



## UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

## DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO FACULTAD DE INGENIERÍA

APLICACIÓN DEL PRINCIPIO DE PROPORCIONALIDAD NATURAL PARA DESCRIBIR EL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION DE LA ARCILLA DEL VALLE DE MEXICO SOMETIDA A ENSAYES DE COMPRESIÓN TRIAXIAL DRENADOS Y NO DRENADOS, EN ESTADO PRECONSOLIDADO.

# TESIS

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRA EN INGENIERÍA (MECÁNICA DE SUELOS)

QUE PRESENTA:

### ROCIO VILLA ESCOBAR



DIRECTOR DE TESIS
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

CIUDAD UNIVERSITARIA, 2004





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

# "A la Mente Suprema que creó el Universo"

A mis padres: Georgina Escobar Rodas y Gabino Villa Cabrera. Por el apoyo de toda la vida.

> **A: Vinnie y Chris** Muñequitos: gracias por cederme parte de su tiempo.

> > A mis hermanas: Tané y Yeya

Por guerer y cuidar de mis pequeños, al grado de llevárselos a sus despachos

Autorizo a la UNAM a difu				
contenido	de_ mi	trabaio	recepci	
NOMBRE	Koci	P Vi	119	_
	Esco	bar,		
FECHA:	31-7	-09		
FIRMA:	7	<u> </u>		-
	1.1			

9

### Reconocimientos.

Agradezco la atinada orientación, la paciencia y el apoyo brindado en la elaboración de este trabajo de investigación a mi director Dr. Rigoberto Rivera Constantino.

Al Dr. Eulalio Juárez Badillo, (Co- director de tesis), gracias por compartir su experiencia con la sencillez que lo caracteriza, nunca olvidaré el tiempo que dedicó para explicarme sus teorías y sobre todo la filosofía de vida que me transmitió.

A mi maestro Dr. Efrain Ovando Shelley, gracias por sus consejos y orientación.

Agradezco las valiosas observaciones y sugerencias de los sinodales: Dr. Salvador Marin Córdova y M. I. Agustín Demenegui Colina.

Gracias también, a los señores Javier Balderas y Gonzalo Roque por el apoyo brindado durante mi estancia en el laboratorio, pero sobre todo por su hospitalidad.

A los Ingenieros Felipe de J. Jerônimo Rodríguez y Héctor A. Nava Muguiro por su amistad y ayuda en la elaboración de las pruebas.

Al Dr. Víctor M. Taboada U. Quién impulso el proyecto.

Al Ing. Luis A. López Flores por el apoyo brindado durante mis estudios de maestría.

Al Ing. Ismael Rodriguez V. e Ing. Lorena Vega M. Por su amistad y apoyo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y la DEPFI, por acogerme en sus aulas.

Al CONACYT por el apoyo otorgado.

## Gracias Especiales A los Ingenieros:

Pedro Moreno, Patricia Valdez, Cap. 1/o.l.C. Juan José Martinez, Cap. 1/o.l.C. Iván Escalante, Osvaldo Flores, Ramona Alanis, Germán Cano, Enrique Castellanos, Francisco Jiménez, Luisa Jiménez, Ricardo Padilla, Luis Umaña. Y a todos aquellos que intervinieron de alguna forma, impulsándome a culminar con mis estudios.

Ime y Paty Gracias por las porras!

# ÍNDICE

		Pág
Nomenclatu	ra.	xiii
Capítulo 1.	Introducción	
1.1 Antecede	entes	15
1.2 Objetivos	S	16
1.3 Alcance		16
Capítulo 2.	Modelado del comportamiento esfuerzo- deformación para arcillas preconsolidadas.	
2.1 Otros mo	delos	19
2.2 Predicció	n del modelo Cam-clay	30
	edades elásticas	31
2.2.2 Criter		33
	ficie de fluencia	33
	e endurecimiento	34
	sada en el Principio de Proporcionalidad Natural	
2.3.1 Introd 2.3.2 Ecuad	lucción tiones generales para las relaciones esfuerzo desviador-deformación natural para	34
suelos	s.	35
	cuaciones generales para las relaciones esfuerzo desviador-deformación axial nitaria para arcillas preconsolidadas.	40
2.3.3 Ecua	ciones generales de presión de poro y cambio de volumen en arcillas	45
2.3.3.1 E	cuaciones de presión de poro y cambio de volumen para arcillas preconsolidadas	49
Capítulo 3.	Equipo y procedimiento de Pruebas.	
3.1 Descripci	ón del equipo utilizado	53
3.2 Prueba de	consolidación unidimensional	56
3.3 Prueba tri	iaxial CU en arcilla preconsolidada	57
	terísticas del material utilizado	57
	dimiento de la prueba: montaje, saturación, consolidación (carga y descarga) ,etapa	122
de fal		58
	axial CD en arcilla preconsolidada	64
	terísticas del material utilizado dimiento de la prueba: montaje, saturación, consolidación (carga y descarga), etapa	64
de fall		111
de fall	a,	65



# ÍNDICE.

Capítulo 4. Análisis paramétrico e interpretación de resultados.		
4.1 Pruebas de consolidación unidimensional	72	
4.2 Pruebas triaxiales no drenadas (CU) en arcilla preconsolidada	74	
4.2.1 Serie CU1	75	
4.2.2 Serie CU2	78	
4.2.3 Serie CU3	81	
4.3 Pruebas triaxiales drenadas (CD) en arcilla preconsolidada		
4.3.1 Serie CD1	85	
4.3.2 Serie CD2	89	
Capítulo 5. Predicción del comportamiento Esfuerzo-Deformación.		
5.1 Aplicación de las ecuaciones generales	92	
5.1.1 Proceso de ajuste para las curvas esfuerzo-deformación en pruebas CU y CD	93	
5.1.2 Proceso de ajuste para las curvas de presión de poro normalizadas con σ'co	96	
5.1.3 Proceso de ajuste para las curvas de cambio de volumen $(\Delta V/V_0)$	97	
5.2 Comparaciones teórico-experimentales	98	
5.2.1 Curvas teórico-experimentales para pruebas CU (Consolidadas no drenadas) en arcillas preconsolidadas.	100	
5.2.2 Curvas teórico-experimentales para pruebas CD (Consolidadas drenadas) en arcillas preconsolidadas.	114	
Capítulo 6. Conclusiones.	136	
Referencias.	139	
APÉNDICE A. Desarrollo de las ecuaciones esfuerzo-deformación.	142	
APÉNDICE R. Tabla de parámetros	145	

Pág.

### NOMENCLATURA

- ε<sub>a</sub> Deformación natural axial.
- ε. Deformación natural radial.
- ε<sub>ν</sub> Deformación natural volumétrica.
- ε. Deformación natural isotrópica.
- e. Deformación axial desviadora natural.
- η Deformación cortante natural.
- x Esfuerzo desviador normalizado.
- x<sub>t</sub> Esfuerzo desviador normalizado final.
- (σ<sub>1</sub>-σ<sub>3</sub>) Esfuerzo desviador.
- $(\sigma_1 \sigma_2)_t$  Esfuerzo desviador final.
- (σ₁-σ₃)<sub>∞</sub> Esfuerzo desviador residual.
- $(\sigma_1 \sigma_3)_1$  Esfuerzo desviador para un punto conocido.
  - ea Deformación desviadora natural axial característica.
  - μ Coeficiente cortante.
  - Exponente cortante.
  - y Coeficiente de compresibilidad.
  - α Coeficiente de presión de poro.
  - β Coeficiente de presión de poro.
  - σ<sub>e0</sub> Esfuerzo equivalente de consolidación inicial.
  - σ'c0 Esfuerzo efectivo de consolidación inicial.
  - V Volumen medido durante la prueba.
  - V<sub>0</sub> Volumen inicial (al final de la etapa de consolidación).
  - ΔV Cambio volumétrico.
  - u<sub>0</sub> Presión de poro inicial.
  - u Presión de poro.
  - Δu Incremento de presión de poro.
  - q Esfuerzo desviador.
  - p' Esfuerzo normal efectivo octaédrico (esfuerzo medio).
  - B Coeficiente de presión de poro de Skempton.
  - G, Densidad de sólidos.
  - W Contenido natural de agua (en la probeta).
  - Relación de vacíos.
  - CU Prueba triaxial consolidada no drenada.
  - CD Prueba triaxial consolidada drenada.
  - φ<sup>o</sup> Ángulo de fricción interna.
  - $\phi_{\infty}^{\circ}$  Angulo de fricción interna residual.
  - OCR Relación de preconsolidación.
  - OCF Factor de preconsolidación
  - x<sub>∞</sub> Resistencia residual.
  - eat Deformación, abscisa de un punto conocido.
  - x<sub>1</sub> Ordenada del punto conocido.

# INTRODUCCIÓN

#### 1.1 Antecedentes

Debido a las características que presenta la arcilla del Valle de México, ha sido para muchos, un tema importante de investigación.

Se han desarrollado modelos analíticos que reproducen el comportamiento esfuerzodeformación de los suelos, muchos de estos modelos se sustentan con métodos numéricos para resolver problemas relacionados con la mecánica de suelos; sin embargo la mayoría de estos modelos no toman en cuenta que un suelo es un material inelástico, no lineal, no homogéneo y anisotrópico; y su comportamiento depende además de las propiedades de los esfuerzos y del tiempo.

En el tiempo en que la mecánica de suelos experimentaba un desarrollo mundial, en México se proponía una nueva línea de investigación mediante una teoría que tiene sus bases en el principio de proporcionalidad natural expuesta por el Dr. Eulalio Juárez Badillo; la cual ha ido perfeccionando a través de los años. Cabe mencionar que el autor de estas teorías ha trabajado con varios geomateriales obteniendo resultados muy consistentes en la aplicación de las mismas; previo a este trabajo, se realizaron algunas tesis en donde se investigó el mismo tipo de suelo, analizándose mediante las teorías del Dr. E. Juárez-Badillo. Nuevamente se retoma la iniciativa de hacer pruebas triaxiales CU y también de tipo CD en arcillas del Valle de México para aplicar las teorías basadas en el principio de proporcionalidad natural.

Se tienen también antecedentes de la utilización de un modelo elasto-plástico basado en la teoría del estado crítico en las arcillas del valle, llamado "Cam-clay model" en su versión modificada. Este modelo se aplicó en resultados de pruebas triaxiales CU y CD tanto en arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas; obteniéndose que para el caso de las arcillas preconsolidadas, el modelo no reproduce el comportamiento real de los resultados experimentales, sobre todo cuando se tienen relaciones de preconsolidación altas.

Teniendo este marco de referencia, se presenta el análisis mediante la aplicación del Principio de Proporcionalidad Natural a los resultados de las pruebas triaxiales de tipo CU y CD en arcilla preconsolidada. Se mencionan algunos parámetros obtenidos mediante la aplicación del modelo Cam-clay, desafortunadamente éstos parámetros, no pueden ser comparados con los obtenidos mediante la Teoría de Proporcionalidad Natural; ya que el modelo Cam-clay está basado en la teoría del estado critico y dados los efectos de preconsolidación que se le dio a la arcilla, no se alcanzó a llegar a la condición del estado critico.

### 1.2 Objetivos

Esta investigación, muestra los resultados de pruebas triaxiales de tipo CU y CD realizadas en arcilla del valle de México. Se tiene el antecedente de investigaciones efectuadas con arcilla normalmente consolidada y arcilla preconsolidada, inclusive se ha calibrado el modelo Cam-clay en arcilla preconsolidada pero, nuevamente se hace la interrogativa ¿Será posible que el modelo Cam-clay reproduzca de manera consistente, el comportamiento en los resultados de pruebas en arcilla inalterada?.

El Objetivo de este trabajo es demostrar, que la aplicación de las ecuaciones del Principio de Proporcionalidad Natural, a los resultados obtenidos de las pruebas realizadas; predice el comportamiento esfuerzo vs deformación, la evolución de la presión de poro y el cambio volumétrico. Para describir cada uno de los fenómenos descritos, se realizaron 9 ensayes de tipo CU y 5 ensayes CD.

#### 1.3 Alcance

Para definir el trabajo de investigación se planteó un marco teórico, en el cual, se desarrollaron dos capítulos en donde se describen los aspectos teóricos necesarios que ayudan a comprender mejor la investigación realizada; para ello en el capítulo 2 se establecen los conceptos básicos y se describen las ecuaciones del Principio de Proporcionalidad Natural. En el capítulo tres se plantean los procedimientos de prueba, así como, una descripción del equipo que se utilizo en la elaboración de las pruebas triaxiales.

En el capítulo cuatro se efectúa un análisis del comportamiento observado y se describen los resultados de las pruebas realizadas (consolidación unidimensional, pruebas triaxiales tipo CU y CD). Las pruebas finales se clasificaron como sigue:

- 4 ensayes de consolidación odométrica con materiales provenientes de distintas profundidades (5,10,15 y 25 m).
- 3 series de ensayes de compresión triaxial tipo CU, cada serie consta de 3 especímenes ensayados y el material para cada serie provenía de las profundidades de 10, 15 y 25 m.
- 2 series de ensayes de compresión triaxial tipo CD, la primera serie consta de 3
  especímenes; uno de ellos con material proveniente de una profundidad de 10 m y
  los otros dos con material de 5 m. La segunda serie solo con dos especimenes con
  material de una profundidad de 15 m.

En el capítulo 5, se hace una predicción del comportamiento esfuerzo-deformación, mediante el análisis del comportamiento observado al aplicar la teoría de Proporcionalidad Natural; posteriormente se establecen las conclusiones obtenidas en el capítulo 6. Por último en los apéndices A y B, se presentan el desarrollo de las ecuaciones esfuerzo-deformación y un resumen de los parámetros encontrados.

# CAPÍTULO 2. MODELOS DE COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA ARCILLAS PRECONSOLIDADAS.

#### 2.1 Otros Modelos

Existe una forma científica que nos da conocimiento de cómo construir y analizar modelos, los cuáles nos permiten revisar los aspectos fundamentales de un fenómeno. El propósito de estos modelos no es dar una imagen similar de la realidad, o incluir todos los elementos en sus tamaños y proporciones exactas, sino hacer que las interpretaciones de los fenómenos naturales sean simples.

Paradójicamente, un modelo no debe de ser "tan real" en todo el sentido de la palabra, sín embargo, si es un buen modelo, proporciona la llave para comprender la realidad (Baran y Sweezy, 1968). En lo que concierne a la ingeniería, en la actualidad es necesaria una herramienta que permita interpretar los fenómenos que ocurren en la naturaleza, y que estos incluyan una adecuada y completa descripción de los objetivos que se requieren en un análisis geotécnico, donde el comportamiento del suelo es tan heterogéneo.

Los modelos físicos son versiones simplificadas de la realidad, ya que no es posible en algunos casos, reproducir a una pequeña escala toda la complejidad que presenta un suelo *in situ*. El objetivo de usar modelos conceptuales es, centrar la atención en las características importantes de ciertos problemas o fenómenos y dejar a un lado todo aquello que es irrelevante.

### Modelos basados en la teoría de la plasticidad.

Modelo Tresca y Von Mises. Este modelo permite establecer el estado de esfuerzos que produce el flujo plástico en los metales, y a partir de ellos se han desarrollado los modelos plásticos que se aplican al caso de los suelos.

Modelo Dafalias. Este modelo puede particularmente establecer el resultado del incremento de la deformación plástica en función del valor del incremento y de la dirección del esfuerzo, así como de la historia de cargas que ha sufrido el material a través de su evolución geológica. A este tipo de modelo se le denomina hipo-plásticos ya que considera los fenómenos de anisotropía inherente e inducida, la viscosidad y el fenómeno de preconsolidación.

Este modelo tiene sus orígenes en las ecuaciones plásticas tradicionales y considera la regla de flujo asociada; los parámetros del modelo para un suelo isotrópico y normalmente consolidado se obtienen a partir de dos ensayes triaxiales CU, uno en extensión y otro en compresión.

También se puede simular el comportamiento de los suelos en condiciones drenadas y no drenadas en materiales isotrópicos o anisotrópicos, normalmente consolidados o preconsolidados y sujetos a cargas monótonas o alternas.

Modelo Mroz-Prévost. Es un modelo basado en el concepto de superficies de fluencia múltiples, las cuales son circulares y circunscritas entre sí en el plano desviador. Estas superficies pueden aumentar de tamaño (endurecimiento isotrópico) y desplazarse de su centro (endurecimiento cinemático), además de que emplea la regla de flujo asociada. Los parámetros del modelo se pueden determinar a partir de los resultados de dos ensayes triaxiales de tipo CU; uno en compresión y otro en extensión y estos parámetros son: las posiciones y tamaños iniciales de las superficies plásticas, los módulos cortantes asociados y otros que determinan la magnitud del cambio en el tamaño de las superficies de fluencia y en los valores de sus módulos asociados.

Modelo Mohr-Coloumb. Este modelo se emplea frecuentemente en el comportamiento de un suelo que se ensaya hasta la ruptura, cuando éste está normalmente consolidado y se observa que la resistencia es función tanto del esfuerzo medio aplicado como de su ángulo de fricción interna.

### Modelos basados en la teoría del estado crítico

La combinación de los conceptos de deformación-endurecimiento-plasticidad (Drucker, 1957) y estado crítico en los suelos (Roscoe, Schofield y Wroth, 1958; Schofield y Wroth, 1968) han dado origen a las teorías que investigan las relaciones esfuerzo-deformación y el comportamiento de los suelos. Además desde que se desarrollaron los modelos basados en la teoría del estado crítico estos han ido evolucionando, logrando así, mejor semejanza entre las predicciones y las observaciones basadas en la experimentación.

Dentro de los modelos basados en la teoría del estado crítico, que han sido revisados y comparados con resultados de ensayes de compresión en muestras de arcilla, se encuentran los siguientes:

Modelo Cam-Clay. (Roscoe y Schofield, 1936 y Schofield y Wroth, 1968) Este modelo es el primero en usar los conceptos de la teoría del estado crítico, el principal componente en este modelo es la ecuación de trabajo que origina la ecuación para el potencial plástico y al aplicar la ley de la normalidad se obtiene una ecuación para la superficie de fluencia.

Para que se pueda definir este modelo se necesitan cuatro parâmetros: La pendiente de la línea del estado crítico en el plano p': q(M); la pendiente de la línea de consolidación virgen en el plano  $e: \ln p'(\lambda)$ ; la pendiente de las líneas de carga-descarga en el plano  $e: \ln p'(\lambda)$  y  $e_l$  que es la relación de vacios en la línea de consolidación para una presión de referencia.

Modelo Cam-Clay modificado. (Roscoe y Burland, 1968) La variante que presenta este modelo es en la expresión adoptada para la ecuación del trabajo. Admite una plasticidad asociada nuevamente y la superficie de fluencia y el potencial plástico tiene como lugar geométrico una elipse; el modelo se integra con los mismos parámetros del modelo Cam-Clay.

**Modelo Nova y Wood.** (Nova y Wood, 1979) El modelo presenta una variación de las ideas del estado crítico, donde las ecuaciones de las superficies de fluencia y el potencial plástico difieren dependiendo sí la relación de esfuerzos,  $\eta = q/p^*$ , es menor o mayor que M/2; para definir este modelo se requieren de cinco parámetros M,  $\lambda$ ,  $\kappa$  descritos en el Cam-Clay con la excepción de que ahora  $\lambda$  y  $\kappa$  relacionan las deformaciones volumétricas con  $\ln p^*$ . Los otros dos parámetros adicionales u y m están asociados a la regla de flujo y a la función de la superficie de fluencia, respectivamente.

Modelo Drammen-clay. (Van Eeklen y Potts, 1987) Mediante este modelo se describe adecuadamente el comportamiento de la arcilla de Drammen bajo carga monótona, admite una plasticidad no asociada y se postula la superficie de fluencia para suelos preconsolidados. En el caso de los suelos normalmente consolidados, el comportamiento se verifica con los cuatro parámetros M,  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $e_l$ .

Cabe mencionar que actualmente existe una versión modificada de los modelos basados en la teoría del estado critico (Modelos de Cambrige), con esta versión se superan algunas deficiencias del modelo original, puesto que incorpora el criterio de falla de Hvorslev, el cual representa un caso especial del criterio de falla de Mohr-Coulumb, en donde la parte cohesiva de la resistencia no es constante, porque se expresa como una función exponencial del contenido de agua del material.

Modelo ANPETAL. Este es un modelo constitutivo que describe el comportamiento esfuerzodeformación en arcillas blandas e inalteradas. La superficie de fluencia es empírica y rota alrededor de la línea de consolidación  $(K_0)$ , su potencial plástico es no asociado. Puede predecir el desarrollo de la fluencia en materiales con ángulos de fricción grandes.

### 2.2 Predicción del Modelo Cam-Clay para arcillas preconsolidadas

El modelo se describe en términos de esfuerzos efectivos p' (esfuerzo medio) y q (esfuerzo desviador), los cuales son importantes para la predicción de la respuesta del suelo en pruebas triaxiales convencionales.

El modelo se caracteriza por ser un modelo pedagógico, porque los conceptos involucrados se manejan de forma muy simple; permite de manera sencilla hacer los cambios que se requieren para incorporar las características reales de la respuesta del suelo.

Existen cuatro componentes básicas que conforman el modelo: propiedades elásticas, superficie de fluencia, potencial plástico y la regla de endurecimiento.

El modelo supone que los cambios de volumen recuperables van siempre acompañados de cambios en esfuerzos efectivos p de acuerdo a la expresión

$$\delta \varepsilon_p^e = \kappa \frac{\partial p'}{vp'} \tag{2.1}$$

donde

k = pendiente de la línea carga-descarga

esto implica que hay una relación lineal en el plano de compresión, entre el volumen específico  $\nu$  y el logaritmo natural del esfuerzo medio p' para el tramo de carga-descarga del suelo.

Si se asume que la deformación cortante recuperable está acompañada por un cambio en el esfuerzo desviador q se tiene que

$$\delta \varepsilon_q^e = \frac{\delta q}{3G'} \tag{2.2}$$

con G' (modulo de corte) constante.

La forma que adopta la superficie de fluencia es una elipse, la cual ofrece ventaja en comparación con el circulo. Para este modelo isotrópico, la elipse que define a la superficie de fluencia está centrada en el eje p'(ver y1 en la figura 1a), esto es conveniente para hacer que pase a través del origen del plano de esfuerzos efectivos.

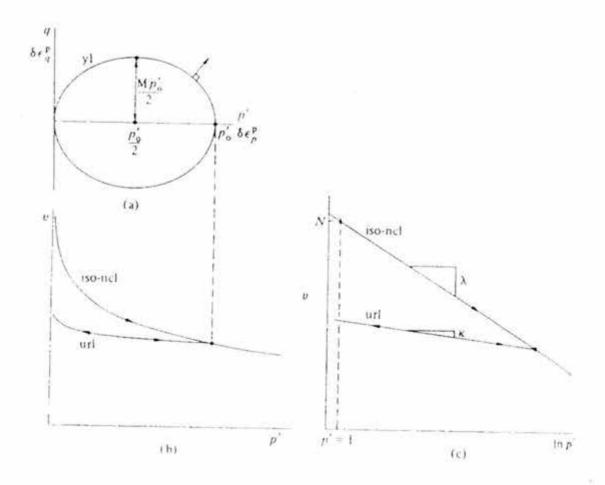


Figura 1: Superficie de fluencia elíptica para el modelo Cam clay en el plano p-'q ( a y b) línea de consolidación virgen y de descarga del suelo en el plano de compresión (c).

La forma más conveniente de expresar la ecuación de la elipse en la figura 1a es mediante:

$$\frac{p'}{p_0'} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \tag{2.3}$$

donde

$$\eta = \frac{q}{p}$$

Esta ecuación describe un conjunto de elipses, todas con la misma forma y controladas por M, pasando por el origen y tomando tamaños controlados por  $p'_{\theta}$ . Cuando el suelo esta en fluencia, el cambio de tamaño  $p'_{\theta}$  de la superficie de fluencia está ligada con los cambios de esfuerzos efectivos p' y q a través de la forma diferencial de (2.3). Para ello se despeja p' de 2.3

$$p' = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} p_0' \tag{2.4}$$

derivando (2.4)

$$\delta p' = -\frac{M^2 2\eta \delta \eta}{\left(M^2 + \eta^2\right)} p'_0 + \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \delta p'_0 \tag{2.5}$$

despejando  $M^2$  de (2.4) y sustituyendo en (2.5)

$$\delta p' = -\frac{p'(M^2 + \eta^2)2\eta\delta\eta p'_0}{p'_0(M^2 + \eta^2)} + \frac{p'(M^2 + \eta^2)}{p'_0(M^2 + \eta^2)^2} \delta p'_0$$
 (2.6)

simplificando la ecuación anterior

$$\delta p' = -\frac{p'2\eta\delta\eta}{\left(M^2 + \eta^2\right)} + \frac{p'}{p_0'}\delta p_0'$$

dividiendo entre p'

$$\frac{\delta' p'}{p'} = -\frac{2\eta \delta \eta}{\left(M^2 + \eta^2\right)} + \frac{\delta p'_0}{p'_0}$$

igualando a cero

$$\frac{\delta p'}{p'} + \frac{2\eta \delta \eta}{M^2 + \eta^2} - \frac{\delta p'_0}{p'_0} = 0$$
 (2.7)

Tomando en cuenta que

$$\delta \eta = \frac{p' \delta q - q \delta p'}{(p')^2} = \frac{p' \delta q - \eta p' \delta p'}{(p')^2} \tag{2.8}$$

Sustituyendo (2.8) en (2.7):

$$\left(\frac{M^2 - \eta^2}{M^2 + \eta^2}\right) \frac{\delta p'}{p'} + \left(\frac{2\eta}{M^2 + \eta^2}\right) \frac{\delta q}{p'} - \frac{\delta p'_0}{p'_0} = 0$$
 (2.9)

Para incorporar esta forma particular a la superficie de fluencia en un marco general, la ecuación (2.3) se puede expresar como

$$f = q^{2} - M^{2} [p'(p'_{0} - p')] = 0 (2.10)$$

Si se asume que el suelo obedece la condición de normalidad, entonces esta ecuación describe la familia de superficies de fluencia y los potenciales plásticos en el plano p'-q

$$g = f = q^2 - M^2 [p'(p'_0 - p')] = 0$$
 (2.11)

Entonces el vector incremento de deformación plástica  $\overline{\delta} \varepsilon_p (\delta \varepsilon_p^p, \delta \varepsilon_q^p)$ es normal a la superficie de fluencia, esto implica que las ecuaciones (2.12) y (2.13) se escriban como (2.14)

$$\delta \varepsilon_p^p = x \frac{\partial g}{\partial p'} \tag{2.12}$$

$$\delta \varepsilon_q^p = x \frac{\partial g}{\partial q} \tag{2.13}$$

donde x es un escalar que se obtiene de las características de endurecimiento del material.

$$\frac{\delta \varepsilon_p^p}{\delta \varepsilon_q^p} = \frac{\frac{\partial g}{\partial p'}}{\frac{\partial g}{\partial q}} = \frac{M^2 (2p' - p_0')}{2q} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta}$$
(2.14)

Esta ecuación es aplicable cuando ocurren deformaciones plásticas.

