

01163



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**EFFECTO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN
EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO.**

T E S I S

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA

(MECÁNICA DE SUELOS)

QUE PRESENTA:

JUAN JOSÉ MARTÍNEZ VASQUEZ

DIRECTOR DE TESIS

DR. **JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ**



CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO DE 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Secretaría de la Defensa Nacional su autorización para efectuar mis estudios de maestría.

Agradezco a la Dirección General de Ingenieros el apoyo proporcionado para la conclusión de mis estudios.

También agradezco a la Dirección General de Educación Militar y Rectoría de la Universidad del Ejército y Fuerza Aérea la colaboración prestada al suscrito.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, germen de la sabiduría, le agradezco el que me haya permitido asomarme al conocimiento.

Le agradezco la dirección del trabajo al Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez.

Les agradezco a los integrantes de mi jurado sus observaciones y comentarios que enriquecieron el contenido del trabajo desarrollado: Dr. Eulalio Juárez Badillo, Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez, Dr. Salvador Marín Córdoba, M. I. Jaime A. Martínez Mier.

Agradezco a todos y cada uno de los integrantes del grupo de Dinámica de Suelos y el grupo de Microestructura de Suelos de la DEPMI-UNAM por el valioso apoyo prestado a lo largo de la realización del trabajo experimental.

Agradezco a todas aquellas personas que de una u otra manera colaboraron directa o indirectamente en mi trabajo, el hecho de que no aparezcan sus nombres escritos no quiere decir que no fue importante su colaboración, al contrario considero que fue muy importante y en mi pensamiento lo tengo presente.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: JUAN JOSÉ MARTÍNEZ VÁSQUEZ

FECHA: 4 MAYO 2004

FIRMA: 

DEDICATORIA

La dedico a la Mecánica de Suelos.

La dedicó a las Instituciones que me permitieron este logro: la Secretaría de la Defensa Nacional y la Universidad Nacional Autónoma de México.

Dedicada en especial a Blanca y Juan José.

Dedicada a mis padres, hermanos y consecuente familia.

SIMBOLOGÍA

CIU	Ensaye triaxial consolidado isotrópicamente no drenado
CS	Ensaye de compresión no confinada
CU	Ensaye consolidado no drenado
u	Presión de poro
B	Coefficiente B de Skempton
e	Relación de vacíos
ϵ	Deformación unitaria axial en %
$\dot{\epsilon}$	Velocidad de deformación unitaria axial en %/h
σ'_c	Esfuerzo efectivo de consolidación
Su	Resistencia al corte
σ	Esfuerzo normal
τ	Esfuerzo cortante
σ_{1max}	Esfuerzo axial máximo
ϕ	Ángulo de fricción
σ_1	Esfuerzo principal mayor
σ_3	Esfuerzo principal menor
σ'	Esfuerzo efectivo
Su_f	Máxima resistencia al corte
σ_f	Esfuerzo de fluencia
q_n	Resistencia al corte normalizada
Δu	Exceso de presión de poro durante la falla
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$	Esfuerzo desviador máximo o de falla
c	Cohesión
σ_{conf}	Esfuerzo de confinamiento
σ_{cp}	Esfuerzo de contrapresión
p	Promedio de los esfuerzos efectivos principales
q	Esfuerzo desviador

I n d i c e

	Página.
AGRADECIMIENTOS.....	i
DEDICATORIA.. . . .	ii
SIMBOLOGÍA.....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	v
ÍNDICE DE TABLAS.....	vii
1 INTRODUCCIÓN	
1.1 Hipótesis.....	3
1.2 Objetivo.....	3
1.3 Programa de ensayos.....	3
1.4 Alcance.....	3
2 MARCO TEÓRICO	
2.1 Antecedentes.....	5
2.2 Resistencia al esfuerzo cortante.....	5
2.3 Características geotécnicas de los sedimentos lacustres de la ciudad de México.....	9
2.4 Base teórico experimental.....	10
3 ENSAYES DE LABORATORIO	
3.1 Ensayes índice.....	13
3.2 Ensayes mecánicos.....	18
3.2.1 Programa experimental.....	18
3.2.2 Procedimiento de ensaye.....	19
3.2.3 Resultados.....	22
4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS	
4.1 Ensayes índice.....	43
4.2 Ensayes mecánicos.....	43
Ensayes de compresión no confinada.....	43
Ensayes CIU.....	44
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	52
REFERENCIAS.....	53

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pag.
Fig. 1. Sucesivos estados de esfuerzos representados mediante círculos de Mohr.	8
Fig. 2. Corte longitudinal de un espécimen para ilustrar el concepto de esfuerzos efectivos.	10
Fig. 3. Clasificación del suelo de acuerdo a la carta de plasticidad .	13
Fig. 4. Gráficas de resultados obtenidos de los ensayos índice. . . .	14
Fig. 5. Esquema que indica lo que se denomina "abajo" y "arriba". . .	17
Fig. 6. Curva de compresibilidad utilizada para definir el programa experimental.	18
Fig. 7. Diagrama operativo del equipo triaxial.	21
Fig. 8. Esquema que muestra la profundidad de la que se labraron los especímenes.	22
Fig. 9. Tramo donde se indica su contenido de agua y con línea punteada se señala la parte de donde se labraron las probetas.	23
Fig. 10. Resistencia a la compresión no confinada para diferente velocidad de deformación.	25
Fig. 11. Fotografías de los especímenes al momento de detener la etapa de falla.	26
Fig. 12. Curvas típicas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs ϵ ; Δu vs ϵ para $\sigma'_c = 80$ kPa.	28
Fig. 13. Curvas típicas $\sigma'_c = 80$ kPa. a) esfuerzo desviador vs deformación axial, b) trayectoria de esfuerzos en el plano p-q.	29
Fig. 14. Curvas típicas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs ϵ ; Δu vs ϵ , para $\sigma'_c = 300$ kPa.	30
Fig. 15. Curvas típicas para $\sigma'_c = 300$ kPa. a) esfuerzo desviador vs deformación axial; b) trayectoria de esfuerzos en el plano p-q. .	31
Fig. 16. Tendencia de la resistencia normalizada a diferente velocidad de deformación	32
Fig. 17. Presión de poro vs deformación axial, a) en la rama preconsolidada, b) en la rama normalmente consolidada.	33
Fig. 18. Curvas típicas esfuerzo desviador vs deformación unitaria axial y exceso de presión de poro vs deformación unitaria axial para $\dot{\epsilon} = 5\%/h$	35
Fig. 19. Curvas típicas esfuerzo desviador vs deformación unitaria axial y exceso de presión de poro vs deformación unitaria axial para $\dot{\epsilon} = 800\%/h$	36

Fig. 20. Círculos de Mohr para $\sigma'_c=40$ kPa, 80 kPa, 160 kPa, 300 kPa. . .	37
Fig. 21. Comportamiento de la resistencia.	38
Fig. 22. Trayectorias de esfuerzo en el plano p-q, a) $\dot{\epsilon}=1\%/h$, b) $\dot{\epsilon}=5\%/h$	39
Fig. 23. Trayectorias de esfuerzo en el plano p-q, a) $\dot{\epsilon}=100\%/h$, b) $\dot{\epsilon}=800\%/h$	40
Fig. 24. Curvas esfuerzo deformación normalizadas para ensayos de compresión triaxial a velocidad de deformación constante	45
Fig. 25. Influencia de la velocidad de deformación en la resistencia medida en compresión triaxial en el subsuelo de la ciudad de México.	46
Fig. 26. Variación de la resistencia no drenada por ciclo logarítmico	47
Fig. 27. Variación de la resistencia no drenada por ciclo logarítmico	48
Fig. 28. Curvas de generación de presión de poro normalizada vs deformación unitaria.	49
Fig. 29. Variación de la presión de poro de falla.	50

ÍNDICE DE TABLAS

	Pag.
Tabla 1. Resultados obtenidos de los ensaye índice	16
Tabla 2. Propiedades índice de los especímenes ensayados	17
Tabla 3. Programa experimental	19
Tabla 4. Incrementos de presión en la etapa de consolidación (kPa)	20
Tabla 5. Resultados de ensayos CS	24
Tabla 6. Resultados de la etapa de falla de ensayos CIU	41
Tabla 7. Aumento de la resistencia no drenada	44

INTRODUCCIÓN

1 INTRODUCCIÓN

La investigación efectuada es acerca del comportamiento experimental de muestras de los sedimentos lacustres de la ciudad de México. En particular, el estudio se enfocó en el efecto de la velocidad de deformación unitaria axial (velocidad de deformación) en la resistencia al esfuerzo cortante de especímenes cilíndricos ensayados en laboratorio, utilizando la cámara triaxial de confinamiento.

Se ensayó un total de veinte especímenes de suelo, de los cuales cuatro fueron en compresión no confinada (CS) y dieciseis ensayos triaxiales confinados del tipo CIU. Los especímenes se prepararon de un tramo de una columna estratigráfica del parque Alameda Central de la ciudad de México; el tramo de estudio está comprendido entre las profundidades de 10.00 m a 20.00 m.

Los ensayos CIU consistieron de una etapa inicial de saturación, realizada aplicando el método de contrapresión por incrementos; de una etapa de consolidación isotrópica, aplicada por incrementos de presión, cada uno después de 24 h para producir confinamientos efectivos de 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa y 300 kPa y una etapa de falla, en la modalidad de deformación controlada, aplicando una velocidad de deformación unitaria axial específica de 1%/h, 5%/h, 100%/h y 800%/h, hasta deformaciones unitarias máximas correspondientes al criterio de falla o hasta que ocurriera la rotura física del espécimen de ensaye.

Se presentan las gráficas de los resultados de ensayos índice de la columna estratigráfica y gráficas de resultados de la etapa de falla de ensayos de compresión no confinada y de los ensayos triaxiales CIU.

1.1 Hipótesis

La investigación descrita en este trabajo, se basa en la siguiente hipótesis:

La velocidad de deformación unitaria axial durante la etapa de falla en ensayos triaxiales CIU, en especímenes saturados de los sedimentos lacustres de la ciudad de México afecta la resistencia al esfuerzo cortante.

1.2 Objetivo

1.2.1 Conocer el efecto de la velocidad de deformación sobre la resistencia al esfuerzo cortante, a partir de los resultados obtenidos de los ensayos realizados utilizando muestras "inalteradas" de los sedimentos lacustres de la ciudad de México.

1.3 Programa de ensayos

1.3.1 Determinar las propiedades índice requeridas, a lo largo de la columna estratigráfica del sitio sondeado.

1.3.2 Realizar un ensayo de consolidación triaxial de una muestra "inalterada" de suelo de la ciudad de México para conocer la curva de compresibilidad y definir el programa experimental.

1.3.3 Realizar 4 ensayos de compresión no confinada a la falla aplicando diferentes velocidades de deformación.

1.3.4 Realizar 16 ensayos triaxiales consolidados isotrópicamente, no drenados (CIU), a diferente velocidad de deformación en la etapa de falla.

1.4 Alcance

El alcance se limitó a la realización de 4 ensayos de compresión no confinada y 16 ensayos triaxiales CIU, 8 en la rama preconsolidada (estructurada) y 8 en la rama normalmente consolidada (desestructurada), de la curva de compresibilidad del suelo). La presente investigación se enfoca únicamente al estudio de la velocidad de deformación durante la etapa de falla para cuantificar su efecto en la resistencia al esfuerzo cortante de especímenes inalterados del suelo. Determinar propiedades índice del subsuelo en el tramo de 10 m a 20 m.

Los resultados, conclusiones y recomendaciones generados por el presente trabajo se aplican únicamente para el suelo ensayado y bajo las condiciones descritas.

El tema de esta tesis es parte de una amplia línea de investigación geotécnica del subsuelo de la ciudad de México que se ha venido realizando por el Grupo Microestructura de Suelos de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (DEPFI-UNAM).

MARCO **TEÓRICO**

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

El efecto de la velocidad de deformación, $\dot{\epsilon}$, en la resistencia al corte, S_u , de suelos arcillosos se ha investigado por varios autores como parte de los estudios ejecutados en diferentes tipos de suelos (Taylor 1948; Casagrande y Wilson 1951; Richardson y Whitman 1963; Alberro y Santoyo 1973; Berre y Bjerrum 1973; Crooks y Graham 1976; Vaid y Campanella 1977; Graham, et al. 1983; Nakase y Kamei 1986; Lefebvre y LeBoeuf 1987; O'Reilly, et al. 1989; Hanzawa y Tanaka 1992; Sheahan et al. 1996). Los suelos estudiados se han ensayado bajo diferentes condiciones: remoldeada, inalterada o ambos casos. Los rangos de aplicación de velocidad de deformación varían de estudio a estudio, así como las condiciones particulares de cada ensaye; sin embargo, hay coincidencia en que en los ensayos consolidados no drenados, CU , existe una consistente tendencia a que la resistencia al esfuerzo cortante aumenta al aumentar la velocidad de deformación.

2.2 Resistencia al esfuerzo cortante

La resistencia al corte de un suelo convencionalmente se mide en términos de la oposición que el material desarrolla a la deformación cuando se sujeta a carga o descarga alcanzando la falla, la cual puede ser definida de diferentes maneras: esfuerzo desviador máximo, relación máxima de esfuerzos principales, estado crítico, estado residual.

La resistencia al esfuerzo cortante es una propiedad del suelo que depende de muchos factores; en el laboratorio se mide para ciertas condiciones específicas (drenaje, tipo de confinamiento) inherentes de un particular tipo de ensaye. La falla puede ocurrir al alcanzar una deformación especificada para los propósitos de un caso particular, o bien, a lo largo de una superficie suave y continua, típicamente un plano en que se producen los máximos esfuerzos cortantes entre las partículas de suelo.

Algunos de los parámetros y factores de los que depende la resistencia al corte de un suelo, son: ángulo de fricción interna, ϕ , cohesión, c , relación de vacíos, e , resultados de la presión de poro, u , velocidad de deformación, tamaño y forma de las partículas, estructura del suelo (arreglo estructural, composición mineralógica, fuerzas entre partículas), resistencia individual de las partículas, historia previa de esfuerzos y grado de preconsolidación, cambio de esfuerzos impuestos durante el muestreo, estado físico inicial de la muestra (remoldeo, fisuramiento), temperatura del espécimen, condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzo durante el proceso de falla, equipo utilizado (aparato de corte directo, cámara triaxial de confinamiento), tipos de ensaye (CID, CAD, CIU, CAU, ensaye de compresión no confinada, etc.), heterogeneidad en la estratigrafía del sitio, criterio adoptado para determinar la resistencia al

corte, efectos de inercia del sistema móvil de la cámara triaxial al aplicar la velocidad de deformación durante la etapa de falla.

Algunas características generales de la resistencia de un suelo son:

- En ausencia de cementación química entre las partículas, la resistencia se calcula por medio de una ecuación lineal involucrando al esfuerzo normal, σ , y al esfuerzo cortante, τ :

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (1)$$

- El factor básico responsable de la resistencia del suelo es la resistencia a la fricción entre las partículas de suelo en contacto.
- En general el valor máximo del ángulo de fricción interna, ϕ , para arcillas decrece con el incremento del índice de plasticidad y la actividad mineralógica (Mitchell 1993).
- Las arcillas preconsolidadas típicamente tienen mayor resistencia a un nivel de esfuerzos efectivos respecto a las arcillas normalmente consolidadas.

Algunas características generales del comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo son:

- El rango de comportamiento esfuerzo-deformación varía de muy frágil, para arcillas preconsolidadas y suelos cementados, a dúctil, para arcillas remoldeadas y arenas sueltas.
- En arcillas, un aumento en la presión de consolidación causa un decremento en el módulo de deformación.

Características generales del comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de un suelo son:

- El comportamiento esfuerzo-deformación no drenado de una arcilla se incrementa al aumentar la velocidad de deformación en la falla. La magnitud del efecto es cercano a 10 % para cada orden de magnitud (es decir entre cada ciclo logarítmico) en el incremento de la velocidad de deformación (Mitchell 1993).

Los problemas de capacidad de carga, estabilidad de taludes, capacidad de soporte de cimentaciones profundas, por mencionar algunos, dependen, a su vez, de la resistencia al corte del suelo involucrado. Varias relaciones usadas en la práctica profesional para la caracterización de propiedades esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos están basadas en descripciones empíricas y fenomenológicas del comportamiento del material. El modelo **Mohr-Coulomb** es ampliamente usado para evaluar la resistencia al corte.

Las relaciones Mohr-Coulomb las podemos asociar con el criterio de falla de máximo esfuerzo desviador, para conocer la resistencia al corte del suelo; los parámetros relevantes de esfuerzo cortante del suelo, pueden ser expresados en términos de esfuerzos efectivos.

En términos de esfuerzos efectivos la relación entre el esfuerzo cortante τ' , y el esfuerzo normal al plano o superficie potencial de falla σ , está dada por la ecuación de Mohr-Coulomb, modificada por Terzaghi como:

$$\tau' = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2)$$

$$\tau' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (3)$$

En realidad, la resistencia al corte de un suelo depende de varios factores, y una ecuación funcional podría ser de la forma:

$$\text{Resistencia al corte, } S_v = \mathbf{F}(e, \phi, \sigma', c', H, T, \varepsilon, \dot{\varepsilon}, E) \quad (4)$$

Donde: e es la relación de vacíos, H es la historia de esfuerzos, T es la temperatura, ε es la deformación unitaria axial, $\dot{\varepsilon}$ es la velocidad de deformación, E es la estructura (arreglo estructural, composición mineralógica, fuerzas entre partículas)

Una manera de representar los sucesivos estados de esfuerzos que existen en una muestra de suelo durante el proceso de ensaye a la falla es trazando una serie de círculos de Mohr (Fig. 1); sin embargo, un diagrama con muchos círculos puede resultar bastante confuso, en especial si se representan sobre un mismo diagrama los resultados de diversos tipos de ensayos. Un procedimiento más adecuado consiste en representar una serie de puntos en el sistema de ejes (τ - σ) que representan el estado de esfuerzos en el plano de falla $\theta_f = 45 + \phi/2$, en la etapa de falla del espécimen de suelo y unir los puntos mediante una línea. Esta línea se denomina **trayectoria de esfuerzos**. Al igual que un círculo de Mohr representa un estado de esfuerzos, una trayectoria de esfuerzos proporciona una representación continua de sucesivos estados de esfuerzos en un plano específico.

Otro procedimiento para trazar la trayectoria de esfuerzos es la propuesta por Roscoe, Schofield y Wroth (1958) denominada trayectoria de esfuerzos p-q.

El parámetro p es definido en términos de esfuerzos efectivos por la ecuación:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (5)$$

En ensayos triaxiales dos de los principales esfuerzos efectivos son iguales al esfuerzo horizontal efectivo, expresando la ecuación (5) como:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (6)$$

El parámetro q es definido como igual al esfuerzo desviador:

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (7)$$

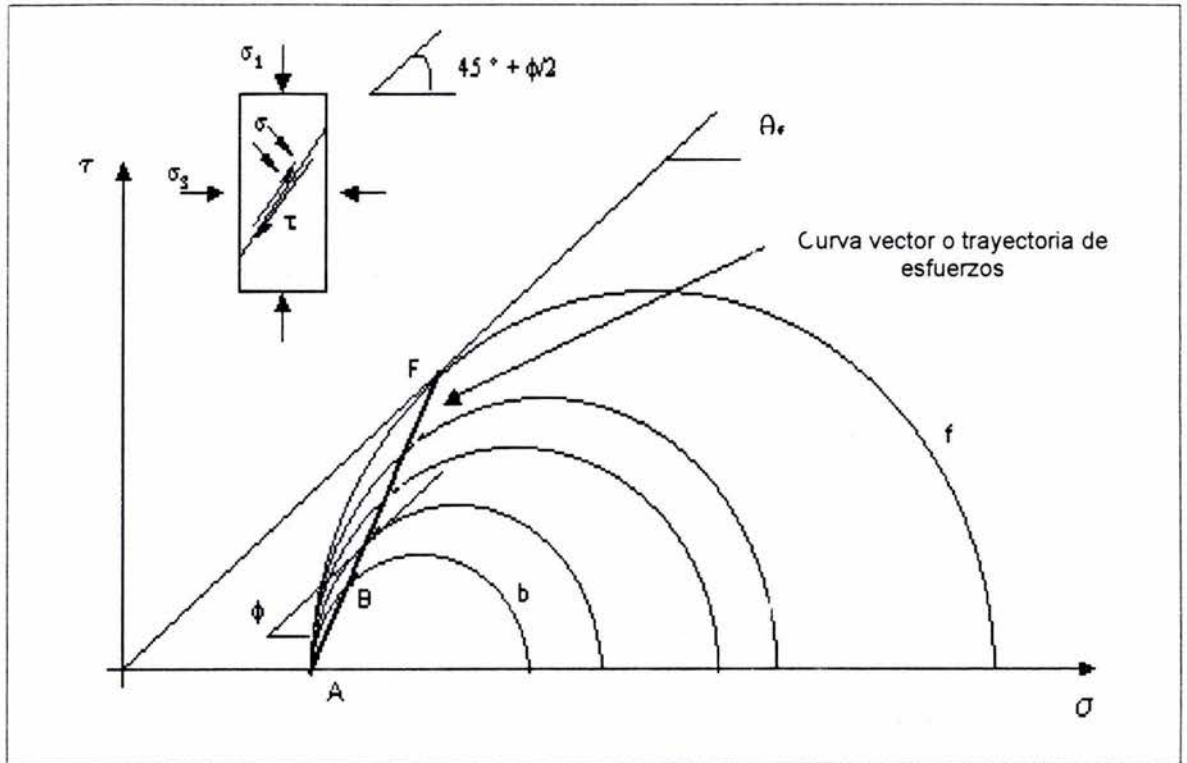


Fig. 1. Sucesivos estados de esfuerzos representados mediante círculos de Mohr

2.3 Características geotécnicas de los sedimentos lacustres de la ciudad de México

La ciudad de México se localiza dentro de la provincia fisiográfica del eje neovolcánico del país, particularmente dentro de la así denominada Cuenca de México.

Durante la época del Pleistoceno, la Cuenca de México se rellenó con materiales transportados por el viento y por el agua. Las rocas en descomposición, las arcillas residuales y materiales piroclásticos, productos de grava y arena de la desintegración de las rocas andesíticas que limitan la cuenca, fueron transportados gradualmente hacia la parte central formando series de depósitos de grava, limo y arcillas limosas. Otros elementos de los sedimentos blandos son productos de fina ceniza volcánica depositada en la superficie del lago debido a erupciones volcánicas (Zeevaert 1983). Estos sedimentos contienen una gran cantidad de ostrácodos y diatomeas; los cuales dan al suelo una estructura porosa y una alta relación de vacíos (Díaz Rodríguez, et al. 1998).

