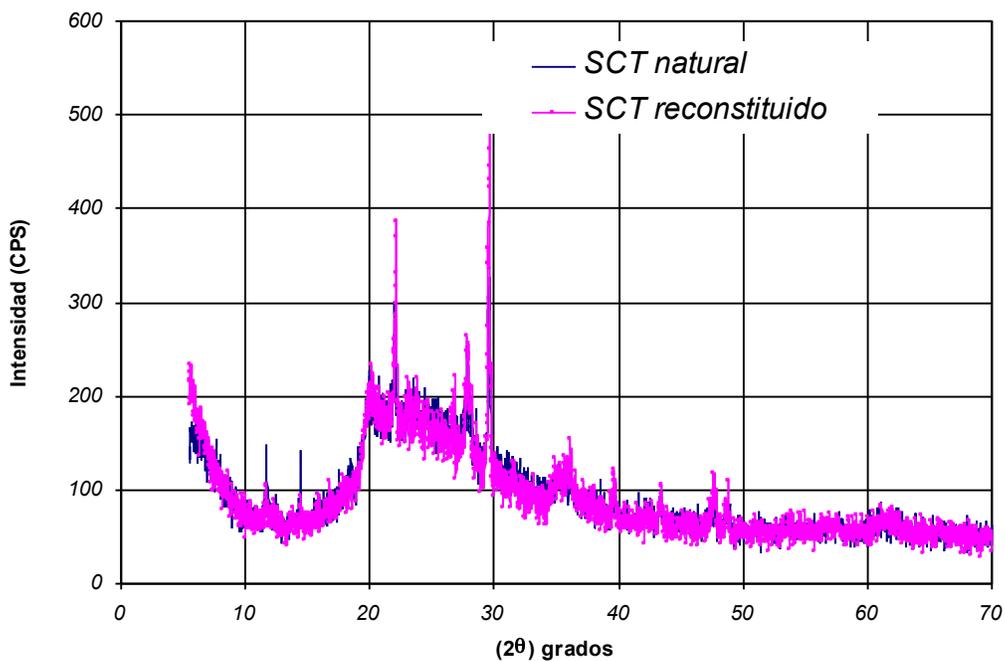


Figura A.2. Espectros obtenidos por difracción de rayos X (DXR) de las muestras de suelos: SCT natural y SCT reconstituido (Difractogramas)