La forma diferencial de la superficie de fluencia se describe mediante:

$$\frac{\partial f}{\partial p'} \delta p' + \frac{\partial f}{\partial q} \delta q + \frac{\partial f}{\partial p'_0} \delta p'_0 = 0$$
 (2.15)

Si combinamos la ecuación (2.12) con la ecuación (2.13) se obtiene una expresión de fluencia para el factor x:

$$x = \frac{-\left(\frac{\partial f}{\partial p'} \delta p' + \frac{\partial f}{\partial q} \delta q\right)}{\frac{\partial f}{\partial p'_{0}} \left(\frac{\partial p'_{0}}{\partial \varepsilon_{p}^{p}} \frac{\partial g}{\partial p} + \frac{\partial p'_{0}}{\partial \varepsilon_{q}^{p}} \frac{\partial g}{\partial q}\right)}$$
(2.16)

Sustituyendo esta expresión en las ecuaciones (2.12) y (2.13) se obtiene la relación entre esfuerzos y deformaciones plásticas

$$\begin{bmatrix}
\frac{\delta \varepsilon_{p}^{p}}{\delta \varepsilon_{q}^{p}}
\end{bmatrix} = \frac{-1}{\begin{bmatrix}
\frac{\partial f}{\partial p'} \begin{bmatrix} \frac{\partial p_{0}'}{\partial g} & \frac{\partial g}{\partial p'} & \frac{\partial g}{\partial g'} & \frac{\partial f}{\partial g'} & \frac{\partial g}{\partial q'} \\
\frac{\partial f}{\partial p'} \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial g'} & \frac{\partial g}{\partial g'} & \frac{\partial g}{\partial g'} & \frac{\partial g}{\partial g'} & \frac{\partial f}{\partial g'} & \frac{\partial g}{\partial g'} & \frac{$$

Asumiendo que la superficie de fluencia se expande en forma constante, el tamaño inicial está controlado por el esfuerzo  $p^*_{\theta}$  y la expansión de la superficie de fluencia y el endurecimiento del suelo están ligados con la compresión normal del suelo.

Anteriormente se supuso una relación lineal entre el volumen específico  $v y \ln p^*_{\mu}$ durante la compresión normal isotrópica del suelo.

$$v = N - \lambda \ln p_0' \tag{2.18}$$

Donde N es una constante del suelo que especifica la posición de la línea de compresión normal en el plano ln p:v, figura 1c. De aquí que la deformación volumétrica plástica esta dada por:

$$\delta \varepsilon_p^p = \left[ \left( \lambda - \kappa \right) / \nu \right] \frac{\delta p_0'}{p_0'} \tag{2.19}$$

y los elementos de la relación de endurecimiento del suelo son

$$\frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_p^{\rho}} = \frac{\nu p_0'}{\lambda - \kappa} \tag{2.20}$$

$$\frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_a^p} = 0 \tag{2.21}$$

Combinando las ecuaciones (2.1) y (2.2), se resume la respuesta elástica de esfuerzodeformación en la siguiente matriz

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^e \\ \delta \varepsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} \kappa / vp' & 0 \\ 0 & 1 / 3G' \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix}$$
 (2.22)

Comparando la ecuación (2.9) con (2.15) y sustituyendo en la ecuación (2.17), se encuentra la respuesta de la matriz plástica:

$$\begin{bmatrix} \delta \mathcal{E}_{p}^{p} \\ \delta \mathcal{E}_{q}^{p} \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{vp'(M^{2} + \eta^{2})} \begin{pmatrix} (M^{2} - \eta^{2}) & 2\eta \\ 2\eta & 4\eta^{2} \\ (M^{2} - \eta^{2}) \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix}$$
(2.23)

Esta última ecuación se emplea cuando ocurren deformaciones plásticas; la matriz plástica es simétrica por la hipótesis de flujo asociado o regla de normalidad, y su determinante es cero ya que de la ecuación (2.11) la relación de la deformación plástica volumétrica con la deformación plástica de corte depende del estado de esfuerzos y no del incremento de éstos, por lo que las dos filas de la matriz son múltiplos de la otra.

Por otro lado, la componente elástica del vector incremento de deformación puede calcularse mediante la ecuación (2.22), a partir de un estado de esfuerzos inicial A(p';q) y una superficie de fluencia definida por un valor  $p'_{ij} = p'_{ij}$ , cuando se aplica un incremento de esfuerzos efectivos  $AB(\delta p', \delta q)$  (figura 2).

De la ecuación (2.3) se obtiene un valor de  $p'_{o} = p'_{oB}$  para la familia de superficies de fluencia pasando por el nuevo esfuerzo efectivo del estado B  $(p' + \delta p' : q + \delta q)$ .

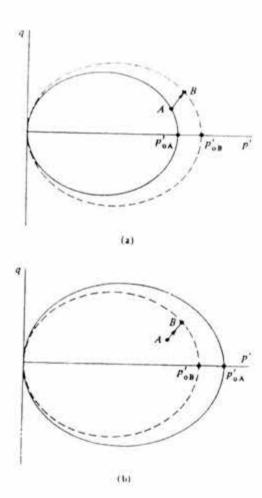


Figura 2: Incremento de esfuerzos que expande la superficie de fluencia: (b) incremento de esfuerzos dentro de la superficie de fluencia.

Si el valor de  $p'_{oB} > p'_{od}$  (figura 2a) la superficie de fluencia se expande y por lo tanto ocurren deformaciones plásticas, pero si  $p'_{oB} < p'_{od}$  (figura 2b) el nuevo estado de esfuerzos está dentro de la superficie de fluencia, consecuentemente no se producen deformaciones plásticas y la superficie de fluencia no cambia de tamaño.

El vector incremento total de deformación se calcula combinando las ecuaciones (2.22) y (2.23), procedimiento que se repite para cada incremento de esfuerzos usando un nuevo valor de p '0, siempre y cuando la superficie de fluencia se haya expandido en el incremento de esfuerzo anterior.

### El estado crítico

El modelo Cam clay supone la existencia de una condición última en la cual el cortante plástico podría continuar indefinidamente sin cambios de volumen o esfuerzos efectivos, esta condición de perfecta plasticidad es el estado crítico, el cual se expresa como

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_q} = 0 \tag{2.24}$$

Los estados críticos se alcanzan con una relación de esfuerzos efectivos:

$$\frac{q_{cs}}{p'_{cs}} = \eta_{cs} = M \tag{2.25}$$

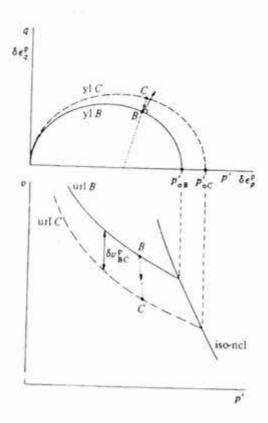


Figura 3: Ensaye triaxial CU y CD para muestras normalmente consolidadas y fuertemente preconsolidadas.

En los ensayes drenados y no drenados normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados AB y AC (figura 3) la primera fluencia ocurre cuando la relación de esfuerzos  $\eta$ < M. El incremento de la carga esta asociado a la expansión de la superficie de fluencia, al endurecimiento plástico, y al incremento de la relación de esfuerzos efectivos hasta que éste alcanza la cima de la superficie de fluencia (y/B o y/C); el vector incremento de deformación plástica es paralelo al eje q,  $\delta\epsilon^p_p/\delta\epsilon^p_q=0$ , y obteniéndose en este caso un estado de plasticidad perfecta con  $\eta=M$ .

Cuando  $\eta=M$  se presenta una condición límite, es decir un estado crítico, siempre que se produzcan deformaciones plásticas, pues con dicha condición el estado de esfuerzos efectivos es el máximo de la superficie de fluencia y las deformaciones plásticas por cortante pueden ocurrir sin contracción o expansión de dicha superficie.

En la figura 4a se muestra el lugar geométrico de los estados críticos en el plano de esfuerzos p':q en donde se indica una línea que une los máximos de la superficie de fluencia llamada línea del estado crítico:

$$q_{cs} = Mp'_{cs} \tag{2.26}$$

La ecuación general para la superficie de fluencia esta dada por (2.3), su tamaño está controlado por  $p_0$  y el máximo de la superficie de fluencia es para  $\eta = M$ , cuya abscisa vale:

$$p'_{ci} = \frac{p'_0}{2} \tag{2.27}$$

Cada superficie de fluencia (yI) se asocia con la linea de carga-descarga (url) en el plano de compresión p':v (figura 4b), y su extremo está en  $p'=p'_a$ . La linea de compresión normal es una recta en el plano semi-logaritmico (figura 4c) donde v queda definido por la ecuación (2.18).

Las líneas de carga y descarga son rectas que tienen la siguiente ecuación:

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln p' \tag{2.28}$$

Así la línea de carga-descarga particular que corresponde a la superficie de fluencia con tamaño  $p'_{o}$  es:

$$v = N - \lambda \ln p_0' + \kappa \ln \frac{p_0'}{p'}$$
(2.29)

Si el esfuerzo medio es  $p' = p'_{oi} = p'_{oi} / 2$ , el volumen especifico que le corresponde es

$$v_{cs} = N - \lambda \ln 2 p'_{cs} + \kappa \ln 2$$

$$v_{cs} = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 - \lambda \ln p'_{cs}$$
(2.30)

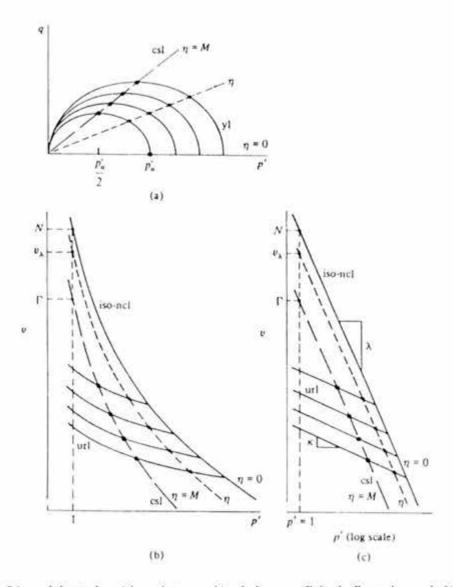


Figura 4: Línea del estado crítico e intersección de la superficie de fluencia con la línea  $q/p = \eta$ 

En las figuras 4a,b se observa cada combinación de estado crítico para  $p'_{\alpha}$  y  $q_{\alpha}$  en el plano de esfuerzos efectivos, el cual está asociado con una combinación de estados de  $p'_{\alpha}$  y  $v_{\alpha}$  en el plano de compresión. La linea que une los estados críticos tiene como ecuación la (2.30), pudiéndose rescribir como:

$$v_{cr} = \Gamma - \lambda \ln p_{cr}' \tag{2.31}$$

donde

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln 2$$

Esta ecuación es una recta en el plano de compresión, constante con un valor  $(\lambda - \kappa)ln2$ , y paralela a la línea cuya diferencia de ordenadas  $\nu$  es de compresión normal en el plano  $\nu$ :  $ln\ p'$  (figura 4c), la cual une las combinaciones de  $p'_{cs}$  y  $\nu_{cs}$  correspondientes a un estado de esfuerzos efectivos en el cual ocurren deformaciones plásticas con  $\eta = M$ . La constante  $\Gamma$  es el volumen específico que intercepta a  $p'_{cs}$ =1 que es la presión de referencia.

Los estados críticos se presentan cuando las combinaciones de valores  $p'_{co}$ ,  $q_{cs}$  y  $v_{cs}$  satisfacen simultáneamente las ecuaciones (2.26) y (2.31). Si  $p_{cs}$ ,  $q_{cs}$  y  $v_{cs}$ , se toman como ejes coordenados ortogonales, la combinación de esfuerzos y volumen se puede dibujar en el espacio tridimensional; la línea del estado crítico se convierte en una curva cuyas proyecciones en el plano p':q (v=0) y p':v (q=0) son las ecuaciones (2.26) y (2.31), respectivamente (figura 5).

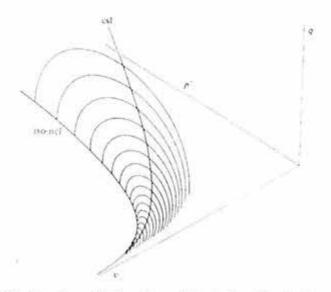


Figura 5: Línea de consolidación virgen (ncl), y línea del estado crítico (csl) y contornos de la superficie de fluencia del modelo Cam clay vistas en el plano tridimensional.

## 2.2.1 Propiedades elásticas

La descripción del comportamiento esfuerzo-deformación de un material elástico puede describirse con dos parámetros: el módulo de Young y la relación de Poisson o bien el módulo de rigidez al cortante y el módulo de deformabilidad volumétrica. El módulo tangente inicial E se puede obtener de las gráficas de deformación axial vs el cociente de la deformación axial entre esfuerzo desviador, teniendo en cuenta que las curvas esfuerzo-deformación pueden aproximarse

a una hipérbola cuya ecuación es:

$$\sigma_d = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \tag{2.32}$$

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_d} = a + b\varepsilon \tag{2.33}$$

donde a es el módulo tangente inicial, obtenido de los ensayes.

El módulo de rigidez al cortante máximo del suelo  $G_{max}$ , se obtiene a partir del módulo de elasticidad inicial siendo función del grado de preconsolidación, ya que a medida que éste aumenta, la rigidez máxima del suelo también aumenta. Para considerar el efecto de la nolinealidad del suelo, se debe incluir la variación del módulo G con la deformación angular en la matriz del comportamiento elástico del modelo Cam clay modificado. Esta variación se puede tomar en cuenta con un modelo hiperbólico a partir de la siguiente expresión

$$G = G_{mix}(1 - H(\gamma)) \tag{2.34}$$

donde

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}}\right]^{A}$$
 (2.35)

siendo:

$$A' = A + C, \tag{2.36}$$

Donde G es el módulo de rigidez al corte,  $\gamma_r$ , A y B son parámetros que dependen de la plasticidad del suelo.

#### 2.2.2 Criterio de falla

El criterio de falla que también ajusta al modelo del Cam clay modificado es el de Mohr-Coulomb, en el cual la falla de un suelo ocurre si el esfuerzo cortante \(\tau\) alcanza el valor crítico definido por

$$\tau = \pm (c' + \sigma' \tan \phi') \tag{2.37}$$

Ecuación que define un par de líneas de resistencia límite en el plano de esfuerzos, así el suelo falla si el circulo de Mohr de esfuerzos efectivos toca dichas líneas. El criterio de falla se puede definir en términos de esfuerzos principales tal como se muestra en la (figura 6). En ella la relación límite entre el esfuerzo principal mayor y el menor es:

$$\frac{\sigma_1' + c' \cot \phi'}{\sigma_1' + c' \cot \phi'} = \frac{1 + sen\phi'}{1 - sen\phi'}$$
(2.38)

En la figura 6a la condición de esfuerzos que se muestra corresponde a un ensaye triaxial de compresión con  $\sigma'_2 = \sigma'_3$  en el cual la presión de confinamiento es el esfuerzo principal menor, igual al intermedio.

La ecuación (37) entonces se puede escribir en términos de las variables p': q

$$\frac{q}{p'+c'\cot\phi'} = \frac{6sen\phi'}{3-sen\phi'} \tag{2.39}$$

El estado crítico del material se determina con la pendiente M la cual se define mediante la relación  $\eta=q/p'$ ; si comparamos esta relación con la ecuación (2.39) se diria que el suelo falla de manera puramente friccionante para el estado crítico con c'=0; de esta forma, para un ensaye de compresión triaxial se tiene

$$M = \frac{6sen\phi'}{3 - sen\phi'} \tag{2.40}$$

donde

$$sen\phi' = \frac{3M}{6+M} \tag{2.41}$$

La resistencia de los suelos se ha asociado con las condiciones del estado crítico, asi las deformaciones por cortante pueden continuar para un esfuerzo efectivo y un volumen constante.

Se ha notado en base a la experimentación, que los suelos normalmente consolidados y ligeramente preconsolidados llegan a la falla en el estado crítico; sin embargo los suelos altamente preconsolidados alcanzan un valor de esfuerzo desviador pico y luego caen.

### 2.2.3 Superficie de fluencia

Se ha observado que el suelo llega a un punto en donde el comportamiento elástico de éste, se combina con un comportamiento plástico y ésto generalmente ocurre cuando el suelo sufre un cambio brusco en su rigidez, es decir, alcanza el punto de fluencia. Cuando se llega a éste punto, el suelo fluye y se presentan deformaciones irrecuperables hasta llegar a la falla.

La superficie de fluencia define el límite del comportamiento elástico del material, es decir, un suelo con una presión  $p'_o$  determinada y una superficie de fluencia particular, al descargarse se comportará elásticamente pero si la presión aumenta, el suelo sufrirá deformaciones irrecuperables, con ello la zona del comportamiento elástico se agranda hasta una nueva superficie de fluencia definida por el nuevo estado de esfuerzos. Es necesario distinguir entre el comportamiento del suelo normalmente consolidado (NC) y el suelo preconsolidado (OC); las trayectorias de esfuerzos para un suelo NC quedan en la superficie eliptica ya definida, mientras que las trayectorias para los suelos OC quedarán por debajo de ella y de forma progresiva se alejan más a medida que aumenta el grado de preconsolidación, hasta llegar a una línea recta definida por Hvorslev.

### 2.2.4 Ley de endurecimiento

El endurecimiento de un material se visualiza cuando el volumen especifico del suelo disminuye a medida que aumenta el esfuerzo octaédrico; por lo tanto:

$$v = N - \lambda \ln p' \tag{2.42}$$

### Regla de la normalidad

Esta regla se verifica cuando el vector incremento de deformación plástica es normal a la superficie de fluencia, con esto se determinan las componentes de deformación plástica por cortante y volumétrica. Para verificar esto, se tiene que calcular el ángulo teórico que debe tener dicho vector, diferenciando la ecuación particular de la superficie de fluencia de cada punto de fluencia para así evaluar el ángulo que forma la horizontal trazada por el punto de fluencia con el vector de deformación plástica.

# 2.3 Ecuaciones para describir el comportamiento esfuerzo-deformación de los geomateriales, derivadas del Principio de Proporcionalidad Natural

### 2.3.1 Introducción

Teorías basadas en el principio de Proporcionalidad Natural.

Haciendo un poco de retrospección, el Dr. Eulalio Juárez-Badillo ha tenido desde siempre un interés muy especial en el comportamiento mecánico de los geomateriales, llámese a estos: sólidos, líquidos y gases; este interés es desde el punto de vista de su resistencia, permeabilidad, cambio de volumen y cambio de forma de todos y cada uno de ellos, ya que estas características son funciones de los esfuerzos tanto isotrópicos como desviadores, del tiempo y la temperatura.

Para poder conjuntar en una teoría capaz de analizar todas las características antes mencionadas, el Dr. E. Juárez-Badillo ha recurrido a un principio filosófico. Inspirado en el Dr. George Birkhoff, matemático de la Universidad de Harvard quién definía como belleza, refiriéndose a las artes y a la música, la relación:

$$Belleza = \frac{Orden}{complejidad}$$

El Dr. Juárez-Badillo siente que la naturaleza es simple y bella, entonces la relación anterior es también aplicable a la ciencia; bajo este concepto una teoría puede ser verdadera, simple y ordenada. Es por ello que el principio de la belleza científica (nombre científico) ahora llamado principio de proporcionalidad natural (nombre técnico) expresa simplemente, que todos los fenómenos en la naturaleza son ordenados y simples; ordenados porque conducen a pensar que todos los fenómenos se pueden describir por una ecuación matemática; simples porque conducen a pensar que las ecuaciones matemáticas son así, "simples".

Por todo lo antes mencionado, el principio de proporcionalidad natural ha proveído ecuaciones muy simples para describir el comportamiento de los suelos en lo que respecta a: la compresibilidad, la variación de la permeabilidad, la fluidez volumétrica o la compresión secundaria y la fluidez al corte o creep.

Todas las teorías anteriores consideran sólo dos variables y, en todos los casos, una de las variables tiene un dominio completo de 0 a 4.

Para describir una cierta propiedad de un geomaterial es necesario hacer uso de una variable propia, que es, la variable natural más simple que permite lograr dicha descripción.

# 2.3.2 Ecuaciones generales para las relaciones esfuerzo desviador-deformación natural para suelos

Para poder relacionar el esfuerzo desviador con la deformación axial se hace uso de la función de una variable, en donde se puede suponer que la velocidad del incremento de carga o la velocidad de deformación y la temperatura son constantes; para ello es necesario hacer una validación de la ecuación general.

Esta validación se puede expresar de la siguiente manera: Se supone un sistema de referencia cartesiano de coordenadas  $x_1$ ,  $x_2$  y  $x_3$ , en donde  $x_1$  sea el eje de rotación y por consecuencia  $x_2$  y  $x_3$  son ejes ortogonales a  $x_1$ ; de la misma forma se considera  $x_{10}$ ,  $x_{20}$ ,  $x_{30}$  para las dimensiones iniciales del prisma (probeta cilíndrica)

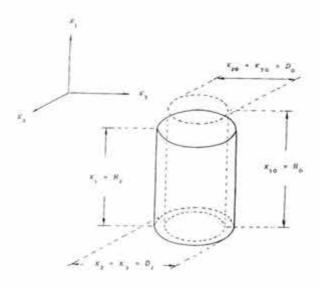


Figura 6: Dimensiones de la probeta.

Se considera que la probeta está confinada bajo un esfuerzo isotrópico externo  $\sigma_{c0}$  y se somete a una prueba de compresión triaxial estándar que puede ser drenada o no drenada.

Se asume que  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor, respectivamente y por consiguiente ( $\sigma_1$  -  $\sigma_3$ ) es el esfuerzo desviador que se define como el diámetro del circulo de Mohr. Con respecto a las deformaciones, éstas se definirán como deformaciones naturales axial y radial para una prueba de compresión triaxial de la siguiente forma:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_1 = \ln \frac{x_1}{x_{10}} \tag{2.43}$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \ln \frac{x_3}{x_{30}} = \ln \frac{x_2}{x_{20}} \tag{2.44}$$

Por otra parte, la deformación unitaria natural volumétrica se puede expresar como:

$$\varepsilon_{v} = \ln \frac{V}{V_{0}} = \ln \frac{x_{1}x_{2}x_{3}}{x_{10}x_{20}x_{30}} = \left[ \ln \frac{x_{1}}{x_{10}} + \ln \frac{x_{2}}{x_{20}} + \ln \frac{x_{3}}{x_{30}} \right] = \varepsilon_{1} + \varepsilon_{2} + \varepsilon_{3} = \varepsilon_{a} + 2\varepsilon_{r} \quad (2.45)$$

y la deformación natural isotrópica se expresa de la siguiente forma:

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_v}{3} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3} = \frac{\varepsilon_u + 2\varepsilon_r}{3} \tag{2.46}$$

Considerando lo antes mencionado, se denomina a  $e_a$  y  $e_r$  como las deformaciones desviadora axial y radial respectivamente.

$$e_a = \varepsilon_a - \varepsilon \tag{2.47}$$

$$e_r = \varepsilon_r - \varepsilon$$
 (2.48)

De esta forma podemos deducir que:

$$e_a + 2e_r = 0 \Rightarrow e_r = -\frac{1}{2}e_a \tag{2.49}$$

entonces la deformación natural general al cortante, se expresa como sigue:

$$\eta = e_a - e_r = \varepsilon_a - \varepsilon - \varepsilon_r + \varepsilon = \varepsilon_a - \varepsilon_r$$
 (2.50)

finalmente se tiene que:

$$\eta = e_a + \frac{1}{2}e_a = \frac{3}{2}e_a \tag{2.51}$$

Durante la prueba, el esfuerzo desviador varía de 0 a  $x_f$  al mismo tiempo que, la relación  $x_1/x_3$  que representa la forma de la probeta varía de  $x_{10}/x_{30}$  a cero. Estas relaciones cambiaran durante la aplicación del esfuerzo desviador, donde el máximo esfuerzo cortante es  $(\sigma_f - \sigma_3)/2$ . Definido por:

$$x = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} \tag{2.52}$$

$$x_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{e0}}\right)_f \tag{2.53}$$

donde:

 $x_f$  es la x final a  $e_a = \infty$ 

Hasta aquí ambos dominios están incompletos, puesto que son finitos. Los ceros de las variables antes mencionadas no coinciden; es decir, las funciones propias que se han comentado deben ser congruentes.

De aquí que se requiera encontrar una función propia de una de ellas que sea congruente con la otra variable con el fin de que se relacionen. Procediendo como lo muestra el siguiente esquema (Fig. 7):

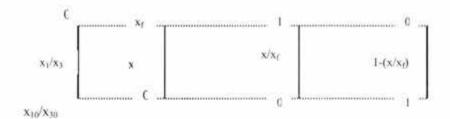


Figura 7: Esquema para encontrar las funciones propias.

En la Fig. 7 se hace la consideración de que  $x_1/x_2$  sea la variable propia y al mismo tiempo sea una función propia; con esto se establece que la función propia es 1- $(x/x_1)$ , para la variable propia "x".

De esta manera, se tiene que la relación entre ambas funciones, teniendo presente el principio de proporcionalidad natural es:

$$\frac{d\left(\frac{x_1}{x_3}\right)}{\left(\frac{x_1}{x_3}\right)} = \mu \frac{\frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\sigma_{c0}}}{\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^r}$$
(2.54)

Donde  $\mu$  es el "coeficiente cortante" y  $\nu$  "exponente cortante", que son propiedades o parâmetros del geomaterial.

Del primer miembro de la ecuación (2.54), se obtiene:

$$\frac{d\frac{x_1}{x_3}}{\frac{x_1}{x_3}} = \frac{x_3 dx_1 - x_1 dx_3}{x_1 x_3} = \frac{dx_1}{x_1} - \frac{dx_3}{x_3} = d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3 = de_1 - de_3 = d\eta$$
 (2.55)

donde:

 $\varepsilon_1$  y  $\varepsilon_2$  = deformaciones naturales correspondientes  $e_i$  y  $e_j$  = deformaciones naturales desviadoras correspondientes  $\eta$ = deformación cortante natural general.

Introduciendo la ecuación (2.55) dentro de la ecuación (2.54) se obtiene:

$$d\eta = -\mu \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\sigma_{c0}}$$

$$\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^{\nu}$$
(2.56)

Esta ecuación tiene la virtud de describir el comportamiento de la deformación desviadora, de los materiales que se suponen como elásticos lineales cuando  $\nu = 0$  (caso del acero).