Las propiedades de los sedimentos lacustres de la ciudad de México, como alto contenido de agua y alta plasticidad, bajas velocidades de propagación de onda, comportamiento elástico; están asociadas con la presencia de material amorfo recubriendo las partículas, el cual es responsable del desarrollo de intensas fuerzas entre ellos. Seis zonas (Díaz Rodríguez, et al. 1998) están identificadas en la secuencia de sedimentos lacustres de la ciudad de México hasta la profundidad de 40 m (aunque Zeevaert 1983, describe condiciones del subsuelo hasta la profundidad de 80 m) de las cuales la zona 4 (Fig. 4g), que abarca de 7 m a 30 m, es la más importante desde el punto de vista geotécnico, principalmente debido a su alta compresibilidad, espesor y profundidad; además, esta zona coincide con el lapso donde las condiciones lacustres fueron claramente establecidas debido a la aparente proliferación de diatomeas y ostrácodos en los sedimentos finos.

El sitio de donde se obtuvieron las muestras se localiza en la ZONA III, de acuerdo con la Zonificación geotécnica de la ciudad de México indicada en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F., vigente.

El parque de la Alameda Central ($19^{\circ} 26' 05''$ N, $99^{\circ} 08' 40''$ W) está localizado en la antigua traza de la ciudad de México; presenta la estratigrafía típica de los sedimentos lacustres de la ciudad de México y está descrita por varios investigadores como Marsal y Mazari (1959), Zeevaert (1983) entre otros. En el capítulo de ensayos de laboratorio se presenta la columna estratigráfica del sitio, de acuerdo con los resultados de los ensayos índice y ensayos mecánicos efectuados.

2.4 Base teórico experimental

La resistencia de un suelo no es una propiedad constante, varía dependiendo de las condiciones impuestas ya sea "in situ" o en el laboratorio. Los ensayos triaxiales ofrecen de manera satisfactoria la medición de la "resistencia" al corte de un suelo, para muchos propósitos ingenieriles.

De la amplia variedad de definiciones para el "suelo", podemos definir al suelo como un ensamble de partículas discretas junto con cantidades variables de agua y aire. Las partículas sólidas están en contacto entre sí formando una estructura esquelética no cementada y los espacios entre esa estructura forman un sistema de vacíos o "poros" interconectados. En un suelo saturado el volumen de vacíos únicamente tiene agua; en un suelo seco los vacíos contienen únicamente aire; si están presentes agua y aire en los vacíos se dice que el suelo es parcialmente saturado. La interacción entre la estructura esquelética y el fluido contenido en los poros determina el comportamiento de una masa de suelo, especialmente de las propiedades que dependen del tiempo.

En un suelo saturado, el esfuerzo total normal, σ , es tomado en una parte por las partículas sólidas entre sus puntos de contacto y la otra parte es tomada por la presión del agua de los espacios vacíos, referida como presión de poro, u . En la Fig. 2 se ilustra un corte longitudinal de una muestra de suelo en un ensaye triaxial; la presión confinante, σ_c , aplica un esfuerzo total, σ , normal a la frontera de la muestra, la presión de poro, u ($u < \sigma$) es una presión hidráulica y actúa igual en todas direcciones; u ejerce una presión normal a la frontera de la muestra. La diferencia entre los dos esfuerzos, $\sigma - u$, es transmitida a través de la frontera y es tomada por el esqueleto del suelo. La diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poro es conocida como "esfuerzo efectivo" y se denota como, σ' . La ecuación que define los esfuerzos efectivos es:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (8)$$

Con propósito de simplificar el análisis del fenómeno de falla por resistencia al esfuerzo cortante del suelo, se considera que el fluido no provee resistencia al corte; los esfuerzos cortantes en el suelo son transmitidos totalmente por fuerzas de fricción entre los puntos de contacto intergranular, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante en un plano dado depende de los esfuerzos efectivos normales a ese plano, no de los esfuerzos normales totales. La ecuación de Mohr-Coulomb nos permite calcular la máxima resistencia al corte, S_{u_f} , en un plano de falla.

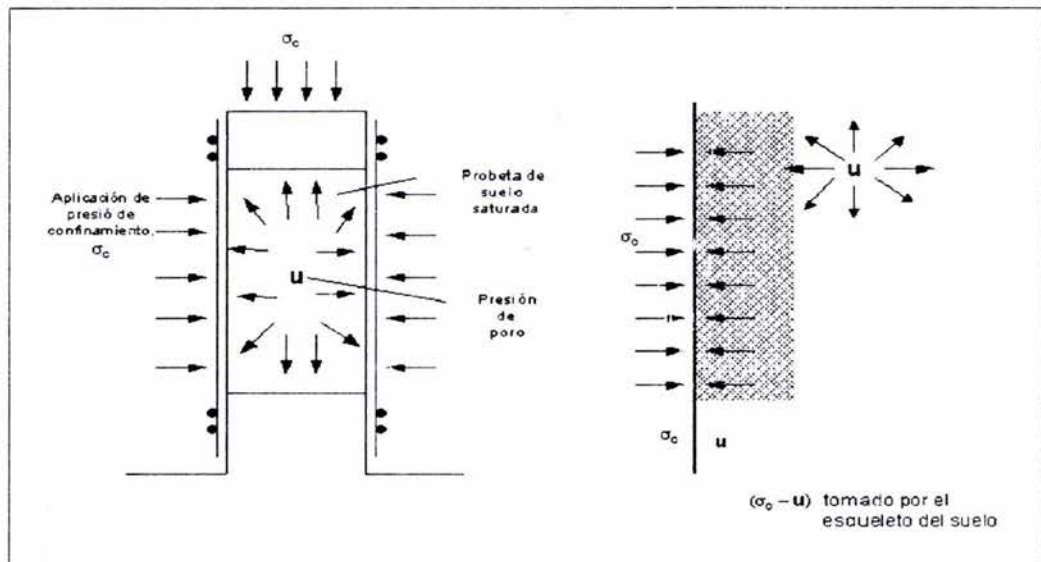


Fig. 2. Corte longitudinal de un espécimen para ilustrar el concepto de esfuerzos efectivos

Las etapas principales de que consta un ensaye triaxial son saturación, consolidación y falla (Head 1986).

La etapa de saturación tiene por objeto disolver el aire contenido en los vacíos de la probeta para lograr la saturación del espécimen, el método más usual es el de contrapresión por

incrementos, se aplican incrementos de contrapresión al espécimen alternados con presión confinante y el valor del coeficiente B (Skempton 1954) se verifica cada vez que es aplicado un incremento de presión confinante.

La etapa de consolidación se lleva a cabo en un espécimen antes de llevarlo a la falla; si la presión que se aplica alrededor de la muestra es igual, la consolidación es llamada isotrópica. La etapa de consolidación tiene por objeto la determinación de las propiedades de consolidación bajo la condición isotrópica o anisotrópica. La presión de poro generada es medida generalmente en el extremo inferior del espécimen y el drenaje del exceso de presión de poro toma lugar en el extremo superior del espécimen.

La etapa de falla puede ser en la modalidad de carga controlada o deformación controlada, las particularidades aplicadas para esta etapa definen en general el tipo de ensaye, si no se permite el drenaje y la consolidación fué isotrópica el ensaye es CIU. En la presente investigación la etapa de falla se realizó en la modalidad de deformación controlada con una prensa eléctrica del tipo "TRITEST" para diferentes velocidades de deformación en ensayes triaxiales CIU y ensayes de compresión no confinada.

ENSAYES DE **LABORATORIO**

3 ENSAYES DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio se realizaron en muestras obtenidas de un sondeo en el parque Alameda Central de la ciudad de México. El material corresponde al intervalo de profundidades de 10 m a 20 m. Se realizaron ensayos índice de la columna estratigráfica obtenida y los especímenes destinados al programa experimental se obtuvieron del intervalo de 17.50 m a 18.53 m. Durante la extracción de las muestras de suelo se observó este último intervalo como el menos "heterogéneo".

3.1 Ensayes índice

Se realizaron límites de consistencia, densidad de sólidos, torcómetro de bolsillo, penetrómetro de bolsillo y potencial hidrógeno, pH. Por otra parte, de cada espécimen se determinó su peso volumétrico, contenido de agua, grado de saturación y relación de vacíos.

Los resultados obtenidos se presentan en las figuras 3 y 4 y en las tablas 1 y 2; cabe aclarar que en la tabla 1 y figura 4, para una misma profundidad se presentan dos resultados que son: "abajo", que corresponde a la parte inferior de la sección que está por arriba del plano virtual a esa profundidad y "arriba", que corresponden a la parte superior de la sección que está por abajo del plano virtual a esa profundidad; en la Fig. 5 se indica lo que se denomina "abajo" y "arriba" para cada profundidad del plano virtual referido.

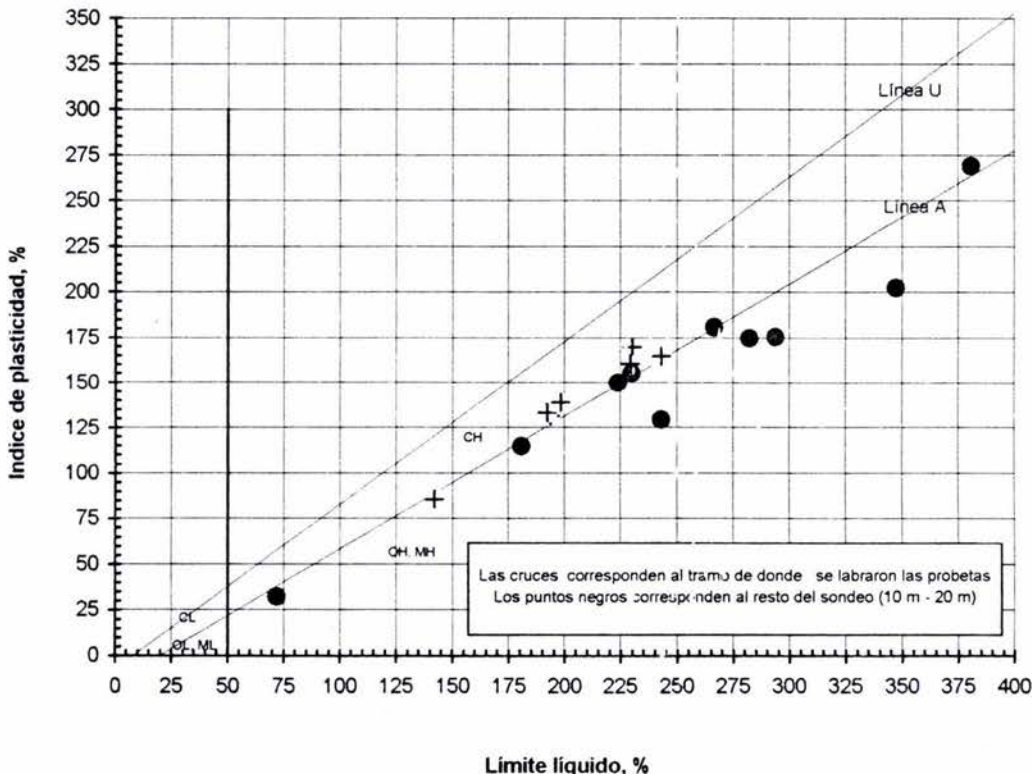


Fig. 3. Clasificación del suelo de acuerdo a la carta de plasticidad

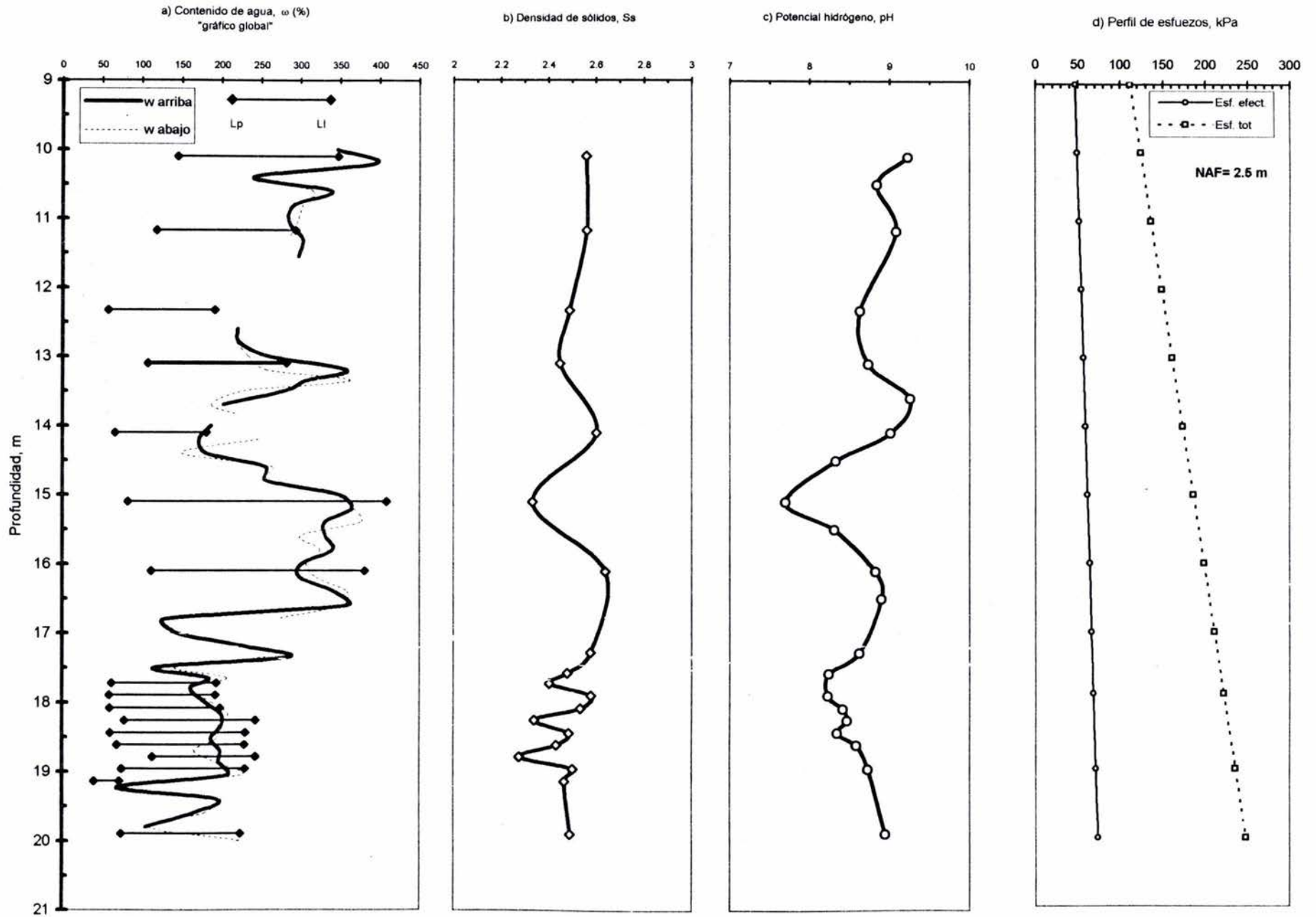


Fig. 4. Gráficas de resultados obtenidos de los ensayos índice

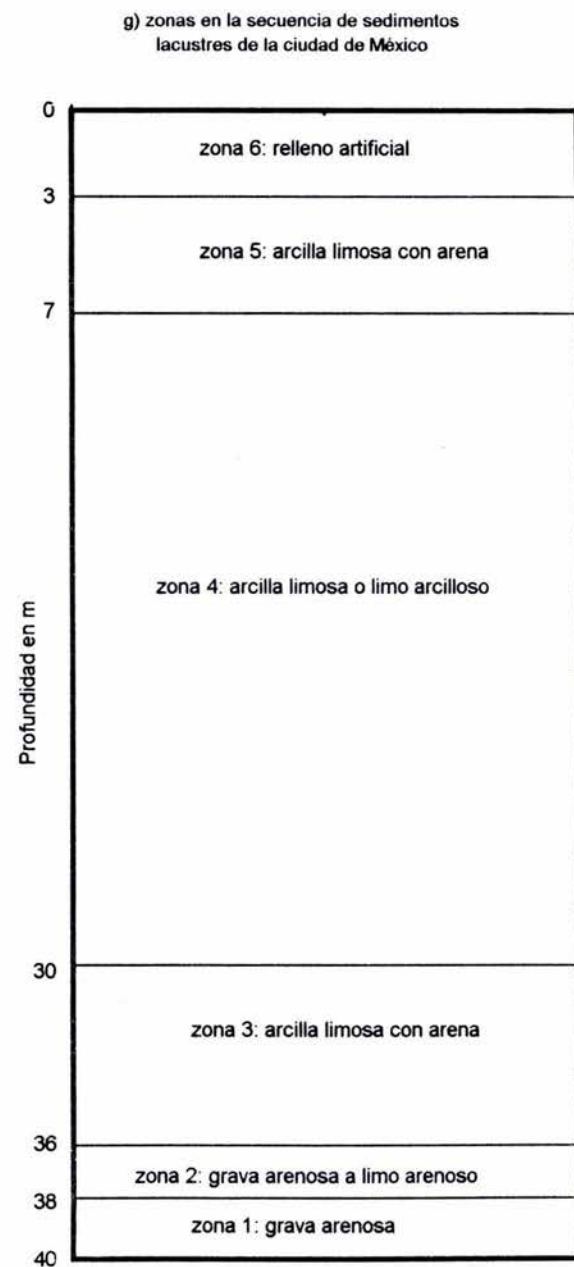
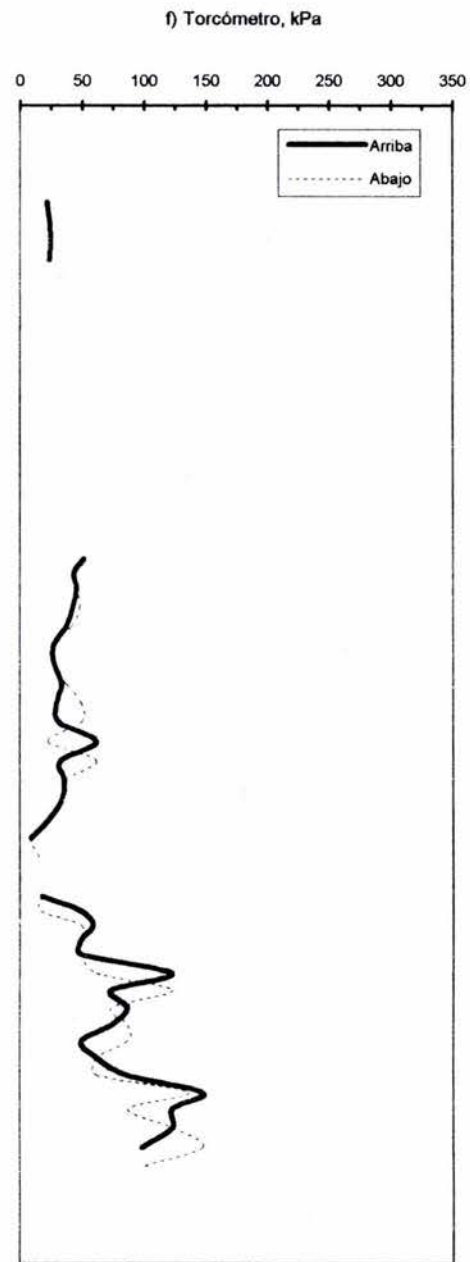
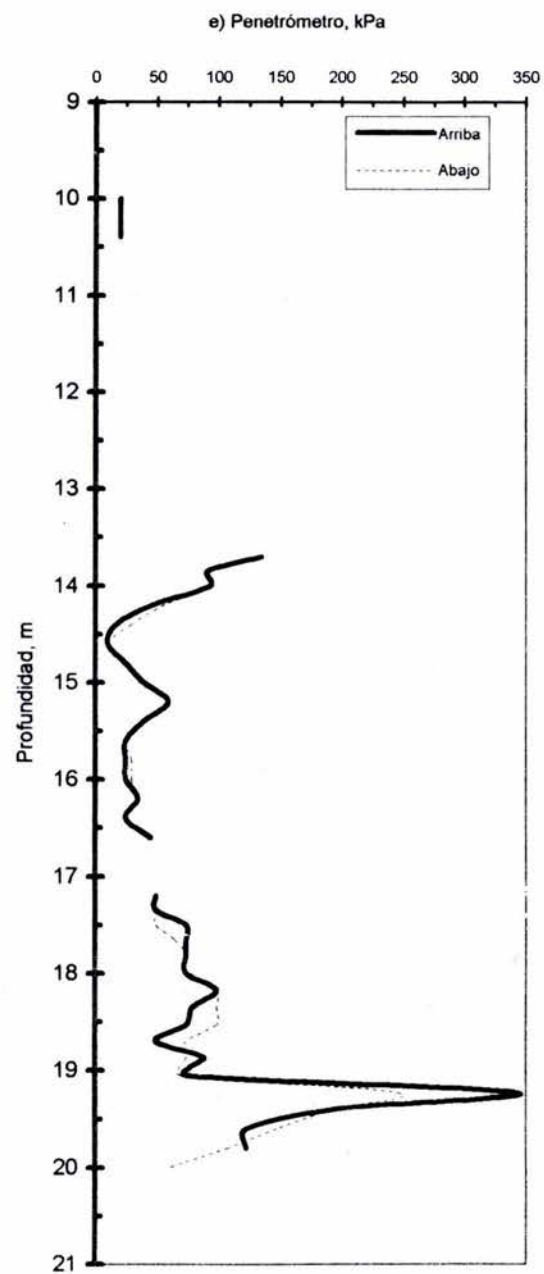