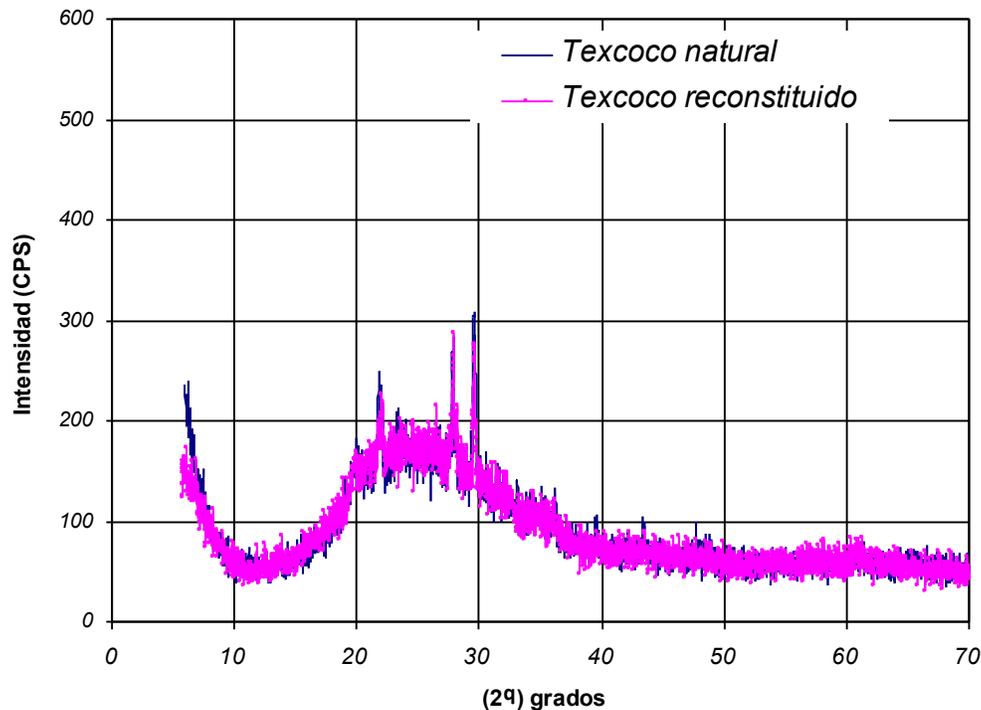


Figura A.3. Espectros obtenidos por difracción de rayos X (DXR) de las muestras de suelos: *Texcoco natural* y *Texcoco reconstituido* (Difractogramas)

## A.2 Estructura microscópica de los suelos naturales y reconstituidos empleados

Con la finalidad de complementar el análisis mineralógico se realizó la toma de fotografías de las muestras de suelo empleadas en este estudio con la ayuda de un microscopio estereoscópico marca Leica MZ 12.5 del Laboratorio de Microscopía del Instituto de Geología de la UNAM. Para la toma de estas imágenes fue necesario secar las muestras dado que las arcillas hidratadas no permiten observar la estructura del material, ya que la amplia superficie de las partículas que componen el suelo y los ostrácodos tienden a presentar cargas negativas las cuales propician la adsorción del agua, como se mencionó en el inciso 3.3.

En la figura A.4 se observa las muestras de suelo de la zona del ex-Lago de Texcoco en donde la presencia de los ostrácodos es evidente en la estructura de los materiales en estado natural (a, c); las imágenes del suelo reconstituido muestran también la presencia de estos fósiles aunque en un menor grado dado que con el procesos de remoldeo del material una parte de los ostracodos fueron fragmentados lo que se evidencia en (b) y (d), siendo la muestra (b) tomada del tercio inferior del cilindro de material reconstituido y la muestra (d) del tercio medio de la muestra reconstituida de ex-Lago de Texcoco.

En la figura A.5 se observan las muestras de la SCT; en donde, (a) corresponde a una muestra de 17.4 m de profundidad que presenta una estructura relativamente uniforme con algunos granos de arena y fracciones de ostrácodos dispersas; en (b) se observa una mayor cantidad de partículas de

ostrácodos y granos de arena, siendo la matriz del material semejante a la del suelo natural, esta muestra corresponde al tercio inferior del material reconstituido en los cilindros de acrílico mencionados en el acápite 3.4. En la figura A.5 (c) se observa la muestra de SCT obtenida a 15.3 m de profundidad, la estructura también muestra la presencia de ostrácodos y de granos de arena con una matriz un poco más densa; en la figura A.5 (d) se visualiza la presencia de ostrácodos y granos de arena en la estructura del suelo reconstituido de la SCT (muestra tomada del tercio medio del total del material formado en los cilindros de acrílico). Las diferencias de color en las fotografías mostradas se deben al proceso de reducción u oxidación en que se encuentran las partículas amorfas de hierro presentes en los suelos ensayados, que constituyen entre el 1.5 y 2.5% del peso de las muestras, como se puede apreciar en el análisis químico cuantitativo por el método de fluorescencia de rayos X.