Para el caso de los suelos, podemos retomar la expresión (2.56) introduciendo en ésta, la ecuación (2.51) en forma diferencial para finalmente obtener:

$$\frac{3}{2}de_a = \mu \frac{\frac{dx}{2}}{\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^r} \tag{2.57}$$

Esta ecuación a su vez la podemos reescribir considerando que la relación entre el esfuerzo desviador normalizado y el esfuerzo desviador final normalizado sea,

$$y = \frac{x}{x_f} \tag{2.58}$$

De acuerdo con esto, se tiene que:

$$\frac{3}{2}de_a = \mu \frac{\frac{dx}{2}}{(1-y)^r} \tag{2.59}$$

Ahora se despeja dea como se muestra

$$de_a = \frac{2}{3} \mu \frac{\frac{dx}{2}}{(1-y)^v} = \frac{1}{3} \mu \frac{dx}{(1-y)^v}$$
 (2.60)

Aprovechando que la relación (2.58) está en función de y podemos introducir dy en lugar de dx, consiguiendo de esta forma:

$$dy = \frac{dx}{x_f} \Rightarrow dx = dyx_f \tag{2.61}$$

Sustituyendo finalmente la expresión (2.61) en la ecuación (2.60) se llega a:

$$de_{u} = \frac{1}{3} \mu x_{f} \frac{dy}{(1-y)^{\nu}}$$
 (2.62)

La integración de la ecuación anterior, nos conduce para cualquier valor positivo de  $\nu$ ; excepto cuando  $\nu = 1$ , a la siguiente expresión:

$$e_u = \frac{1}{3} \mu \alpha_f \frac{1}{\nu - 1} \left[ \frac{1}{(1 - y)^{\nu - 1}} - 1 \right]$$
 (2.63)

Para el caso particular de v = 1, la integración resulta ser :

$$e_a = \frac{1}{3} \mu \alpha_f \ln(1 - y) \tag{2.64}$$

La figura 8 muestra los tipos de curva para diferentes valores de  $\nu$ 

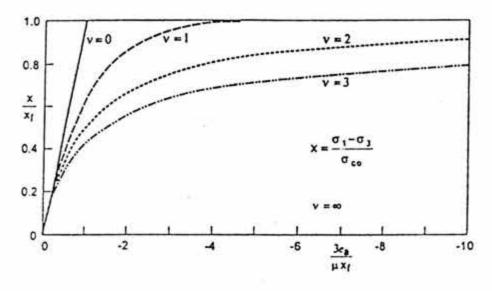


Figura 8:Curvas deformación natural- esfuerzo desviador para distintos valores de v.

# 2.3.2.1 Ecuaciones generales para las relaciones esfuerzo desviador-deformación axial unitaria para arcillas preconsolidadas

Para tratar de explicar cómo se presenta el fenómeno de preconsolidación, en la figura 9 se esquematiza las curvas que se obtienen de una prueba de compresibilidad estándar, en donde se visualiza la curva de compresión virgen y la curva de expansión en escala normal. Estas curvas se obtienen después de que la probeta de arcilla se somete a presiones isotrópicas crecientes en la cámara triaxial, siendo V su volumen para una presión σ.

Si se considera una ley de compresibilidad semejante a la de los gases , donde el producto  $V\sigma$  = cte. (ley de Boyle) se tiene:

$$dV \cdot \sigma + V \cdot d\sigma = 0 \tag{2.65}$$

de donde:

$$\frac{dV}{V} = -\frac{d\sigma}{\sigma} \tag{2.66}$$

en los suelos se considera una ley de forma análoga, sólo que la ecuación es matizada por un coeficiente de proporcionalidad  $0 < \gamma < 1$ ; obteniendo:

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \tag{2.67}$$

donde:

γ = coeficiente de compresibilidad de la arcilla menor que la unidad.

Integrando la ecuación anterior se llega a:

$$\ln \frac{V}{V_0} = -\gamma \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} \tag{2.68}$$

de donde:

$$\frac{V}{V_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{-r} \tag{2.69}$$

De esta forma podemos expresar los cambios volumétricos en función de la relación de vacíos:

$$\frac{V}{V_0} = \frac{1+e}{1+e_0} \tag{2.70}$$

sustituyendo en la ecuación (2.69) se tiene

$$\frac{1+e}{1+e_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{-r} \tag{2.71}$$

Si despejamos de la ecuación (2.68) el coeficiente de compresibilidad y se obtiene:

$$\gamma = -\frac{\ln \frac{V}{V_0}}{\ln \frac{\sigma}{\sigma_0}}$$
 (2.72)

Ahora, podemos hacer que la presión isotrópica disminuya después de alcanzar la presión máxima  $\sigma_p$ , consiguiendo con esto que la probeta de arcilla se expanda como se muestra en la curva de expansión (figura 9)

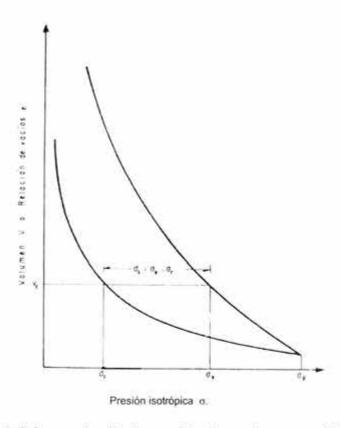


Figura 9: Esfuerzos implicados en el fenómeno de preconsolidación.

Si se postula una ley de expansión, tal que al disminuir la presión isotrópica el suelo no libera toda la energía de deformación causada por el incremento de presión en el proceso de carga, es decir, sólo una fracción de esa energía es utilizada en el proceso de expansión y el resto se almacena en la estructura de la arcilla. En el proceso de descarga la cantidad dV/V está gobernada por una fracción  $\rho < 1$  de la relación  $d\sigma/\sigma$ 

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \left( \rho \frac{d\sigma}{\sigma} \right) = -\gamma \rho \frac{d\sigma}{\sigma} \tag{2.73}$$

De esta forma podemos escribir  $\gamma_0 = \gamma \rho$ , donde  $\rho$  es la relación de expansibilidadcompresibilidad. Con estas interpretaciones podemos decir que el suelo se expande según la misma curva de compresibilidad y que cuando el suelo tiene un volumen  $V_c$  a una presión isotrópica  $\sigma_c$  en la curva de expansión, la realidad es que la presión que soporta la estructura de la arcilla es una presión equivalente  $\sigma_c$  en la curva virgen de compresibilidad y no  $\sigma_c$ ; de esta forma la estructura de la arcilla almacena una presión  $\sigma_s$  que es igual a:

$$\sigma_{v} = \sigma_{c} - \sigma_{c} \tag{2.74}$$

obteniendo:

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma_e}{\sigma_e} \tag{2.75}$$

en donde  $\sigma_c$  es la presión equivalente en la rama virgen de compresibilidad.

La siguiente expresión liga las presiones equivalentes con las presiones de consolidación  $\sigma_c = \sigma$ 

$$\frac{d\sigma_e}{\sigma_e} = \rho \frac{d\sigma}{\sigma} \tag{2.76}$$

Integrando esta ecuación se obtiene

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_{e0}} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{\rho} \tag{2.77}$$

Como se observa en la figura 9, las dos curvas se interceptan en el mismo punto es decir en la carga de preconsolidación  $\sigma_p$  entonces  $\sigma_{e\theta} = \sigma_{\theta} = \sigma_p$  y podemos escribir la ecuación anterior como

$$\frac{\sigma_{\nu}}{\sigma_{p}} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{p}}\right)^{\rho} \tag{2.78}$$

 $\sigma_r/\sigma_c$  es el grado de preconsolidación y  $\sigma_r/\sigma_c$  se le denomina factor de preconsolidación, es decir

$$OCF = \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{e0}} = \left(\frac{\sigma_{\rho0}}{\sigma_{e0}}\right)^{1-\rho} = \left(OCR\right)^{t-\rho} \tag{2.79}$$

en donde

 $\sigma_{e0}$  = esfuerzo equivalente inicial de consolidación

 $\sigma_{p\theta}$  = esfuerzo de preconsolidación inicial

Una vez definidas las relaciones anteriores, se establecen en lo que sigue, las relaciones esfuerzo desviador-deformación para las arcillas preconsolidadas.

### Considerando la zona del pre- pico de la curva esfuerzo-deformación se obtiene para v = 1

$$e_a = \frac{1}{3} \mu x_f \frac{1}{OCF} \ln \left( 1 - \frac{x}{x_f} \right)$$
 (2.80)

donde

$$x = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$$

Si despejamos el valor de x en la ecuación (2.80), se tiene:

$$x = x_f \left( 1 - e^{\frac{3OCFe}{\mu x_f}} \right)$$
 (2.81)

Con esta expresión podemos construir la curva teórica esfuerzo-deformación. Para la zona del pos- pico se tiene:

$$\left(\frac{e_a}{e_{a1}}\right)^{-\frac{1}{\nu}} = \frac{\left(\sigma_1 - \sigma_3\right) - \left(\sigma_1 - \sigma_3\right)_x}{\left(\sigma_1 - \sigma_3\right) - \left(\sigma_1 - \sigma_3\right)_x} \tag{2.82}$$

Esta ecuación se puede manejar como:

$$\begin{aligned}
x - x_{\infty} \\
x_1 - x_{\infty} &= \begin{pmatrix} e_a \\ e_{a1} \end{pmatrix}^{-1} \end{aligned} (2.83)$$

con esto se tiene que para el pos-pico el valor de x queda como

$$x = x_{\infty} + \left(x_{1} - x_{\infty} \left(\frac{e_{a}}{e_{a1}}\right)^{-\frac{1}{\nu}}\right)$$
 (2.84)

donde:

 $x_{\infty}$  = resistencia residual

 $x_i$  = ordenada del punto conocido

 $e_{at}$  = abscisa del punto conocido

y la deformación desviadora natural unitaria se calcula de la siguiente forma

$$e_a = e_{al} \left( \frac{x - x_{\infty}}{x_1 - x_{\infty}} \right)^{-r} \tag{2.85}$$

Para la zona del pre-pico se tiene, para v = 2:

$$x = x_f \left[ 1 - \left( 1 + \left\{ 1 - \nu \right\} \frac{3e_a \sqrt{OCF}}{\mu x_f} \right)^{\frac{1}{1 - \nu}} \right]$$
 (2.86)

# 2.3.3 Ecuaciones generales de presión de poro y cambio de volumen en arcillas

Presión de poro

En una prueba triaxial no drenada (CU), el volumen de una probeta de arcilla saturada permanece constante durante la aplicación del esfuerzo desviador, ya que está impedido el drenaje del agua; si se le incrementa la presión exterior ( $\Delta \sigma$ ) en todas las direcciones se tendrá que  $\Delta \sigma_i = \Delta u$ , lo cual se puede expresar como:

$$\Delta u = \Delta \sigma = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} \tag{2.87}$$

Sin embargo si el cambio de esfuerzos no es isotrópico, se presenta una presión de poro adicional, debida a la perturbación ocasionada por el cambio de forma en la probeta, es decir, si la probeta se consolida a una presión  $\sigma_{c0}$ , la misma perturbación de la estructura de la arcilla hace que ya no pueda soportar esta presión  $\sigma_{c0}$  y entonces el agua debe de contribuir a soportarla en forma de presión de poro adicional, pero si en el instante de la falla de la probeta, el agua es

quién ha tenido que ayudar aportando una fracción  $\alpha\sigma_{c0}$ ; considerando que  $\alpha<1$ , entonces el incremento de presión de poro en el instante de la falla se obtiene como:

$$(\Delta u)_f = \left(\frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3}\right)_f + \alpha \sigma_{c0}$$
 (2.88)

El incremento de la presión de poro (Δu), durante la prueba se debe a dos razones; primero a la componente isotrópica de los esfuerzos aplicados y segunda, a la presión de poro adicional debida a la perturbación de la estructura por aplicación de esfuerzos cortantes.

A deformación infinita la presión adicional es  $\alpha\sigma_{c0}$ , y durante el transcurso de la prueba, será sólo una fracción del valor de ésta. Existe una función y que multiplica a  $\alpha\sigma_{c0}$ , y que permite obtener dicha "fracción" en cada instante de la prueba; esta función y recibe el nombre de "función de sensitividad".

El nombre de función de sensitividad, se le da precisamente por depender de la sensitividad de la estructura de la arcilla bajo esfuerzos cortantes, además de que depende del grado de cambio de forma que ha sufrido la muestra, es decir, del estado de deformación tangencial.

Una forma de expresar esta función fué inicialmente mediante los esfuerzos cortantes, es decir

$$y = \left[ \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^{\theta} \tag{2.89}$$

Esta función debe tomar valores entre 0 y 1, es decir, cero al inicio de la prueba y uno al final cuando el suelo falla. El exponente  $\beta$  expresa la forma en que varía la presión de poro adicional, si esta variación resulta lineal en el transcurso de la prueba y además está en función de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ , entonces  $\beta = 1$ .

No obstante la experimentación ha demostrado que la variación no es lineal, dado que es afectada por la deformación tangencial en la parte final de la prueba más que en el inicio; y por esto el valor de β resulta ser mayor que la unidad.

$$\Delta u = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} + \alpha \sigma_{e0} \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right)^{\theta}$$
(2.90)

Es conveniente, para fines prácticos expresar la ecuación anterior en forma adimensional; así la ecuación puede escribirse como:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{e0}'} = \frac{1}{3} \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{\sigma_{e0}} + \alpha \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right)^{\beta}$$
(2.91)

En el caso en que la componente isotrópica dependa únicamente del incremento en el esfuerzo vertical, la ecuación anterior se expresa como sigue

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}'} = \frac{1}{3} \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}'} \right) + \alpha \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right)^{f}$$
(2.92)

y en el instante mismo de la falla:

$$\left(\frac{\Delta u}{\sigma'_{c0}}\right)_f = \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma'_{c0}}\right)_f + \alpha \tag{2.93}$$

Cambio de volumen.

Considerando la ecuación integrada que evalúa el comportamiento de las arcillas bajo un estado de compresión isotrópica, la cual liga los cambios volumétricos con los cambios de presión isotrópica

$$\frac{V}{V_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{-\gamma} \tag{2.94}$$

Podemos afirmar que esta expresión es la que rige los cambios volumétricos de las arcillas, en una prueba drenada (CD), estableciendo que los esfuerzos isotrópicos  $\sigma$  se interpreten debidamente como los esfuerzos isotrópicos de consolidación de la probeta de arcilla.

En el apartado anterior se explica como la presión de poro se genera instantáneamente con la variación de los esfuerzos exteriores y que esto se debe primero, a un cambio de la componente isotrópica de los esfuerzos y segundo a una perturbación de la estructura de la arcilla causada por los esfuerzos cortantes y debido a que se permitía el drenaje, la muestra presentaba cambio de volumen por la disipación de la presión de poro.

Para el caso del cambio de volumen, se explica la interpretación que tiene el esfuerzo  $\sigma$  como un esfuerzo que ha consolidado a la muestra de volumen V, en donde  $\sigma$  es igual a todas las presiones de poro disipadas reales o virtuales; así, le ecuación (2.94) toma la forma:

$$\frac{V}{V_0} = \left(\frac{\sigma_{c0} + \Delta u}{\sigma_{c0}}\right)^{-\gamma} = \left(1 + \frac{\Delta u}{\sigma_{c0}}\right)^{-\gamma} \tag{2.95}$$

donde

 $\sigma_{c0}$  = presión de consolidación inicial

Δu = presión de poro disipada

Introduciendo la ecuación (2.90), relativa al cambio de presión Δu, en la ecuación (2.95) y considerando que en una prueba drenada la presión isotrópica de consolidación está cambiando durante la prueba, siendo en un instante dado igual a:

$$\sigma_c = \sigma_{c0} + \Delta \sigma \qquad (2.96)$$

Por otra parte, la resistencia drenada  $(\sigma_1 - \sigma_3)_d$ , es generalmente distinta de la resistencia no drenada  $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ ; con esto se puede considerar que la resistencia de la muestra va variando durante la prueba drenada del valor  $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$  al inicio de ella, al valor  $(\sigma_1 - \sigma_3)_d$  al final de la misma. Entonces la función de influencia y estará dada por:

$$y = \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)'_f}\right]^{\beta} \tag{2.97}$$

donde  $(\sigma_1 - \sigma_3)'_f$  es igual a

$$(\sigma_{1} - \sigma_{3})'_{f} = (\sigma_{1} - \sigma_{3})_{u} + \frac{(\sigma_{1} - \sigma_{3})_{d} - (\sigma_{1} - \sigma_{3})_{u}}{(\sigma_{1} - \sigma_{3})_{d}} (\sigma_{1} - \sigma_{3})$$
(2.98)

De esta forma la presión de poro disipada (Δu) en una prueba drenada la podemos escribir como

$$\Delta u = \Delta \sigma + \alpha \left(\sigma_{c0} + \Delta \sigma\right) \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\left(\sigma_1 - \sigma_3\right)'_f}\right]^{\beta}$$
(2.99)

Y sustituyendo este valor en la ecuación (2.95), obtenemos la ecuación que rige el cambio de volumen

$$\frac{V}{V_{\alpha}} = \left[1 + \frac{\Delta \sigma_{c}}{\sigma_{c0}} + \alpha \left(1 + \frac{\Delta \sigma_{c}}{\sigma_{c0}}\right) v\right]^{-\beta}$$
(2.100)

en donde:

$$\Delta \sigma_c = \Delta \sigma$$
  
 $V = V_0 + \Delta V$ 

Así, la ecuación (2.100) la podemos rescribir como sigue

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left[1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}} + \alpha \left(1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}}\right) y\right]^{-y} - 1 \tag{2.101}$$

# 2.3.3.1 Ecuaciones de presión de poro y cambio de volumen para arcillas preconsolidadas.

Presión de poro.

El cambio de forma que producen las deformaciones al cortante inducidas a su vez por los esfuerzos cortantes en la prueba triaxial ocasiona una perturbación de la estructura, que propicia la liberación del efecto de preconsolidación y esto ocasiona aumentos de volumen en pruebas drenadas y esfuerzos de tensión en el agua de poro en pruebas no drenadas. Lógicamente no toda la presión almacenada será liberada, solamente aquella correspondiente a la perturbación sufrida por la estructura de la arcilla que depende de las deformaciones al cortante que experimente, pudiéndose expresar como  $\alpha(\sigma_e - \sigma_e)$ .

El coeficiente α es el mismo que se mencionó con anterioridad. A continuación se establece la ecuación del cambio de presión de poro final para arcillas preconsolidadas con alguna ligera modificación, respecto a la propuesta para arcillas N.C:

$$(\Delta u)_f = \left(\frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3}\right)_f + \alpha \sigma_{c0} \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} - \alpha (\sigma_{c0} - \sigma_{c0}) \qquad (2.102)$$

La ecuación (2.102) consta ahora de tres términos; el primero es la componente de la presión de poro debida al cambio de presión isotrópica exterior y este sumando no sufre alteración al aplicarse a las arcillas preconsolidadas; el segundo sumando es la componente de la presión de poro por perturbación de la estructura de la arcilla cuando ésta es normalmente consolidada, finalmente el último término representa el efecto de preconsolidación que tiene la arcilla. La ecuación (2.102) se puede escribir en forma adimensional considerando el coeficiente α como factor común.

$$\left(\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}}\right)_{f} = \frac{1}{3} \left(\frac{\Delta \sigma_{1} + \Delta \sigma_{2} + \Delta \sigma_{3}}{\sigma_{c0}}\right)_{f} - \alpha \left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} - 1 - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}}\right)$$
(2.103)

Las ecuaciones definitivas para el cambio de presión de poro que se utilizaron en el presente trabajo, en pruebas de compresión triaxial aumentando el esfuerzo axial en arcillas preconsolidadas, considerando v=1, y para cualquier instante de la prueba son:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}} = \frac{\Delta \sigma_i}{\Delta \sigma_{c0}} + \alpha \left[ \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} - \left( \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} - 1 \right) \right] y = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{c0}} - \alpha \left[ \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} - 1 - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} \right] y \tag{2.104}$$

donde

$$\frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{x}{3}$$

A su vez el valor de "x", se considera de diferente forma dependiendo si la región del pre-pico ecuación (2.81) o del pos-pico, ecuación (2.84)

Pre-pico

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} x_f \left( 1 - e^{\frac{3OCFe_s}{\mu \alpha_f}} \right) - \alpha \left[ \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} - 1 - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} \right] y \tag{2.105}$$

Pos-pico

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \left[ x_{\infty} + \left( x_1 - x_{\infty} \left( \frac{e_u}{e_{a1}} \right)^{-\frac{1}{\nu}} \right) - \alpha \left[ \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} - 1 - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} \right] y \right]$$
(2.106)

La función de sensitividad ahora se expresa en términos de una relación de deformaciones desviadoras naturales.

$$y = \frac{1}{1 + \left(\frac{e_a}{e_a^*}\right)^{-\beta}} \tag{2.107}$$

donde

 $e_a$  = Deformación desviadora natural  $e_a^*$  = Deformación desviadora natural caracteristica para y = 0.5  $\beta$  = coeficiente de presión de poro.

#### Cambios de volumen

Los cambios volumétricos de las arcillas normalmente consolidadas o preconsolidadas bajo cualquier tipo de prueba drenada, se rigen por la siguiente expresión:

$$\frac{V}{V_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{-\gamma} \tag{2.108}$$

en donde se puede interpretar al esfuerzo  $\sigma$  como el esfuerzo al que se ha consolidado la muestra de volumen V, siendo  $\sigma$  igual a todas las presiones de poro disipadas, incluyendo las presiones de poro debidas a los esfuerzos cortantes. De esta forma la ecuación anterior (69) se puede escribir de la siguiente forma:

$$\frac{V}{V_0} = \left(\frac{\sigma_{c0} + \Delta u}{\sigma_{c0}}\right)^{-r} = \left(1 + \frac{\Delta u}{\sigma_{c0}}\right)^{-r}$$
(2.109)

En esta expresión la presión de poro disipada, ha sido ∆u, que representa la presión de poro que se ha ido disipando hasta una cierta etapa de la prueba. La ecuación (2.90) es la que da la presión de poro que se genera en una prueba triaxial no drenada. Para aplicarla en la expresión (2.109) deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones: en una prueba drenada la presión isotrópica de consolidación generalmente está cambiando durante la prueba, así para un instante dado la presión se evalúa de la siguiente forma:

$$\sigma_c = \sigma_{c0} + \Delta \sigma \qquad (2.110)$$

Por lo tanto en la ecuación (2.109) se debe escribir  $\sigma_c$  en lugar de  $\sigma_{c0}$ . Otra consideración es la resistencia drenada  $(\sigma_l - \sigma_3)_d$ , que es distinta a la no drenada. La resistencia varia de tal forma que si se supone una variación lineal con el esfuerzo  $(\sigma_l - \sigma_3)$  se puede decir que la resistencia  $(\sigma_l - \sigma_3)_f$  es la que corresponde a un instante intermedio de la prueba en que actúa precisamente el esfuerzo  $(\sigma_l - \sigma_3)$ , caso de la ecuación (2.98). Por otra parte la disipación de la presión de poro en una prueba drenada esta dada por la ecuación (2.99).

Se asume que en una muestra preconsolidada isotrópicamente a una presión de consolidación  $\sigma_{c\theta}$  y presión de consolidación equivalente  $\sigma_{e\theta}$ , la presión a la que realmente está consolidada es a  $\sigma_{e\theta}$ ; el cambio  $\Delta \sigma_c$  en la presión  $\sigma_{c\theta}$  conduce a una nueva presión de consolidación  $\sigma_c = \sigma_{c\theta} + \Delta \sigma_c$ .

Al incremento  $\Delta \sigma_c$ , corresponde un incremento  $\Delta \sigma_c$  en la presión  $\sigma_{c0}$ , así la nueva presión de consolidación equivalente es  $\sigma_c = \sigma_{c0} + \Delta \sigma_{c}$ .

De esta forma, la componente de la presión de poro, debida a un cambio en la componente isotrópica de los esfuerzos, cuando se disipa, cambia el volumen de la muestra, pero condicionado en la medida del cambio  $\Delta \sigma_c$  de la presión equivalente.

Cabe aclarar que en estas teorías se hace la hipótesis, de que bajo esfuerzos isotrópicos, la curva de recompresión es la misma que la curva de expansión siempre y cuando no se rebase la carga de preconsolidación,  $\sigma_p$ , ya que después de ésta el suelo se comprime siguiendo la curva virgen de compresión.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, la ecuación (2.108) se puede escribir en la forma siguiente:

$$\frac{V}{V_0} = \left\{ \frac{\sigma_e + \left[ \alpha \sigma_e \frac{\sigma_e}{\sigma_e} - \alpha (\sigma_v - \sigma_e) \right] y}{\sigma_{e0}} \right\}^{-r}$$
(2.111)

La ecuación (2.111) corresponde a una prueba de compresión triaxial aumentando el esfuerzo axial.

A continuación se presenta la ecuación que se emplea en el cálculo del cambio volumétrico para este trabajo, considerando v=1 donde se incluyen las deformaciones.

$$\frac{\Delta V}{V} = \left\{ \left(1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}}\right)^{p'} - \alpha \left[ \left(1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}}\right)^{p'} - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} \left(1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}}\right) - \left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}}\right)^2 \left(1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}}\right)^{2-\mu} \right] v \right\}^{-r} - 1$$
(2.112)

donde las relaciones  $\Delta \sigma_c / \sigma_{c0}$  tanto en pre-pico como en pos-pico se definen a continuación

Pre-pico

$$\frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{x}{3} = \frac{1}{3} x_f \left( 1 - e^{\frac{3OCFe_s}{\mu x_f}} \right)$$
 (2.113)

Pos-pico

$$\frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{x}{3} = \frac{1}{3} \left[ x_{x_1} + \left( x_4 - x_x \right) \left( \frac{e_a}{e_{\mu 1}} \right)^{-\frac{1}{\nu}} \right]$$
 (2.114)

# CAPÍTULO 3. EQUIPO Y PROCEDIMIENTO DE PRUEBAS

# 3.1 Descripción del equipo utilizado

Las pruebas triaxiales de tipo CU y CD bajo régimen de deformación controlada que se realizaron en este trabajo de investigación, fueron realizadas en cámaras triaxiales automatizadas marca ELE de origen Inglés, las cuales están instrumentadas con dispositivos electrónicos (transductores) capaces de convertir una excitación física en una señal eléctrica.

El equipo en general consta de un dispositivo desaireador y de suministro de agua, una bomba universal y un mecanismo de presión, un panel general de control de presiones, interfases agua-aire (bladders), celda triaxial y plato base, transductores de: carga (sumergible), cambio volumétrico, desplazamiento, presión de poro, presión de celda, contrapresión y un marco digital de carga TRITEST 50.

### Equipo desaireador y de suministro de agua

Este dispositivo tiene la finalidad de remover el aire disuelto en el agua pasando ésta a través de un vacio continuo. La bomba interna que genera el vacío sobre el agua, posee un conducto el cual succiona el agua desde el fondo y la arroja a la superficie. El tanque tiene capacidad para 15 litros, la parte superior, mecánica, contiene todo el mecanismo eléctrico con sus componentes incluidos en el panel de control, ver figura 3.1

Si se permite operar el desaireador de agua durante 30 minutos se puede reducir el nivel de oxigeno disuelto a niveles apropiados para las pruebas. El equipo desaireador y de suministro de agua están contenidos en una misma unidad, la cual contiene el agua que se va a desairear; con un giro de la perilla se permite el suministro del agua desaireada a las cámaras triaxiales. Este equipo debe estar conectado a una fuente abastecedora de agua y a la corriente eléctrica.