Fig. 4. (Cont.) Gráficas de resultados obtenidos de los ensayos índice

Tabla 1. Resultados obtenidos de los ensayos índice

Tramo		Prof. Prom. (m)	SUCS	w (%)		LL %	LP %	IP %	Ss	pH	Penetrómetro, (kPa)		Torcómetro, (kPa)											
DE (m)	A (m)			Arriba	Abajo						Arriba	Abajo	Arriba	Abajo										
10.00	10.20	10.10	MH	346.4	397.8	347.3	145.0	202.3	2.6	9.2	19.6	19.6	21.6	23.5										
10.20	10.40	10.30		394.4	247.7						19.6	19.6	23.5	23.5										
10.40	10.60	10.50		239.8	314.6						19.6		24.5	23.5										
10.60	10.80	10.70		338.4	301.9								23.5											
10.80	11.05	10.93	MH	292.0	295.3	293.6	118.3	175.3	2.6	9.1														
11.05	11.30	11.18		284.6	283.8																			
11.30	11.55	11.43		302.3																				
11.55	11.80	11.68		296.8																				
11.80	12.12	11.96	CH	204.3	184.1	191.6	57.5	134.1	2.5	8.6														
12.12	12.26	12.19																						
12.26	12.40	12.33																						
12.40	12.60	12.50																						
12.60	12.80	12.70	MH	219.6	218.2	282.1	107.3	174.8	2.5	8.7														
12.80	13.00	12.90		221.9	233.3																			
13.00	13.20	13.10		259.4	255.6																			
13.20	13.35	13.28		358.5	362.6																			
13.35	13.50	13.43	CH	306.4	229.8	408.5	82.4	326.1	2.3	7.7														
13.50	13.70	13.60		280.0	186.5														9.3		134.4	134.4	51.0	51.0
13.70	13.85	13.78		201.7	220.7																91.2	91.2	43.2	43.2
13.85	14.00	13.93																			93.2	93.2	45.1	45.1
14.00	14.20	14.10	CH	186.8	245.8	180.8	65.9	114.9	2.6	9.0	93.2	55.9	45.1	48.1										
14.20	14.40	14.30		171.7	149.7						46.1	29.4	42.2	41.2										
14.40	14.60	14.50		180.1	263.2						16.7	9.8	37.3	26.5										
14.60	14.80	14.70		255.4	251.6						9.8	24.5	26.5	27.5										
14.80	15.00	14.90	CH	256.1	349.1	380.8	112.1	268.7	2.6	8.8	24.5	39.2	27.5	37.3										
15.00	15.20	15.10		347.8	366.7						39.2	58.9	33.4	49.1										
15.20	15.40	15.30		364.6	375.4						58.9	39.2	29.4	49.1										
15.40	15.60	15.50		330.6	299.3						39.2	24.5	31.4	22.6										
15.60	15.80	15.70	CH	330.9	324.1	380.8	112.1	268.7	2.6	8.8	24.5	29.4	61.8	61.8										
15.80	16.00	15.90		340.1	306.7						24.5	29.4	32.4	35.3										
16.00	16.20	16.10		301.2	319.7						24.5	34.3	35.3	33.4										
16.20	16.40	16.30		299.0	358.4						34.3	24.5	33.4	23.5										
16.40	16.60	16.50	CH	342.0	353.8	266.5	85.9	180.6	2.6	8.6	24.5	45.1	23.5	8.8										
16.60	16.80	16.70		359.7	269.9						45.1		8.8	15.7										
16.80	17.00	16.90		128.1																				
17.00	17.20	17.10		144.0																				
17.20	17.35	17.28	CH	231.4	255.9	142.2	56.6	85.6	2.5	8.2	49.1	49.1	17.7	17.7										
17.35	17.50	17.43		284.6	141.2						49.1	49.1	49.1	49.1										
17.50	17.65	17.58		116.1	207.3						73.6	63.8	58.9	49.1										
17.65	17.80	17.73		183.0	160.2						73.6	73.6	49.1	49.1										
17.80	18.00	17.90	CH	161.2	187.5	193.7	62.2	131.5	2.4	8.2	73.6	73.6	49.1	61.8										
18.00	18.17	18.09		192.4	59.1						192.4	59.1	133.2	49.1	61.8									
18.17	18.35	18.26		179.7	208.0						198.4	59.6	138.8	2.5	8.4	73.6	98.1	122.6	122.6					
18.35	18.53	18.44		199.3	195.6						242.9	78.1	164.8	2.3	8.5	98.1	98.1	73.6	73.6					
18.53	18.70	18.62	CH	199.5	193.7	230.1	60.5	169.6	2.5	8.3	78.5	98.1	86.3	86.3										
18.70	18.87	18.79		186.9	165.9						229.1	68.8	160.3	2.4	8.6	73.6	73.6	73.6	86.3					
18.87	19.05	18.96		198.6	192.3						242.9	113.7	129.2	2.3		49.1	73.6	49.1	61.8					
19.05	19.23	19.14		196.8	223.9						229.9	74.7	155.2	2.5	8.7	88.3	68.7	61.8	61.8					
19.23	19.40	19.32	MH	207.2	81.0	71.9	39.8	32.1	2.5		73.6	245.3	86.3	135.4										
19.40	19.60	19.50		68.6	191.6						343.4	196.2	147.2	86.3										
19.60	19.80	19.70		193.7	179.1						196.2	147.2	122.6	122.6										
19.80	20.00	19.90		164.5	107.7						122.6	107.9	122.6	147.2	86.3									
			CH	105.1	224.4	223.7	73.9	149.8	2.5	8.9	122.6	58.9	98.1	98.1										

Tabla 2. Propiedades índice de los especímenes ensayados

Probeta No.	W (gr)	ω (%)	γ_{mw} (t/m ³)	γ_{ms} (t/m ³)	Gs (%)	e
1 CS	90.85	173.65	1.22	0.50	98	4.56
2 CS	91.07	156.11	1.27	0.49	99	5.12
3 CS	90.50	168.12	1.24	0.51	98	4.65
4 CS	91.34	153.82	1.26	0.48	97	4.34
1 CIU	90.66	162.17	1.24	0.49	99	4.24
2 CIU	90.92	191.37	1.28	0.49	99	4.35
3 CIU	91.98	191.26	1.23	0.47	99	3.68
4 CIU	92.58	193.09	1.24	0.52	99	4.40
5 CIU	94.37	205.66	1.29	0.47	99	3.98
6 CIU	93.25	198.20	1.22	0.48	99	3.83
7 CIU	92.40	197.67	1.23	0.49	99	4.45
8 CIU	92.71	196.47	1.21	0.51	99	4.60
9 CIU	96.98	153.33	1.28	0.52	98	4.13
10 CIU	90.53	197.44	1.21	0.48	94	5.18
11 CIU	93.86	196.23	1.24	0.49	99	4.61
12 CIU	91.84	187.43	1.24	0.48	96	4.53
13 CIU	92.07	187.00	1.26	0.50	99	4.30
14 CIU	90.94	195.44	1.23	0.50	99	4.71
15 CIU	87.73	190.42	1.28	0.49	98	4.53
16 CIU	91.19	200.62	1.23	0.49	96	5.06

W : peso del espécimen

 γ_{mw} : peso volumétrico húmedo

Gs : grado de saturación

 ω : contenido de agua γ_{ms} : peso volumétrico seco

e : relación de vacíos

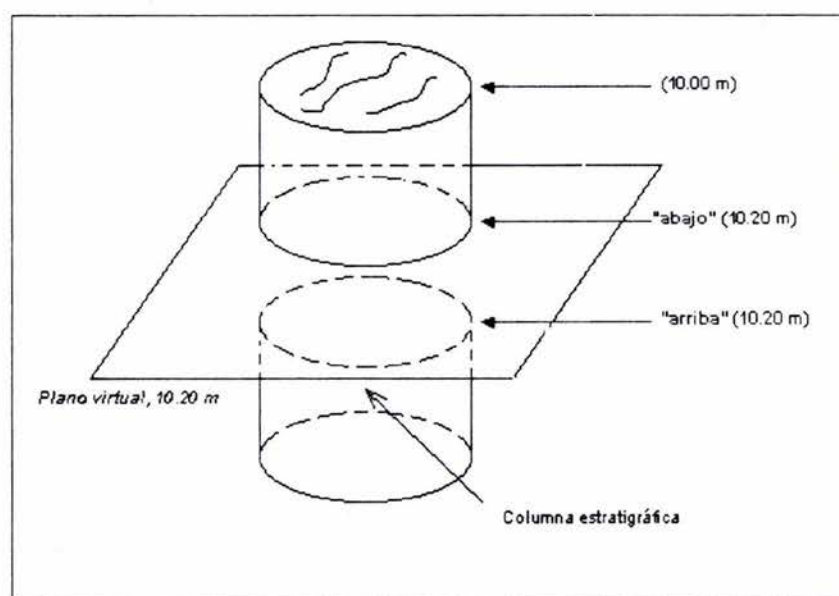


Fig. 5. Esquema que indica lo que se denomina "abajo" y "arriba"

3.2 Ensayes mecánicos

Los ensayos mecánicos realizados son del tipo: ensayos de compresión no confinada, CS y ensayos de compresión triaxial, consolidados isotrópicamente, no drenados, CIU. Se realizó un ensayo de consolidación isotrópica para determinar la curva de compresibilidad, calcular el esfuerzo de fluencia, σ_y y definir el programa experimental de tal manera que se ensayaron especímenes a dos presiones efectivas de confinamiento en la rama preconsolidada (estructurada) y a dos presiones efectivas de confinamiento en la rama normalmente consolidada (desestructurada).

3.2.1 Programa experimental

El programa experimental consistió en la realización de 4 ensayos CS y 16 ensayos CIU, propuestos a partir de una curva de compresibilidad del suelo, Fig. 6. Se programaron ensayos a 2 diferentes esfuerzos efectivos de consolidación, σ'_c , antes del σ_y , y ensayos a 2 diferentes σ'_c después del σ_y . Para cada σ'_c , en la etapa de falla se aplicaron 4 diferentes velocidades de deformación, $\dot{\epsilon}$. El programa experimental se indica en la tabla 3.

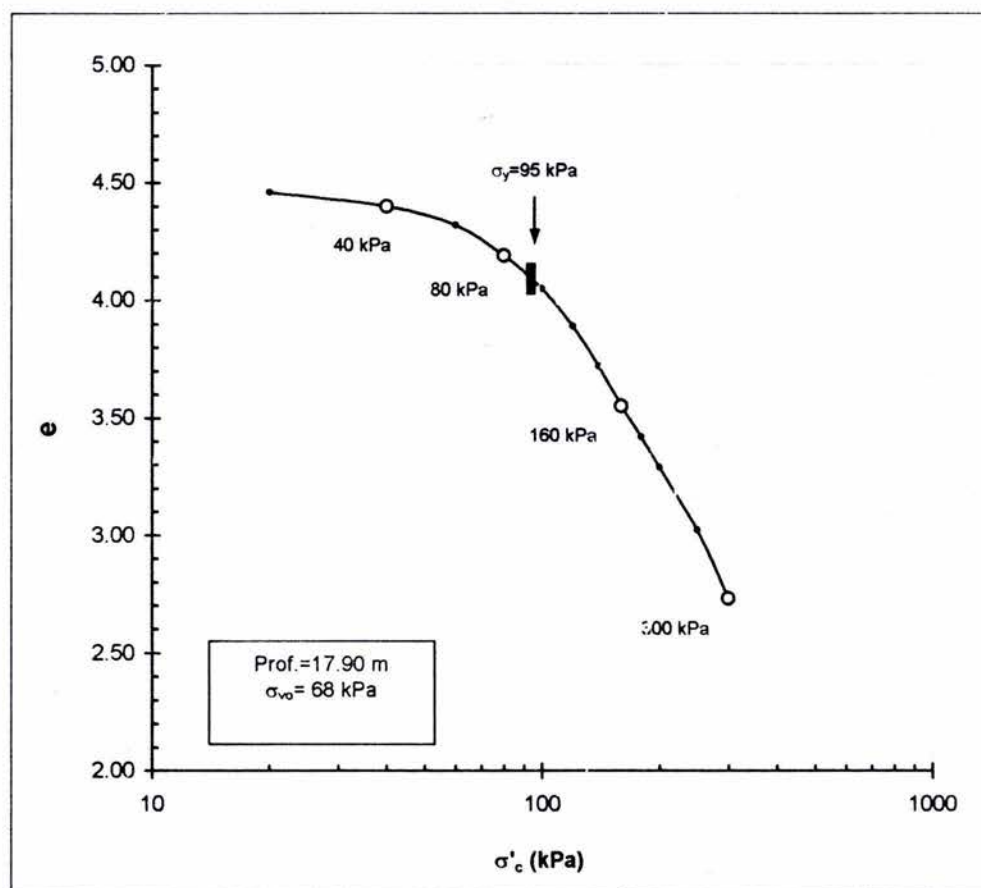


Fig. 6. Curva de compresibilidad utilizada para definir el programa experimental

Tabla 3. Programa experimental

σ'_c (kPa)	ENSAYES CIU			
	$\dot{\epsilon}$			
	1 %/h	5 %/h	100 %/h	800 %/h
40	1 CIU	2 CIU	3 CIU	4 CIU
80	5 CIU	6 CIU	7 CIU	8 CIU
160	9 CIU	10 CIU	11 CIU	12 CIU
300	13 CIU	14 CIU	15 CIU	16 CIU
ENSAYES DE COMPRESIÓN NO CONFINADA				
$\dot{\epsilon}$				
	5 %/h	100 %/h	100 %/h	800 %/h
	1 CS	2 CS	3 CS	4 CS

3.2.2 Procedimiento de ensaye

Los especímenes se labraron con una relación altura-diámetro 2:1, altura de 72 mm y diámetro de 36 mm. Previo a su colocación en la cámara triaxial, los especímenes se envolvieron longitudinalmente mediante 2 membranas de látex con una delgada capa de aceite silicón entre ellas; la etapa de saturación se efectuó utilizando el método de contrapresión por incrementos, con una diferencia mínima de 10 kPa entre la presión confinante y la contrapresión (para la presión confinante los incrementos fueron de 40 kPa, 80 kPa, 120 kPa, 160 kPa, 200 kPa, 240 kPa, 280 kPa, 320 kPa, 360 kPa y para la contrapresión los incrementos fueron de 30 kPa, 70 kPa, 110 kPa, 150 kPa, 190 kPa, 230 kPa, 270 kPa, 310 kPa, 340 kPa); la duración de esta etapa fue de 15 h a 20 h, la contrapresión se aplicó por el extremo superior del espécimen y la presión de poro se registró por el extremo inferior.

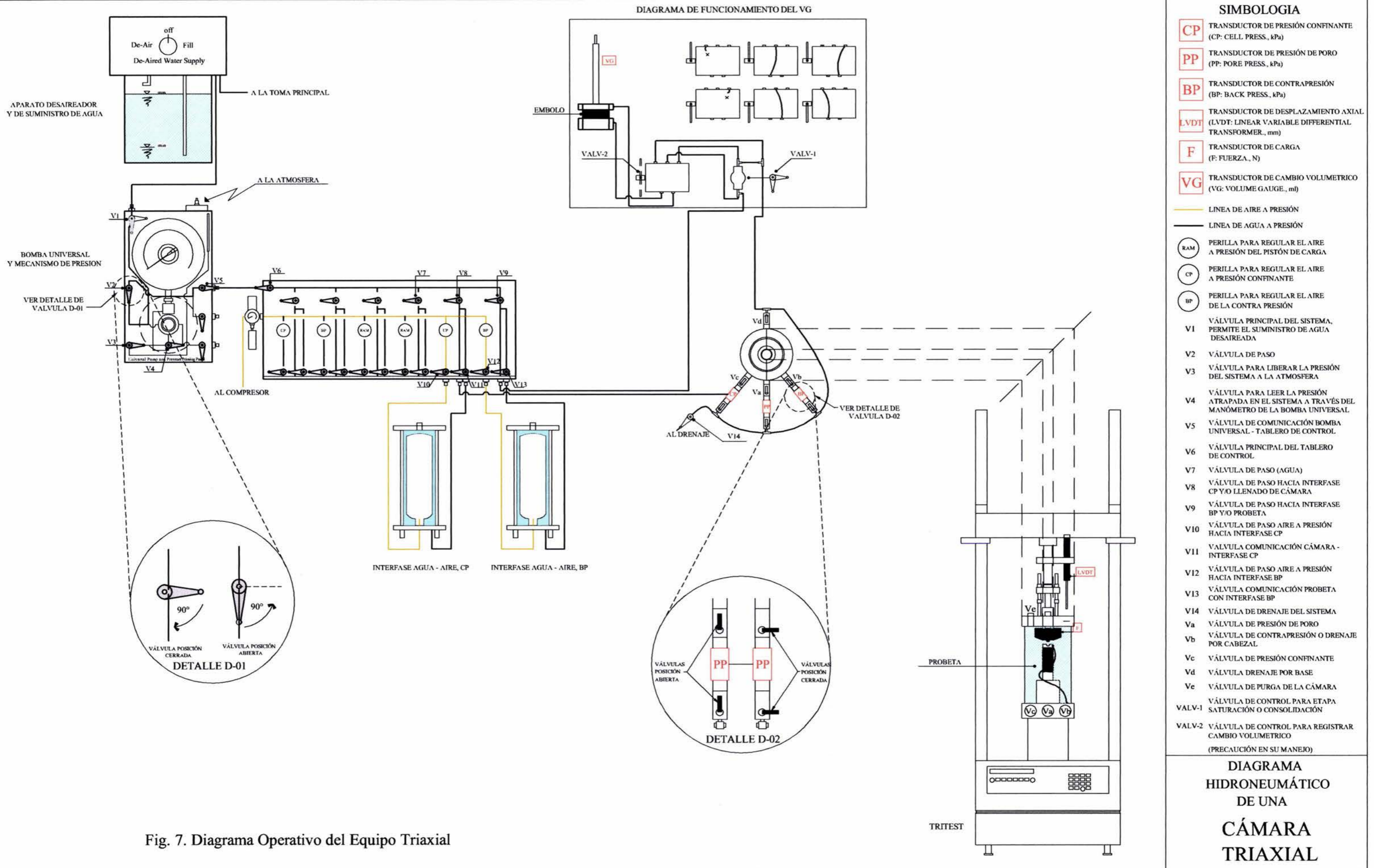
En la etapa de consolidación isotrópica cada incremento duró nominalmente 24 h, el drenaje ocurrió por el extremo superior del espécimen y se registró la presión de poro por el extremo inferior. La secuencia de incrementos se resume en la tabla 4.

Tabla 4. Incrementos de presión en la etapa de consolidación (kPa)

# incremento	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$\sigma'_c=40$ kPa												
σ_{conf}	360	380										
σ_{cp}	340	340										
$\sigma'_c=80$ kPa												
σ_{conf}	360	380	400	420								
σ_{cp}	340	340	340	340								
$\sigma'_c=160$ kPa												
σ_{conf}	360	380	400	420	440	460	480	500				
σ_{cp}	340	340	340	340	340	340	340	340				
$\sigma'_c=300$ kPa												
σ_{conf}	360	380	400	420	440	460	480	500	520	540	590	640
σ_{cp}	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340

En la etapa de falla el rango de velocidad de deformación aplicado a las probetas es considerado como alta velocidad (1%/h - 800%/h); el criterio para definir la "falla" fue el esfuerzo desviador máximo, $(\sigma_1' - \sigma_3')_{\max}$. La falla se aplicó con una prensa eléctrica del tipo "tritest".

Los ensayos CS y los ensayos CIU se realizaron con cámaras triaxiales instrumentadas, las variables de interés fueron monitoreadas de manera automática y el control de las etapas de los ensayos se efectuó con una computadora. El diagrama operativo del equipo triaxial se ilustra en la Fig. 7.



SIMBOLOGIA

- CP** TRANSDUCTOR DE PRESIÓN CONFINANTE (CP: CELL PRESS., kPa)
- PP** TRANSDUCTOR DE PRESIÓN DE PORO (PP: PORE PRESS., kPa)
- BP** TRANSDUCTOR DE CONTRAPRESIÓN (BP: BACK PRESS., kPa)
- LVDT** TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO AXIAL (LVDT: LINEAR VARIABLE DIFFERENTIAL TRANSFORMER., mm)
- F** TRANSDUCTOR DE CARGA (F: FUERZA., N)
- VG** TRANSDUCTOR DE CAMBIO VOLUMETRICO (VG: VOLUME GAUGE., ml)
- LINEA DE AIRE A PRESIÓN
- LINEA DE AGUA A PRESIÓN
- RAM** PERILLA PARA REGULAR EL AIRE A PRESIÓN DEL PISTÓN DE CARGA
- CP** PERILLA PARA REGULAR EL AIRE A PRESIÓN CONFINANTE
- BP** PERILLA PARA REGULAR EL AIRE DE LA CONTRA PRESIÓN
- V1** VÁLVULA PRINCIPAL DEL SISTEMA, PERMITE EL SUMINISTRO DE AGUA DESAIREADA
- V2** VÁLVULA DE PASO
- V3** VÁLVULA PARA LIBERAR LA PRESIÓN DEL SISTEMA A LA ATMOSFERA
- V4** VÁLVULA PARA LEER LA PRESIÓN ATRAPADA EN EL SISTEMA A TRAVÉS DEL MANÓMETRO DE LA BOMBA UNIVERSAL
- V5** VÁLVULA DE COMUNICACIÓN BOMBA UNIVERSAL - TABLERO DE CONTROL
- V6** VÁLVULA PRINCIPAL DEL TABLERO DE CONTROL
- V7** VÁLVULA DE PASO (AGUA)
- V8** VÁLVULA DE PASO HACIA INTERFASE CP Y/O LLENADO DE CÁMARA
- V9** VÁLVULA DE PASO HACIA INTERFASE BP Y/O PROBETA
- V10** VÁLVULA DE PASO AIRE A PRESIÓN HACIA INTERFASE CP
- V11** VÁLVULA COMUNICACIÓN CÁMARA - INTERFASE CP
- V12** VÁLVULA DE PASO AIRE A PRESIÓN HACIA INTERFASE BP
- V13** VÁLVULA COMUNICACIÓN PROBETA CON INTERFASE BP
- V14** VÁLVULA DE DRENAJE DEL SISTEMA
- Va** VÁLVULA DE PRESIÓN DE PORO
- Vb** VÁLVULA DE CONTRAPRESIÓN O DRENAJE POR CABEZAL
- Vc** VÁLVULA DE PRESIÓN CONFINANTE
- Vd** VÁLVULA DRENAJE POR BASE
- Ve** VÁLVULA DE PURGA DE LA CÁMARA
- VALV-1** VÁLVULA DE CONTROL PARA ETAPA SATURACIÓN O CONSOLIDACIÓN
- VALV-2** VÁLVULA DE CONTROL PARA REGISTRAR CAMBIO VOLUMETRICO (PRECAUCIÓN EN SU MANEJO)

Fig. 7. Diagrama Operativo del Equipo Triaxial

DIAGRAMA HIDRONEUMÁTICO DE UNA CÁMARA TRIAXIAL

TRITEST

3.2.3 Resultados

La Fig. 8, indica la profundidad de la que se labraron los especímenes ensayados en el programa experimental con su numeración correspondiente. Se presentan las gráficas de resultados de los ensayos CS y ensayos CIU.