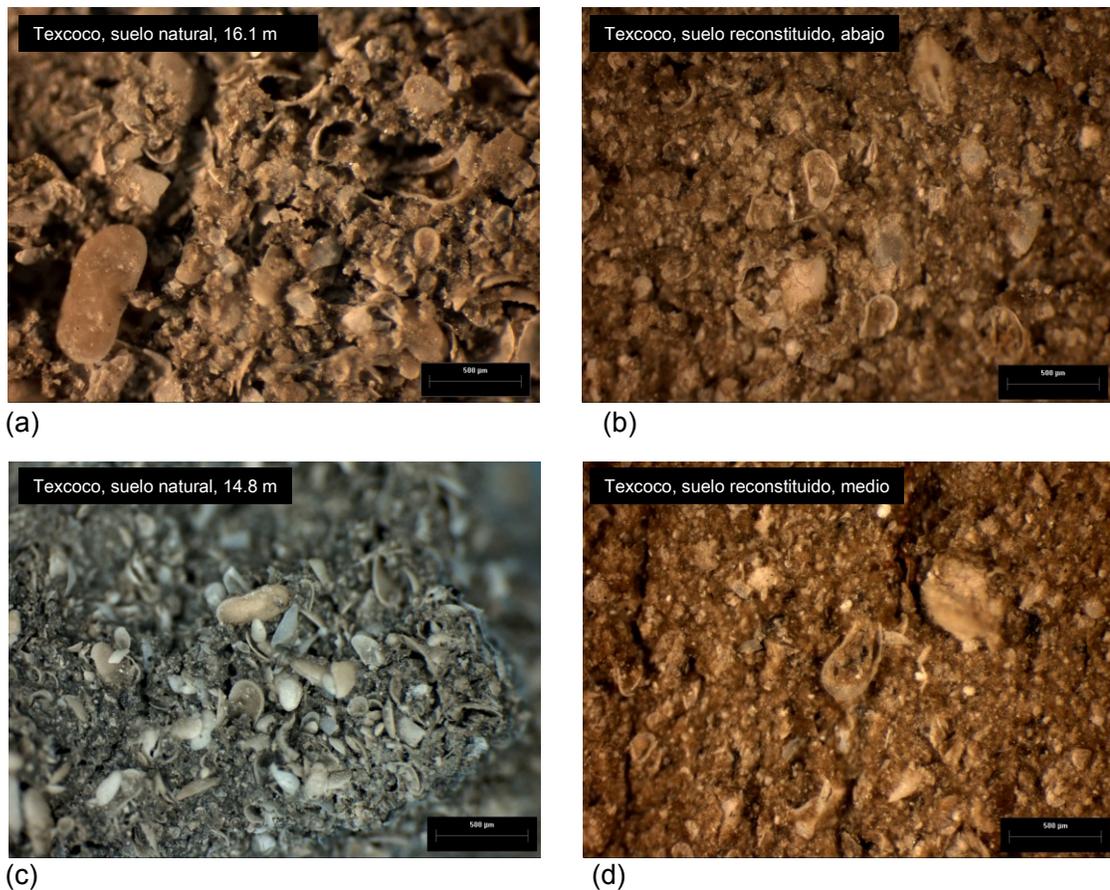


Figura A.4 *Fotografías tomadas con microscopio estereoscópico de la arcilla del ex-Lago de Texcoco SMS-29: a) (33-1) a 16.1m: en condición natural; b) muestra de Texcoco en condición reconstituida del tercio inferior; c) muestra (17-2) a 14.8m en condición natural; d) muestra de Texcoco en condición reconstituida, tercio medio*