### Bomba universal y mecanismo de presión

La bomba universal es la unidad principal de presión en el sistema y puede usarse para controlar o verificar la presión de poro y permite tener un control de la presión dentro del sistema, haciendo uso del disco instructivo. La unidad se ajusta con un disco calibrado de 250 mm de diámetro, que regula la presión en el medidor, consta de 4 válvulas de entrada / salida, tornillo de disco giratorio que es controlado manualmente, agua interna aislada mediante válvulas.

### Manômetro de baja presión

Este manómetro está diseñado para medir pequeñas presiones positivas y negativas, tiene una trampa de mercurio que está montada en un recipiente dentro del panel de acero para permitir su desalojo accidental; ya que en caso de llenado podrá verificarse el nivel, que esta al lado del medidor de presión.

La unidad se calibra de 0 - 125 kPa en incrementos de 0.5 kPa (figura 3.2)

## Panel general de control de presiones

El panel general de control de presiones es un dispositivo fundamental para el uso y manejo de las presiones que se utilizan en los ensayes triaxiales. Este panel está integrado en un solo cuerpo para el manejo en conjunto de los tres equipos del laboratorio Figura 3.3

Cada equipo cuenta con dos perillas con las que se aumenta o disminuye la presión.

El panel cuenta con una entrada principal de agua, localizada en la parte superior izquierda, debajo de ésta se localiza también la entrada principal de aire, esta entrada cuenta con un filtro de poli carbonato para retener posibles gotas del agua que se condensa o el acceso de partículas sólidas. La entrada de agua cuenta con llave de seguridad (W) para cerrar o abrir el acceso cuando sea necesario. (figura 3.4)

La entrada del aire (A) cuenta con un manómetro de presión, para verificar en cualquier momento la presión máxima necesaria para el inflado de las interfases agua-aire.

En el panel se visualizan las perillas de presión, cuya función es permitir la entrada de aire a la interfase (Bladder), si la perilla se gira hacia la derecha se aplicará mayor presión de aire en las bolsas y por lo tanto mayor será la respuesta del agua dentro de los depósitos. Debajo de cada perilla se pueden encontrar dos llaves más (a y b), la del lado izquierdo permite la entrada de aire a las bolsas de la interfase y hace que el agua dentro del depósito desarrolle la misma presión que la aplicada girando la perilla hacia la derecha. La llave que se encuentra por debajo y a la derecha de la perilla, al ser abierta, permite la comunicación con el Bladder.

#### Interfase agua- aire (Bladders)

Si se utiliza aire comprimido para aplicar presión al agua desaireada, se hace necesario usar una interfase sensible y esto se puede lograr utilizando un cilindro que contenga el agua desaireada y un succionador, que funcione como interfase. Este succionador de presión agua-aire (bolsa de hule) se localiza en el interior de un cilindro de acrilico diseñado para trabajar a presiones hasta de 1000 kPa

El material con el que esta hecho la bolsa o globo es un hule de alta resistencia el cual tiene propiedades elásticas adecuadas para la transmisión directa de la presión hacia el agua que esta contenida en la cámara. Estas cámaras han sido probadas a un 150% de su capacidad máxima de presión, en condiciones normales de temperatura 18-24 °C. (ver figura 3.5)

#### Câmara triaxial y plato base

Estas câmaras están también fabricados con lucita de alta resistencia. El ensamblado final incluye un lubricante especial que reduce la fricción al mínimo y previene la fuga de agua. La capacidad de carga del pistón permite la aplicación de grandes fuerzas verticales durante las etapas, finales en la prueba. En cada una de las cámaras se localizan cuatro ductos ubicados en distintos puntos a lo largo del perimetro de la base, estos a su vez se comunican directamente con la presión de cámara, presión en la cabeza del espécimen, contrapresión, presión de poro y el drenaje hacia el desagüe.

Dos válvulas permiten el suministro de agua a través de cada ducto pasando por un transductor de presión (ver figura 3.6).

La altura interna de las cámaras es la adecuada para posicionar los transductores sumergibles de carga en la instalación, además las cámaras pueden aceptar un amplio rango de tamaños de especímenes, según las adaptaciones de base y otros accesorios de prueba, que se puedan instalar (ver figuras 3.7 y 3.8).

# Transductor de carga sumergible

Este tipo de transductor tiene un arreglo de doce strain gages, que permiten conocer la componente axial de la fuerza aplicada. Los cambios de resistencia en estos elementos son amplificados y convertidos en una señal digital en unidades de fuerza (N o kN). La fuerza leída no se afecta por cambios de presión en el interior de la cámara además, se pueden utilizar presiones hasta de 1700 kPa (ver figura 3.9).

#### Transductor de Cambio volumétrico

Este tipo de transductor tiene una capacidad de lectura de 80 por 0.1 cm³ con una máxima presión de trabajo de 1700 kPa; el montaje incluye válvulas al reverso por las cuales fluye agua en la unidad, el cambio de dirección en el vástago se hace cuando se sobrepase la capacidad de trabajo (ver figura 3.10).

# Marco Digital de carga TRITEST 50

Este marco es una máquina diseñada específicamente para llevar a cabo una prueba triaxial con especímenes de suelo tanto en compresión como en extensión, tiene una capacidad máxima de carga de 50 kN. Las fuerzas aplicadas son generadas por una rotula de tornillo manejada por un motor eléctrico, que tiene la posibilidad de variar las velocidades, el mando o manejo de esta máquina esta controlado por un pequeño tablero con teclado digital y la información se despliega en una pantalla figura 3.11

# ADU (unidad analógica digital ó unidad lectora de datos)

El ADU es un instrumento versátil porque permite al usuario trabajar al mismo tiempo con varios transductores conectados, además por ser una interfase inteligente permite conectarse a cualquier tipo de computadora personal estándar para presentar las señales ya procesadas. El ADU contiene un software en tiempo real para el control de la adquisición de los datos y puede procesar hasta 255 datos independientes, cada uno de los cuales puede comenzar o parar en cualquier momento y se pueden registrar los datos de cualquiera de los canales de entrada (ver figura 3.12).

El ADU es un medio diseñado para realizar en un amplio rango los requerimientos de cambio de señal analógicos y digitales de entrada y salida, con esto se puede monitorear a la vez una amplia variedad de pruebas y sus etapas. Su módulo convertidor de señal de analógico a digital permite hasta 8 módulos de entrada y salida para tres módulos de microsistema, sus características son 9600 baudios, 8 bits de datos, 1 bit de parada y sin paridad.

# Programa Data System 6 (para registro y análisis geotécnico)

Este programa forma parte del paquete de software Data System 6 de los programas

de registro y análisis geotécnico desarrollados por ELE International Limited en asociación con el Bristol Politechnic de Inglaterra. Para que el programa opere satisfactoriamente, los datos introducidos o grabados deberán ser lógicos y asociados a la prueba en cuestión: UU (triaxial rápida no drenada), CU/CD en esfuerzos efectivos (prueba triaxial consolidada no drenada y consolidada drenada, respectivamente).

El software contiene algunas rutinas de verificación de validez de datos, las instrucciones de operación han sido escritas para ayudar al usuario a correr el programa bajo diversas configuraciones de hardware y proporcionar una guía acerca de los procedimientos del software. El Data System 6 almacena los datos en archivos grabados en un disco de datos (floppy 3.5"), insertado en la unidad A cuando se trata de computadoras que tienen disco duro.

#### 3.2 Prueba de Consolidación unidimensional

El proceso de deformación de las arcillas tiene lugar a largo plazo después de la aplicación de una carga, los procesos reales de deformación pueden descomponerse en dos facetas; componente volumétrica de la deformación y componente desviadora. A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso de tiempo, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación.

En el laboratorio este fenómeno se puede analizar a escala mediante una prueba llamada consolidación odométrica o unidimensional. En la consolidación unidimensional el volumen de la masa del suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos. Para llevar a cabo la prueba de consolidación unidimensional se siguieron los pasos que a continuación se indican:

- Se calibro el aparato, determinando las deformaciones propias del consolidómetro sin muestra.
- Se labró la muestra de arcilla, material objeto de este estudio y se introdujo en el anillo, se colocó el anillo cuidadosamente en la cazuela del consolidómetro.
- El marco se ajustó hasta asegurarse el contacto con el balin colocado en la muesca de la placa de carga y se coloca el micrómetro, poniéndolo en contacto con el marco de carga.
- De acuerdo a los incrementos de los esfuerzos seleccionados, se comienza con el primer incremento de carga y se anotan las lecturas del micrómetro en los intervalos de tiempo correspondientes.
- v. Una vez que se dieron todos los incrementos deseados, se procede a descargar después de que se retira toda la carga, se dejó que la muestra se expandiera como mínimo 24 horas y la muestra se pesa y se deja secar para así nuevamente obtener su peso seco y poder conocer el volumen de agua expulsado al final de la prueba.

Con los datos obtenidos se procede a graficar las curvas de compresibilidad, obteniéndose una curva para cada profundidad del suelo en estudio.

Las muestras de arcilla que se ensayaron fueron obtenidas del sitio "Álamos", ubicado en el conjunto residencial "Lázaro Cárdenas", avenida Eje Central No. 16 colonia Álamos en la delegación Benito Juárez; de la ciudad de México. El sitio presenta las siguientes colindancias: al norte con una casa habitación de un nivel, al sur con una casa habitación de dos niveles, al poniente con el Eje Central Lázaro Cárdenas y al oriente con calle Navarra.

# 3.3 Prueba triaxial CU en arcilla preconsolidada.

El principio de las pruebas de compresión triaxial se basa en la aplicación de incrementos de carga axial, a un espécimen cilíndrico de suelo hasta llevarlo a la falla. En una prueba de tipo CU (consolidada-no drenada) el espécimen se somete a una presión confinante constante, mediante incrementos de contrapresión se procede a saturar a la probeta, posteriormente se pasa a la etapa de consolidación hasta alcanzar un estado de esfuerzos efectivos; en este tipo de prueba no hay cambios en el contenido de agua dentro del espécimen mientras se incrementa la deformación axial a una velocidad constante es decir, no se permiten cambios de volumen durante la aplicación del esfuerzo desviador.

Dadas las características de operación del equipo empleado para la realización de las pruebas triaxiales, se requiere que éstas se lleven a cabo mediante 3 etapas: saturación, consolidación y falla.

#### 3.3.1 Características del material utilizado

Como se mencionó anteriormente en el caso de la consolidación unidimensional, el material que se utilizó en este estudio es una arcilla proveniente del sitio "Álamos" ubicado en el conjunto habitacional Lázaro Cárdenas, de la ciudad de México. El sondeo estuvo a cargo de la compañía "Ópalo" consultores en ingeniería, las probetas que se ensayaron se obtuvieron de 5 tubos shelby a diferentes profundidades 5 m,10 m, 15 m y 25 m, respectivamente.

El color de la arcilla varía de café olivo a verde olivo, dependiendo de los tubos y de las profundidades a las que fueron extraídas las muestras, los contenidos de agua oscilan entre 200 y 400 %, además de que en algunos casos se presentaron incrustaciones de lentes de arena. En la tabla 3.1 se presenta una descripción de los suelos encontrados en el sondeo mixto SM-1

Tabla 3.1: Sondeo mixto SM-1 (Ópalo consultores en ingeniería)

Profundidad [m]	Descripción		
1.80 - 3.00	Arena limosa de color café claro de compacidad muy densa, el contenido natural de agua promedio es de 45%		
3.00 - 4.20	Arena arcillosa de compacidad suelta, el contenido natural de agua promedio es de 70%. El nivel freático se localizó a 4 metros.		
4.20 – 23.00	Arcilla en varias tonalidades de consistencia blanda a muy blanda, con algunas intercalaciones de pequeños estratos de arena el contenido natural de agua promedio es de 250 %, con máximos de hasta 410%.		
23.00 - 34.20	Arcilla de varias tonalidades de consistencia blanda a muy firme, el contenido natural de agua promedio es de 200 %.		

Para fines de análisis se considera el siguiente modelo estratigráfico, tabla 3.2:

Tabla 3.2: Descripción del modelo estratigráfico.

PROFUNDIDAD	DESCRIPCIÓN
[m]	
1.80 - 3.00	Arena limosa de compacidad muy densa
3.00 - 4.30	Arena arcillosa de compacidad suelta
4.30 - 23.0	Arcilla de consistencia muy blanda a blanda
23.0 - 34.20	Arcilla de consistencia media a firme.

# 3.3.2 Procedimiento de la prueba: montaje, saturación, consolidación (carga y descarga), etapa de falla

## Preparación del espécimen

Posteriormente de la selección de la muestra de suelo a emplearse, se procede al labrado del espécimen tomando en cuenta la descripción del suelo. El equipo necesario consta de un torno para probetas cilíndricas de 3.5 cm de diámetro, un ranurador, cabeceador, estilete o "cutter", vernier, bascula para pesar; en el torno se coloca 1/3 de la muestra cortada longitudinalmente y con el ranurador se procede a darle la forma cilíndrica, posteriormente con la ayuda del cabeceador se afinan los extremos teniendo en cuenta la altura final del espécimen, se procede a pesar y medir los diámetros (superior, central e inferior) así como la altura.

#### Montaje

Antes de colocar la probeta en la base de la cámara, es necesario presurizar el equipo, este paso consiste en sacar el aire (pequeñas burbujas) de las líneas de conducción de agua mediante la apertura de válvulas para permitir el flujo libre y conducir parte de éste al drenaje, garantizando de esta forma que las líneas estén exentas de aire, en este instante también es conveniente ajustar el transductor de cambio volumétrico, esto se consigue dándole carrera al vástago hacia arriba y abajo, hasta desalojar las burbujas de aire que pudiera tener y dejar la membrana del transductor en una posición intermedia con las válvulas en posición de "No hay flujo" y "No registra flujo". Posterior a esto se procede a llenar la cámara con agua hasta el nivel de la base interna con la válvula superior abierta a la presión atmosférica, en el software del equipo existe una opción en el nivel 3, tecla [F3], que permite "resetear" el grupo de transductores e inicializarlos en cero. Cada cámara está equipada con 6 transductores enumerados en orden ascendente como se muestra en la tabla 3.4

Tabla 3.4: Número y tipo de transductor

	Cámara I		Cámara 2	1	Cămara 3
No. Transductor	Tipo	No. Transductor	Tipo	No. Transductor	Tipo
Î.	Despl. axial	7	Despl.axial	13	Desplaxial
2	Presión celda	8	Presión celda	14	Presión celda
3	Presión poro	9	Presión poro	15	Presión poro
4	Contrapresión	10	Contrapresión	16	Contrapresión
5	Fuerza	11	Fuerza	17	Fuerza
6	Cambio de volumen	12	Cambio de Volumen	18	Cambio de Volumen

Una vez realizada esta actividad se vacían las cámaras con mucho cuidado y se procede a colocar las probetas de arcilla; en la parte superior e inferior de cada probeta se coloca una piedra porosa, papel filtro previamente saturados y una membrana de látex perforada, ésto con la finalidad de permitir el drenaje del espécimen y a su vez en la etapa de falla minimizar la fricción que existe entre el cabezal de la probeta y el vástago de la celda de carga.

Se coloca también un filtro radial húmedo a las probetas y una membrana de látex estándar de 35 mm de diámetro, posteriormente se coloca el cabezal cuidando no mover los especímenes y con ayuda de un anillo ranurado se colocan los aros-sellos que mantendrán herméticas a las probetas. Se colocan las cámaras, se cierran con las varillas sujetadoras y se llenan con agua, cuidando siempre que no se formen burbujas en el interior, al termino del llenado se cierra la válvula superior.

#### Etapa de saturación

El término "saturación", como una etapa en la prueba, se refiere a la trayectoria mediante la cual la presión de poro del agua en el espécimen se incrementa para conseguir que el volumen de aire localizado en los vacios de la estructura del suelo sea desplazado por agua. La saturación se alcanzó mediante la aplicación de incrementos de contrapresión, conservando un esfuerzo efectivo muy pequeño (10 kPa); después de dar una serie de incrementos de contrapresión, se determinaba el coeficiente B de Skempton, el cual es una medida del grado de saturación del espécimen.

Dicho coeficiente se define como la relación:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \tag{3.1}$$

donde

Δu = incremento de la presión de poro generada por el aumento de presión confinante

 $\Delta \sigma_i$  = incremento de presión confinante

El parâmetro B debe ser mayor a 0.95 para poder garantizar la saturación del especimen.

En la tabla 3.5 se observa la programación que se siguió para los incrementos de contrapresión y las lecturas del valor de B durante la etapa.

Tabla 3.5: Secuencia de incrementos de contrapresión

Presión en celda	Presión en contrapresión	Sub-etapa	
[kPa]	[kPa]		
30	20	C.P	
50	40	C.P	
70	60	C.P	
90	80	C.P	
100	80	В	
120	110	C.P	
140	130	C.P	
160	150	C.P	
180	170	C.P	
200	190	C.P	
210	190	В	
230	220	C.P	
250	240	C.P	
260	240	В	
260	250	C.P	

Los incrementos de presión se dan directamente en la computadora, en el menú de cada cámara existe una opción que indica una sub-etapa de contrapresión con [F2] y de lectura del parâmetro B con [F1]; estas presiones se ajustan manualmente en el panel de control girando las perillas y cuando se tienen las presiones requeridas visualizadas en el monitor, se procede a comenzar la etapa, la computadora emite tres sonidos o "bips" cortos y uno largo, al término de éste último se abren las válvulas de las cámaras para permitir que actúe la presión. Entre el final y comienzo de cada sub-etapa se recomienda el cierre de las válvulas.

#### Etapa de Consolidación (carga y descarga)

Inmediatamente después de la etapa de saturación y verificando que las probetas estén completamente saturadas, es decir B>0.95, se procede con la etapa de consolidación. Con ayuda del marco de carga se suben los platos en los que se apoya la cámara (celda), para permitir que el cabezal de las probetas hagan contacto con el vástago de la celda de carga y de esta forma poner el transductor de desplazamiento (deformación axial) en un valor aproximado a cero y registrar la deformación en el espécimen desde esta etapa. También antes de iniciar con la consolidación se colocan las válvulas del transductor de cambio volumétrico en posición de "flujo ascendente" y "registra flujo" para poder medir el cambio de volumen que se presente durante la etapa.

La etapa comienza dando la instrucción que indica "consolidación" en el menú de la computadora para cada cámara, con la opción [F3], se aplica una presión inicial de consolidación y se continua con incrementos de presión, al igual que en la etapa de saturación, tabla 3.6. La presión se ajusta de manera manual en el panel de control de presiones, girando las perillas de presión de celda y contrapresión; antes de que se dé inicio a la primera sub-etapa de consolidación, se propone dejar en cero el valor que pudieran tener los transductores de desplazamiento axial [F1], fuerza [F5] y cambio volumétrico [F6] con la finalidad de registrar la deformación y el cambio de volumen durante esta etapa.

Tabla 36	Incrementos de	mesión en l	a etana	de consolidación
LIEUTHE JULY	THEI CHIEFHOS HE	presion en i	THE C. T. OF LAST.	ne consommacion

Celda	Contrapresión
[kPa]	[kPa]
260	250
300	250
350	250
400	250
450 *	250
500	250
550	250
600 *	250
650	250
700	- 250
750 *	250

<sup>\*</sup>Presión de celda que se deja actuar de 48 a 52 horas en promedio.

Cuando se da la instrucción de inicio a cada incremento de presión [F1], se escuchan 3 "bips" cortos y uno largo, al término de éste se abren las válvulas de presión de celda, presión de poro interna (base), contrapresión interna (tope o cabezal) para permitir que actúen.

Algunos incrementos de presión se dejaron actuar solo por espacio de 6 a 8 horas mientras que otros se dejaron actuar en un promedio de 50 horas (\*), hasta verificar que la presión de poro se disipaba y el  $\Delta V$  fuera constante.

Esta verificación se hace cerrando la válvula externa del transductor de presión de poro (base) por un tiempo de 2 horas, porque al transcurrir este tiempo aproximadamente se ha observado que la presión de poro comienza a estabilizarse. Hacer la etapa de consolidación mediante incrementos de carga, es con la finalidad de definir la curva de compresibilidad con claridad.

Al término de cada una de las sub-etapas de incremento de presión de consolidación, se cierran las válvulas y se abren nuevamente al comienzo de otra. Otro aspecto muy importante que debe observarse al término de cada sub-etapa es la carrera del transductor de cambio volumétrico, dado que al inicio de la primera sub-etapa se configura para que la carrera del transductor sea en forma ascendente y dependiendo del volumen expulsado, el transductor puede llegar al tope lo que haría necesario cambiar su sentido (descendente).

Dado que al finalizar cada incremento de presión en la etapa de carga, las muestras expulsan un cierto volumen de agua y se produce una contracción en las probetas, se debe verificar que el cabezal de la probeta haga contacto con el vástago de la celda de carga; en el menú de la computadora para cada máquina, se puede monitorear que el valor del transductor de fuerza esté en un valor de 4 N, con esta presión se garantiza el contacto y las muestras no sufren ninguna alteración.

Este trabajo de investigación esta orientado al estudio del comportamiento mecánico de los suelos preconsolidados en laboratorio, dicho efecto de preconsolidación se logró a través de una etapa de descarga al finalizar la etapa de consolidación. Tanto la descarga como la consolidación se hizo por decrementos de presión programada, estos decrementos dependen del grado de preconsolidación (OCR) que se requiera, en la tabla 3.7 se dan los valores de los decrementos para distintos OCR.

De forma contraria a la carga, en la descarga se tiene que verificar que el cabezal de las probetas este separado del vástago de la celda de carga (aproximadamente un 5%), la separación se debe a que en cada decremento la probeta experimenta una expansión es decir, tiene una recuperación cada ves que la carga se le retira. Los dos primeros decrementos se dejan actuar un lapso de 8 hrs. o hasta verificar que la presión de poro y el cambio de volumen se mantengan constantes, el último decremento se deja actuar entre 48 y 52 horas aproximadamente, con la finalidad de definir la rama de descarga en la curva de compresibilidad isotrópica.

El cambio en el sentido de la carrera del transductor de cambio volumétrico, tanto en las etapas de carga y descarga debe ser considerado en el cálculo de la prueba.

Aplicación del esfuerzo desviador (etapa de falla)

Finalizada la etapa de consolidación (carga y descarga), se procede al cierre de las válvulas externas de los transductores de presión de poro y contrapresión, ya que el tipo de prueba es consolidada no drenada (CU); el drenaje esta restringido durante la aplicación del esfuerzo desviador.

Tabla 3.7: valores de los decrementos en la etapa de descarga.

CR	Celda	Contrapresión
	[kPa]	[kPa]
	670	250
2	590	250
	500*	250
	640	250
3	530	250
	420*	250
	625	250
4	500	250
	375*	250
	620	250
5	490	250
	350*	250
	611	250
6	472	250
	332*	250
	605	250
8	460	250
	315*	250
	602	250
9	454	250
	306*	250
	600	250
10	450	250
	300*	250
	597	250
12	445	250

(\*) presión de celda que se deja actuar de 48 a 52 horas en promedio.

En el menú de cada cámara se elige la opción [F4] que indica prueba tipo CU (consolidada no drenada), se verifican las presiones de la celda y de la contrapresión, estas deben ser las presiones con las que se termina el último decremento.

En el marco de carga se programa la velocidad con la que se han de fallar las probetas, para este caso en particular se consideró una velocidad de 0.01 mm/min. En base a la experiencia de pruebas realizadas en las arcillas del valle de México se ha encontrado que ésta velocidad es la adecuada para permitir una medición de la presión de poro uniforme en toda la pobreta.

Terminado el proceso de verificación, con la instrucción [F1] se comienza la etapa de aplicación de esfuerzo desviador, presentándose 3 bips cortos y un bip largo, al término de éste en el marco se presiona la tecla [RUN] para que con la velocidad programada el plato de la base del marco comience a subir la cámara provocando la deformación de la probeta. Para las pruebas CU, el tiempo que transcurrió para que se presentara un plano inclinado de fractura o un pandeo (falla) en las probetas fué de 27 horas en promedio.

Una vez alcanzada la falla se detiene la etapa con la instrucción [F1] del menú de instrucciones, automáticamente se graban los datos en la computadora y de forma manual se procede a cerrar todas las válvulas. Cuando se ha terminado de grabar todos los datos y se quiere dar por terminada la prueba, se da la instrucción [F4], se comienza a bajar el plato del marco de carga, al estar bajando éste automáticamente la punta del transductor de desplazamiento comienza a despegarse de su base y cuando llega a su posición normal el plato, se procede a desmontar la probeta.

# 3.4 Prueba triaxial CD en arcilla preconsolidada.

Como en el caso de la prueba triaxial tipo CU, el principio es el mismo es decir, se necesita que la probeta a ensayar esté saturada, y que adquiera un estado de esfuerzos efectivos mediante el proceso de consolidación; en la etapa de aplicación del esfuerzo desviador se hace una excepción, dado que se define en que condiciones será aplicado. En esta prueba se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo desviador a una velocidad constante de deformación axial.

Como en este tipo de prueba se permite el drenaje de la probeta, no se desarrolla exceso en la presión de poro (positiva o negativa). La compresión debe ser aplicada de forma lenta para asegurarse que los cambios de presión de poro debidos al esfuerzo cortante son despreciables, para ello se uso una velocidad de deformación axial de 0.0015 mm/min.

#### 3.4.1 Características del material utilizado.

El material utilizado, fue el mismo que se empleo para el caso de las pruebas no drenadas, las probetas se extrajeron de los mismos tubos shelby sólo que para este caso se utilizó la mitad de la parte inferior del tubo.

Los contenidos de agua de las probetas varian de 124.3% hasta 404.3%. Únicamente se utilizaron las muestras de suelo provenientes de las profundidades de 5, 10 y 15 metros.

Las pruebas consolidadas- drenadas; se practicaron a un solo espécimen proveniente de la profundidad de 10m, dos especimenes de 5m y dos más a 15 m.

# 3.4.2 Procedimiento de la prueba: montaje, saturación, consolidación (carga y descarga) y etapa de aplicación de esfuerzo desviador.

Montaje, saturación y consolidación (carga y descarga).

El procedimiento es el mismo que se utilizó para las pruebas CU, en el caso de la saturación se verifica que el valor del parámetro B, este por arriba de 0.95; en la etapa de consolidación se continua con la misma configuración de incrementos de cargas y decrementos para la descarga, esto dependiendo del OCR que se quiera alcanzar. En la tabla 3.8 se resume el orden de los decrementos que se utilizaron para alcanzar los distintos grados de preconsolidación (OCR).

Tabla 3.8: Decrementos de presión en esfuerzo confinante en la etapa de descarga.

Profundidad	Decremento de presión (celda)	Contrapresión	Grado de preconsolidación (OCR)	
[ m]	[kPa]	[kPa]	(ocu)	
	625	250		
<u> </u>	500	250	4	
5	375*	250		
	602	250		
	454	250		
5	306*	250	9	
	640	250		
199,867	530	250	3	
10	420*	250		
	620	250		
15	490	250	5	
	350*	250		
	600	250		
15	450	250		
	300*	250	10	

presiones de celda que se dejan actuar entre 48 y 52 horas.