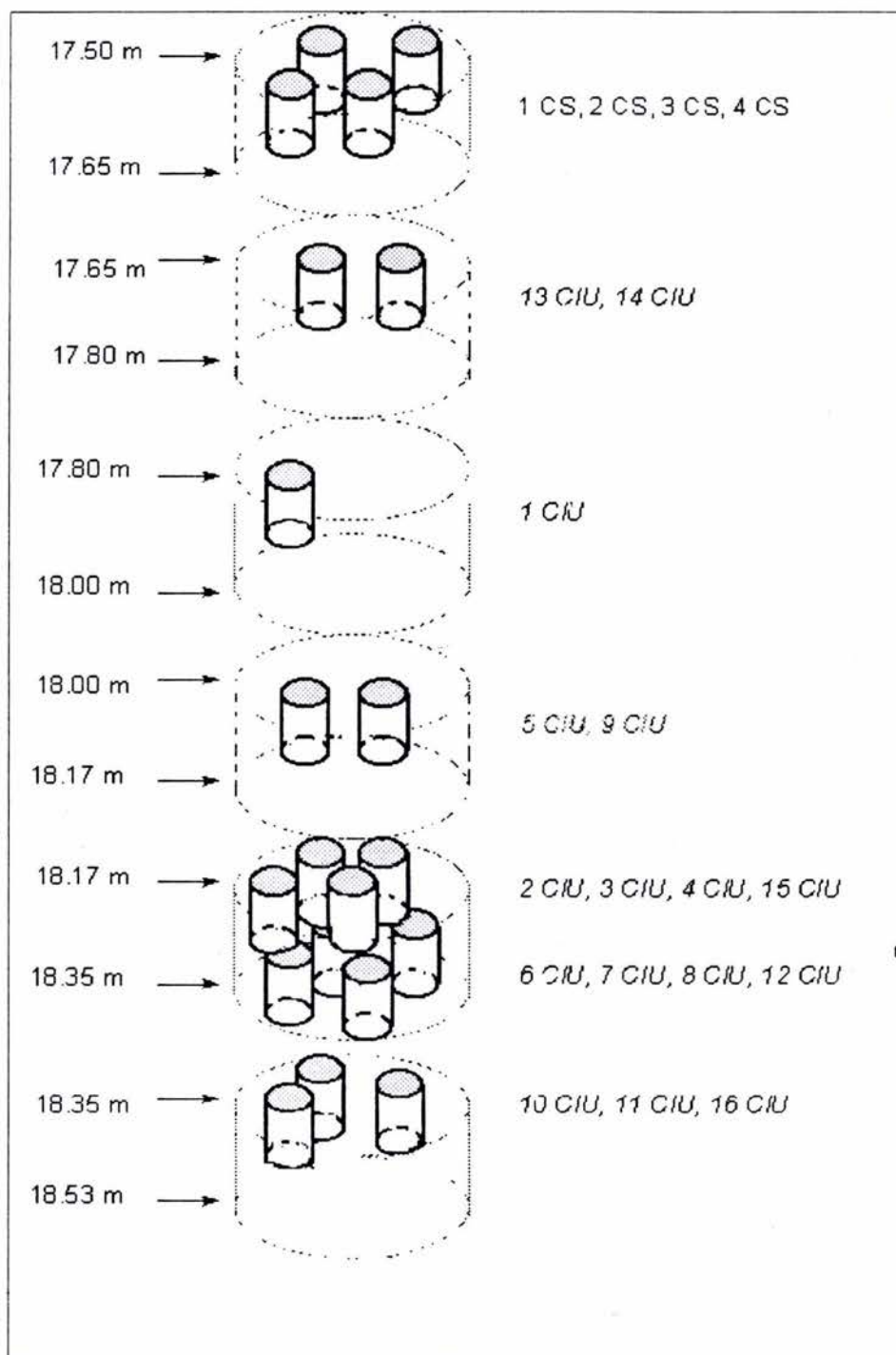


Fig. 8. Esquema que muestra la profundidad de la que se labraron los especímenes

ENSAYES DE COMPRESIÓN NO CONFINADA

En la Fig. 9, se muestra el tramo 17.50 m-17.65 m de donde se labraron 4 especímenes; un espécimen se ensayó a 800%/h, dos de ellos a 100%/h y un espécimen a 5%/h.

Del tramo de suelo indicado, se determinó su contenido de agua, de cada espécimen se determinó su contenido de agua, antes y después del ensaye.

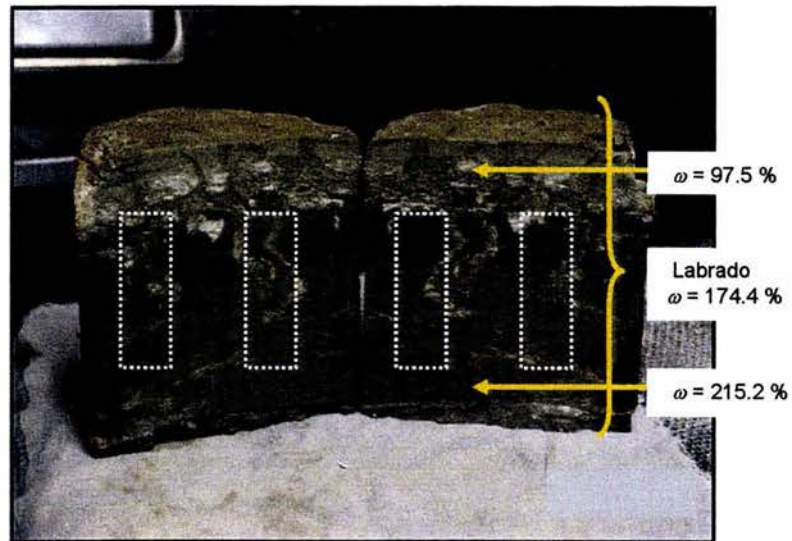


Fig. 9. Tramo donde se indica su contenido de agua y con línea punteada se señala la parte de donde se labraron las probetas.

El criterio de falla para los ensayos CS fue el esfuerzo axial máximo, σ_1 máx. En la tabla 5, se presentan los resultados de los ensayos.

La Fig. 10 muestra la tendencia de la resistencia a diferente velocidad de deformación, puede observarse en la Fig. 10, como al aumentar la $\dot{\epsilon}$, aumenta σ_1 máx.

En la Fig. 11, se presentan las fotografías de los especímenes al final de la etapa de falla (cuando se detuvo el ensaye); durante la falla y al alcanzar el esfuerzo axial máximo no se observó a simple vista que los especímenes presentaran rotura ó formación de un plano de falla. Una vez concluido el ensaye se observó un plano de falla, el ángulo medido de este plano con la horizontal fue de 60° en los especímenes 1, 3 y 4.

Tabla 5. Resultados de ensayos CS

PROBETA	$\dot{\epsilon}$ %/h	ω %, ANTES DEL ENSAYE			ω %, DESPUES DEL ENSAYE	
		ARRIBA	ABAJO	LABRADO	PLANO DE FALLA	RESTO PROBETA
1 CS	5	152.58	184.42	164.95	184.97	169.48
2 CS	100	100.26	211.97	156.67	153.33	158.59
3 CS	100	130.01	177.63	166.36	161.62	165.04
4 CS	800	121.93	225.37	171.66	192.37	150.06

ω (%): contenido de agua

ENSAYE	$\dot{\epsilon}$ %/h	t_f min	ϵ_f %	$\sigma_{1m\acute{a}x}$
				kPa
1 CS	5	30.27	2.27	66.06
2 CS	100	1.62	2.36	81.79
3 CS	100	1.27	2.12	78.45
4 CS	800	0.25	2.20	86.49
MEDIA=2.24				

$\dot{\epsilon}$: Velocidad de deformación, %/h

t_f : tiempo de falla en minutos

ϵ_f : deformación axial de falla en %

$\sigma_{1m\acute{a}x}$: esfuerzo axial máximo en kPa.

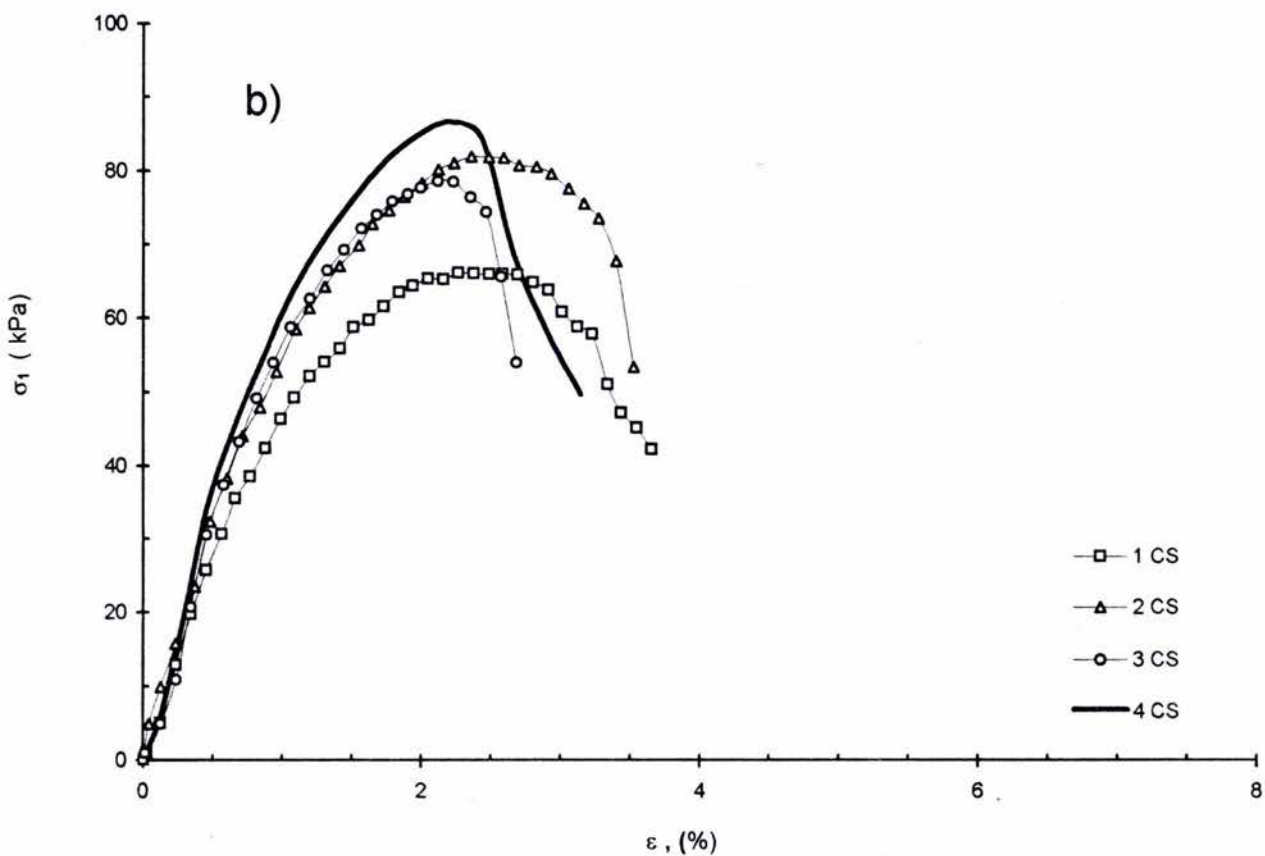
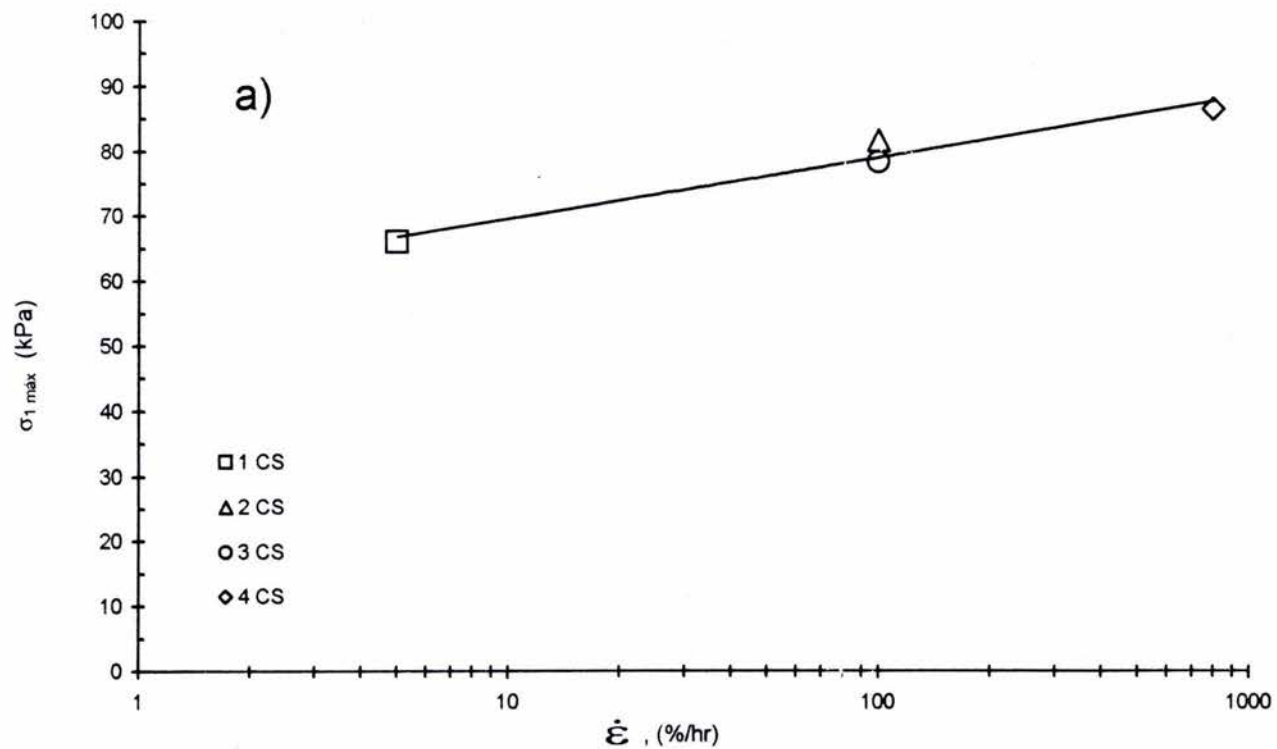


Fig. 10. Resistencia a la compresión no confinada para diferente velocidad de deformación, a) esfuerzo axial máximo vs velocidad de deformación, b) esfuerzo axial máximo vs deformación unitaria axial

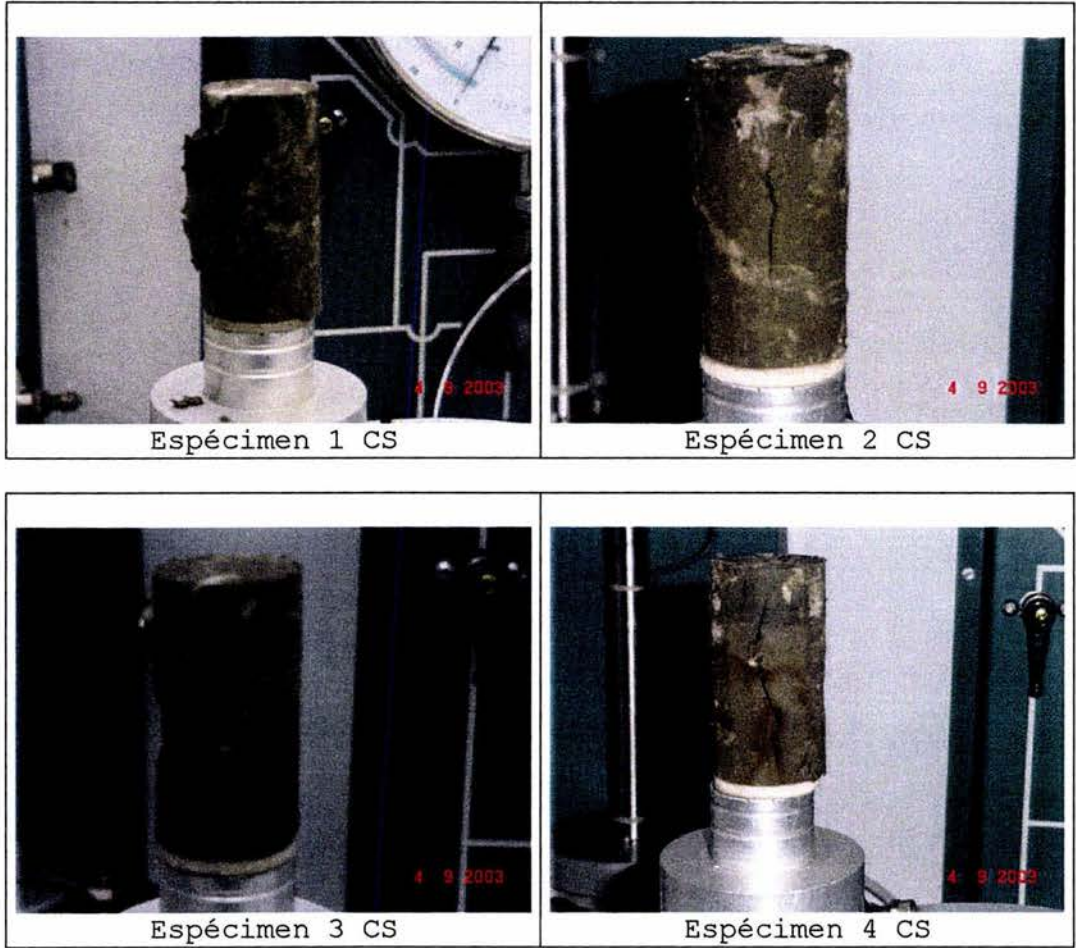


Fig. 11. Fotografías de los especímenes al momento de detener la etapa de falla

ENSAYES CIU

La etapa de falla fue en la modalidad de deformación controlada, con medición de presión de poro. En probetas que presentaron un plano de falla, el ángulo de este plano de falla con la horizontal fue de 60° .

En la etapa de consolidación se midió presión de poro por el extremo inferior del espécimen en cada incremento, el drenaje ocurrió por el extremo superior del espécimen, la disipación del exceso de presión de poro, U , alcanzó un valor de 95%. La duración de esta etapa fue nominalmente de 24 h.

En la etapa de saturación, se aplicó el método de contrapresión por incrementos, manteniendo la presión confinante 10 kPa arriba de la contrapresión, la etapa duró de 12 a 18 horas y los especímenes alcanzaron un parámetro B de Skempton de $B=0.97$ a $B=0.99$.

Efecto de la velocidad de deformación en la rama preconsolidada (estructurada).

Las figuras 12 y 13 muestran las curvas típicas del comportamiento esfuerzo vs. deformación, "exceso de presión de poro" vs. deformación y trayectorias de esfuerzos para $\sigma'_c=80$ kPa. Se puede observar que el esfuerzo desviador máximo aumenta si $\dot{\epsilon}$ aumenta y se define un pico en la curva esfuerzo-deformación a mayor velocidad de deformación; el "exceso de presión de poro" se incrementa a mayor velocidad de deformación.

La Fig. 13b muestra las trayectorias de esfuerzo para los cuatro ensayos que corresponden a una $\sigma'_c=80$ kPa pero diferente $\dot{\epsilon}$. Puede notarse que el ángulo α varía de 65° a 71° cuando la $\dot{\epsilon}$ varía de 1%/h a 800%/h.

Efecto de la velocidad de deformación en la rama normalmente consolidada (desestructurada).

Las curvas típicas del efecto de $\dot{\epsilon}$ en especímenes normalmente consolidados se muestran en las figuras 14 y 15. El comportamiento esfuerzo vs. deformación no presenta un pico claramente definido; las curvas esfuerzo vs. deformación siguen similar tendencia únicamente para $\dot{\epsilon}=1\%/h$ y $\dot{\epsilon}=5\%/h$. El exceso de presión de poro al igual que en especímenes preconsolidados aumenta si la velocidad de deformación crece. La Fig. 15b muestra las trayectorias de esfuerzo para los cuatro ensayos que corresponden a un $\sigma'_c=300$ kPa pero con diferente $\dot{\epsilon}$. El ángulo α varía de 55° a 64° cuando $\dot{\epsilon}$ varía de 1%/h a 800%/h.

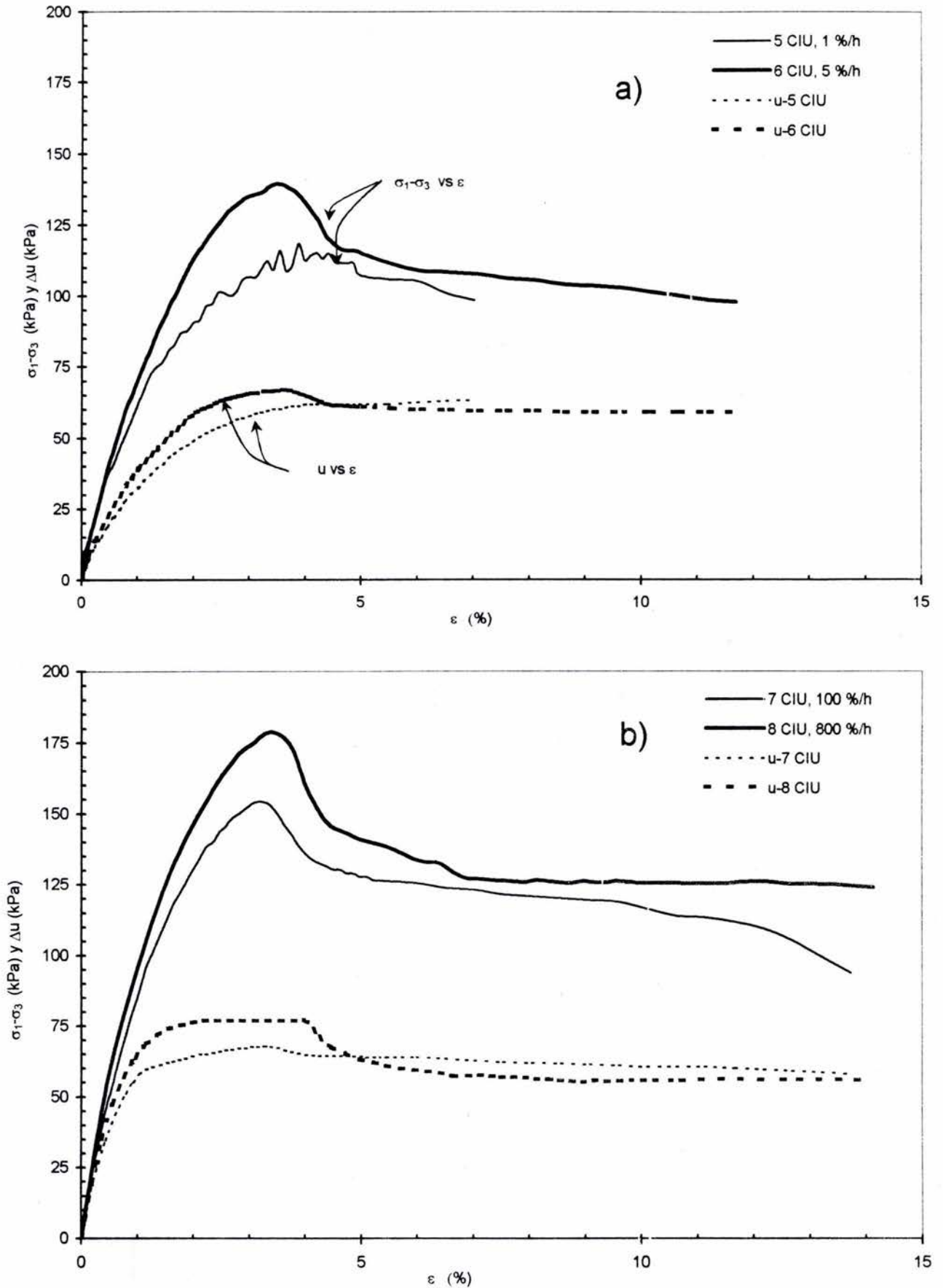


Fig. 12. Curvas típicas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs ε ; Δu vs ε , para $\sigma'_c = 80$ kPa. a) $\dot{\varepsilon} = 1\%/h, 5\%/h$, b) $\dot{\varepsilon} = 100\%/h, 800\%/h$