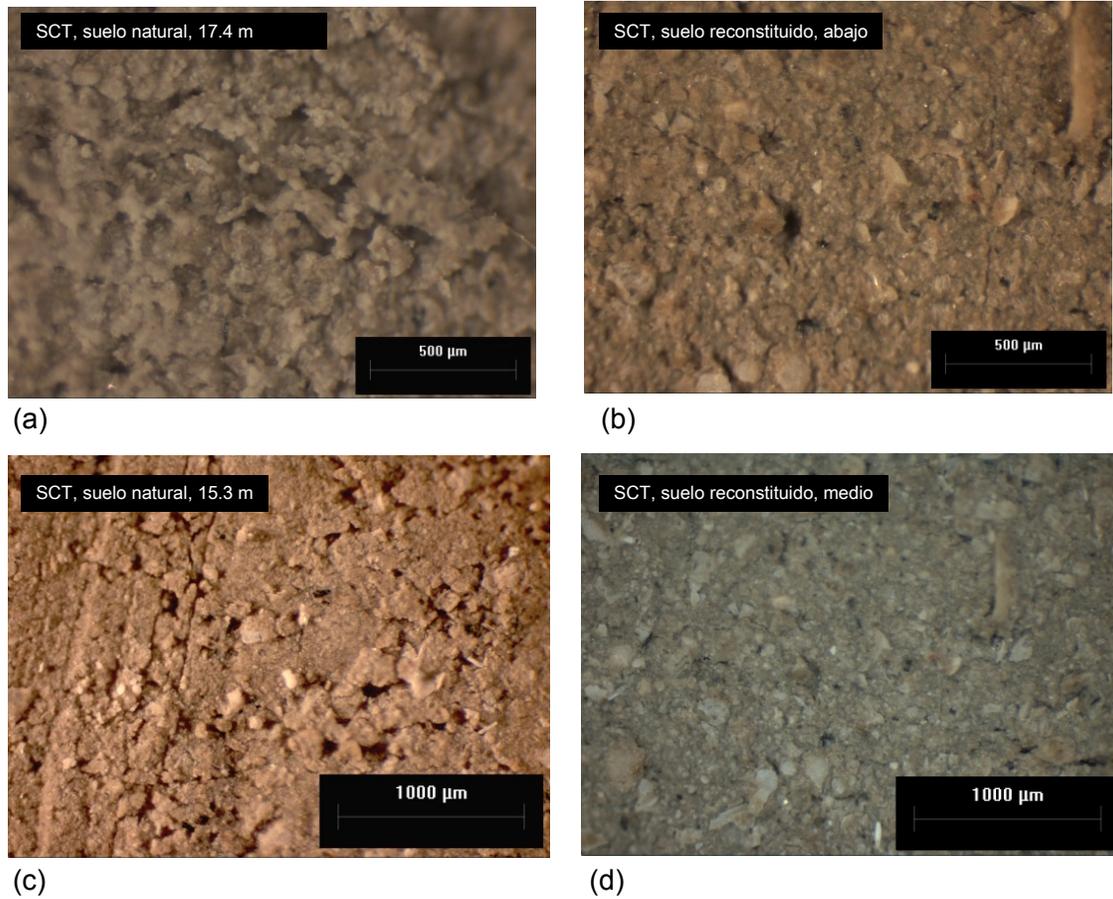


Figura A.5 *Fotografías tomadas con microscopio estereoscópico de las muestras de arcilla de SCT SMS- 1 BIS: a) muestra M-2-3 de 17.4 m: en condición natural; b) muestra de suelo en condición reconstituida, del tercio inferior; c) muestra M-1-3 tomada a 15.3 m de profundidad en condición natural; d) muestra de suelo en condición reconstituida, tercio medio de la muestra*

### A.3 Análisis de fluorescencia de rayos X

La técnica de análisis de fluorescencia de rayos X (LFRX) utiliza la emisión secundaria o fluorescente de radiación X que se genera al excitar una muestra con una fuente emisora de rayos X. La radiación X incidente o primaria expulsa los electrones de capas interiores del átomo. Entonces, los electrones de capas más externas ocupan los lugares vacantes, y el exceso energético resultante de esta transición se disipa en forma de fotones: la llamada radiación X fluorescente o secundaria. Esta radiación de fluorescencia es característica para cada elemento químico. Por lo tanto cuando se irradia con un haz de rayos X una muestra de composición desconocida, esta emitirá las radiaciones características de los elementos que la componen. Si podemos identificar la longitud de onda o energía de cada una de estas radiaciones características, se puede conocer los elementos que componen la muestra, y si es posible medir sus intensidades, podremos conocer sus respectivas concentraciones.

La intensidad es un factor importante, puesto que afectará al tiempo que se necesitará para medir el espectro. Es necesario que sean detectados y recibidos un determinado número de cuantos en el detector para que el error de la medición se reduzca lo suficiente. Se presentan pocos casos de interferencia espectral, debido a la relativa simplicidad de los espectros de rayos X. Las intensidades de los rayos X fluorescentes resultantes son casi 1000 veces más bajas que la de un haz de rayos X obtenido por excitación directa con electrones. El método de fluorescencia requiere de tubos de rayos X de alta intensidad, de unos detectores muy sensibles y de sistemas ópticos de rayos X adecuados.