Aplicación del esfuerzo desviador (etapa de falla).

Después de alcanzar el proceso de consolidación isotrópica en cada una de las probetas, en el menú de la computadora se da la instrucción [F1] para detener la etapa,

y continuar con la etapa de aplicación del esfuerzo desviador (falla drenada).

La computadora graba los datos al finalizar cada proceso (etapa) y de forma manual se procede a cerrar las válvulas de la celda y las internas de la contrapresión y presión de poro en las cámaras. En el marco de carga se procede a programar digitalmente la velocidad de falla, ésta se verifica en el display que está integrado al marco, en el menú de opciones de la computadora se da para cada cámara la instrucción de falla drenada con la tecla [F5] y se verifica que las presiones en la celda y en la contrapresión sean las correctas, de manera que si las presiones estuvieran por debajo de lo requerido en forma manual girando las perillas del panel de control se pueden ajustar.

En este momento se verifica que el transductor de desplazamiento axial esté bien posicionado y en el monitor se observa que se haya registrado cierto desplazamiento, pues éste se colocó desde el inicio de la etapa de consolidación. Si se desea se puede reajustar el valor del transductor a cero para empezar a registrar el desplazamiento axial sólo en la etapa de falla.

Como se trata de falla drenada se abren nuevamente las válvulas de la celda y las internas de presión de poro y contrapresión, ya que las externas permanecieron abiertas al final de la etapa de consolidación. Una vez verificado que las válvulas estén abiertas se inicia la etapa de aplicación de esfuerzo desviador con la instrucción [F1], presentándose los 3 bips cortos y uno largo, cuando éste último finaliza se da la instrucción [RUN] en el marco de carga para que el plato base de la celda pueda subir y los transductores de carga sumergible y desplazamiento axial comiencen a registrar la fuerza y la deformación, respectivamente.

Anteriormente se comentó que la velocidad de deformación debería ser lenta, para asegurar que los cambios en la presión de poro debidos al esfuerzo cortante generado sean mínimos o insignificantes. La velocidad de deformación que se requiere es usualmente mucho menor, que la que se utiliza en una prueba CU estando los especímenes bajo las mismas condiciones.

La velocidad de deformación utilizada para estas pruebas fue de 0.0015 mm/min, este criterio se tomó en base al valor del  $t_{100}$  de la curva de consolidación, considerando drenaje radial teniendo presente los resultados de las pruebas CU efectuadas anteriormente.

$$t_{x} = 14 \times t_{000} \, \text{min}$$
 (3.2)

El tiempo aproximado para alcanzar la falla fue entre 5 y 7 días, ya que al término de este tiempo las probetas, en su gran mayoría, comenzaban a presentar planos inclinados de fractura y en algunos casos pandeo, es decir, eran visibles los efectos de excentricidad entre el vástago de la celda de carga y el cabezal de las probetas. Dos de las muestras presentaron abarrilamiento.

La etapa de aplicación de esfuerzo desviador se finaliza con la instrucción [F1] del menú de opciones, de esta forma se graban los datos correspondientes a la etapa automáticamente; en el marco de carga Tritest se da la instrucción [STOP] para detener la marcha del mismo, existe otra opción en el menú de opciones [F4] que permite guardar los datos de todas las etapas en su totalidad y dar por terminada definitivamente la prueba. Se procede a cerrar las válvulas y a bajar el plato del marco de carga, cuando éste se encuentra en su posición original se sujeta el vástago de la celda de carga con un soporte especial colocado en la parte superior de las cámaras; este proceso se hace para evitar que el vástago de la celda de carga caiga y se dañe.

En este instante se puede sacar el agua de las cámaras y desmontar las probetas cuidando no perder material, puesto que se necesita tomar su peso y ponerse a secar en el horno para así obtener el contenido de agua final.

Los datos de cada una de las pruebas, quedan grabados en un diskette de 3.5" y se procesan mediante una hoja de cálculo en Excel, lo que permite hacer los ajustes necesarios entre etapa y etapa y también una mayor versatilidad en el manejo de los datos que se emplean para validar un determinado modelo.

# Figuras 3.1-3.12 Capitulo 3



Fig. 3.1: Equipo desaireador y suministro de agua



Fig. 3.2:Manómetro de agua medidor de presión

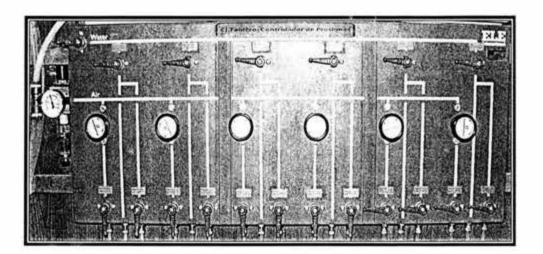
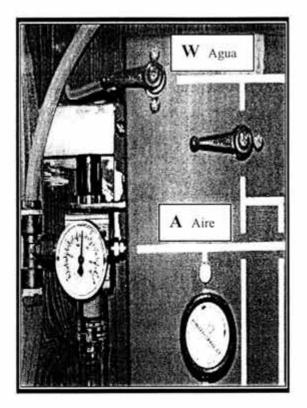
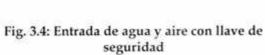


Fig. 3.3: Panel general de control de presiones.





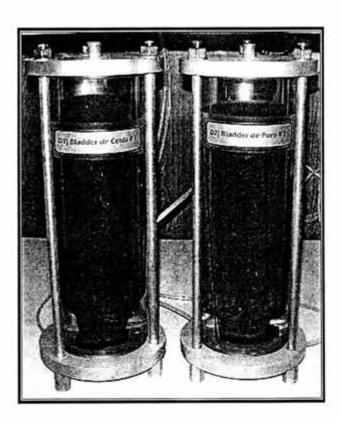


Fig. 3.5: Sistema generador de presión interfase aire/agua

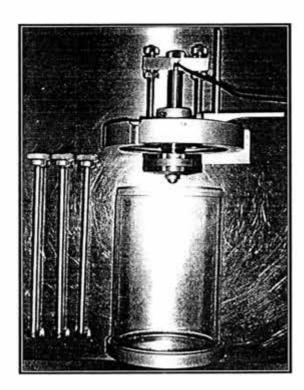


Fig. 3.6:Partes de la cámara triaxial

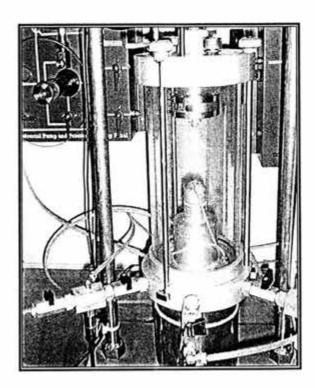


Fig. 3.7: Cámara triaxial y plato base

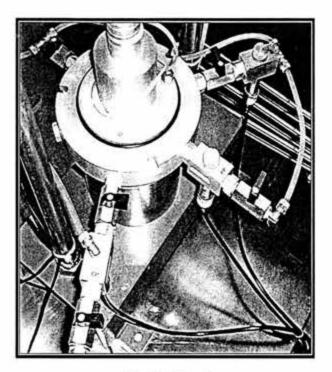


Fig. 3.8: Plato base

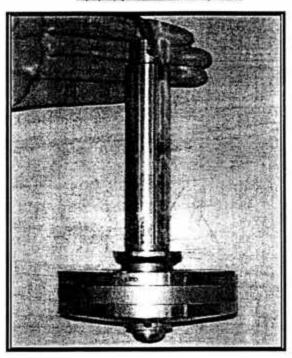


Fig. 3.9: Transductor de carga sumergible

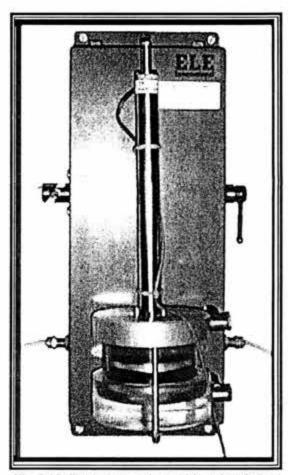


Fig. 3.10: Transductor de cambio volumétrico.

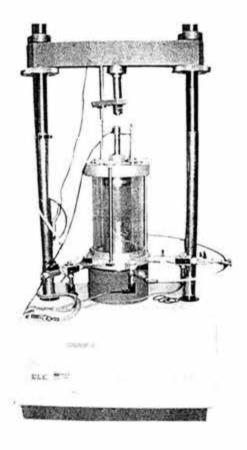


Fig. 3.11: Marco Tritest 50

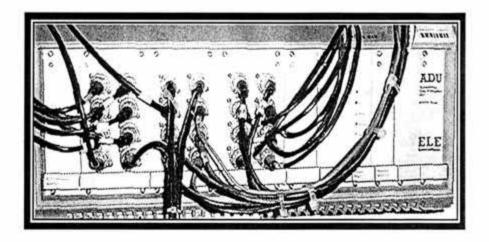


Fig. 3.12: Sistema de adquisición de datos ADU.

# CAPÍTULO 4. RESULTADOS EXPERIMENTALES Y COMPORTAMIENTO OBSERVADO

En este capítulo se describen los resultados experimentales obtenidos de las pruebas de: consolidación unidimensional (odómetro), triaxial consolidada no drenada (CU) y triaxial consolidada drenada (CD), efectuadas al material en estudio; con el objetivo de utilizar estos resultados para corroborar la Teoría del Principio de Proporcionalidad natural.

### 4.1 Pruebas de consolidación unidimensional

Se efectuaron 4 pruebas de consolidación unidimensional aplicando esfuerzos normales, lo que permite definir de las curvas de consolidación y de compresibilidad para una serie de muestras de suelo del sitio "Álamos", extraídas de las profundidades de 5, 10, 15 y 25 m. El procedimiento de prueba está descrito en el inciso 3.2, del capítulo 3.

El objetivo de las pruebas de consolidación en el odómetro, consistió en obtener los parámetros γ, γ<sub>p</sub> y ρ (coeficientes de compresibilidad y relación de expansibilidad a compresibilidad, de la teoría de Proporcionalidad Natural), así como estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de los materiales seleccionados, comparando con los parámetros obtenidos con los correspondientes a la consolidación isotrópica de las pruebas triaxiales, efectuadas en probetas de características similares, según se describe en el inciso siguiente.

En las figuras 4.1 a 4.4 se presentan las curvas de compresibilidad unidimensional, (p' vs volumen específico V=1+e). En la tabla 4.1 se indican los valores numéricos de los coeficientes  $\gamma$ ,  $\gamma_p$  y  $\rho$  obtenidos, según el procedimiento descrito en el capítulo 2.

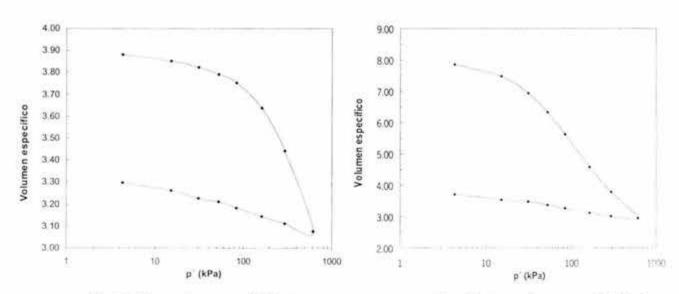


Fig. 4.1: Curva de compresibilidad unidimensional (Álamos) Prof. 5 m

Fig. 4.2: Curva de compresibilidad unidimensional (Álamos) Prof. 10 m

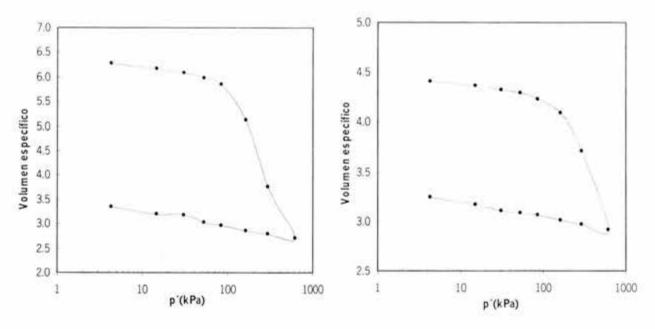


Fig. 4.3: Curva de compresibilidad unidimensional (Álamos) Prof. 15 m

Fig. 4.4: Curva de compresibilidad unidimensional (Álamos) Prof. 25 m

Tabla 4.1: Coeficiente de compresibilidad y relación de expansibilidad - compresibilidad de la teoría de proporcionalidad natural, para las muestras de los suelos ensayados en consolidación unidimensional

PROFUNDIDAD	γ	Ye	ρ
[ m ]	[-]	[]	[]
5	0.123	0.015	0.118
10	0.279	0.050	0.178
15	0.391	0.045	0.115
25	0.246	0.021	0.086

### 4.2 Pruebas triaxiales no drenadas (CU) en arcilla preconsolidada

Se efectuaron 3 series de ensayes de pruebas triaxiales de tipo CU, cada serie consta de 3 especimenes. Los ensayes se agruparon considerando la profundidad de la que se extrajeron los especimenes (10, 15 y 25 m).

Cada probeta se sometía en una primera etapa a saturación, consolidación isotrópica, descarga, (en la que se aplicaron diferentes incrementos y decrementos de presión efectiva de confinamiento) para inducir un estado de preconsolidación en el material. La etapa de aplicación de esfuerzo desviador (falla),se llevó a cabo, sin drenaje y en la modalidad de deformación controlada. En las tablas 3.3 a 3.6 del capítulo 3 se indican los datos correspondientes al procedimiento de ejecución de las etapas de saturación y consolidación, mientras que en la tabla 4.2 se consignan los valores de las presiones máximas aplicadas en la etapa de consolidación, así como los valores alcanzados en la descarga. Con ellos se determinó el esfuerzo de preconsolidación inducido en cada uno de los especimenes de las series estudiadas.

Tabla 4.2 : Series de pruebas triaxiales CU, sitio "Álamos"; etapa de consolidación

Serie	Profundidad [m]	No. de espécimen	Presión máx. (Carga) [kPa]	Presión en la (Descarga) [kPa]	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	Relación de preconsolidación generada (OCR) []
		1	551	181	3.33	3.79	3
CU 1	1 10	2	550	110	4.97	5.50	.5
		3	550	56	3.94	4.59	10
	15	4	500	251	2.34	2.44	2
CU 2		5	500	126	3.14	3.47	4
		6	500	65	2.91	3.29	8
	CU 3 25	7	500	88	5.62	6.35	6
CU 3		8	500	56	5.22	6.23	9
		9	500	40	5.30	5.40	12

e1: relación de vacios asociada a la presión máxima de carga.

ez relación de vacios asociada a la presión de descarga.

### 4.2.1 Serie CU 1

En las figuras 4.5, 4.6 y 4.7 se presentan las curvas esfuerzo vs deformación, las trayectorias de esfuerzo y la presión de poro normalizada con el esfuerzo  $\sigma_{co}$  vs deformación axial, con sus respectivas presiones efectivas de confinamiento (181,110 y 56 kPa,); los especímenes se ensayaron aplicando una velocidad de deformación axial controlada de 0.01 mm/ min.

De la figura 4.5 se observa que para los dos primeros especímenes se decidió terminar la etapa de falla cuando se alcanzó un nivel de deformación axial de 22 y 18 %, respectivamente, debido a que las probetas presentaron un plano inclinado de fractura claramente definido a simple vista; y en el caso del espécimen 3, se terminó la etapa a un nivel de deformación de 20 %; para el cual la probeta evidenció un pandeo muy definido. La misma figura también permite observar la variación del esfuerzo desviador máximo, q, para cada espécimen, el cual resultó de 517, 322 y 244 kPa; estos valores están asociados, a su vez, a niveles de deformación de 5, 7 y 8 %, respectivamente.

En la figura 4.6, correspondiente a la trayectoria de esfuerzos, se observa que después del valor máximo del esfuerzo desviador q, que denominaremos resistencia "pico", éste disminuye en cada uno de los especímenes (en el caso del primer espécimen, el esfuerzo p' disminuye, mientras que en los otros dos la tendencia es a aumentar el de menor grado de preconsolidación).

En la figura 4.7 se presentan las curvas de presión de poro normalizadas (Δu/σ΄<sub>c0</sub>) generadas durante la etapa de falla en los ensayes; la presión de poro inicial en cada uno de los especímenes es u₀=250 kPa, la cual corresponde a la contrapresión aplicada que condujo a un coeficiente B de Skempton muy cercano a la unidad, valor indicativo de la saturación del espécimen. Por otra parte, se presentan en la misma figura algunas protuberancias irregulares en las curvas para los especímenes 1 y 2 (de 5% a 15% y de 5% a 13%, respectivamente), lo cual se puede atribuir al funcionamiento mecánico del acomodo del vástago de la celda de carga sumergible con el cabezal de las probetas, comúnmente observado en el momento en que se ajusta la carga, (por lo cual se centrará la interpretación en la tendencia general de las curvas).

En la tabla 4.2a, se resumen las propiedades índice de cada espécimen de la serie CU1.

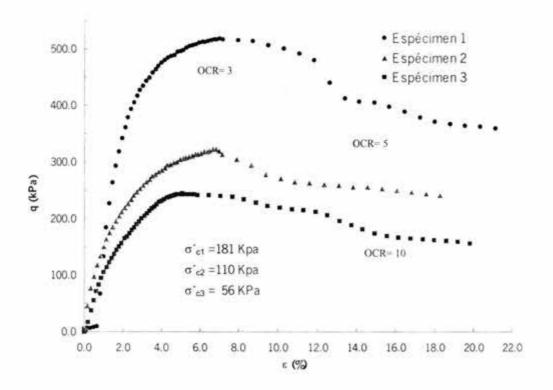


Fig. 4.5:Curvas esfuerzo vs deformación axial, serie CU1 (Álamos) Prof. 10 m, etapa de falla por deformación controlada

Tabla 4.2a: Resumen de propiedades índice, serie CU1.

Espécimen.	Gs	LL	IP
	O <sub>s</sub>	[%]	[%]
1	2.14	344	210
2	2.14	344	210
3	2.14	344	210

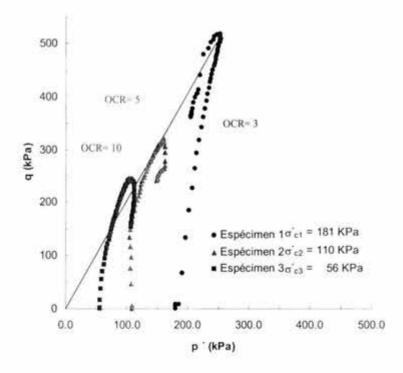


Fig. 4.6: Trayectorias de esfuerzo, serie CU1(Álamos) Prof. 10 m, etapa de falla por deformación controlada

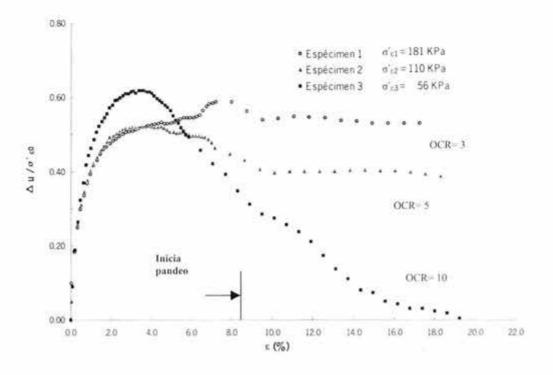


Fig. 4.7: Curvas Δu/σ ο vs deformación axial, serie CU1 (Álamos) Prof. 10 m, etapa de falla por deformación controlada

### 4.2.2 Serie CU2

El material ensayado de esta serie se obtuvo de la profundidad de 15 m; para los especimenes 4, 5 y 6 las presiones efectivas de confinamiento fueron de 251, 126 y 65 kPa, respectivamente. Al igual que en la serie anterior, se aplicó el esfuerzo axial necesario para producir una velocidad de deformación controlada de 0.01mm/min, hasta alcanzar una deformación axial de la probeta del orden de 20%, con el propósito de provocar la falla del material.

En las figuras 4.8, 4.9 y 4.10 se presentan las curvas del comportamiento esfuerzo desviador vs deformación axial, las trayectorias de esfuerzo, y la presión de poro normalizada con  $\sigma'_{e0}$  vs deformación axial, obtenidas de los ensayes en los especímenes de la serie CU2.

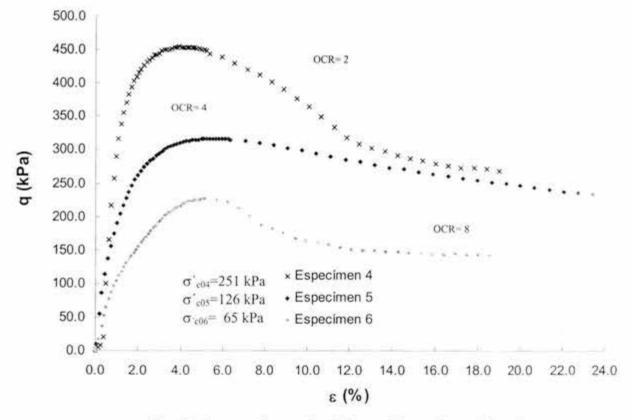


Fig. 4.8: Curvas esfuerzo desviador vs deformación axial, serie CU2(Álamos) Prof. 15 m, etapa de falla por deformación controlada

En la tabla 4.3 se presentan los esfuerzos desviadores máximos así como la deformación unitaria axial a la que éstos se desarrollaron, se presentan también las propiedades índice de cada espécimen. En el caso de los especímenes 4 y 6, se decidió suspender la etapa de falla cuando las probetas llegaron al 19% de deformación, dado que en ambos casos se presentó un plano inclinado de fractura, y para el espécimen 5, cuando se alcanzó un nivel de deformación de 22%, momento en el cual la probeta presentó un pandeo muy notable.

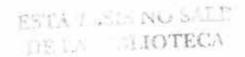
Tabla 4.3: Esfuerzos desviadores máximos y sus deformaciones axiales unitarias en especímenes de la serie

Espécimen	OCR	Gs	LL [%]	IP [%]	q max. (kPa)	Deformación Axial, ε (%)
4	2	2.16	362	242	454	4
5	4	2.16	362	242	316	6
6	8	2.16	362	242	226	5

Las trayectorias de esfuerzo se presentan en la figura 4.9 (especimenes 4, 5 y 6); en la trayectoria del espécimen 4; que corresponde al grado de preconsolidación menor de la serie, se observa que una vez que el esfuerzo desviador q alcanza su valor máximo, éste disminuye al igual que p'. En la trayectoria del espécimen 5 tanto q como p' disminuyen después de haberse alcanzado el punto máximo " $q_{max}$ " y lo hacen sobre la misma trayectoria; y finalmente, en el espécimen 6 también se presentó una disminución de "q" y un aumento respecto de p' después de alcanzar la trayectoria del máximo.

En la figura 4.10 se muestra el comportamiento de las curvas de presión de poro normalizada con σ'<sub>e0</sub> vs ε para las tres probetas de esta serie. Aquí se observa que la curva correspondiente al espécimen 4 presentó protuberancias irregulares en el intervalo de 5% al 13% de la deformación unitaria axial ε, debido al mismo efecto explicado en los párrafos anteriores al igual que como ocurrió durante los ensayes de la serie CU1.

En el caso del espécimen 5, se observa que la presión de poro normalizada se mantiene constante después de llegar a su valor máximo; en el espécimen 6 el comportamiento es diferente ya que después que la presión de poro normalizada alcanza su valor máximo, ésta comienza a disminuir en forma gradual.



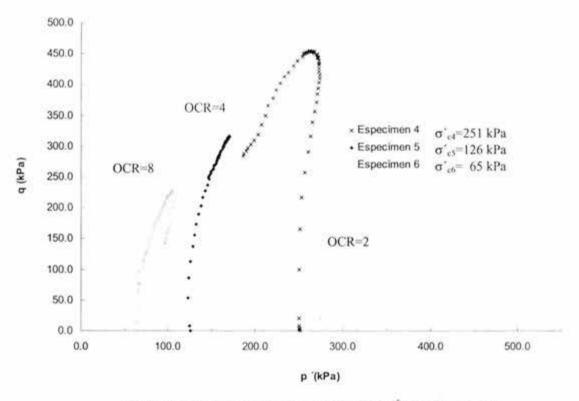


Fig. 4.9: Trayectorias de esfuerzo, serie CU2 (Álamos) Prof. 15 m, etapa de falla por deformación controlada

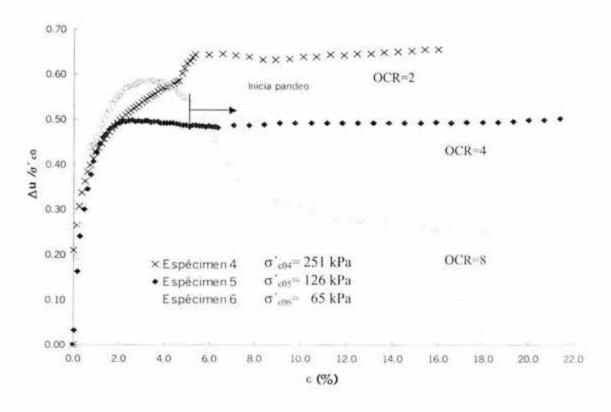


Fig. 4.10: Curvas Δu/ σ'<sub>c0</sub> vs deformación axial, serie CU2 (Alamos) Prof. 15 m, etapa de falla por deformación controlada

#### 4.2.3 Serie CU 3

En las figuras 4.11, 4.12 y 4.13 se muestran las gráficas para la serie CU3, esfuerzo desviador vs deformación unitaria axial, las trayectorias de esfuerzo y Δu/ σ′ c0 vs deformación unitaria axial, respectivamente, correspondientes al material de profundidad de 25 m. En cada una de las figuras se dan las presiones efectivas de confinamiento para cada espécimen (88, 56 y 40 kPa, respectivamente); así como los valores de los grados de preconsolidación (6, 9 y 12).

En la figura 4.11, se observa un pronunciado decrecimiento en el valor del esfuerzo desviador cuando este alcanza su valor máximo; las irregularidades observadas en las curvas correspondientes a los especímenes 8 y 9 se atribuyen al efecto mecánico del vástago de la celda de carga. En general la velocidad de deformación con la que se llevó a la falla a las probetas es de 0.01 mm/min, se decidió suspender la etapa de aplicación de esfuerzo desviador cuando las probetas tenían aproximadamente un 18% de deformación puesto que se podía ver a simple vista un pandeo (especímenes 8 y 9) y un plano de fractura (espécimen 7).