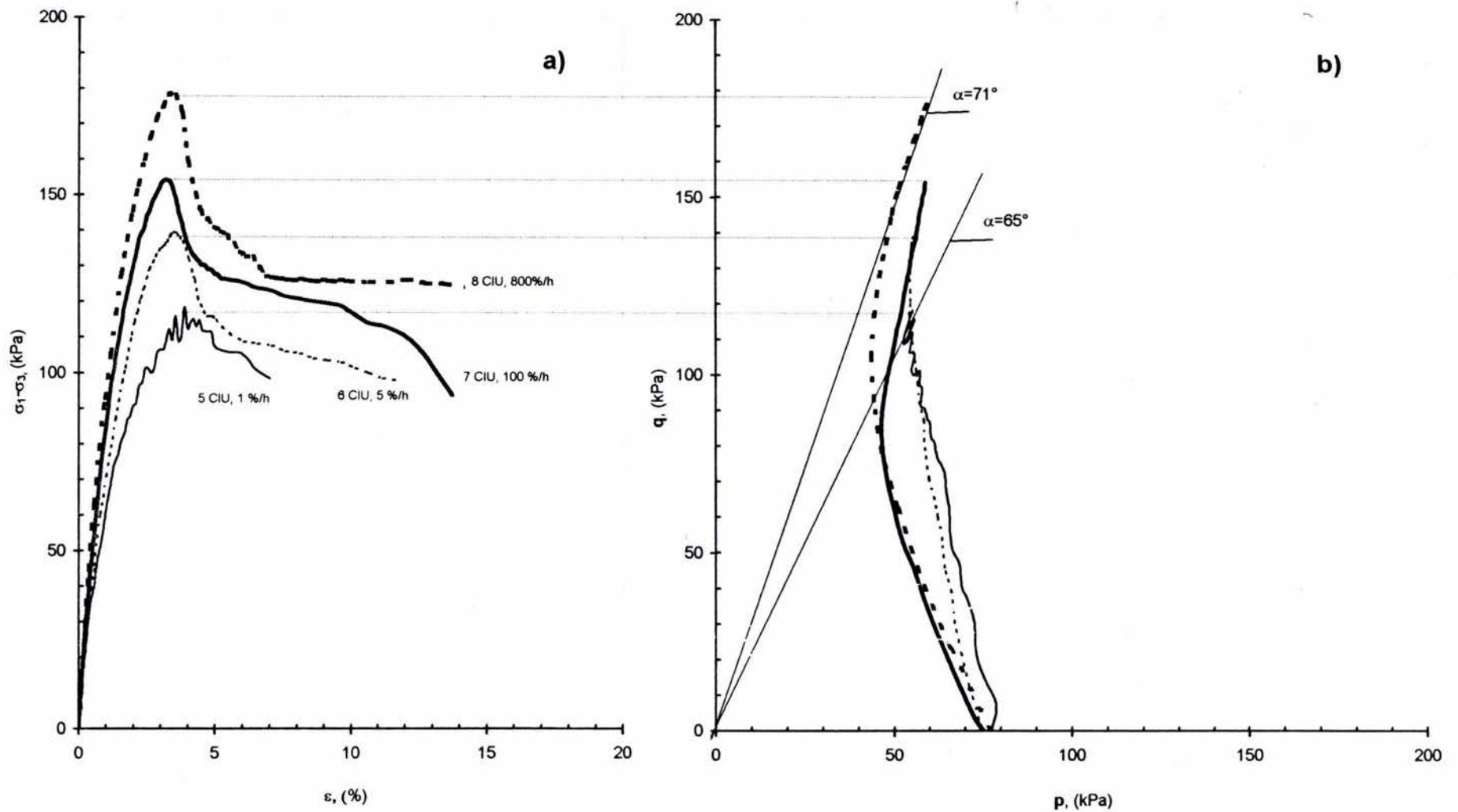


Fig. 13. Curvas típicas $\sigma'_c = 80$ kPa; a) esfuerzo desviador vs. deformación axial, b) trayectorias de esfuerzos en el plano p-q

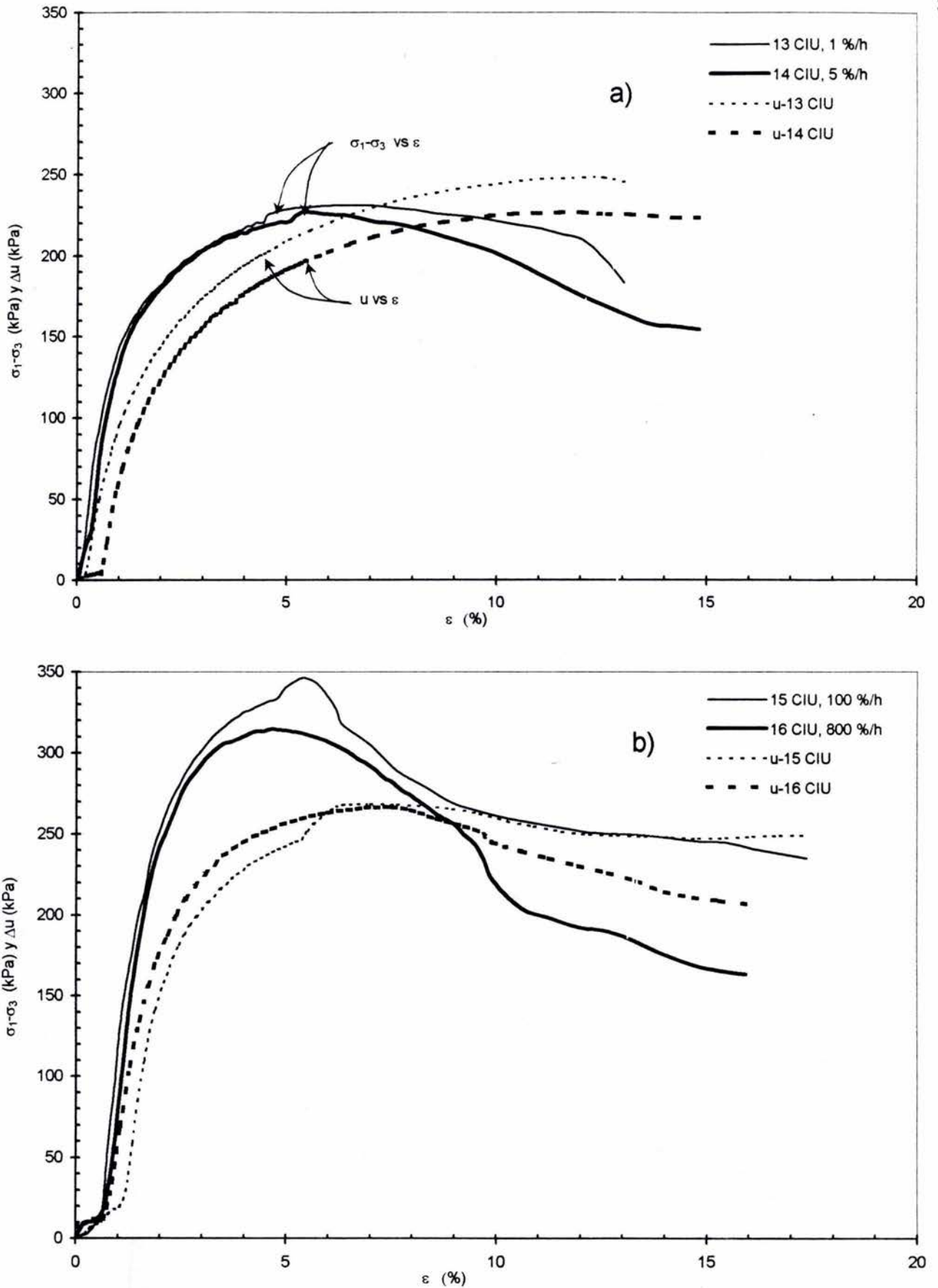


Fig. 14. Curvas típicas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs ϵ ; Δu vs ϵ , para $\sigma'_c = 300$ kPa. a) $\dot{\epsilon} = 1\%/h, 5\%/h$, b) $\dot{\epsilon} = 100\%/h, 800\%/h$

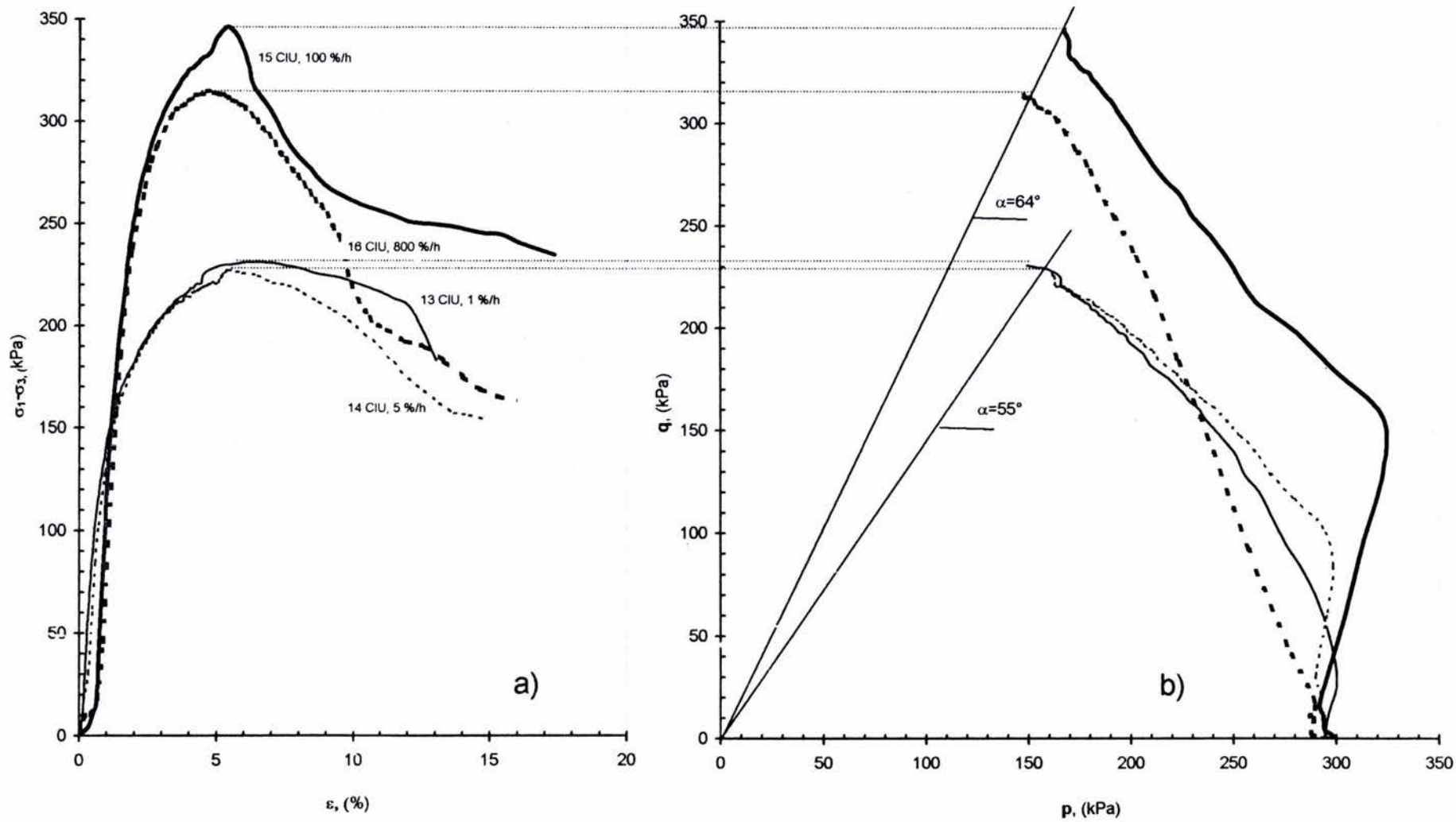


Fig. No. 15. Curvas típicas $\sigma'_c = 300$ kPa; a) esfuerzo desviador vs. deformación axial, b) trayectorias de esfuerzos en el plano p-q

En la Fig. 16 se presenta la tendencia normalizada ($q_m = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} / \sigma'_c$) de la resistencia para diferentes velocidades de deformación, para los 16 ensayos efectuados. Se observa claramente que a mayor $\dot{\epsilon}$, el valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} / \sigma'_c$ crece. Puede observarse que las muestras en la rama preconsolidada (estructurada) ($\sigma'_c = 40$ kPa) tienen una pendiente mayor, lo cual implica una mayor respuesta a la velocidad de deformación. Para las muestras con una mayor cercanía al esfuerzo de fluencia ($\sigma'_c = 80$ kPa) la pendiente decrece.

Las muestras en la rama normalmente consolidada (desestructurada) ($\sigma'_c = 160$ kPa y 300 kPa) muestran una pendiente muy pequeña.

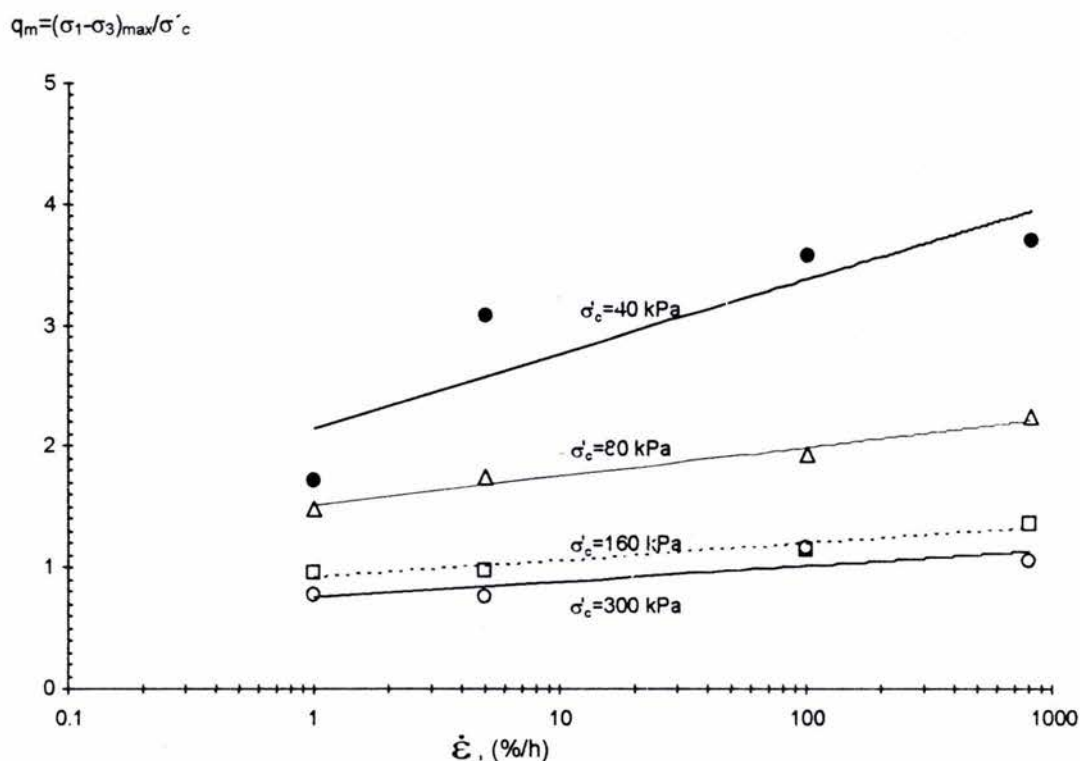


Fig. 16. Resistencia normalizada para diferentes velocidades de deformación.

Efecto de la velocidad de deformación sobre la presión de poro, u .

La generación de presión de poro para diferentes esfuerzos efectivos de consolidación y diferentes velocidades de deformación se muestra en la Fig. 17. Se puede observar que para igual σ'_c , a mayor velocidad de deformación, aumenta la presión de poro; excepto para dos ensayos a $\sigma'_c = 160$ kPa: $\dot{\epsilon} = 5\%/h$ y $\dot{\epsilon} = 100\%/h$, donde la generación de presión de poro se comportó de manera independiente de la velocidad de deformación.

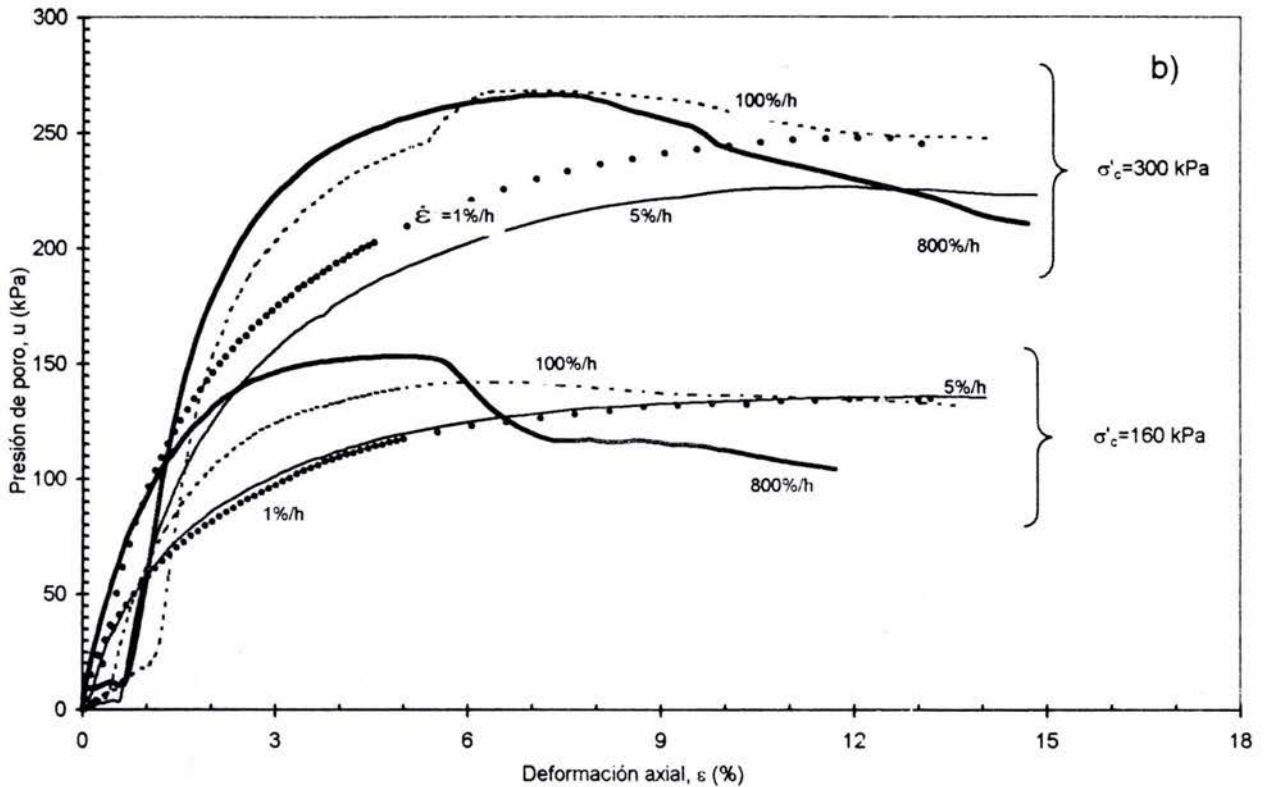
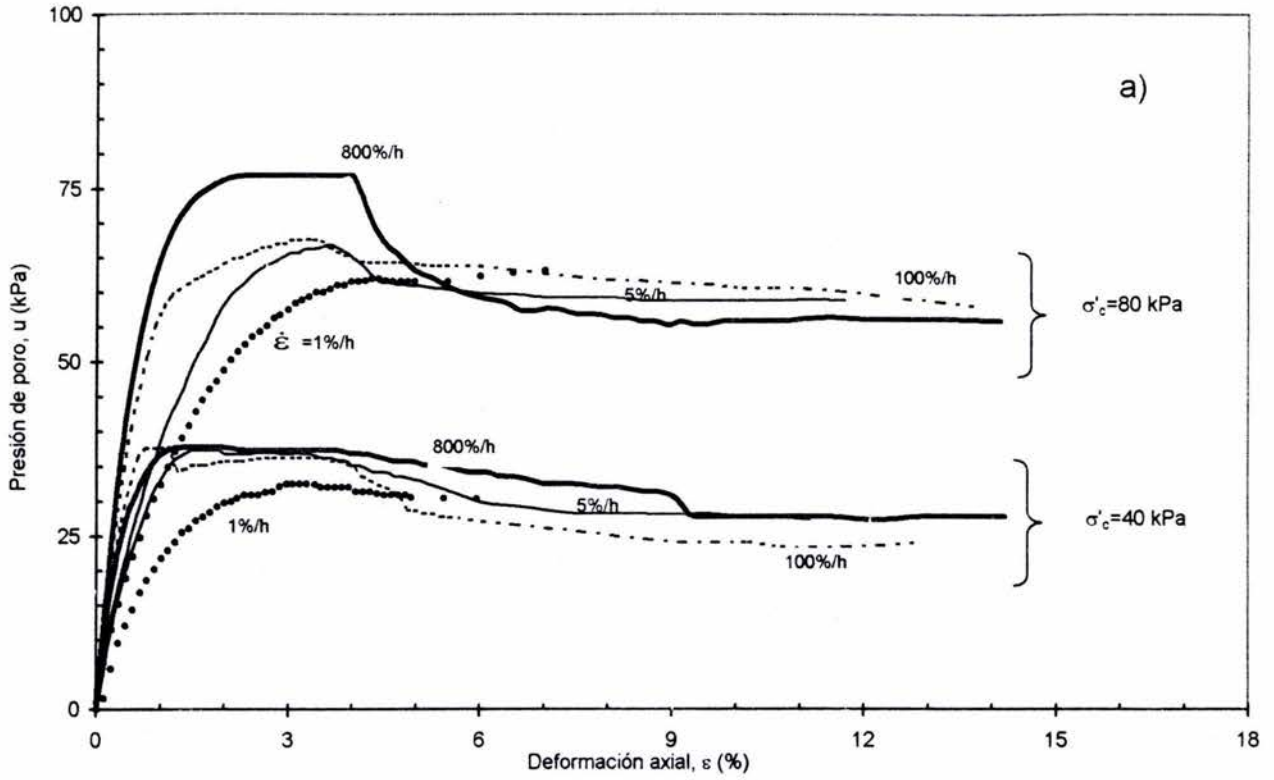


Fig. 17. Presión de poro vs deformación axial, a) en la rama preconsolidada, b) en la rama normalmente consolidada.

Comportamiento de la resistencia para cada velocidad de deformación.

El comportamiento esfuerzo vs. deformación y exceso de presión de poro vs. deformación para velocidades de deformación de 5%/h y 800%/h y a diferentes σ'_c se presenta en las figuras 18 y 19, se observa que la resistencia aumenta a mayor σ'_c .

En la Fig. 20 se presentan los círculos de Mohr para cada velocidad de deformación a la que se fallaron los especímenes. La envolvente de falla es para los especímenes normalmente consolidados; el ángulo ϕ' aumenta si la velocidad de deformación también aumenta.

En la Fig. 21 se observa que la resistencia al corte evaluada con el criterio Mohr-Coulomb se ve modificada cuando la variable velocidad de deformación es considerada.