Para el análisis de Fluorescencia de rayos X (LFRX) se contó con el apoyo del Laboratorio de Geoquímica del Instituto de Geología de la UNAM, donde se dispone de un espectrómetro secuencial de rayos X (Siemens SRS 3000) equipado con tubo de rodio y ventana de berilio de 125 micras, utilizado en la determinación de elementos mayores (Si, Ti, Al, Fe, Mn, Mg, Ca, Na, K y P) y elementos traza (Rb, Sr, Ba, Y, Zr, Nb, V, Cr, Co, Ni, Cu, Zn, Th y Pb) de muestras de rocas, minerales, sedimentos y suelos. Los errores estimados en las determinaciones son menores a 1% en elementos mayores y menores a 4% en elementos traza.

La preparación de las muestras para su análisis por Fluorescencia de rayos X. de elementos mayores ( $\text{SiO}_2$ ,  $\text{TiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{MnO}$ ,  $\text{MgO}$ ,  $\text{CaO}$ ,  $\text{Na}_2\text{O}$ ,  $\text{K}_2\text{O}$ ,  $\text{P}_2\text{O}_5$ ), se realizó en muestras fundidas (perlas). Las perlas fueron preparadas mezclando 1 g de muestra en polvo con 9 gr de mezcla fundente  $\text{Li}_2\text{B}_4\text{O}_7$ - $\text{LiBO}_2$  (50:50 wt%). La mezcla se vació en un crisol de Platina y oro (5-95%) y calentado a 1100°C en un hornillo equipado con quemadores Fisher y moldes para la preparación simultanea de 3 perlas (Fluxy Claisse). Previo al calentamiento se agregaron 2 gotas de LiBr en solución acuosa con una concentración de 250g/l, la cual actúa como agente no-mojante, favoreciendo que la perla se desprenda del molde durante el proceso de enfriado.

Como complemento del análisis de elementos mayores, se determinó la pérdida por calcinación (PXC), lo cual se hace calentando a 1000°C por una hora, un gramo de muestra en “base seca”, en un crisol de porcelana y dejando enfriar lentamente hasta temperatura ambiente para obtener el peso calcinado. Los resultados del análisis de fluorescencia de rayos X de las muestras de suelo del ex lago de Texcoco y de SCT (naturales y reconstituidos) se presentan en la [tabla A.3](#).

Tabla A.3

*Resultados del análisis químico cuantitativo por fluorescencia de rayos X (FRX) de las muestras de suelos naturales y reconstituidos*

Muestra	SiO <sub>2</sub> %	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	F <sub>2</sub> O <sub>3t</sub> %	MnO %	MgO %	CaO %	Na <sub>2</sub> O %	K <sub>2</sub> O %	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> %	TiO <sub>2</sub> %	PxC %	Suma %
SCT natural	54.41	9.32	2.75	0.04	5.40	5.61	0.85	1.11	0.14	0.38	20.33	100.36
SCT reconstituido	51.65	9.22	9.93	0.04	5.48	6.78	1.06	1.14	0.12	0.39	21.27	100.10
Texcoco natural	49.69	9.59	2.90	0.05	6.82	8.67	2.18	2.13	0.12	0.38	0.384	99.86
Texcoco reconstituido	47.20	9.48	2.61	0.04	5.82	6.58	5.28	2.69	0.11	0.38	19.37	99.61