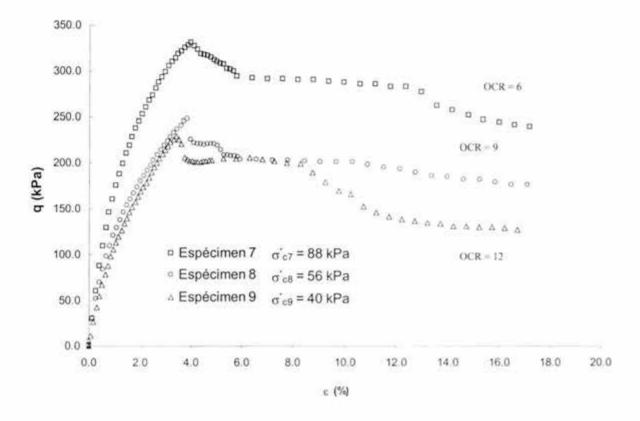


Fig. 4.11: Curvas esfuerzo desviador vs deformación unitaria axial, serie CU 3 (Álamos) Prof. 25 m, etapa de falla por deformación controlada

De igual forma que en las series anteriores, se registraron deformaciones axiales asociadas a un esfuerzo desviador máximo, " $q_{máx}$ ", en cada uno de los especimenes, las cuales se indican en la tabla 4.4, así como las propiedades índice de cada espécimen.

Tabla 4.4: Deformación axial asociada al esfuerzo desviador máximo, serie CU 3

Espécimen	OCR	Gs	LL [%]	IP [%]	q <sub>máx</sub> . [kPa]	Deformación unitaria axial [%]
7	6	2.27	324	182	331	4
8	9	2.27	324	182	248	4
9	12	2.27	324	182	230	3.5

En la figura 4.12 se aprecia que a medida que el esfuerzo desviador q crece, el valor de p aumenta también hasta alcanzar el valor de  $q_{max}$ . Después, el esfuerzo desviador decrece, pero el esfuerzo de confinamiento continua creciendo, hasta reducirse ligeramente un poco antes de la falla del espécimen.

En la figura 4.13 se visualiza la evolución de la presión de poro normalizada con  $\sigma'_{c0}$  vs deformación axial. Cabe mencionar que el decrecimiento en la presión de poro normalizada es general para todos los especímenes, y esto corresponde a la disminución de esfuerzos que se presenta después de alcanzar el valor máximo de q. Por otra parte, en el espécimen 9 se observa que la presión de poro normalizada decreció, incluso, hasta alcanzar valores negativos, esta tendencia corresponde al comportamiento típico de una arcilla preconsolidada.

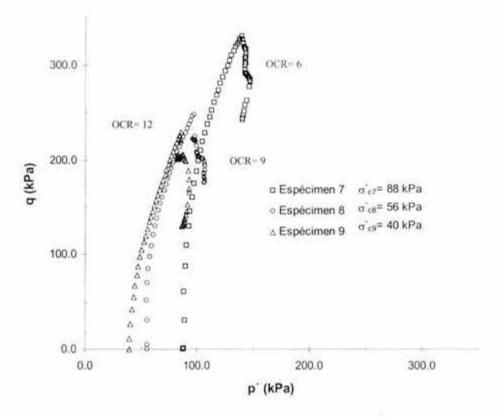


Fig. 4.12 :Trayectorias de esfuerzo, serie CU3 (Álamos) Prof. 25 m, etapa de falla por deformación controlada.

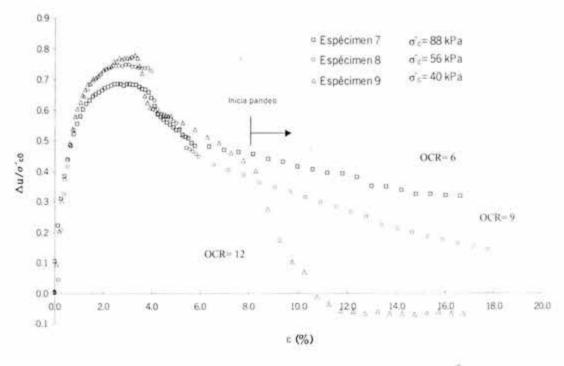


Fig. 4.13: Curvas Δu/σ co vs deformación axial, serie CU3 (Alamos) Prof. 25 m, etapa de falla por deformación controlada

### 4.3 Pruebas drenadas (CD) en arcilla preconsolidada

En el caso de las pruebas triaxiales consolidadas drenadas (CD) se ensayaron dos series de especimenes de las profundidades de 5 m y 15 m, respectivamente y un espécimen más de una profundidad de 10 m. Las probetas se labraron del mismo tipo de material utilizado en las pruebas CU.

Los procedimientos para la preparación del ensaye y las etapas de saturación y consolidación fueron similares a los efectuados para las pruebas CU, excepto en la etapa de aplicación del esfuerzo desviador donde se permitió el drenaje y la velocidad de deformación que se aplicó fue de 0.0015 mm/min

En la tabla 4.5 se reportan las presiones de consolidación máximas en la etapa de carga y descarga para cada uno de los especímenes probados. Se consignan también los grados y los valores de preconsolidación alcanzados para cada uno de los especímenes y la velocidad de deformación controlada en la etapa de falla.

Tabla 4.5: Datos experimentales para las series de pruebas CD

SERIE	No. espécimen	Profundida d [m]	Presión máx. (carga) [kPa]	Presión máx. (descarga) [kPa]	Relación de preconsolidació n (OCR) []	Velocidad de falla [mm/ min
	10	10	500	180	3	
CD1	11	5	512	122	4	0.0015
	12	5	502	57	9	
CD2	13	15	512	96	5	0.0045
CD2	14	15	502	51	10	0.0015

Dado que las etapas de saturación y consolidación fueron similares a las efectuadas en los ensayes CU, a continuación se detallan únicamente los resultados experimentales correspondientes a la etapa de aplicación de esfuerzo desviador (falla) de las pruebas CD.

#### 4.3.1 Serie CD1

En las figuras 4.14, 4.15 y 4.16 se presentan las curvas esfuerzo desviador vs deformación axial, las trayectorias de esfuerzo p'-q y el cambio de volumen normalizado (ΔV/ V<sub>0</sub>) vs deformación axial respectivamente correspondientes a esta serie. En la figura 4.14 muestra la curva que corresponde al espécimen (10) a 10 m de profundidad, en la figura 4.15 se muestran las otras dos curvas de los especímenes (11 y 12) de 5 m de profundidad, las presiones de confinamiento efectivo son (182,109 y 52 kPa) para cada probeta. La curva del espécimen (10) presenta una tendencia ascendente hasta alcanzar el valor máximo de esfuerzo desviador, posteriormente los esfuerzos se mantienen sensiblemente del mismo orden hasta que se concluyó la etapa de falla, debido a que la probeta desarrolló un plano de fractura a 45° respecto a la horizontal, claramente definido a simple vista.

Los especímenes 11 y 12, de forma similar, presentaron una disminución del esfuerzo desviador al alcanzar el 8% de deformación axial, estas probetas presentaron un notorio abarrilamiento cuando desarrollaron deformaciones de 14% y 16%; respectivamente.

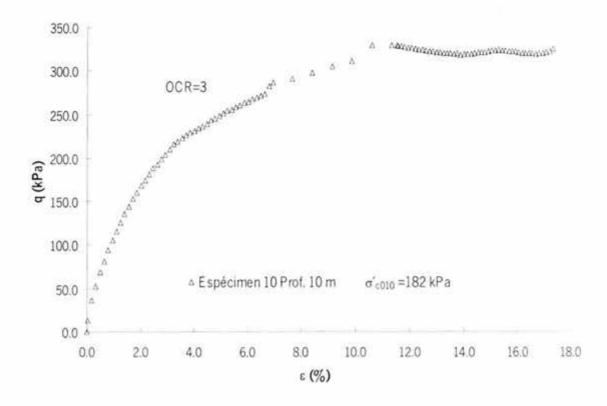


Fig. 4.14: Curva esfuerzo desviador vs deformación axial, espécimen 10 Prof. 10 m (Álamos), etapa de falla por deformación controlada

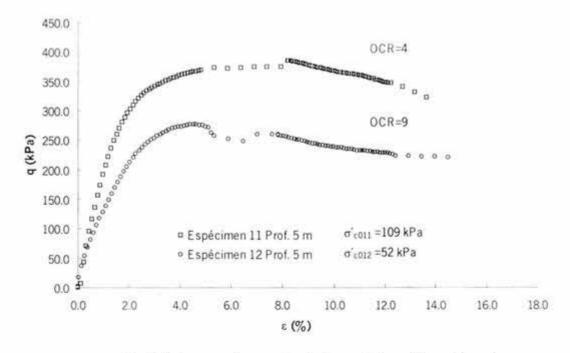


Fig. 4.15: Curvas esfuerzo desviador vs deformación axial, serie CD1 (Álamos), etapa de falla por deformación controlada

En la tabla 4.6 se indica la deformación asociada al esfuerzo desviador máximo de cada una de las probetas durante la etapa de falla, así como, las propiedades indice.

Tabla 4.6: Deformación asociada al esfuerzo desviador máximo serie CD1

Espécimen	Profundidad [m]	OCR	Gs	LL [%]	IP [%]	q [kPa]	Deformación unitaria axial [%]
10	10	3	2.14	344	210	330	11.72
11	5	4	2.36	210	145	385	8.24
12	5	9	2.36	210	145	276	4.76

La evolución de las trayectorias de esfuerzo de las figura 4.16, muestran una tendencia gráfica hacia la derecha (pendiente positiva) en todos los especimenes; una vez que se desarrolló el  $q_{max}$ ,, la disminución de los esfuerzos se presentó posteriormente, resultando muy cercana a las ramas ascendentes.

En las figuras 4.17 y 4.18 se observa el cambio de volumen que se presenta al aplicar un esfuerzo desviador en cada uno de los especimenes; en particular, para las probetas provenientes de 5 m de profundidad (Fig. 4.17), el cambio de volumen es menor. En el caso particular del espécimen 10, la evolución del cambio de volumen tiende a aumentar.

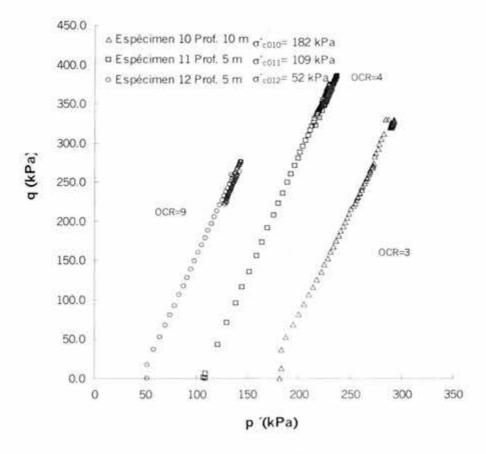


Fig. 4.16: Trayectorias de esfuerzo, espécimen 10 y serie CD1 (Álamos), etapa de falla por deformación controlada

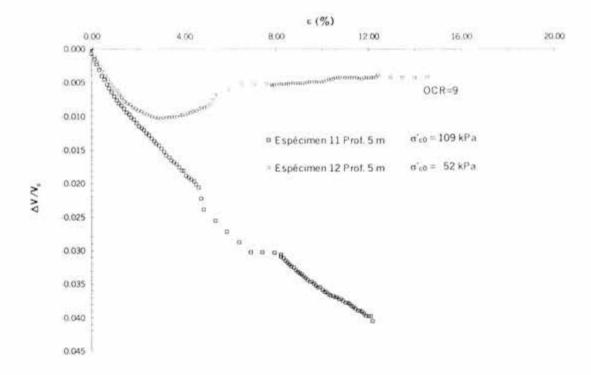


Fig. 4.17: Curvas de cambio volumétrico ΔV/ V<sub>0</sub> vs deformación axial, serie CD1, Prof. 5 m (Álamos), etapa de falla por deformación controlada

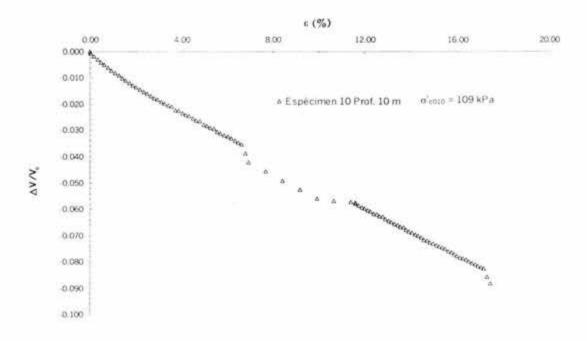


Fig. 4.18: Curva de cambio volumétrico ΔV/ V<sub>0</sub> vs deformación axial, espécimen 10 Prof. 10 m (Álamos), etapa de falla por deformación controlada

### 4.3.2 Serie CD2

Para esta serie se efectuaron sólo dos ensayes, con material obtenido de la profundidad de 15 m. En la figura 4.19 se observa el comportamiento esfuerzo desviador vs deformación axial, mientras que en la figura 4.20 se muestran las trayectorias de esfuerzo p'-q. El cambio de volumen  $\Delta V/V_0$  vs deformación axial se indica en la figura 4.21.

La figura 4.19 muestra las curvas del comportamiento esfuerzo vs deformación que presentaron las probetas se observa que para ambas probetas, después de alcanzar el esfuerzo desviador máximo  $(q_{máx})$ , se presenta una disminución de esfuerzos conforme aumenta el nivel de deformación, en el caso específico del espécimen número 14 se decidió terminar la etapa de falla cuando se desarrolló un nivel de deformación de 12%, ya que la probeta presentó un notorio pandeo.

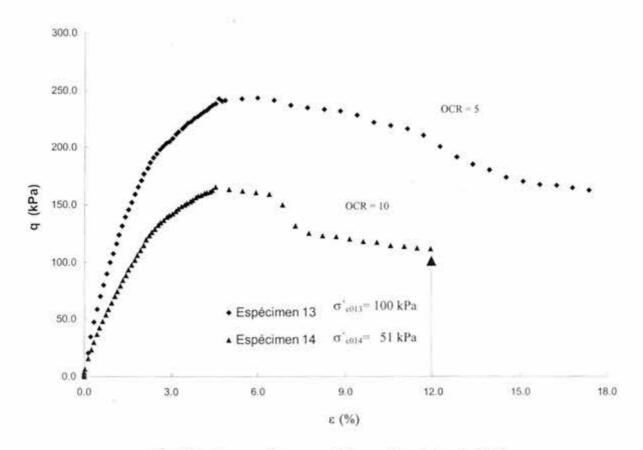


Fig. 4.19 : Curvas esfuerzo vs deformación axial, serie CD2 (Álamos) Prof. 15 m, etapa de falla por deformación controlada

En la tabla 4.7 se muestra para cada espécimen de esta serie la deformación asociada al esfuerzo desviador máximo y las propiedades indice.

Tabla 4.7: Deformación asociada al esfuerzo desviador máximo, Serie CD 2, etapa de falla

Espécimen	OCR	Gs	LL [kPa]	IP [kPa]	q [kPa]	Deformación   %
13	5	2.16	362	242	244	7.69
14	10	2.16	362	242	166	4.97

La figura 4.20 presenta las trayectorias de esfuerzo, correspondientes a los especimenes 13 y 14, los cuales presentan grados de preconsolidación de 5 y 10, respectivamente; la tendencia de las trayectorias es hacia la derecha (pendiente positiva), además se observa que el esfuerzo desviador después de llegar a su valor máximo presenta una disminución de esfuerzos muy cerca de la rama ascendente.

En la figura 4.21 se observa la evolución del cambio de volumen, conforme aumenta la deformación unitaria axial. Se aprecia que en el espécimen 13 (OCR=5), se presentó mayor cambio de volumen respecto del espécimen 14 (OCR=10) al incrementar la deformación, esto debido a que el espécimen 14 tiene mayor relación de vacíos. Nótese que, en particular, la evolución de  $\Delta V/V_0$  vs  $\epsilon$  para el espécimen 13 mantuvo una tendencia prácticamente constante a partir de un nivel de deformación de 5%, hasta que se suspendió la aplicación del esfuerzo desviador (etapa de falla).

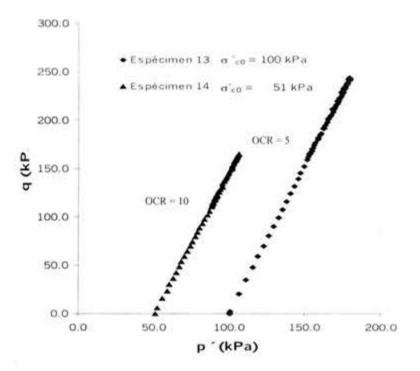


Fig. 4.20: Trayectorias de esfuerzo, serie CD 1 (Álamos) Prof. 15m, etapa de falla por deformación controlada

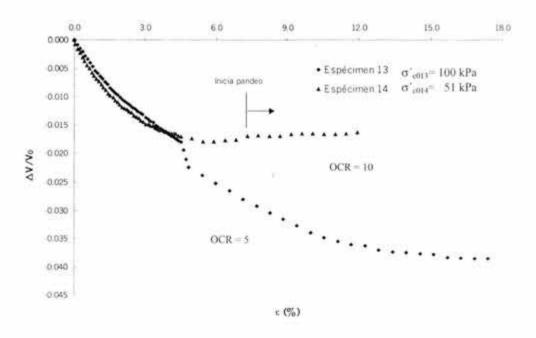


Fig. 4.21: Curvas de cambio volumétrico ΔV/V<sub>0</sub>, serie CD 2, (Álamos) Prof. 15 m, etapa de falla por deformación controlada

# CAPÍTULO 5. PREDICCION DEL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Con la descripción de los resultados de las series expuestas en el capitulo anterior, se efectuaron las comparaciones teórico-experimentales. La predicción teórica se hace mediante la aplicación del principio de proporcionalidad natural descrito en el capítulo 2, para las curvas esfuerzo desviador vs deformación axial desviadora natural (q,  $e_a$ ), presión de poro vs deformación axial desviadora natural (u,  $e_a$ ) y cambio volumétrico normalizado vs deformación axial desviadora natural ( $\Delta V/V_0$ ,  $e_a$ ); a su vez las ecuaciones que se derivan de dicho principio requieren de la determinación de los parámetros v,  $x_f$ ,  $\mu$ ,  $\gamma$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\rho$ . Para este estudio relativo al comportamiento de arcillas preconsolidadas es necesario conocer el factor de preconsolidación OCF, el cual se obtiene a partir del grado de preconsolidación (OCR).

Los parámetros  $vy \mu$  se determinaron mediante la aplicación de las ecuaciones generales para la zona del pre- pico, y los parámetros  $\alpha y \beta$  que caracterizan el comportamiento del material y se determinan a partir de las curvas de presión de poro; para el caso del cambio volumétrico es necesario conocer los parámetros  $\gamma y \rho$ . El OCF se utilizó en la ecuación correspondiente a la zona del pre-pico, en el comportamiento esfuerzo vs deformación y en la ecuación que evalúa la evolución de la presión de poro y el cambio volumétrico.

La zona del pos-pico en el comportamiento esfuerzo vs deformación, requiere de los parámetros  $e_{al}$ ,  $x_l$ ,  $x_{\infty}$  así como del parámetro v, para este último se consideran las tendencias de la función de ductilidad. La calidad del ajuste que se obtiene al reproducir cada una de las curvas experimentales, depende de la experiencia, de la creatividad pero sobre todo de la sensibilidad.

### 5.1 Aplicación de las ecuaciones generales

La ecuación (2.80) del capítulo 2 rige la función normal para la región del pre-pico, de esta ecuación se despeja el valor x, obteniéndose así, el valor de la función que evalúa el comportamiento en la región del pre-pico ecuación (2.81), tomando en cuenta que dicha ecuación es válida únicamente para  $\nu$ =/.

$$x = x_f \left( 1 - \exp \frac{3e_a OCF}{\mu x_f} \right) \tag{2.81}$$

Si el valor de  $\nu = 2$ , entonces se utilizará la ecuación (2.86).

Para el caso de la región del pos-pico, la ecuación teórica que describe dicho comportamiento es la ecuación (2.84), descrita con anterioridad en el capítulo 2.

$$x = x_{\infty} + \left(x_{1} - x_{\infty}\right) \left(\frac{e_{a}}{e_{a1}}\right)^{-\frac{1}{v}}$$
(2.84)

En el caso específico de la evaluación de la presión de poro y el cambio volumétrico, sólo se utilizaron las expresiones que se consideran en la región del pre-pico, ya que con estas ecuaciones se pudo predecir el comportamiento. A continuación se escriben las ecuaciones 2.104 y 2.112, mencionadas en el capítulo 2.

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}} = \frac{\Delta \sigma_i}{\Delta \sigma_{c0}} + \alpha \left[ \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} - \left( \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - 1 \right) \right] y = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{c0}} - \alpha \left[ \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} - 1 - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} \right] y \tag{2.104}$$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{e0}} \right)^{\rho} - \alpha \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{e0}} \right)^{\rho} - \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{e0}} \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{e0}} \right) - \left( \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{e0}} \right)^2 \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{e0}} \right)^{2-\rho} \right] y \right\}^{-\gamma} - 1$$
(2.112)

# 5.1.1 Proceso de ajuste para las curvas esfuerzo vs deformación en pruebas CU y CD

El proceso de ajuste de las curvas esfuerzo vs deformación experimentales, en las pruebas CU como en las pruebas CD es muy similar tomando en cuenta que el valor del parámetro es el mismo v=1.

### Región del Pre- pico

La deformación axial desviadora natural ( $e_a$ ) se define mediante una serie de incrementos a partir de una deformación de referencia. Si es el caso de la aplicación de la ecuación (2.81) se tienen que obtener los datos conocidos tales como ( $x_f$ ) que es el esfuerzo desviador final ( $\sigma_i$ - $\sigma_3/\sigma_{c0}$ ) normalizado con el esfuerzo de confinamiento inicial, ( $\mu$ ) y (OCF).

La primera propuesta se hace para el valor de  $x_f$  que nos define el rango, posteriormente  $\mu$  que es la pendiente de inicio en la curva  $(q, e_a)$ , se encontró que en el suelo estudiado, el rango de éste parámetro varía entre (0.007-0.075), después de variar  $x_f$  y  $\mu$  éstos parámetros se fijan cuando se tiene una tendencia definida de la pendiente de inicio y se observa que la curva siga los puntos experimentales.

En la tabla 5.1 se consignan los valores encontrados para este parámetro en cada una de las series de pruebas realizadas.

En el caso específico de que se tenga que utilizar el valor de  $\nu$ = 2, la ecuación (2.86) se evaluará de manera similar que en el caso anterior, es aquí donde se comprueba la sensibilidad del factor de preconsolidación (OCF).

### Región Pos-pico

En esta región es necesario como primer paso comparar, la tendencia de la curva experimental con las curvas de la figura 5.1, correspondientes a la función de ductilidad y que considera los valores del coeficiente de ductilidad v. A continuación se obtienen los datos de la ecuación (2.84), tales como: el valor de la deformación axial desviadora natural  $(e_a)$ , la deformación axial desviadora natural para un punto conocido  $(e_{at})$ , el esfuerzo desviador para un punto conocido  $(x_i)$ , y el esfuerzo desviador residual  $(x_\infty)$ ; los parámetros  $e_{at}$  y  $x_t$  son las coordenadas de un punto que se requiere seleccionar sobre la curva para una cierta deformación y no necesariamente tiene que ser un punto de la curva experimental pero, si debe estar dentro de la tendencia de la misma, este punto "conocido" nos permitirá encontrar el mejor ajuste de la curva en la región del pos-pico. El esfuerzo desviador residual  $(x_\infty)$ , se propone en base a la tendencia que sigue la curva experimental y  $\nu$  se varia hasta que se obtenga un buen ajuste.

Cuando los parámetros antes mencionados se han fijado se sustituyen en la ecuación (2.84) y se determina el esfuerzo desviador  $(\sigma_1 - \sigma_2 / \sigma_{e0})$  para diferentes valores de la deformación axial desviadora natural. La versatilidad que tienen las ecuaciones reside en el sentido que, permiten escoger la variable que se quiere encontrar, para el caso concreto de este trabajo se escogió determinar x a partir de  $(e_a)$ .

Tabla 5.1: Parámetros v, µ y OCF obtenidos en cada serie .

Serie	Espécimen	v []	μ []	OCF
	1	1	0.045	2.50
CU1	2		0.068	3.75
	2*	2	0.028	3.75
	3	_1_	0.075	5.50
	4	2	0.007	1.87
CU2	5	2	0.017	3.29
	6	2	0.026	6.50
	7	2	0.024	4.84
CU3	8	2	0.025	6.68
	9	2	0.028	12,15
	10	2	0.075	2.0
CDI	11	1	0.022	2.40
	12	- 1	0.036	5.2
CD2	13	1	0.048	2.40
	14	1	0.047	3.45

<sup>\*</sup> En el espécimen 2 se hizo también el ajuste de las curvas, considerando v=2.

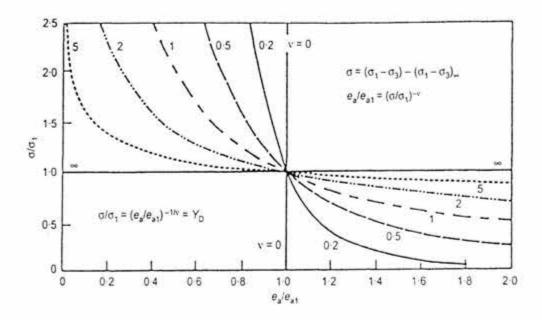


Fig. 5.1: Función de ductilidad

## 5.1.2 Proceso de ajuste para las curvas de presión de poro normalizadas con σ'co

La expresión que se utilizó en el ajuste de las curvas de presión de poro es la ecuación (2.104), la cual, toma en cuenta la función de sensitividad y, ecuación (2.107). La ecuación (2.104) considera la componente isotrópica para una prueba triaxial en compresión  $\Delta \sigma_i = 1/3$  ( $\sigma_i - \sigma_3 / \sigma_{c0}$ ) que se calcula en la ecuación que evalúa el pre-pico.

Los datos que se requieren son:  $\alpha$  y OCF, el parámetro ( $\alpha \le 1$ ), y los parámetros a determinar son la deformación axial desviadora natural característica ( $e_a$ ), y el coeficiente de presión de poro ( $\beta$ ).

Al sustituir los parámetros antes mencionados en la ecuación (2.104), se tienen que tomar en cuenta ciertos aspectos, los cuales darán un ajuste aproximado al comportamiento experimental. Es conveniente dibujar dentro de la gráfica de la curva experimental, la curva que corresponde a la parte isotrópica de los datos experimentales; posteriormente cuando ya se han introducido los parámetros en la ecuación que rige el comportamiento, se visualiza la tendencia de la curva teórica y se pueden comenzar a variar los parámetros, primero el parámetro ( $\alpha$ ), este no debe ser mayor a la unidad como anteriormente se mencionó; cabe resaltar que cuando  $\alpha$  =0 el comportamiento del material queda descrito únicamente por la parte isotrópica, sin embargo, en el caso de las arcillas del Valle de México los valores de  $\alpha$  varían entre 0.10 y 0.45.

El siguiente parámetro  $(e_a)$ , se obtiene a partir de la diferencia entre el valor de la ordenada máxima de la curva experimental y la isotrópica experimental, este valor dividido entre dos se mide entre ambas curvas hasta obtener la intersección que permite leer en el eje de las abscisas el valor de  $e_a$  al que corresponde, posteriormente este valor se puede incrementar o disminuir para ajustar la curva teórica. El parámetro que se recomienda ajustar por último es  $\beta$ , apoyándose en la figura 5.2, correspondiente a la función de sensitividad y; primero se visualiza la tendencia de la curva y se escoge el valor de a  $\alpha$  a ensaye y error, hasta conseguir el mejor ajuste.