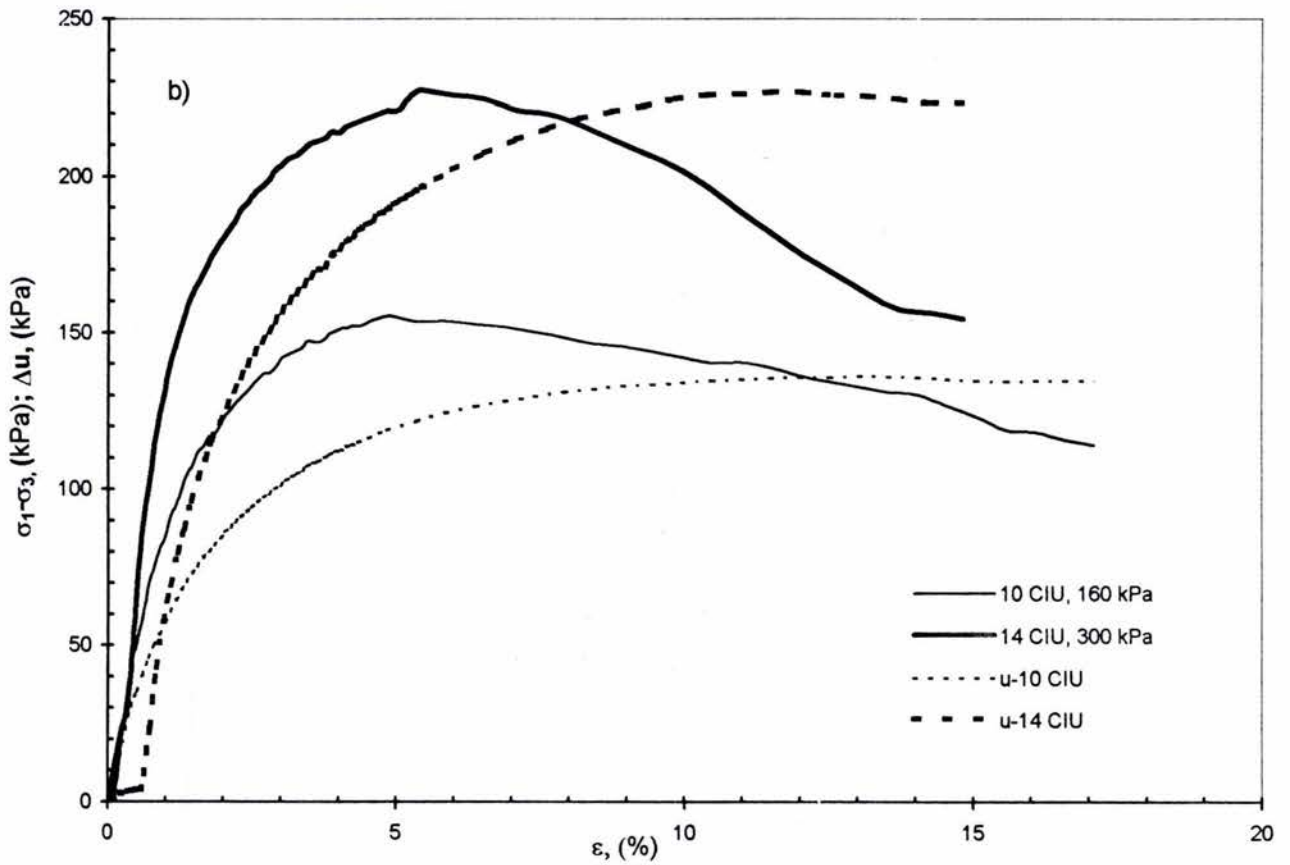
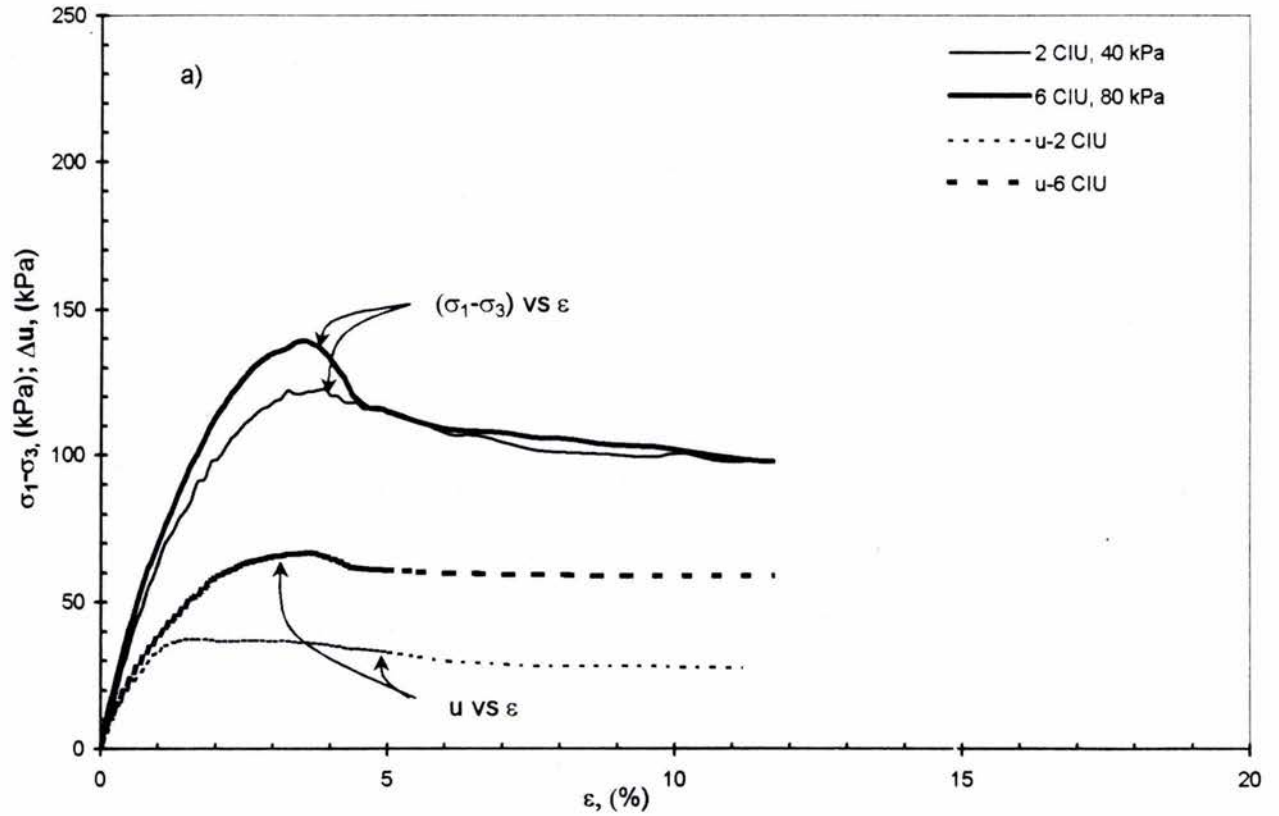


Fig. 18. Curvas típicas esfuerzo desviador vs. deformación axial y presión de poro vs deformación axial para $\dot{\epsilon} = 5\%/h$, a) $\sigma'_c = 40\text{ kPa}, 80\text{ kPa}$ b) $\sigma'_c = 160\text{ kPa}, 300\text{ kPa}$.

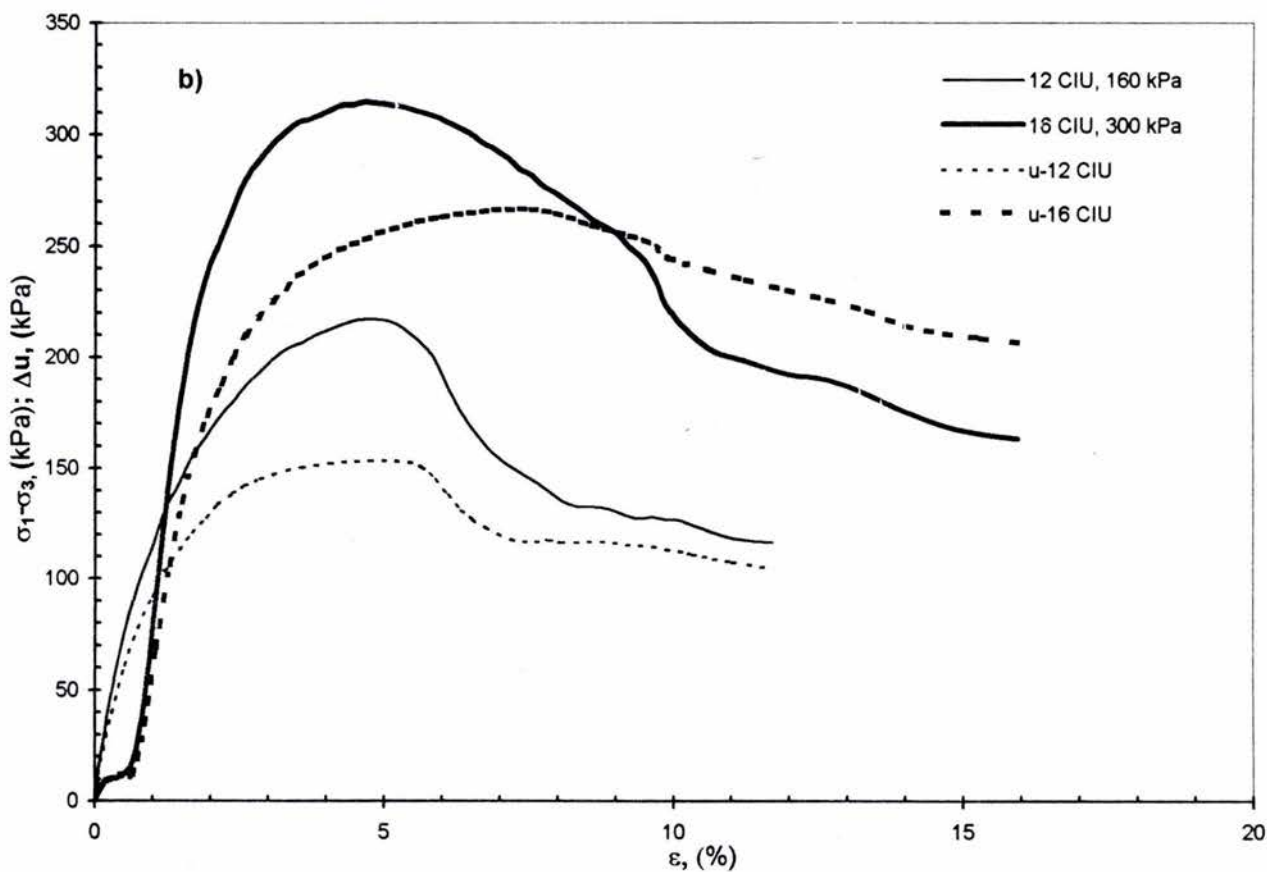
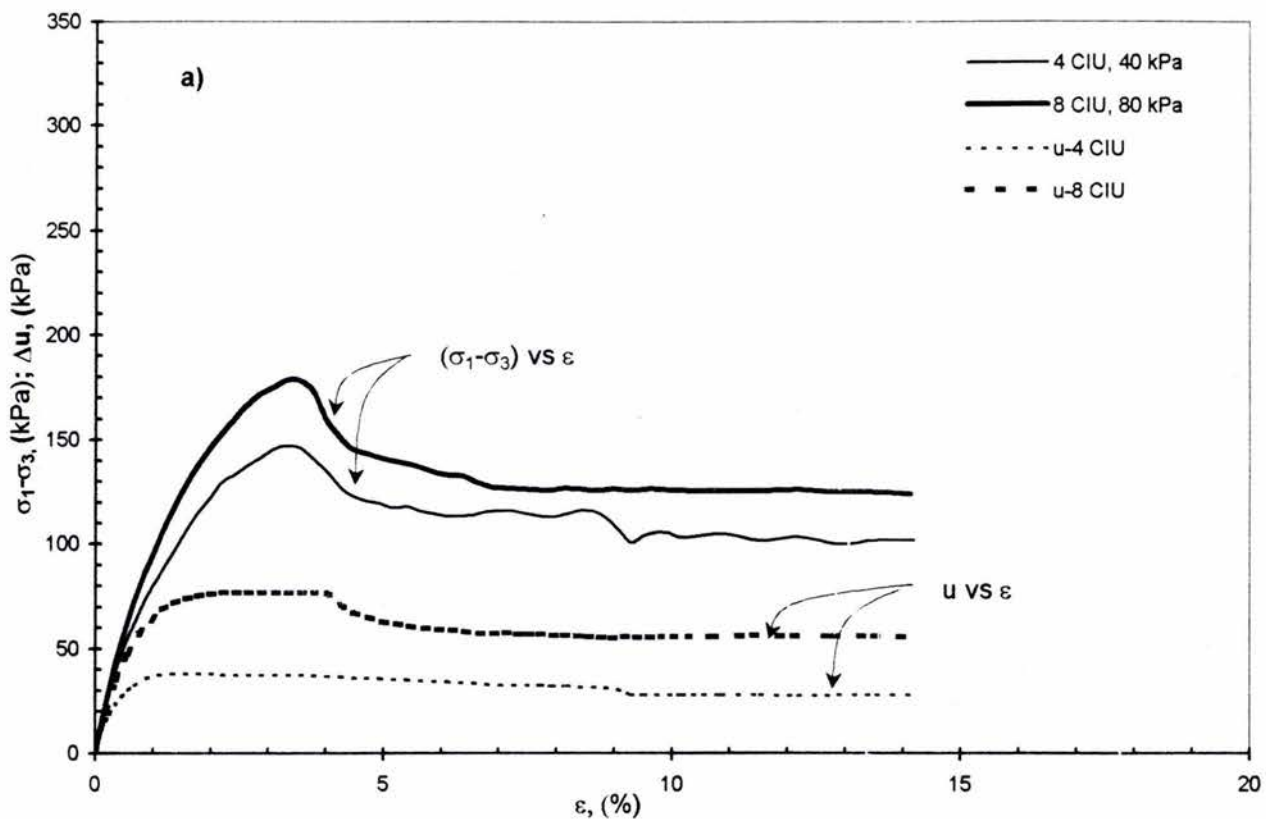


Fig. 19. Curvas típicas esfuerzo desviador vs. deformación axial y presión de poro vs deformación axial para $\dot{\epsilon} = 800 \text{ \%}/\text{h}$, a) $\sigma'_c = 40 \text{ kPa}$, 80 kPa b) $\sigma'_c = 160 \text{ kPa}$, 300 kPa .

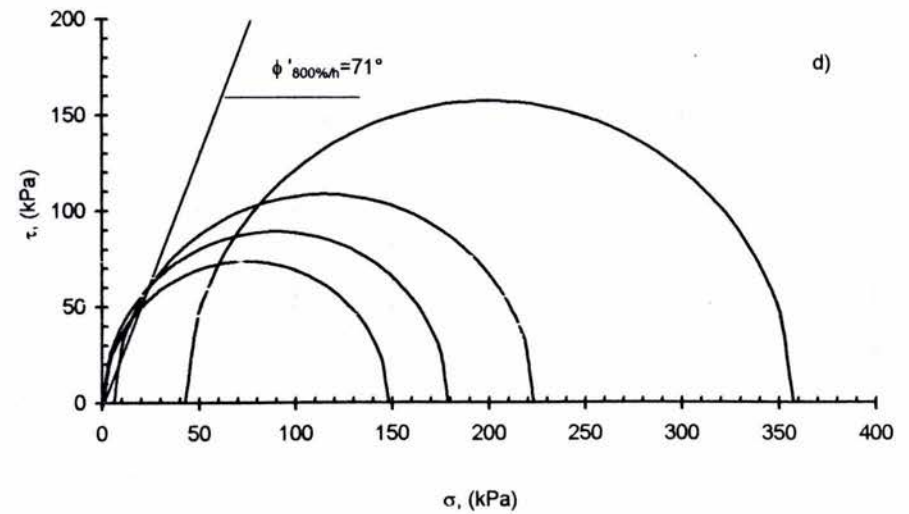
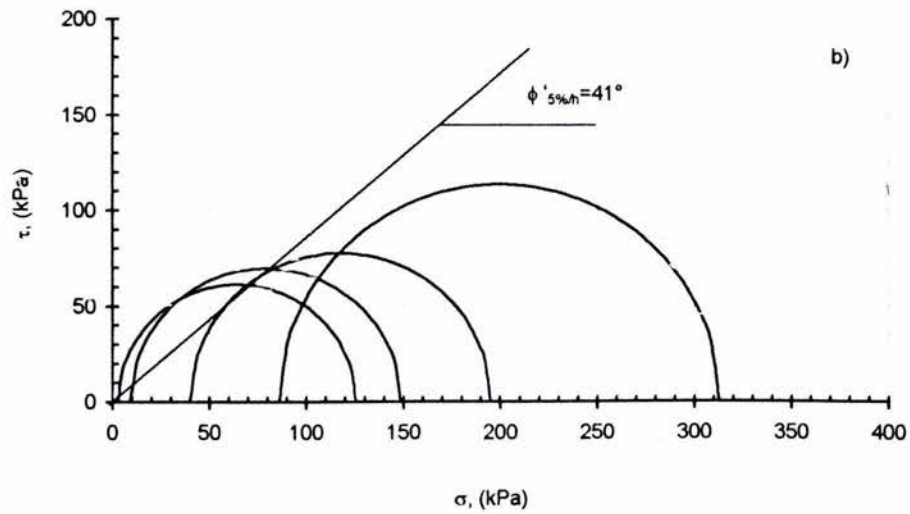
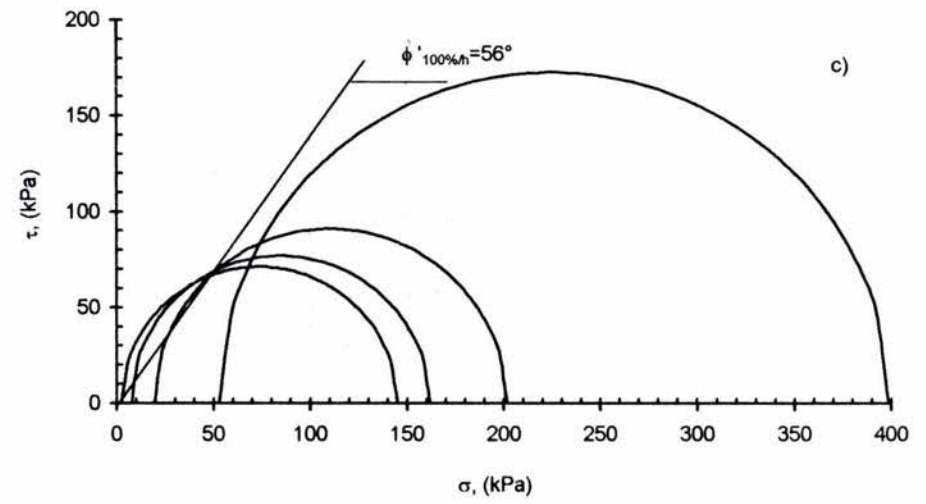
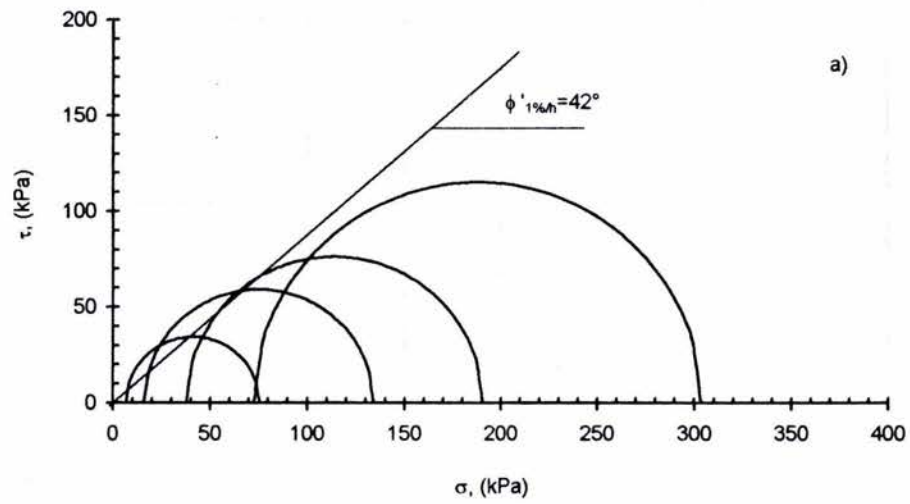


Fig. 20. Círculos de Mohr para $\sigma'_c = 40$ kPa, 80 kPa, 160 kPa, 300 kPa, a) $\dot{\epsilon} = 1\%/h$, b) $\dot{\epsilon} = 5\%/h$, c) $\dot{\epsilon} = 100\%/h$, d) $\dot{\epsilon} = 800\%/h$

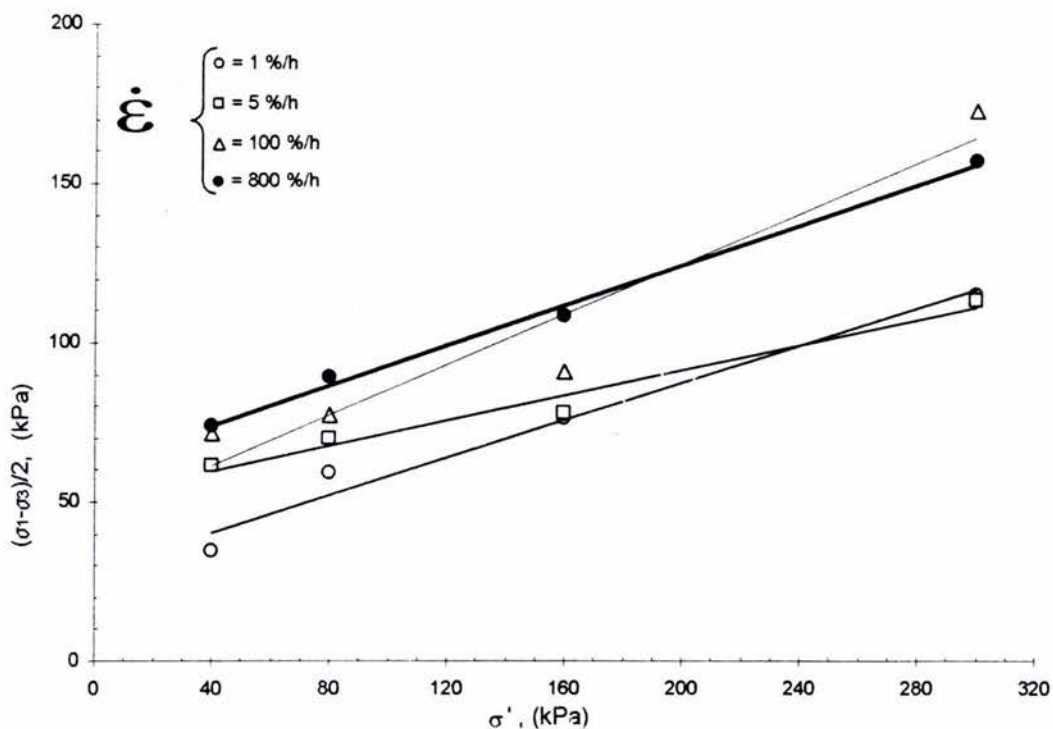


Fig. 21. Comportamiento de la resistencia.