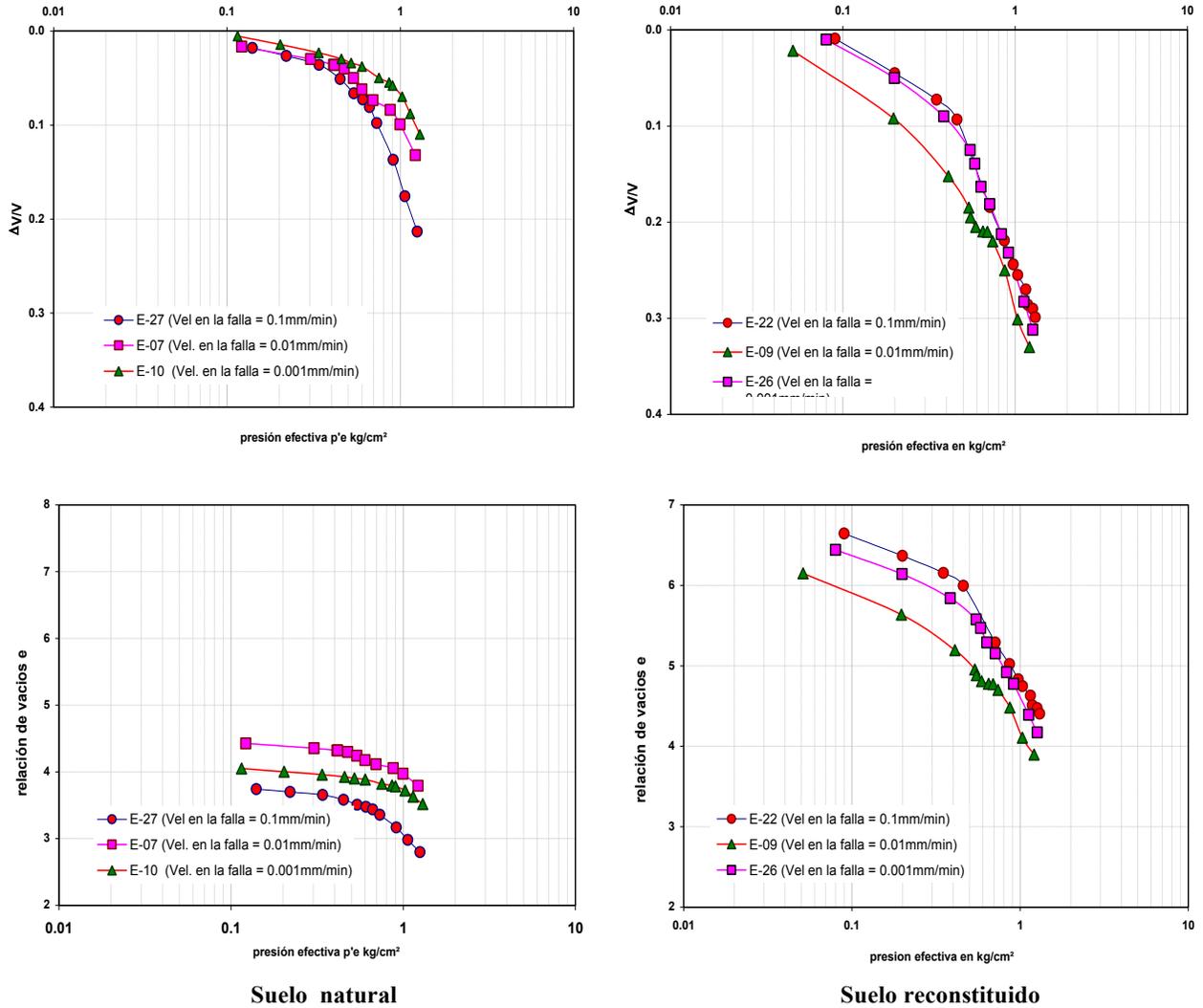
PxC: Perdidas por calcinación o ignición.

F<sub>2</sub>O<sub>3t</sub>: Oxido de hierro total (en reducción u oxidación).