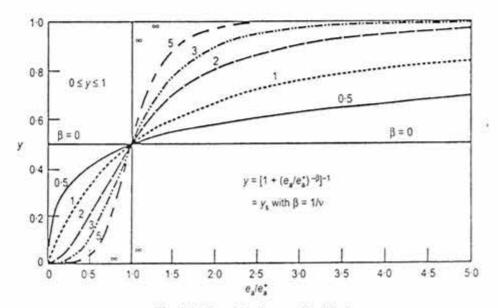


Fig. 5.2: Función de sensitividad

### 5.1.3 Proceso de ajuste para las curvas de cambio de volumen $(\Delta V/V_0)$

El proceso de ajuste de las curvas del cambio volumétrico es muy similar a lo explicado en el caso de la presión de poro, la expresión que se utiliza es la ecuación (2.112). Esta ecuación toma en cuenta la componente de la parte isotrópica, los parámetros que se varían en esta ecuación son: ( $\alpha$ ) en primer lugar, a continuación se podrán determinar  $e_a$  y  $\beta$ , los parámetros  $\gamma$  y  $\rho$  que tienen cierta correlación y son muy sensibles al factor de preconsolidación OCF se determinaran al final.

Para obtener un buen ajuste en cada uno de los casos (presión de poro y cambio volumétrico), es necesario mantener fijos los parámetros  $\nu$ ,  $x_f$  y  $\mu$  que se consideraron en el momento de ajustar la curva esfuerzo desviador  $\nu$ s deformación axial desviadora natural; en algunos casos se utilizó el valor real calculado para el parámetro  $\rho$ . En la tabla 5.2 se reportan los valores correspondientes de  $\rho$  real calculado y el valor de  $\rho$  utilizado para los efectos de ajuste.

En el caso de la serie CD1 sólo se considero el valor real calculado de  $\rho$  para el espécimen (10), para los otros dos especímenes (11 y 12), fue necesario disminuir el valor real justamente a la mitad, esto es debido a la sensibilidad del factor de preconsolidación (OCF). En el caso de la serie CD2, para el espécimen (13) se propuso un valor de  $\rho$  mayor al real, y en el espécimen (14) se dio un valor menor casi en un 54% del valor real.

En cuanto a los valores de  $\chi$ , al igual que en el parámetro  $\rho$ , fue necesario ajustarlos. Así en la serie CD1, el valor de  $\gamma$  en los especímenes 10 y 12 se disminuyó pero en el espécimen 11 se conservó el valor real calculado. En la serie CD2, se aumentó el valor del parámetro  $\gamma$  en los dos especímenes.

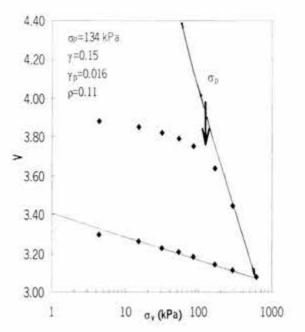
El factor de preconsolidación (OCF) también se considero menor al real en algunos casos, en la serie CD1 se tomaron valores menores hasta en un 30% aproximadamente, y en la serie CD2 se redujo el valor entre un 45 % y 50 %.

# 5.2 Comparaciones teórico- experimentales

Con los procedimientos de ajuste descritos anteriormente, se ajusta cada una de las curvas experimentales mediante la aplicación de las ecuaciones generales de comportamiento, derivadas del Principio de Proporcionalidad Natural, para los casos esfuerzo desviador vs deformación axial desviadora natural, presión de poro normalizada vs (ea) y cambio volumétrico vs (ea). En el capítulo cuatro se explicó que las pruebas se distribuyeron en 5 series, 3 series de pruebas CU y 2 series de pruebas CD; considerando cada serie con 3 especímenes ensayados (excepto en la serie CD2 con sólo 2 especímenes). De forma análoga se hicieron los ajustes correspondientes a las curvas de compresibilidad unidimensional, con la finalidad de hacer una reproducción teórica de la evolución del cambio de volumen, aplicando las ecuaciones 5.1 y 5.2 derivadas de la ecuación (2.94) para los casos de compresión y extensión, respectivamente. En las figuras 5.3a, b, c y d se muestran las curvas con sus respectivos ajustes considerando el Principio de Proporcionalidad Natural.

$$V_{t} = V_{1} \left[ \frac{\sigma}{\sigma_{1}} \right]^{-\gamma} \tag{5.1}$$

$$V_{t} = V_{1} \left[ \frac{\sigma}{\sigma_{1}} \right]^{-\gamma_{p}} \tag{5.2}$$



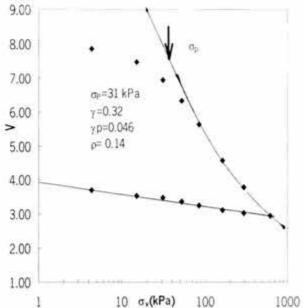
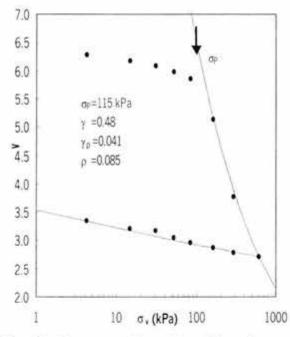
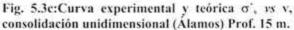


Fig. 5.3a:Curva experimental y teórica σ΄, vs v, consolidación unidimensional (Álamos) Prof. 5 m.

Fig. 5.3b:Curva experimental y teórica σ', vs v, consolidación unidimensional (Álamos) Prof. 10 m.





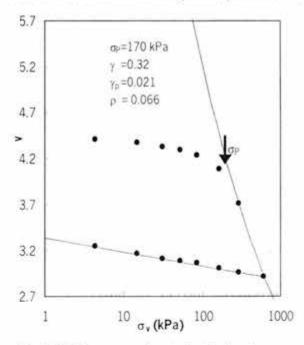


Fig. 5.3d:Curva experimental y teórica σ<sup>\*</sup>, vs v, consolidación unidimensional (Álamos) Prof. 25 m

# 5.2.1 Curvas teórico-experimentales para pruebas CU (Consolidadas no drenadas) en arcillas preconsolidadas

En las figuras 5.4 a, b, c, d, e, f se muestran las curvas experimentales y teóricas correspondientes a la serie CU1 (Prof. 10 m), para el comportamiento esfuerzo desviador  $\nu s$  deformación axial desviadora natural ( $e_a$ ) y presión de poro normalizada  $\nu s$  ( $e_a$ ).

Como se puede ver en el recuadro de datos de cada una de las graficas de esta serie, el parámetro exponente  $\nu$  es igual a uno, excepto en el espécimen 2 (Fig. 5.5a y b), en donde también se hizo un buen ajuste utilizando  $\nu=2$ ; se aplicó la función normal en la región del prepico y en la región del pos-pico la función de ductilidad. En cada uno de los especímenes se observa que el parámetro  $\mu$  oscila en un rango de 0.045 a 0.075, de manera que aumenta conforme la relación de preconsolidación (OCR) se incrementa.

En la región del pos-pico se propuso un valor de  $e_{al}$ =0.15 para la deformación axial desviadora natural, y su correspondiente esfuerzo desviador normalizado,  $x_i$  con la finalidad de encontrar un "punto conocido" en cada una de las curvas y así fijar un punto para hacer el ajuste.

El parámetro  $\rho$  por lo general varía de 0.008 a 0.26, estos valores se obtuvieron a partir de la curva de consolidación isotrópica de cada espécimen, pero en algunos casos estos valores disminuyeron o aumentaron en cierta proporción, (ver tabla 5.2).

En el espécimen (1) se llegó hasta un nivel de deformación de 24%, y en los especimenes (2 y 3) se concluyó con la etapa de aplicación de esfuerzo desviador cuando éstos alcanzaron un nivel de deformación de 18 y 20% aproximadamente; cabe mencionar que en el espécimen (3) se presentó un evidente pandeo, ver figuras 5.13, 5.14 y 5.15 (fotos).

En las graficas 5.4 b, d y f en donde se presentan la evolución de la presión de poro con  $e_a$ , se reportan los coeficientes  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $e_a$ , así como el factor de preconsolidación (OCF), el coeficiente  $\alpha$  de la presión de poro varia en el rango de 0.25 a 0.42 y el coeficiente  $\beta$  de 1.5 a 2.

En esta serie las curvas correspondientes al espécimen (2), también se ajustaron considerando el valor de  $\nu$ =2 en ambas regiones pre-pico y pos-pico, obteniéndose un ajuste tan acertado como al utilizar el valor de  $\nu$ =1, (figura 5.5 a y b). Los parámetros que se registraron para este caso especial resultaron  $\mu$ = 0.028 (valor menor con respecto al ajuste anterior),  $\alpha$ =0.35 y  $\beta$ =1.5; esto demuestra la sensibilidad de los datos experimentales para los valores de n que pueden ajustarse en ambos casos.

Tabla 5.2: variación del parámetro p.

Serie	Espécimen	ρ * (real calculado)	ρ (utilizado en ajuste)
	1	0.19	0.19
CUI	2	0.18	0.18
	3	0.26	0.15
	4	0.10	0.10
CU2	5	0.14	0.14
000000	6	0.10	0.10
	7	0.12	0.12
CU3	8	0.14	0.14
1000	9	0.01	0.01
	10	0.19	0.10
CD1	11	0.06	0.06
1 040 6240	12	0.06	0.13
CD2	13	0.06	0.06
	14	0.07	0.13

<sup>\*</sup> obtenido de las curvas de consolidación isotrópica (carga y descarga).

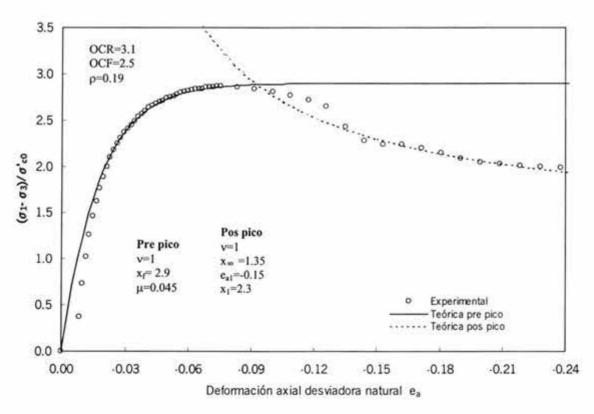


Figura 5.4a: Curvas experimental y teórica, presión de poro normalizada vs e<sub>a</sub>
CU1 espécimen 1, (Álamos) Prof. 10 m

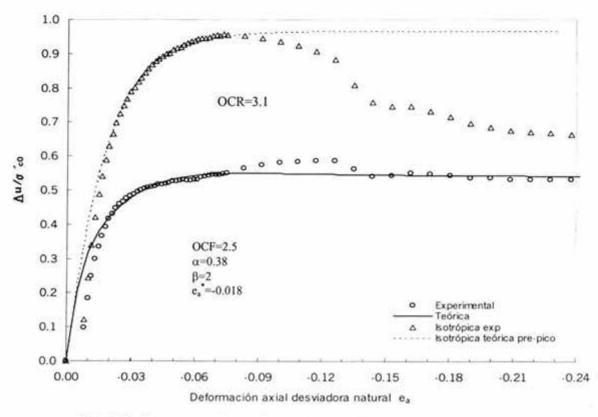


Fig. 5.4b: Curvas experimental y teórica, presión de poro normalizada vs e CU1 espécimen 1 (Álamos) Prof. 10 m

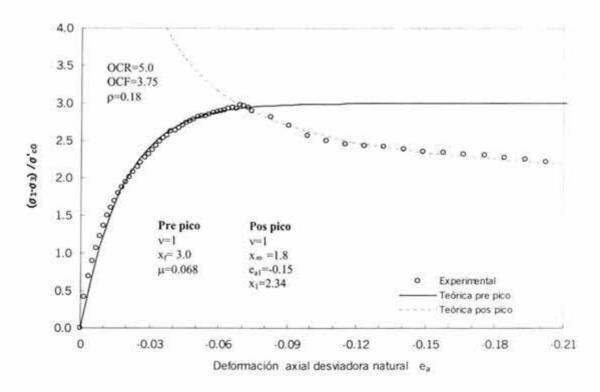


Figura 5.4 c: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e a CU1 espécimen 2, (Álamos) Prof. 10 m

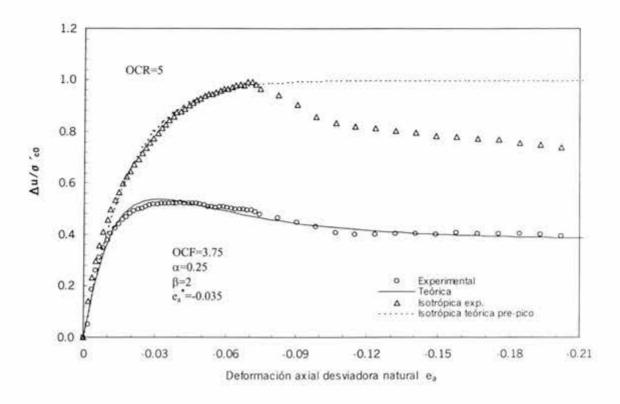


Figura 5.4d : Curvas experimental y teórica, presión de poro normalizada vs e<sub>a</sub> CU1 espécimen 2, (Álamos) Prof. 10 m

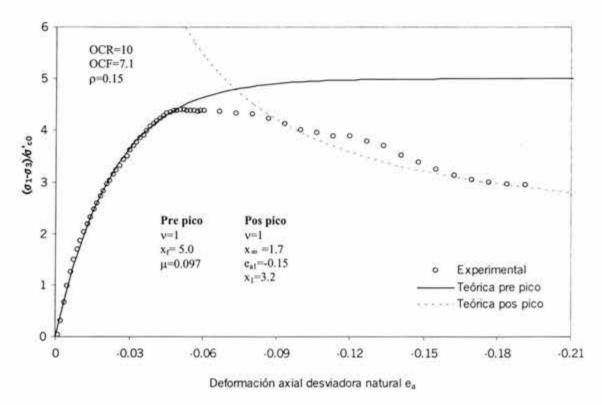


Figura 5.4e: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e CU1 espécimen 3, (Álamos) Prof. 10 m

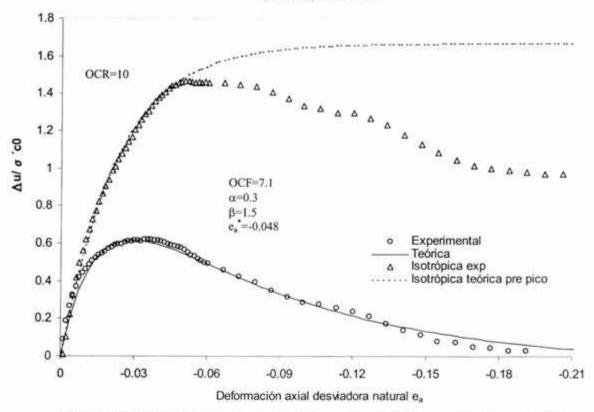


Figura 5.4f : Curvas experimental y teórica, presión de poro normalizada vs e a CU1 espécimen 3, (Álamos) Prof. 10

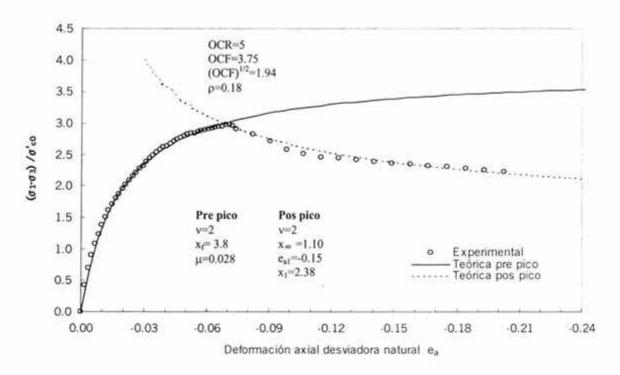


Figura 5.5 a: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e<sub>a</sub> CU1 espécimen 2 con v = 2, (Álamos) Prof.10 m

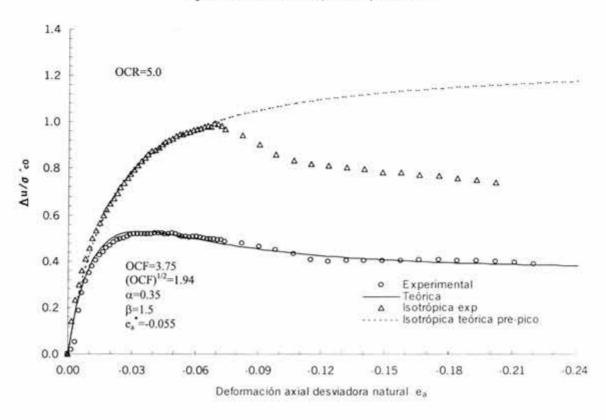


Figura 5.5 b: Curvas experimental y teórica, presión de poro normalizada vs e a CU1 espécimen 2 con v=2, (Álamos) Prof. 10 m

En las figuras 5.6 a, b, c, d, e y f; se presentan las curvas teórico-experimentales correspondientes al comportamiento esfuerzo desviador vs deformación axial desviadora natural  $(e_a^*)$  y presión de poro normalizada vs  $(e_a^*)$  de la serie CU2 (Prof. 15 m).

En el caso específico de esta serie, el valor del parámetro v en la región del pre-pico y pos-pico fue v=2; excepto en el espécimen (6), donde se utilizó un valor de v=0.5 en la región del pos-pico. El parámetro  $\mu$  se encontró en un rango de 0.007 a 0.026, estos valores fueron menores a los que se registraron en la serie anterior, cabe mencionar que en ésta serie el grado de preconsolidación (OCR) es menor en cada uno de los especímenes (2,4 y 8) respectivamente; el rango del parámetro  $\rho$  es de 0.10 a 0.14. En general para cada curva experimental (esfuerzo desviador vs deformación), las curvas teóricas tocan la mayoría de los puntos en ambas regiones (pre-pico y pos-pico).

El coeficiente  $\alpha$  se encuentra dentro un rango de 0.14 a 0.25, el valor del coeficiente de presión de poro  $\beta$  en los especimenes (4 y 6) es 2, mientras que en el espécimen (5),  $\beta$ = 1.5.

En la curva de presión de poro normalizada vs ( $e_a$ ) correspondiente al espécimen (4) figura 5.6b, se visualiza el ajuste de la curva teórica con respecto a la experimental, y claramente se observa que la curva teórica describe muy bien a la curva experimental, en el tramo que corresponde a la pendiente de inicio, posteriormente se nota que la curva teórica se desfasa de la experimental, ya que la tendencia que ésta adopta es ascendente hasta alcanzar un valor máximo de  $\Delta u/\sigma'_{c0} = 0.64$ .

Las curvas de presión de poro teóricas, correspondientes a los especímenes 5 y 6, presentan tendencias iguales a las curvas experimentales; en la curva del espécimen 6 se observa un pico más pronunciado debido a que el grado de preconsolidación al que se llegó es más grande (OCR=8).

Al utilizar un valor de  $\nu$ =2 en esta serie, fue necesario emplear la raíz cuadrada del valor del factor de preconsolidación (OCF) dentro de las ecuaciones que evalúan el comportamiento esfuerzo-deformación (región pre-pico) y la evolución de presión de poro, con la finalidad de conseguir un buen ajuste; cabe mencionar que la expresión que se utiliza en el caso de la zona del pre-pico es la ecuación (2.86).

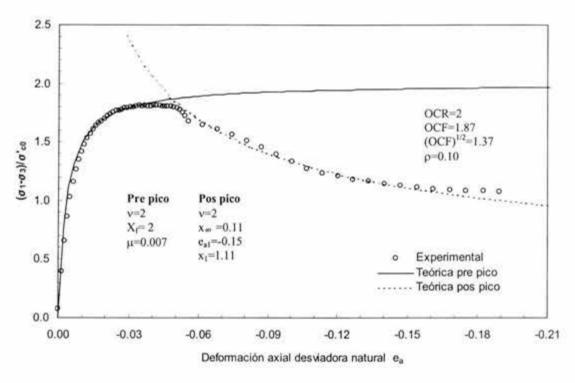


Fig. 5.6 a: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e CU2 espécimen 4, (Álamos) Prof. 15 m

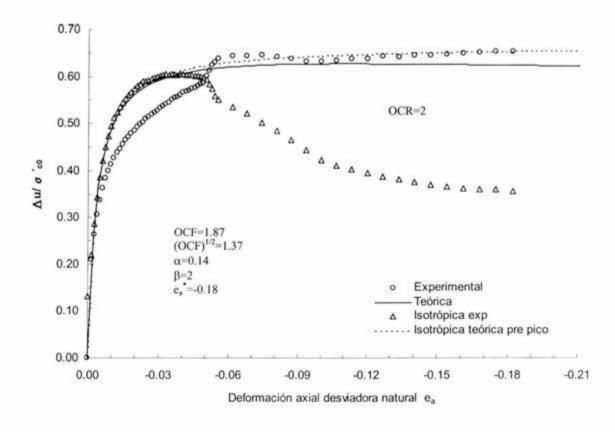


Fig. 5.6 b: Curvas experimental y teórica, presión de poro normalizada vs e<sub>a</sub> CU2 espécimen 4, (Álamos) Prof. 15 m

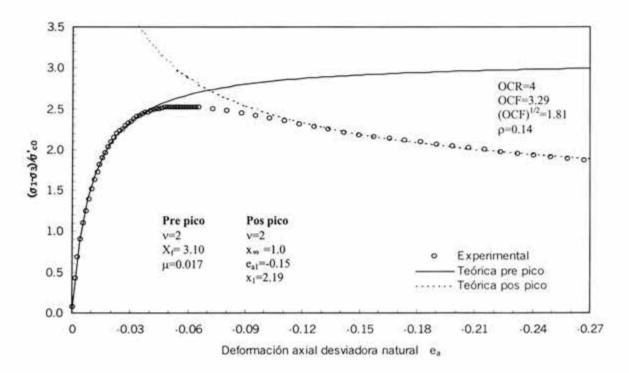


Fig. 5.6c: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e a CU2 espécimen 5,(Álamos) Prof. 15 m

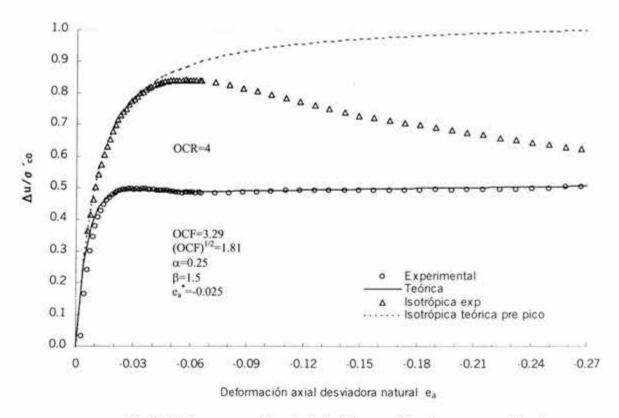


Fig. 5.6d: Curvas experimental y teórica, presión de poro normalizada vs e<sub>a</sub> CU2 espécimen 5, (Álamos) Prof. 15 m

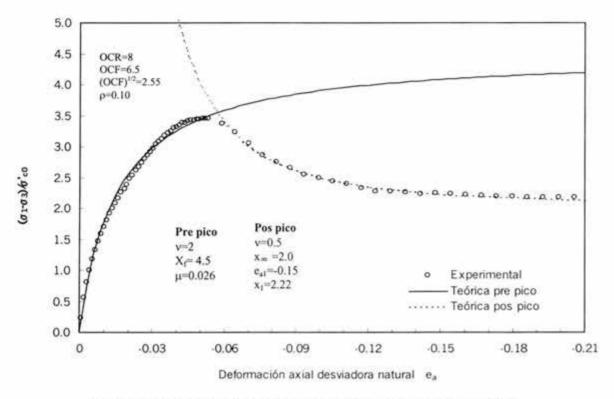


Fig. 5.6e : Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e a CU2 espécimen 6, (Álamos) Prof. 15 m

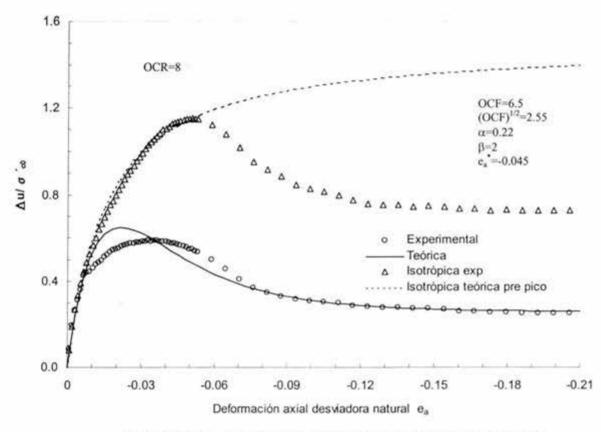


Fig. 5.6f: Curvas experimental y teórica, presión de poro normalizada vs e<sub>a</sub> CU2 espécimen 6, (Álamos) Prof. 15 m

En la serie CU3, como en los casos anteriores, el procedimiento de ajuste fue el mismo. En las graficas 5.7a, b, c, d, e y f se observan las curvas experimentales y teóricas del comportamiento esfuerzo desviador vs ( $e_a$ ) y presión de poro normaliza vs ( $e_a$ ) correspondientes a esta serie.

Como podrá observarse en la serie CU3, el ajuste de las curvas se hizo utilizando el parámetro  $\nu$ =2, en ambas regiones (pos-pico y pre-pico); excepto en la curva esfuerzo  $\nu$ s deformación correspondiente al espécimen 9 en la región del pos-pico, donde se utilizó  $\nu$ =0.5. El parámetro  $\mu$  varió en un rango de 0.024 a 0.28, el grado de preconsolidación (OCR) de los especímenes es mayor que en el caso de la serie anterior (6,9 y12) respectivamente.

El parámetro  $\rho$  vario en un rango de 0.12 a 0.14, excepto en el espécimen 9 en donde  $\rho$ =0.008, nuevamente fue necesario utilizar la raíz cuadrada en el valor del factor de preconsolidación (OCF) dentro de las ecuaciones que describen el comportamiento esfuerzo desviador vs ( $e_a$ ) y presión de poro normalizada vs ( $e_a$ ). El coeficiente  $\alpha$  varió de 0.32 a 0.4, y el coeficiente de presión de poro  $\beta$ = 2 encontrado para los especímenes 7 y 8 (Figs. 5.7d y d), mientras que en el espécimen 9,  $\beta$ = 1.5 (Fig. 5.7f).