Trayectorias de esfuerzo p-q para cada velocidad de deformación.

En las figuras 22 y 23, se muestran las trayectorias de esfuerzo en el plano p-q para velocidades de deformación de 1%/h, 5%/h, 100%/h y 800%/h. La envolvente de los especímenes ensayados en la rama normalmente consolidada (desestructurada) parte del origen pero para trayectorias de esfuerzos en la rama preconsolidada (estructurada) la envolvente a las trayectorias pico se ajusta mejor mediante una curva que se intersecta con el eje q, para $\dot{\epsilon}=1\%/h$ se realizaron dos ensayos más a $\sigma'_c = 60$ kPa y 95 kPa respectivamente.

El efecto de la velocidad de deformación sobre las trayectorias de esfuerzos se observa en el cambio de pendiente de la línea envolvente a la trayectoria pico para especímenes normalmente consolidados, donde al ángulo de la envolvente varía de los 55° a los 71°.

En la tabla 6 se resumen los resultados de la etapa de falla de los ensayos CIU.

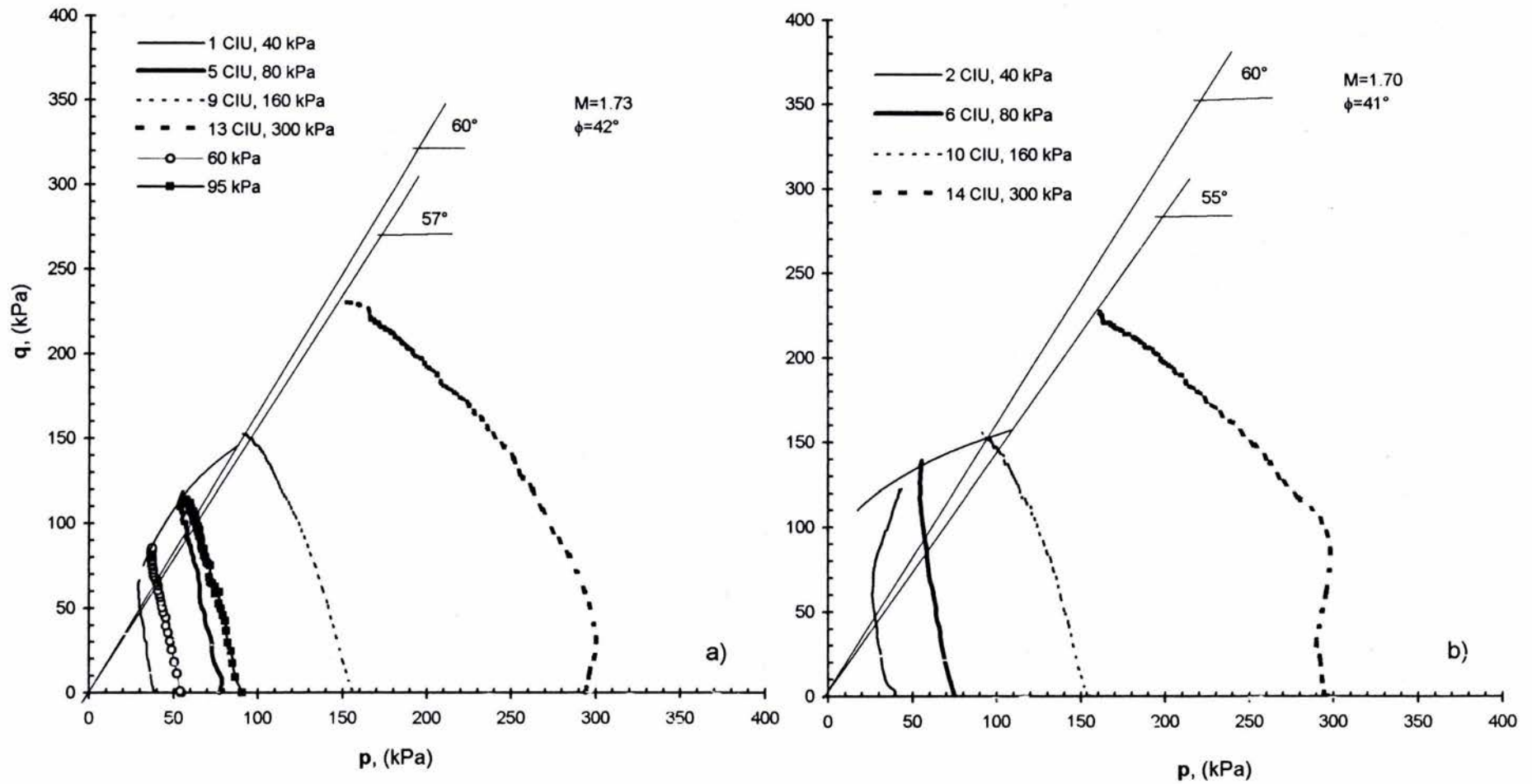


Fig. 22. Trayectorias de esfuerzos en el plano p - q , a) $\dot{\epsilon} = 1\%/h$, b) $\dot{\epsilon} = 5\%/h$

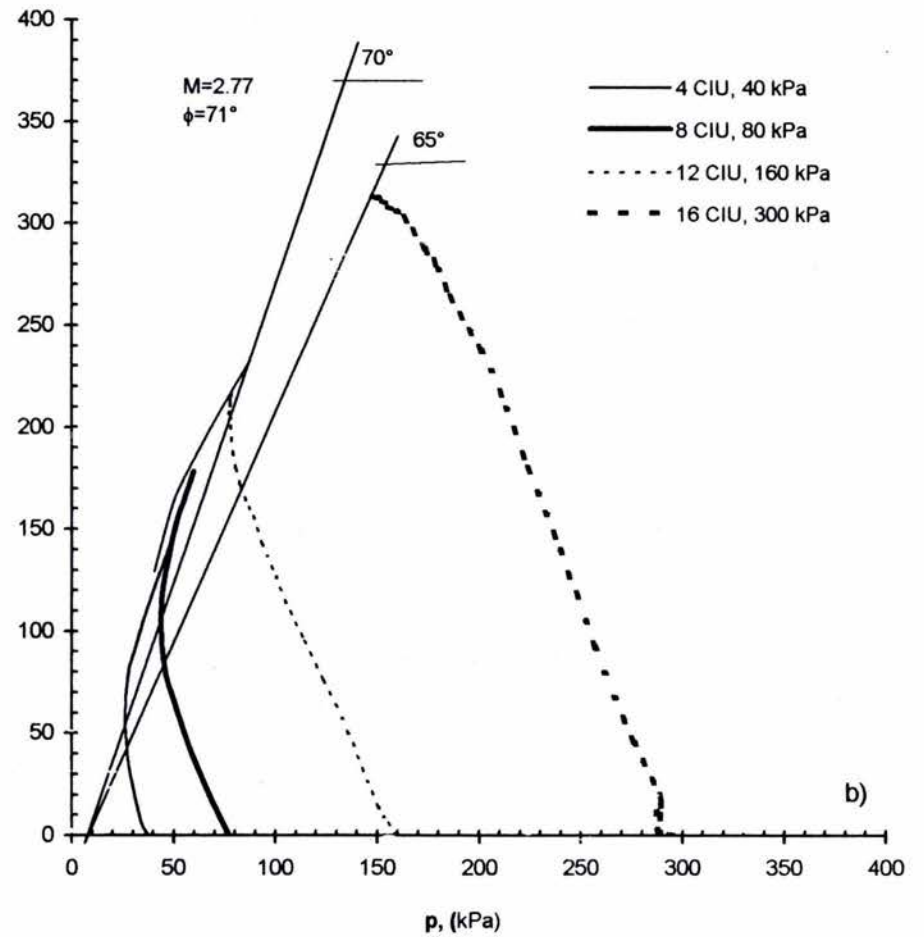
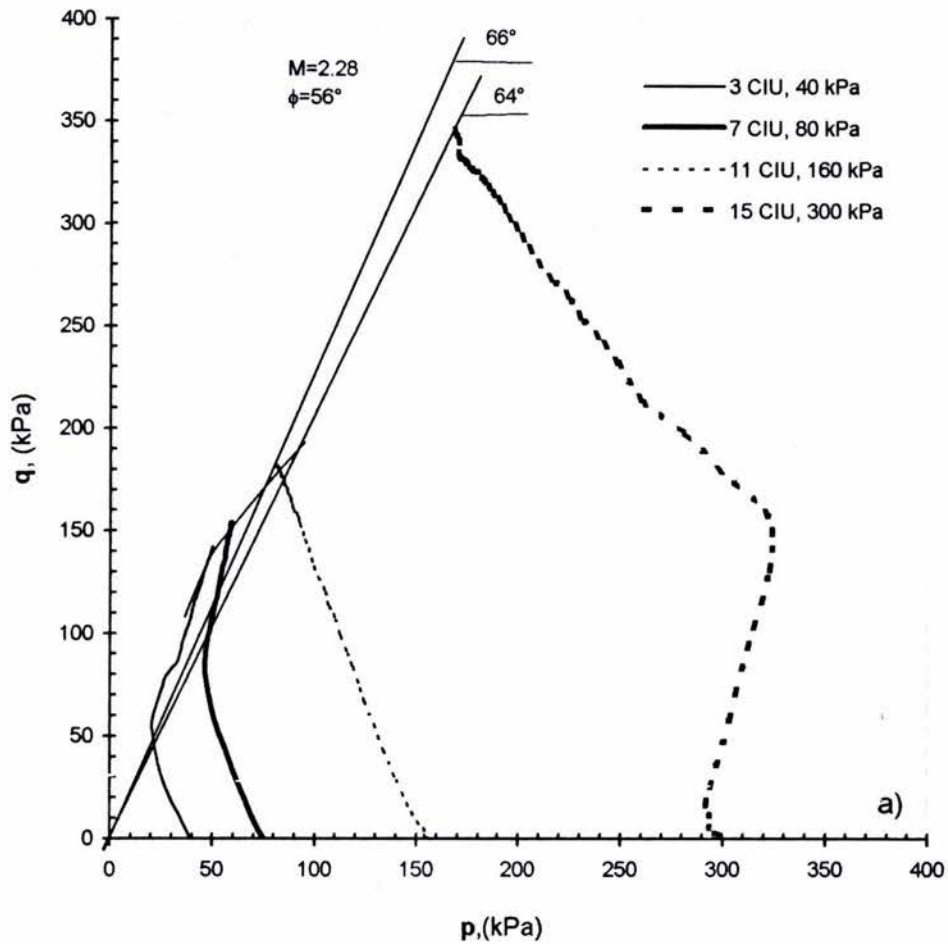


Fig. 23. Trayectorias de esfuerzos en el plano p - q , a) $\dot{\epsilon} = 100\%/h$, b) $\dot{\epsilon} = 800\%/h$

Tabla 6. Resultados de la etapa de falla de ensayos CIU

PRUEBA	σ'_c kPa	$\dot{\epsilon}$ %/h	t_f min	t_f h	ϵ_f %	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{m\acute{a}x}$ kPa	u_f kPa	p kPa	q kPa	M	α °	ϕ' °	* M	* α °	* ϕ' °
1 CIU	40	1	200	3.333	3.29	68.80	32.50	29.50	68.80	2.33	67	57	1.94	62.18	47.29
5 CIU	80		230	3.833	3.87	118.43	61.00	55.30	118.43	2.14	65	52			
9 CIU	160		326	5.433	5.52	152.77	120.30	88.50	152.77	1.73	60	42			
13 CIU	300		371	6.183	6.05	230.95	220.70	149.70	230.95	1.54	57	38			
2 CIU	40	5	45	0.750	3.80	122.57	35.80	43.60	122.57	2.81	70	73	2.11	63.19	52.88
6 CIU	80		43	0.717	3.47	139.27	66.40	55.50	139.27	2.51	68	62			
10 CIU	160		54	0.900	4.84	155.18	118.90	91.40	155.18	1.70	60	41			
14 CIU	300		64	1.067	5.43	227.05	196.50	161.50	227.05	1.41	55	35			
3 CIU	40	100	2.18	0.036	3.56	142.64	36.20	49.90	142.64	2.86	71	75	2.45	67.54	61.67
7 CIU	80		1.98	0.033	3.15	154.18	67.50	59.00	154.18	2.61	69	66			
11 CIU	160		2.70	0.045	4.78	182.36	138.60	80.10	182.36	2.28	66	56			
15 CIU	300		3.30	0.055	5.38	346.18	246.60	168.00	346.18	2.06	64	50			
4 CIU	40	800	0.30	0.005	3.33	147.25	37.30	49.80	147.25	2.96	71	82	2.71	69.45	72.42
8 CIU	80		0.30	0.005	3.30	178.40	76.80	59.90	178.40	2.98	71	84			
12 CIU	160		0.37	0.006	4.76	217.16	153.10	78.40	217.16	2.77	70	71			
16 CIU	300		0.38	0.006	4.66	314.73	252.90	147.50	314.73	2.13	65	52			

* valores promedios

DISCUSIÓN DE **RESULTADOS**

4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Ensayes índice

El límite líquido (LL) sigue la misma tendencia que el $\omega(\%)$ y en la mayoría de las mediciones efectuadas su valor fue mayor al $\omega(\%)$, el límite plástico (LP) no presenta similar tendencia que el $\omega(\%)$ y se observa más alejado del $\omega(\%)$ que el LL.

La clasificación del material corresponde a un suelo CH ó MH, el subsuelo de la ciudad de México incluye a los suelos arcillosos inorgánicos de alta plasticidad y a los suelos arcillosos y limo arcillosos de alta compresibilidad.

Los valores de la densidad de sólidos, S_s , están comprendidos entre 2.28 y 2.64, que son consistentes con valores reportados en otros estudios, para el subsuelo de la ciudad de México. Con respecto a la medición del potencial hidrógeno, pH, se obtuvieron valores comprendidos entre 7.69 y 9.26, observándose que el perfil obtenido es muy similar al perfil de S_s .

Los valores de la resistencia a la compresión obtenidos con el penetrómetro de bolsillo varían de 50 kPa (14.00 m a 18.00 m) a 100 kPa (18.00 m a 20.00 m), excepto para la profundidad de 19.23 m donde se obtuvo el valor más alto de resistencia a la compresión de 340 kPa correspondiente al valor más bajo de $w(\%)$.

El perfil de la cohesión obtenida con el torcómetro de bolsillo presenta valores promedio de 40 kPa de los 10 m a los 18 m. De los 18 m a los 20 m el valor promedio de la cohesión es de 100 kPa. En tramos de consistencia dura los resultados de torcómetro no son confiables por lo que no se recomienda su uso.

4.2. Ensayes mecánicos.

ENSAYES DE COMPRESIÓN NO CONFINADA.

Las curvas esfuerzo-deformación (Fig. 10) presentaron una aproximada linealidad hasta el 45 % de la falla, que se alcanzó para niveles de deformación unitaria entre 2 y 3 %. La falla súbita ocurrió para velocidades de 100 %/h y 800 %/h sin presentar un plano de falla bien definido; a velocidades bajas se presentó un plano de falla bien definido. La resistencia a la compresión no confinada varía de suave a rígida, dependiendo de la velocidad de deformación.

El aumento de la resistencia del esfuerzo axial máximo en el rango de $\dot{\epsilon}=5$ %/h a $\dot{\epsilon}=800$ %/h fue de 130 %. Este porcentaje se calculó como el cociente del esfuerzo axial máximo respecto al esfuerzo axial mínimo.

ENSAYES CIU

El efecto de la historia de esfuerzos en la resistencia se muestra en las curvas esfuerzo-deformación normalizadas con respecto al σ'_c (Fig. 24). El aumento de la resistencia es mayor cuando el espécimen se falla en la rama preconsolidada (estructurada) y disminuye a medida que el esfuerzo σ'_c se localiza en la rama normalmente consolidada (desestructurada), como se indica en la tabla 7. El aumento de resistencia se calculó como el cociente del valor del esfuerzo desviador para una $\dot{\epsilon}=800$ %/h dividido entre el $(\sigma_1-\sigma_3)_{máx}$ para una $\dot{\epsilon}=1$ %/h.

Tabla 7. Aumento de la resistencia no drenada.

PRUEBA	σ'_c	$\dot{\epsilon}$	ϵ_f	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max} / \sigma'_c$	Aumento de la resistencia
	(kPa)	(%/h)	(%)	(kPa)		(%)
1 CIU	40	1	3.29	68.80	1.72	
2 CIU		5	3.80	122.57	3.06	178
3 CIU		100	3.56	142.64	3.57	206
4 CIU		800	3.33	147.25	3.68	214
		Media ϵ_f	3.50			
5 CIU	80	1	3.87	118.43	1.48	
6 CIU		5	3.47	139.27	1.74	118
7 CIU		100	3.15	154.18	1.93	130
8 CIU		800	3.30	178.40	2.23	151
		Media ϵ_f	3.45			
9 CIU	160	1	5.52	152.77	0.95	
10 CIU		5	4.84	155.18	0.97	102
11 CIU		100	4.78	182.36	1.14	120
12 CIU		800	4.76	217.16	1.36	143
		Media ϵ_f	4.98			
13 CIU	300	1	6.05	230.95	0.77	
14 CIU		5	5.43	227.05	0.76	98
15 CIU		100	5.38	346.18	1.15	149
16 CIU		800	4.66	314.73	1.05	136
		Media ϵ_f	5.38			

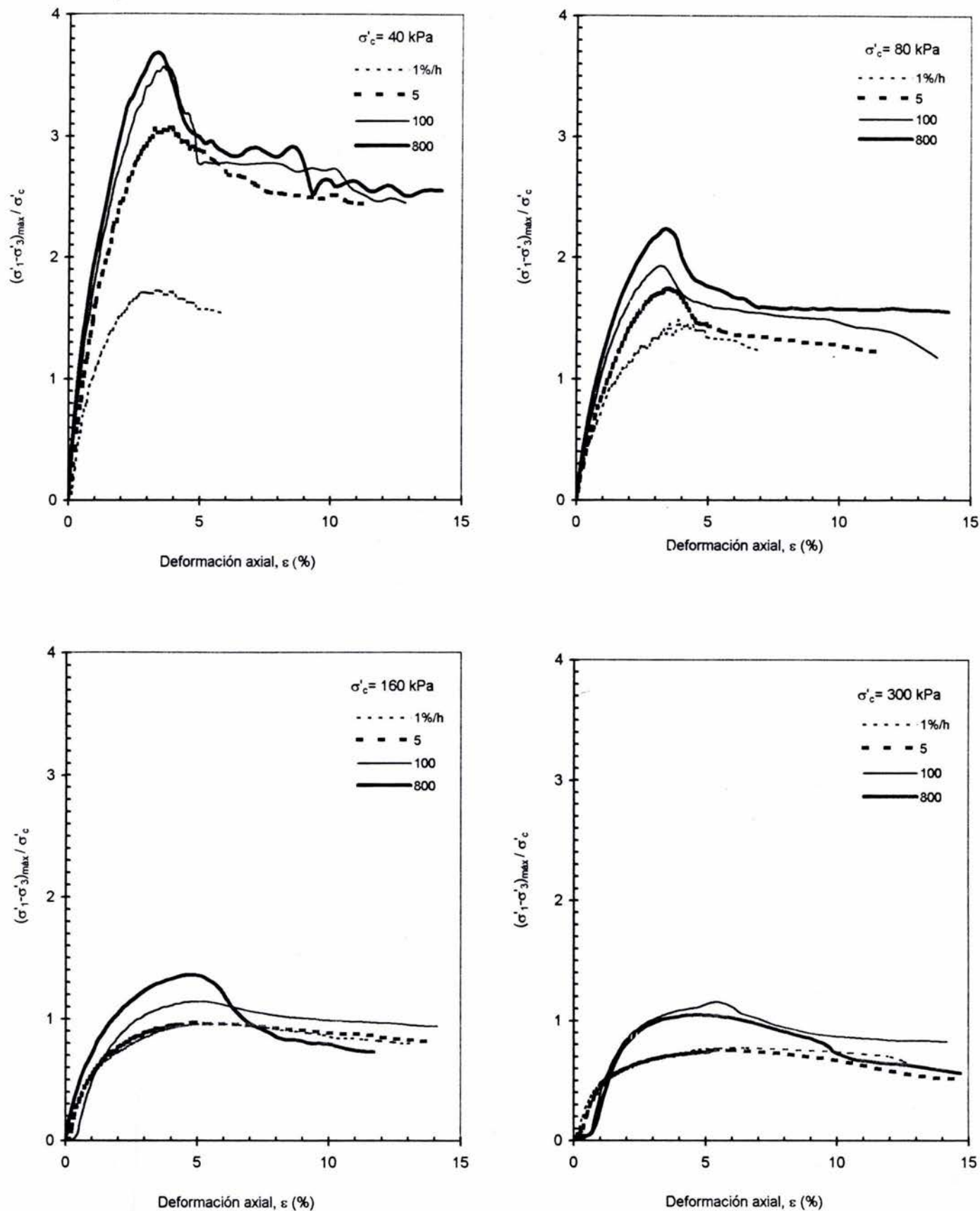


Figura 24. Curvas esfuerzo vs. deformación normalizadas para ensayos de compresión triaxial a velocidad de deformación constante

El efecto de la velocidad de deformación en la resistencia no drenada como porcentaje por ciclo logarítmico en el subsuelo de la ciudad de México es alto comparado con otros suelos:

- Basado en el trabajo de Kulhawy y Mayne (1990), Mitchell (1993) afirma que la resistencia no drenada en arcillas aumenta con el incremento de la velocidad de deformación. Los resultados obtenidos en el presente estudio se ajustan con la tendencia obtenida por Kulhawy y Mayne para especímenes normalmente consolidados (NC). Sin embargo para arcillas preconsolidadas (OC) la resistencia se comporta de manera diferente a la tendencia obtenida por Kulhawy y Mayne, como se observa en la Fig. 25.