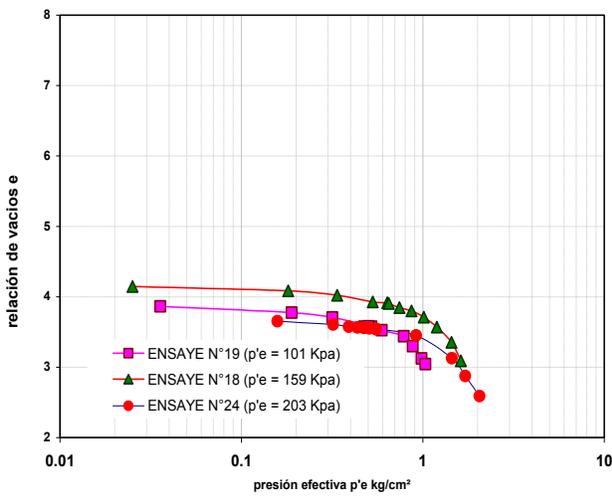
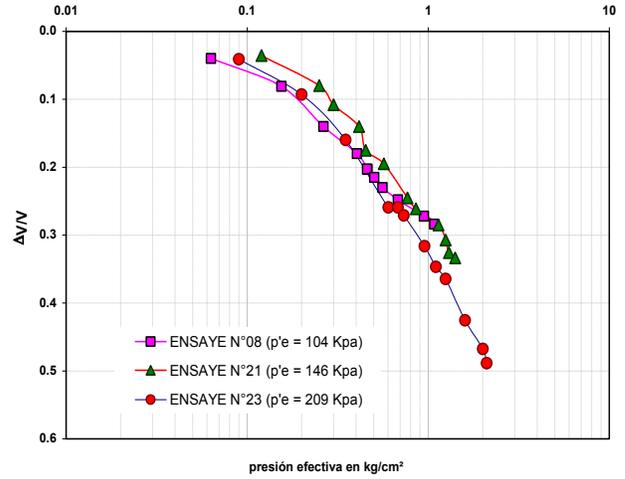
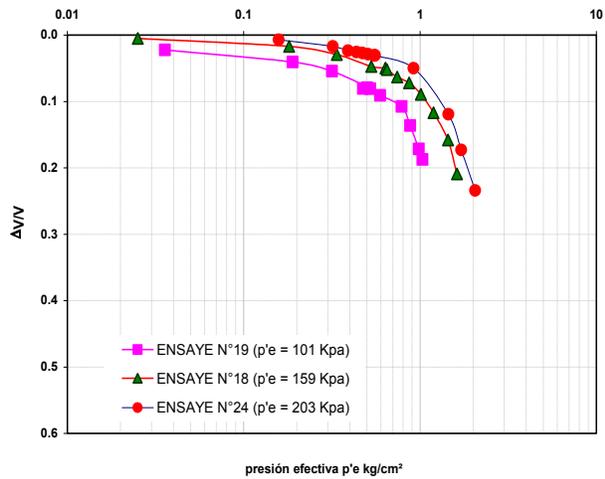
Los análisis se realizaron con el apoyo del laboratorio de fluorescencia de Rayos X del Instituto de Geología de la UNAM.

## Anexo B

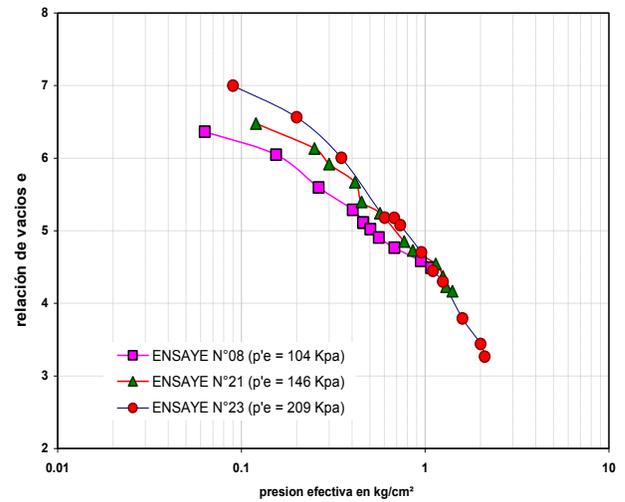
### CURVAS DE COMPRESIBILIDAD DE LOS ENSAYES CON CONSOLIDACIÓN ANISOTRÓPICA



**Figura B.1** Curvas de compresibilidad de los suelos naturales y reconstituidos, con consolidación anisotrópica, sometidos a una velocidad de deformación unitaria de 0.01% y diferente presión efectiva de confinamiento ( $p'_e$ )

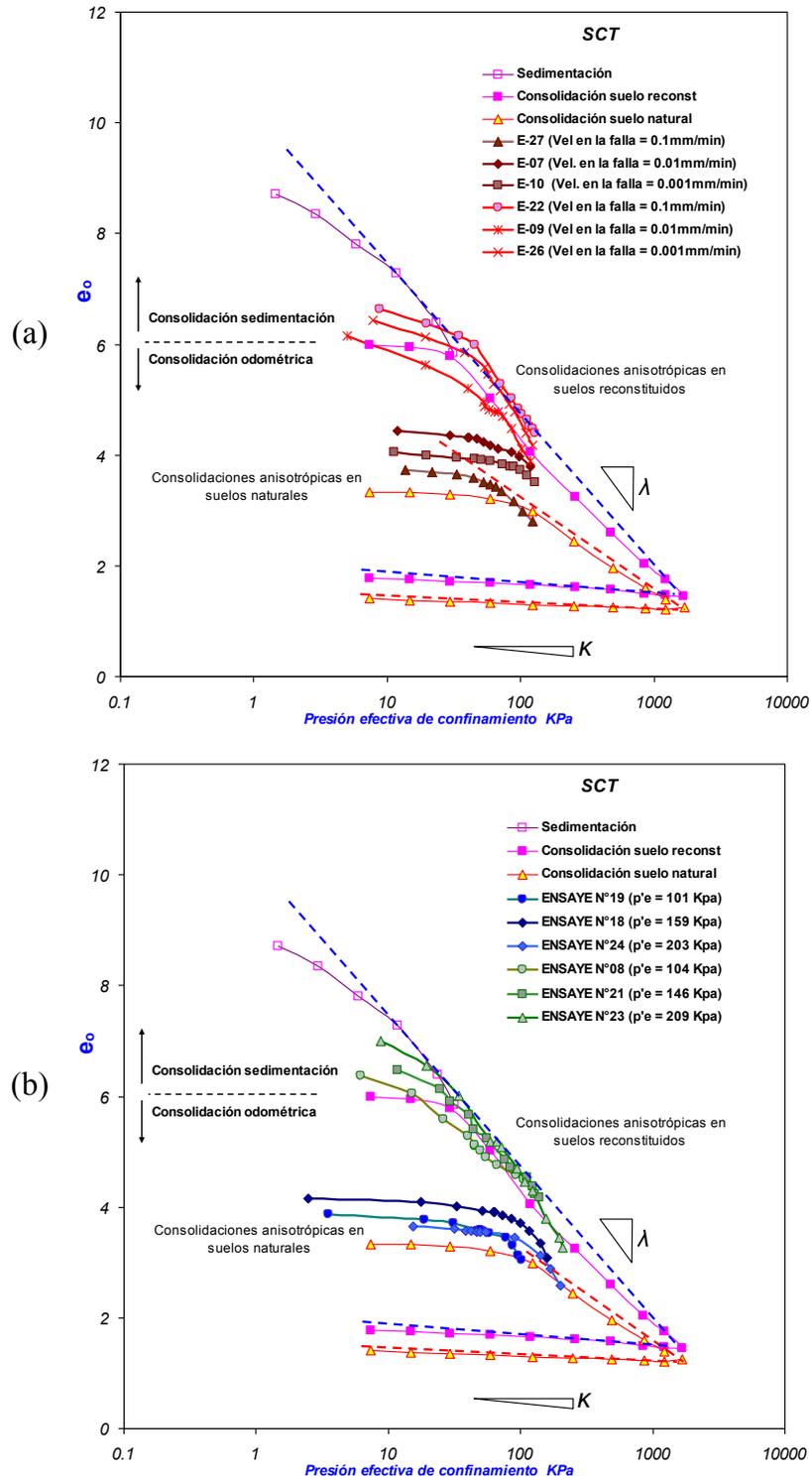


**Suelo natural**



**Suelo reconstituido**

**Figura B.2** Curvas de compresibilidad de los suelos naturales y reconstituidos, con consolidación anisotrópica, sometidos a diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla e igual presión efectiva de confinamiento ( $p'_c$ )



**Figura B.3** Curvas de compresibilidad de los suelos naturales y reconstituidos, con consolidación anisotrópica: (a) sometidos a diferentes velocidades de deformación en la etapa de falla; (b) diferentes presiones efectivas de confinamiento ( $p'_e$ )