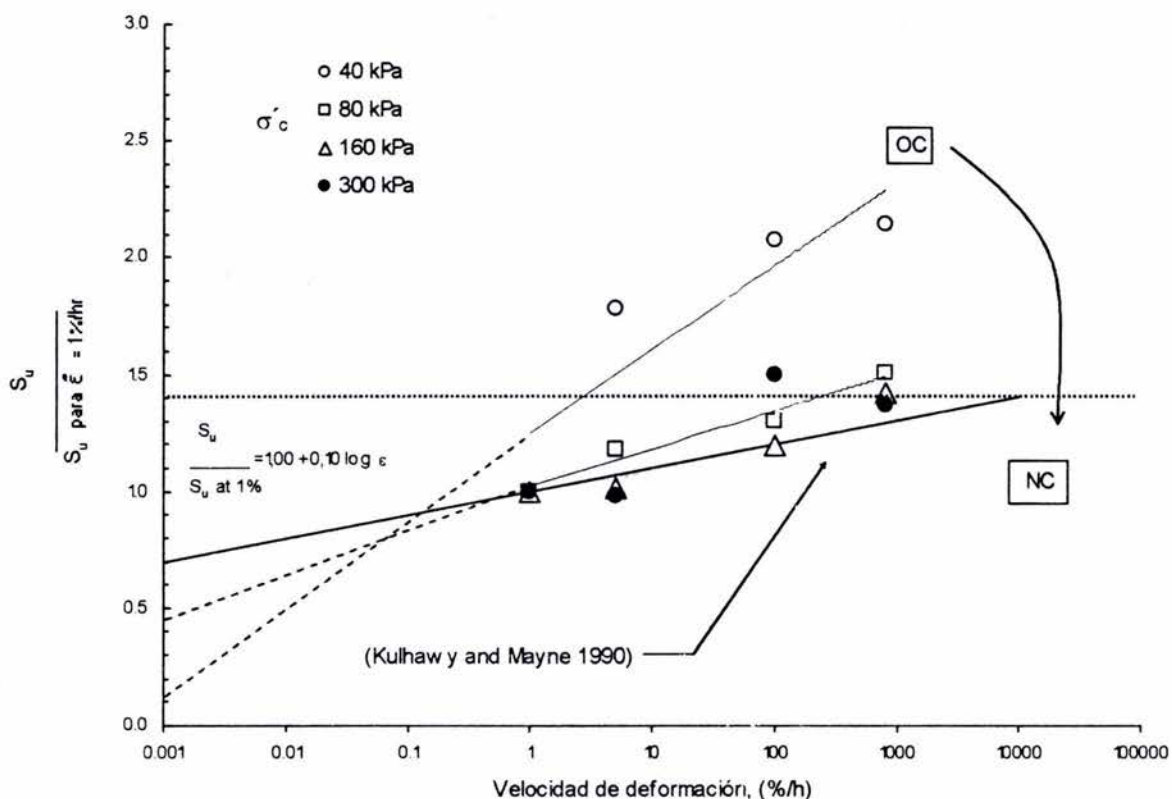


Fig. 25. Influencia de la velocidad de deformación en la resistencia medida en compresión triaxial en el subsuelo de la ciudad de México.

- El comportamiento de la resistencia no drenada con la velocidad de deformación según el criterio de Sheanan, Ladd y Germaine (1996), es de 34% en las muestras preconsolidadas y de 14% para muestras normalmente consolidadas. El aumento de la resistencia al corte es evaluada como:

$$\rho_{\dot{\epsilon}_{a0}}(\%) = [(\Delta S_u / S_{u0}) / \Delta \log \dot{\epsilon}_a] * 100$$

donde:

$\rho \dot{\epsilon}_{a0}$ es el incremento de la resistencia no drenada referida a una velocidad de deformación de 0.5 %/h, ΔS_u es el incremento del esfuerzo desviador del valor correspondiente a la $\dot{\epsilon}$ de referencia al esfuerzo desviador para la $\dot{\epsilon}$ máxima, S_{u0} es el esfuerzo desviador q para la $\dot{\epsilon}$ de referencia, $\Delta \log \dot{\epsilon}_a$ es el log. del rango de $\dot{\epsilon}$.

En la Fig. 26 se presenta la evaluación descrita

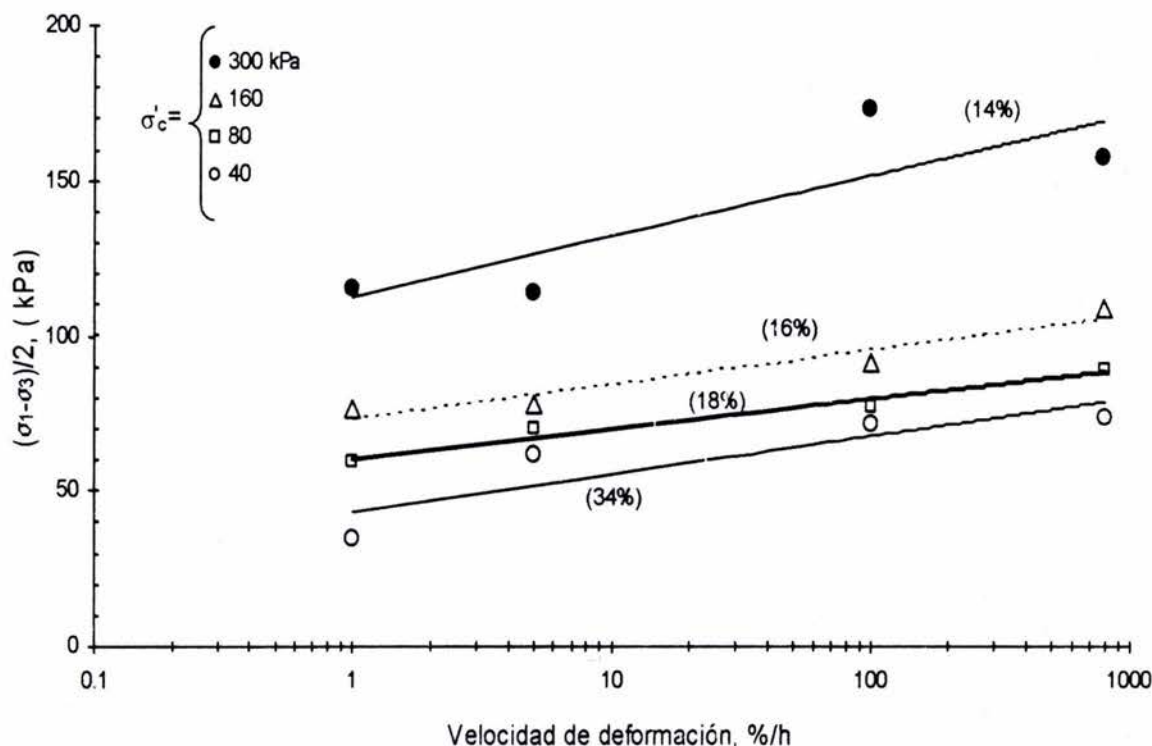


Fig. 26. Variación de la resistencia no drenada por ciclo logarítmico

- En la Fig. 27 se puede apreciar que la resistencia no drenada decrece linealmente con el decremento logarítmico de la velocidad de deformación lo cual coincide con Graham et al. (1983). El cambio en la resistencia al corte con la velocidad de deformación es descrito por el parámetro $\rho_{0.1}$, definido como el cambio en la resistencia al corte causado por el cambio en la velocidad de deformación por ciclo logarítmico, expresado como porcentaje de la resistencia al corte medida a 0.1%/h. En la Fig. 27 se muestran los valores de $\rho_{0.1}$, los cuales varían de 40% para muestras preconsolidadas (estructuradas) a 18% para muestras normalmente consolidadas (desestructuradas). Sin embargo se han reportado rangos de variación de 9% a 19% para compresión triaxial no drenada en ensayos con consolidación anisotrópica (Graham, et al 1983).

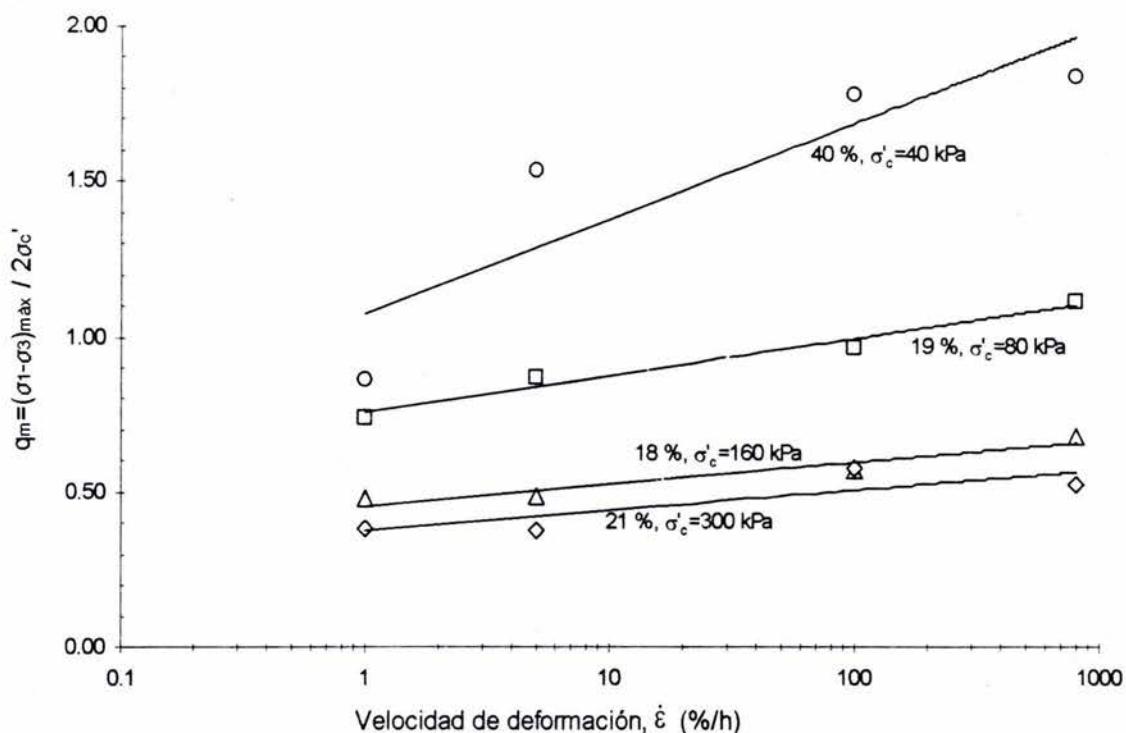


Fig. 27. Variación de la resistencia no drenada por ciclo logarítmico

El efecto de la velocidad de deformación en el comportamiento de la presión de poro depende de las condiciones de cada ensaye, sin embargo a diferencia de otros estudios podemos decir que la generación de presión de poro en la etapa de falla no es independiente de la velocidad de deformación para cada σ'_c .

En la Fig. 28 se muestran curvas de generación de presión de poro vs deformación axial normalizadas; en la rama preconsolidada (estructurada) (Fig. 28 a y b) el comportamiento de la generación de presión de poro depende de la velocidad de deformación; en la rama normalmente consolidada (desestructurada) (Fig. 28 c y d) se observa también que la tendencia de la generación de presión de poro es dependiente de la velocidad de deformación excepto para los ensayes con $\sigma'_c = 160$ kPa a $\dot{\epsilon} = 1\%/h$ y $5\%/h$ y ensayes con $\sigma'_c = 300$ kPa a $\dot{\epsilon} = 1\%/h$ y $5\%/h$ donde la generación de presión de poro resultó independiente de la velocidad de deformación.

Por lo que respecta a la presión de poro en la falla, u_f , esta varía linealmente con el σ'_c y es independiente de la velocidad de deformación para esfuerzos efectivos de confinamiento en la rama preconsolidada (estructurada) mientras que en la rama normalmente consolidada (desestructurada) la presión de poro de falla tiende a ser dependiente de la velocidad de deformación (Fig. 29).

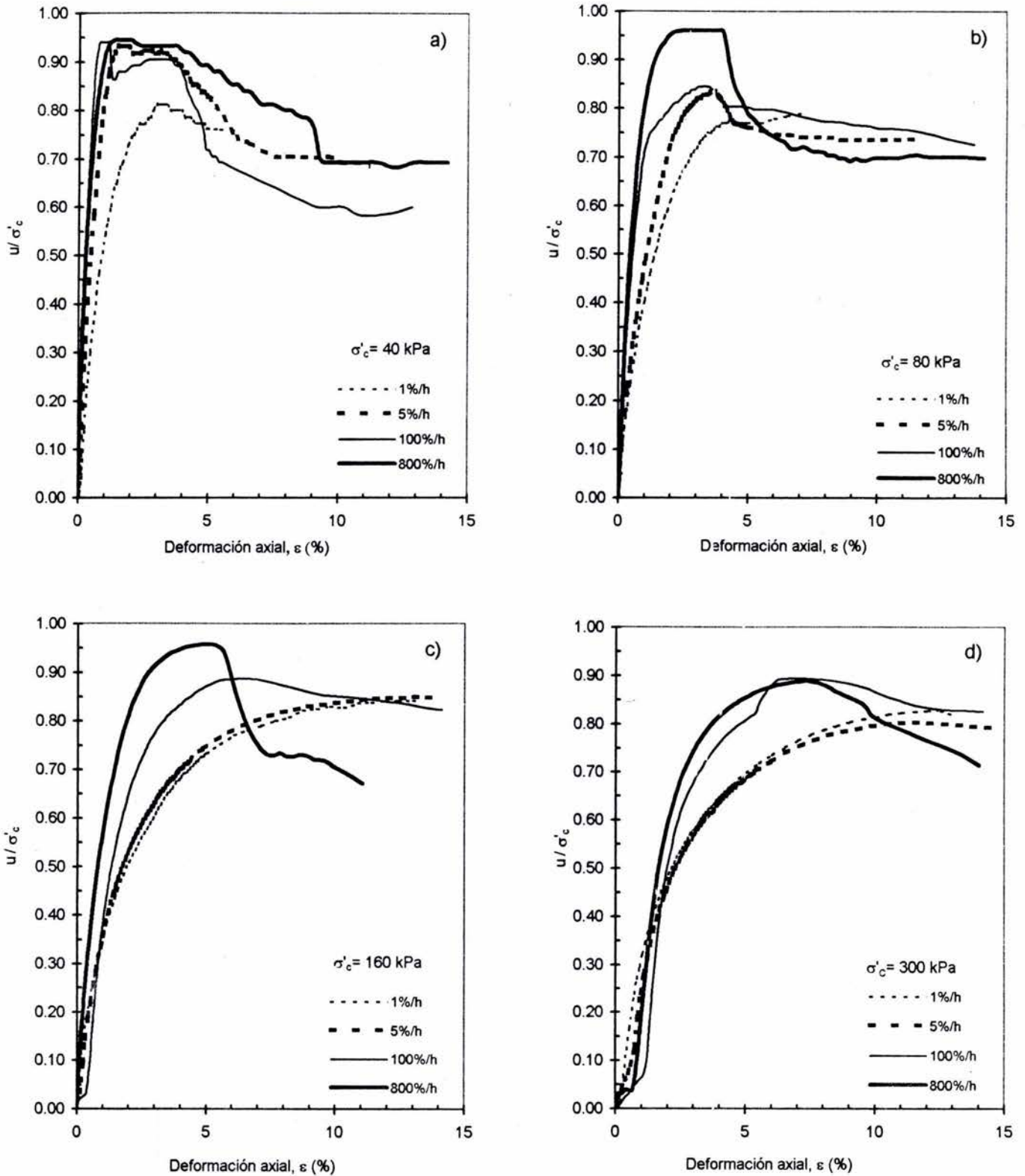


Fig. 28. Curvas de generación de presión de poro normalizada vs deformación unitaria
 a), b) especímenes preconsolidados; c), d) especímenes normalmente consolidados

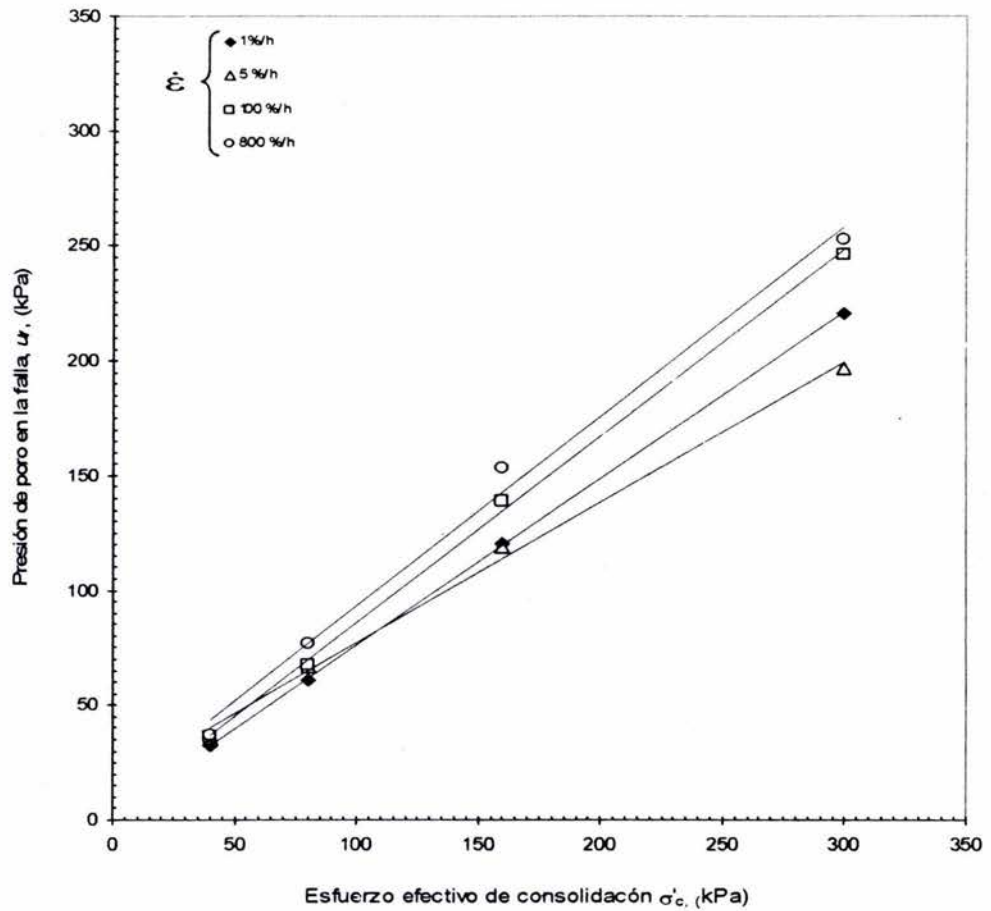


Fig. 29. Variación de la presión de poro de falla.

El ángulo de fricción interna promedio ϕ' varió de 47° a 72° (tabla 6).

El comportamiento en el plano p-q presenta dos tendencias, en la rama normalmente consolidada (desestructurada) el comportamiento es lineal y para la rama preconsolidada (estructurada) el comportamiento se ajusta mediante una curva envolvente a la trayectoria de esfuerzos pico (Figs. 22 y 23). Los parámetros de resistencia bajo este criterio aumentan a mayor velocidad de deformación.

CONCLUSIONES Y **RECOMENDACIONES**

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los resultados obtenidos se formulan las siguientes conclusiones y recomendaciones, las cuales son aplicables únicamente a las muestras ensayadas bajo las condiciones descritas:

- 1) Las muestras presentan la heterogeneidad y anisotropía típica de los depósitos naturales de suelos lacustres de la ciudad de México.
- 2) La deformación unitaria axial en el instante de la falla es independiente de la velocidad de deformación para cada nivel de esfuerzo efectivo de confinamiento y esta deformación es mayor en especímenes normalmente consolidados (desestructurados) respecto a la deformación en especímenes preconsolidados (estructurados).
- 3) El aumento de la resistencia no drenada es mayor en arcillas preconsolidadas que en arcillas normalmente consolidadas.
- 4) La generación de presión de poro en la etapa de falla (Fig. 17) es dependiente de la velocidad de deformación.
- 5) La presión de poro de falla, u_f (gráfica del valor u_f vs σ'_c , Fig. 29) es independiente de la velocidad de deformación en especímenes preconsolidados (estructurados) y tiende a ser dependiente de la velocidad de deformación en especímenes normalmente consolidados (desestructurados).
- 6) Se recomienda la ejecución de un programa experimental similar al del presente trabajo pero para la condición remoldeada.
- 7) Se recomienda la realización de un programa experimental: ensayos CID a velocidades de deformación =100 %/h y 300 %/h, σ'_c =40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, 300kPa para cada velocidad de deformación vs. ensayos CIU a velocidades de deformación =100 %/h y 800 %/h, σ'_c =40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, 300kPa para cada velocidad de deformación; a fin de estudiar la influencia de las condiciones de drenaje en la resistencia al corte.

REFERENCIAS.

- Alberro, J. A., and Santoyo, E. Y. 1973. "Long Term Behaviour of México City Clay," *Proceedings, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (1.1): 1-9.
- Berre, T., Bjerrum, L. 1973. "Shear Strength of Normally Consolidated Clays," *Proceedings, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (1.1): 1-9.
- Bishop, A. W., Henkel, D. J. 1962. The measurement of soil properties in the triaxial test. 2nd ed. Edward Arnold Ltd, London.
- Casagrande, A., and Wilson, S. D. 1951. "Effect of rate of loading on the strength of clays and shales at constant water content," *Géotechnique*, 2 (3): 251-263.
- Crooks, J. H. A., and Graham, J. 1976. "Geotechnical properties of the Belfast estuarine deposits," *Géotechnique*, 26 (2): 293-315.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Lozano-Santa Cruz, R., Dávila-Alcocer, E., Vallejo, E., and Girón P. 1998. "Physical, chemical, and mineralogical properties of Mexico City sediments: a geotechnical perspective," *Canadian Geotechnical Journal*, 35 (4): 600-610.
- Graham, J., Crooks, J. H. A., and Bell, A. L. 1983. "Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays," *Géotechnique*, 33 (3):327-340.
- Hanzawa, H., Tanaka, H. 1992. "Normalized Undrained Strength of Clay in the Normally Consolidated State and in the Field," *Soil and Foundations*, 32 (1): 132-148.
- Head, K. H. 1986. Manual of Soil Laboratory Testing, Vol. 3. Pentech Press, London.
- Lefebvre, G., LeBoeuf D. 1987. "Rate Effects and Cyclic Loading of Sensitive Clays," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 113 (5): 476-489.
- Marsal, R. J. y Mazari, M. 1959 . El subsuelo ce la ciudad de México ed. Facultad de Ingeniería, UNAM
- Mitchell, J. K. 1993. Fundamentals of Soil Behavior, 2nd ed. John Wiley & Sons, Inc.
- Nakase, A., Kamei, T. 1986. "Influence of Strain Rate on Undrained Shear Characteristics of K_0 -Consolidated Cohesive Soils," *Soil and Foundations*, 26 (19):85-95.
- O'Reilly, M. P., Brown, S. F., and Overy, R. F. 1989. "Viscous effects observed in tests on an anisotropically normally consolidated silty clay," *Géotechnique*, 39 (19):153-158.
- Richardson, A. M., and Whitman, R. V. 1963. "Effect of strain-rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded fat clay," *Géotechnique*, 13 (4):310-324.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., and Wroth, C. P. 1958. "On the yielding of soils," *Géotechnique*, 8 (): 1-22.
- Sheahan, T. C., Ladd, C. C., Germaine, J. T. 1996. "Rate-Dependent Undrained Shear Behavior of Saturated Clay," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 122 (2): 99-108.
- Skempton, A. W. 1954. "The pore pressure coefficients A and B," *Géotechnique*, 4 (4):143.

- Taylor, D. W. 1948. *Fundamentals of Soil Mechanics*, ed. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Vaid, Y. P., and Campanella, R. G. 1977. "Time-Dependent Behavior of **Undisturbed Clay**," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103 (GT7): 693-709.
- Zeevaert, L. 1982. *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. 2nd ed. Van Nostrand Reinhold Company, New York.