Cómo se observa en los ajustes de las curvas de presión de poro (Fig. 5.7 b, d y f), la tendencia de la curva teórica tiene una propensión hacia la mayoría de los puntos experimentales, sin embargo en algunos tramos se desfasa de algunos puntos. En la figura 5.7d la tendencia de los puntos experimentales cuando se tiene un nivel de deformación del 20 %, es en descenso con respecto al eje de referencia, es decir, si se hubiera permitido continuar con la deformación de la probeta, la presión de poro tendería hacia un valor negativo como se aprecia en la curva correspondiente al espécimen 9 (Fig. 5.7f); donde la presión de poro después de alcanzar un valor máximo, decreció hasta que se torno a una presión negativa. Este comportamiento es característico en las arcillas muy preconsolidadas y en las arenas muy densas.

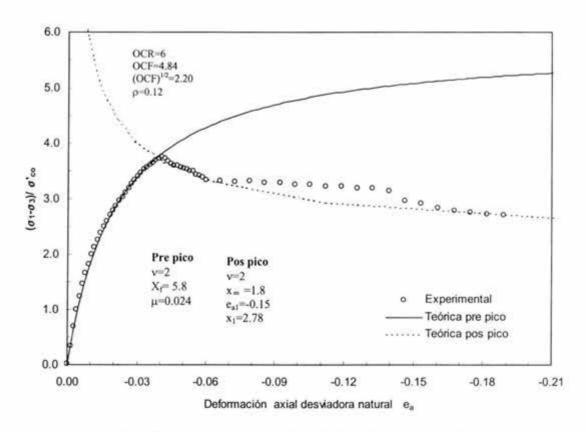


Fig. 5.7a: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e<sub>a</sub> CU3 espécimen 7, (Álamos) Prof. 25 m

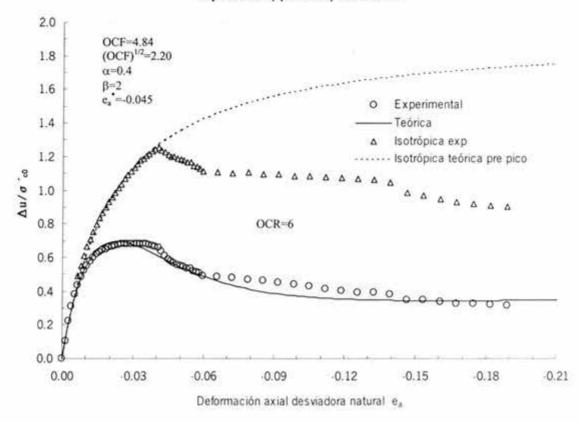


Fig. 5.7b: Curvas experimental y teórica, presión de poro normalizada vs e<sub>a</sub> CU3 espécimen 7, (Álamos) Prof. 25 m

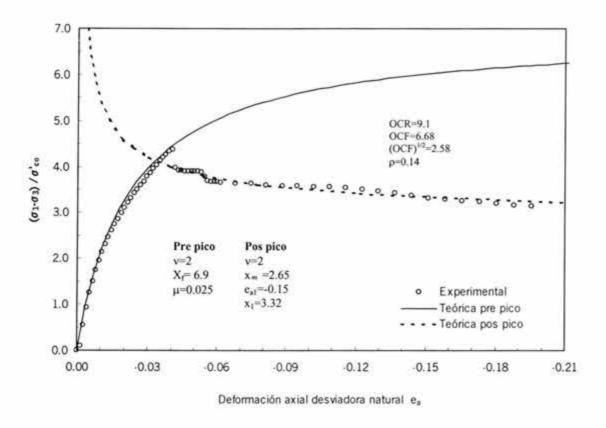


Fig. 5.7c: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e<sub>a</sub> CU3 espécimen 8, (Álamos) Prof. 25 m

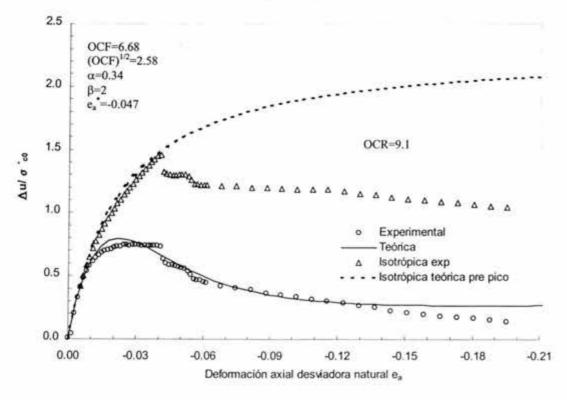


Fig. 5.7d: Curvas experimental y teórica, presión de poro normalizada vs e, CU3 espécimen 8, (Álamos) Prof. 25 m

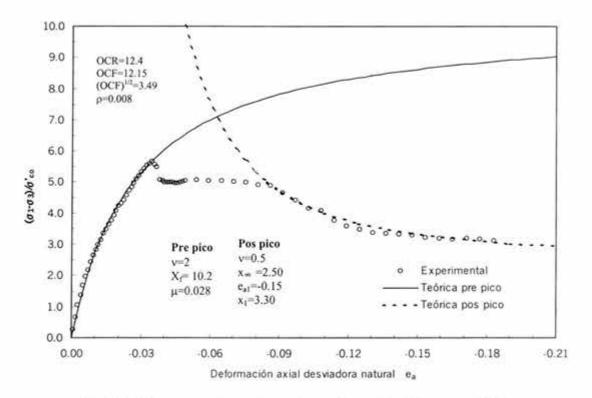


Fig. 5.7e: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e<sub>a</sub> CU3 espécimen 9, (Álamos) Prof. 25 m

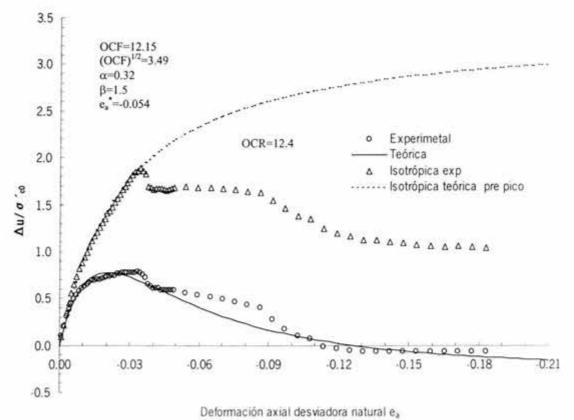


Fig. 5.7f: Curvas experimental y teórica, presión de poro normalizada vs e<sub>a</sub> CU3 espécimen 9, (Álamos) Prof. 25 m

# 5.2.2 Curvas teórico-experimentales para pruebas CD (Consolidadas drenadas) en arcillas preconsolidadas

De igual forma que en las pruebas consolidadas no drenadas CU, se ajustaron las curvas esfuerzo desviador vs deformación axial desviadora natural  $(e_a)$  y cambio volumétrico normalizado vs  $(e_a)$ , para las curvas correspondientes a las series CD1 y CD2.

En las figuras 5.8a, b, c, d, e y f se presentan las curvas experimental y teórica del comportamiento esfuerzo desviador vs ( $e_a$ ) y cambio volumétrico vs ( $e_a$ ) correspondientes a la serie CD1. Se observa en las curvas esfuerzo vs deformación, que se presentan ciertas protuberancias debidas a los ajustes mecánicos ya explicados en los párrafos anteriores, a partir de un nivel de deformación de 10 %, para el espécimen (10) y 7 % para los especimenes (11 y 12). El valor del parámetro  $\mu$  se encontró en un rango de 0.022 a 0.075 y la velocidad de deformación empleada en este fue de 0.0015 mm/min.

La curvas correspondientes al espécimen 10 (Fig. 5.8a) se ajustaron utilizando un valor de  $\nu$ =2 en ambas regiones (pre-pico y pos-pico), el valor del factor de preconsolidación que se consideró para los efectos del ajuste es OCF=2 y los parámetros  $\rho$ =0.10 y  $\gamma$ =0.45, en general, estos valores son ligeramente menores que los calculados dada la sensibilidad de la parte isotrópica en la ecuación que describe el comportamiento esfuerzo-deformación y en la ecuación que evalúa la evolución de la presión de poro, logrando así un mejor ajuste. Como se observa en la misma figura, las curvas teóricas de ambas regiones abarcan la mayoría de los puntos experimentales; en el caso de la región del pos-pico se eligió nuevamente un punto conocido, considerando un valor específico para la abscisa (-0.15), encontrándose su respectiva ordenada, que permite fijar el ajuste de la curva. En la figura 5.8b se muestra el ajuste de la curva correspondiente al cambio volumétrico, en ella se puede observar que la curva teórica describe muy bien a los puntos experimentales, excepto en la parte baja de la curva experimental donde la tendencia pareciera que disminuye conforme la deformación crece. El nivel de deformación de la probeta se llevó hasta un 18% donde se presentó un notorio pandeo.

La figura 5.8c muestra el ajuste para la curva experimental, se observa que las curvas teóricas de ambas regiones reproducen perfectamente el comportamiento de la curva experimental; se utilizó un valor de  $\nu$ =1, OCF= 2.4, este valor se redujo con respecto al calculado en un 38%. En la figura 5.8d se observa la evolución del cambio de volumen y el ajuste de la curva teórica, se nota que ésta, abarca la mayor parte de los puntos experimentales, inclusive donde el se presenta cierta irregularidad. Los parámetros que se encontraron para efectos de este ajuste fueron  $\beta$ =1.5,  $\alpha$ =0.44 y  $\gamma$ =0.23, este último es sensiblemente mayor en un 21% al calculado de la curva de consolidación isotrópica.

En el apéndice B se presenta el resumen de los parámetros calculados para los ajustes correspondientes a las series CU y CD. La figura 5.8e, muestra la reproducción teórica de la curva experimental, tanto en la región del pre-pico y el pos-pico, observándose que ésta abarca la mayoría de los puntos experimentales, los parámetros encontrados son:  $\rho$ =0.06,  $\gamma$ =0.17, ambos menores en un 54 y 26 % respectivamente, a los calculados en la curva de consolidación isotrópica, el valor del OCF es 5.2.

La evolución del cambio de volumen se observa en la figura (5.8f), entre los niveles de deformación 5% y 7% se observa una discontinuidad entre los puntos, sin embargo, la curva teórica describe bien a los puntos, reproduciendo de manera muy exacta la forma de la curva experimental; cabe mencionar que el valor de  $\beta$ =6 es debido a la tendencia de la curva.

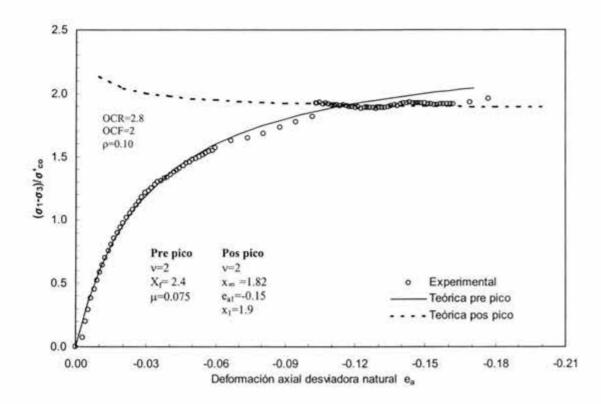


Fig. 5.8a: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e a CD1 espécimen 10, (Álamos) Prof. 10 m

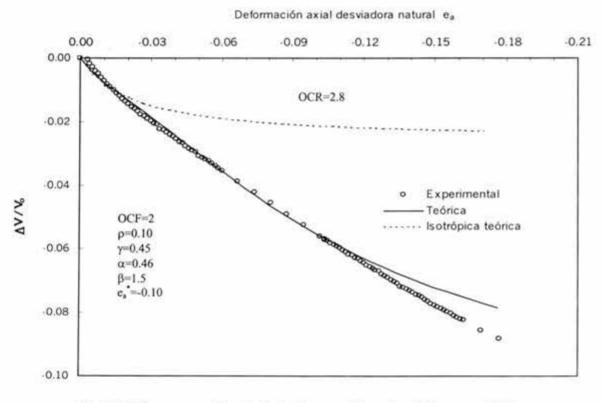


Fig. 5.8b: Curvas experimental y teórica, cambio volumétrico vs e<sub>a</sub> CD1 espécimen 10, (Álamos) Prof. 10 m

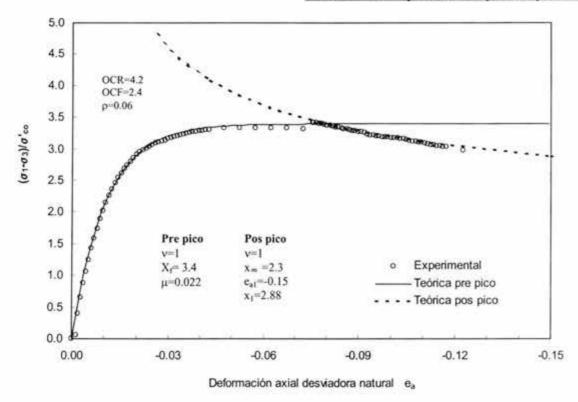


Fig. 5.8c: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e<sub>a</sub> CD1 espécimen 11, (Álamos) Prof. 5 m

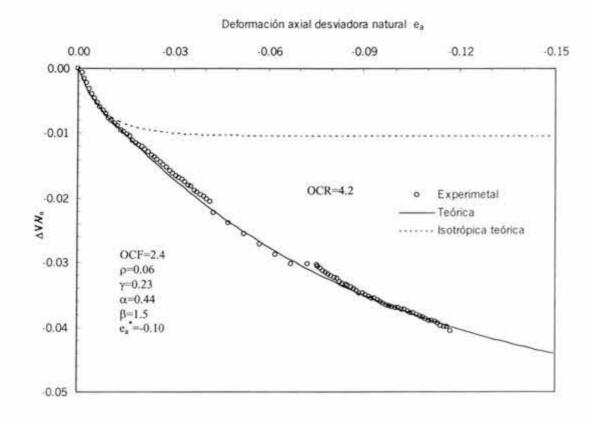


Fig. 5.8d: Curvas experimental y teórica, cambio volumétrico vs e CD1 espécimen 11, (Álamos) Prof. 5m

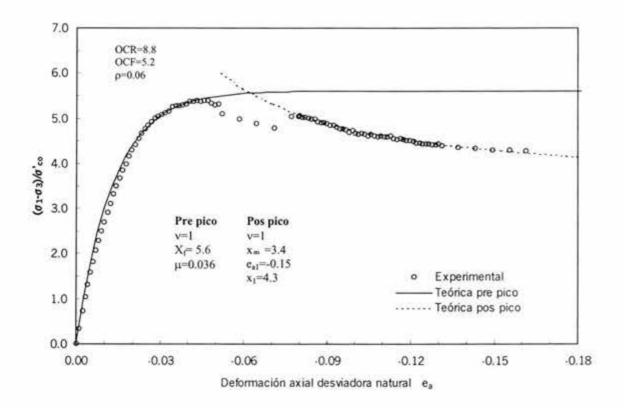


Fig. 5.8e: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e. CD1 espécimen 12, (Álamos) Prof. 5m

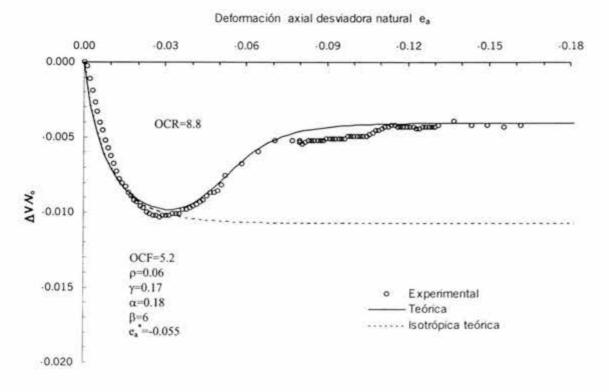


Fig. 5.8f: Curvas experimental y teórica, cambio volumétrico vs e<sub>a</sub> CD1 espécimen 12, (Álamos) Prof. 5m

Las figuras 5.9a, b, c y d muestran los ajustes teóricos para las curvas experimentales esfuerzo desviador vs deformación  $(e_a^*)$  y cambio volumétrico vs  $(e_a^*)$ . En la primera figura (5.11a) correspondiente al espécimen 13, se observa que la curva teórica abarca la mayoría de los puntos experimentales en ambas regiones (pos-pico y pre-pico), los parámetros encontrados fueron v=1,  $\rho=0.06$  (valor real de la curva de consolidación isotrópica).

En la figura 5.9b se presenta la evolución del cambio volumétrico con  $e_a$ , observándose que la curva teórica abarca la mayoría de los puntos experimentales, cabe mencionar que la tendencia de la curva experimental es a aumentar conforme crece también el nivel de deformaciones, aún cuando se suspendió la prueba a un nivel de deformación de 18%, debido al visible pandeo en la probeta. Para lograr el ajuste de la curva, se empleó un valor de  $\gamma$  =0.35, 84% mayor al calculado. El factor de preconsolidación OCF=2.4 es sensiblemente menor al real puesto que el parámetro  $\gamma$  varió.

El comportamiento esfuerzo desviador-deformación ( $e_a$ ) se muestra en la figura (5.9c), correspondiente al espécimen 14, en ella se observa que la curva teórica reproduce de manera similar la curva experimental en ambas regiones (pre-pico y pos-pico); para este ajuste en particular, los parámetros encontrados fueron:  $\nu$ =1,  $\rho$ =0.07, OCF= 3.45, estos dos últimos parámetros son menores a los valores reales calculados, en un 46 y 53 %.

En la figura (5.9d) se presenta la evolución del cambio volumétrico con  $e_a$ , en este caso, la curva teórica abarca la mayoria de los puntos experimentales, excepto cuando se llega a un nivel de deformación del 7%, donde los puntos experimentales quedan por arriba de la curva teórica y se presenta una ligera recuperación en el volumen. El parámetro  $\gamma$ = 0.35 es mayor (52%) en comparación al calculado, provocando una disminución en el valor del OCF de 7.4 a 3.45.

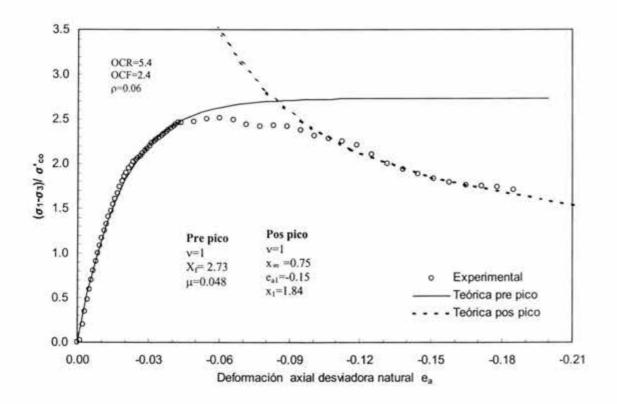


Fig. 5.9a: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador as e. CD2

Deformación axial desviadora natural e<sub>a</sub>

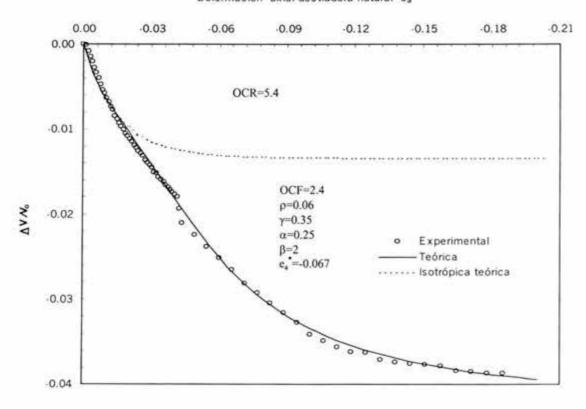


Fig. 5.9b: Curvas experimental y teórica, cambio volumétrico vs e<sub>a</sub> CD2 espécimen 13, (Álamos) Prof. 15m

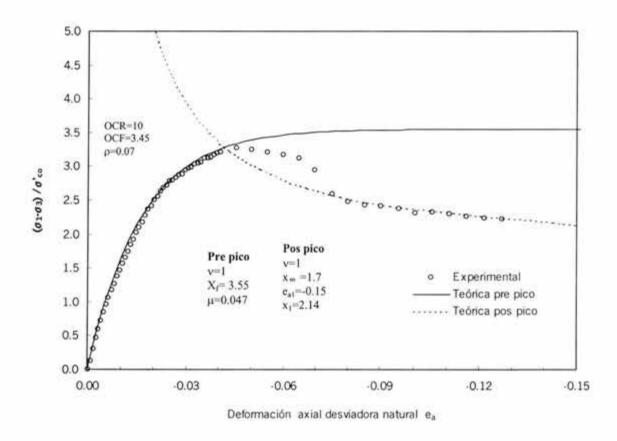


Fig. 5.9c: Curvas experimental y teórica, esfuerzo desviador vs e. CD2 espécimen 14, (Álamos) Prof. 15m

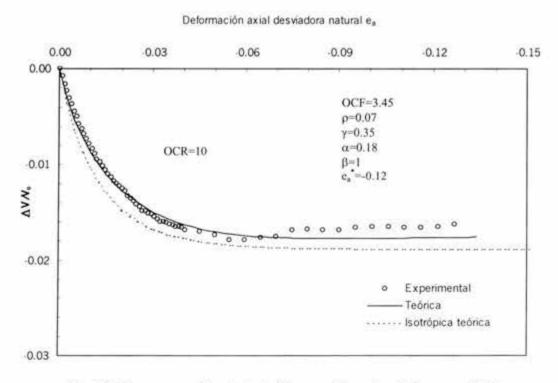


Fig. 5.9d Curvas experimental y teórica, cambio volumétrico vs e<sub>a</sub> CD2 espécimen 14, (Álamos) Prof. 15m

Por otra parte, se reportan los ángulos de fricción interna (φ') calculados para cada espécimen, considerando planos de falla a (45°+φ/2) y 45° los cuales se obtuvieron mediante las siguientes expresiones:

$$sen\phi_{45+\frac{\phi}{2}} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'}$$
 (2.113)

de donde:

$$\phi' = sen^{-1} \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'}$$
 (2.114)

$$\tan \phi_{45^{\circ}} = \frac{\sigma_{1}' - \sigma_{3}'}{\sigma_{1}' + \sigma_{3}'} \tag{2.115}$$

en donde:

$$\phi' = \tan^{-1} \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'}$$
 (2.116)

Los esfuerzos efectivos  $\sigma'_{i}$  y  $\sigma'_{j}$  se calculan mediante:

$$\sigma_3' = p' - \frac{q'}{3} \tag{5.117}$$

$$\sigma_1' = q' + \sigma_3' \tag{5.118}$$

donde:

$$q' = \sigma'_{1} - \sigma'_{3}$$

$$p' = p - u$$

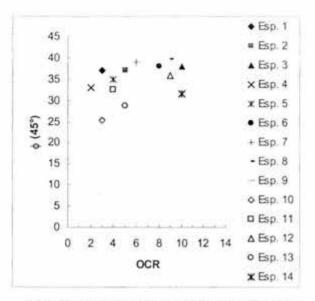
$$p = \frac{\sigma_{1} + 2\sigma_{3}}{3}$$

$$p = \sigma'_{3}$$

En la tabla 5.3 se reportan los ángulos de fricción interna, obtenidos mediante las expresiones (2.114 y 2.116), para cada uno de los especímenes ensayados y en las figuras 5.9e y 5.9f, se muestran las variaciones de  $\phi_{45^{\circ}}$  vs OCR y  $\phi_{(45^{\circ}+4/2)}$  vs OCR.

Tabla 5.3: Ángulos de fricción interna, considerando  $\phi'_{(45+\phi/2)}$  y  $\phi'_{(45^\circ)}$ 

Espécimen	Tipo de Prueba	Profundidad [ m ]	OCR []	φ' <sub>(45+φ/2)</sub>	φ΄ <sub>(45)</sub> [°]	Tipo de falla
1	CU	10	3	49	37	Plano inclinado de fractura
2	CU	10	5	48	37	Plano inclinado de fractura
3	CU	10	10	52	38	Pandeo
4	CU	15	2	40.5	33	Plano inclinado de fractura
5	CU	15	4	45	35	Pandeo
6	CU	15	8	52	38	Plano inclinado de fractura
7	CU	25	-6	54.4	39	Pandeo
8	CU	25	9	56.6	39.8	Pandeo
9	CU	25	12	60.6	41	Pandeo
10	CD	10	3	28.3	25.4	Plano inclinado de fractura
11	CD	5	4	39.5	32.5	Pandeo con abarrilamiento
12	CD	5	9	46.5	35.9	Pandeo
13	CD	15	5	33.3	28.8	Abarrilamiento
14	CD	1.5	10	38	31.6	Pandeo



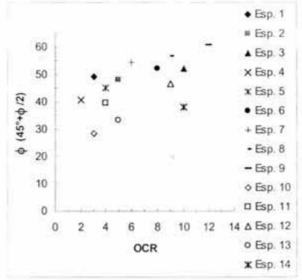


Fig. 5.9e:Variación del ángulo de fricción interna φ<sub>(45%)</sub> vs OCR

Fig. 5.9f: Variación del ángulo de fricción interna φ (45°+φ(2) vs OCR

Debido a las características de la investigación realizada, es importante el cálculo de los ángulos de fricción residual ( $\phi'$ , ), de manera análoga como se obtuvieron los ángulos de fricción interna, para ello se considera la resistencia residual.

Considerando los esfuerzos efectivos en los ensayes no drenados  $\sigma'_1$  y  $\sigma'_2$  como:

$$\sigma_i' = \sigma_i - u \tag{5.9}$$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u \tag{5.10}$$

Donde:

$$\sigma_{l} = \sigma_{c0}$$

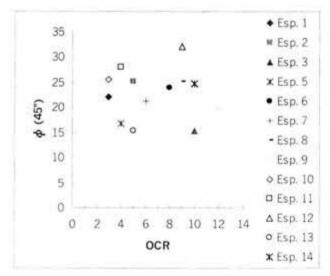
$$\sigma_{1} = \sigma_{c0} (1 + x_{\infty})$$

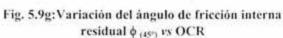
En la tabla 5.4 se reportan los valores correspondientes a los ángulos de fricción residual obtenidos para cada espécimen, cabe mencionar que en el caso del espécimen 4 se encontró un ángulo de fricción interna residual bajo, en relación a los demás, esto se puede atribuir a que el coeficiente α correspondiente es también menor.

Tabla 5.4: Ángulos de fricción interna residual considerando φ΄<sub>(45+02)</sub>, y φ<sub>(45°)</sub>

Espécimen	Tipo de prueba	OCR [-]	φ (45+φ/2) [°]	φ' <sub>(45)</sub> I°I
1	CU	3	24.1	22.2
2	CU	5	27.9	25.1
3	CU	10	15.9	15.3
4	CU	2		200
5	CU	4	17.5	16.7
6	CU	8	26.5	24
7	CU	6	22.9	21.2
8	CU	9	28.1	25.2
9	CU	12	20.8	19.6
10	CD	3	28.4	25.5
11	CD	4	32.3	28.1
12	CD	9	39	32.2
13	CD	5	15.8	15.3
14	CD	10	27.3	24.7

En las figuras 5.9g y 5.9h, se observa la variación del ángulo de fricción interna residual, considerando  $\phi_{45^{\circ}}$  vs OCR y  $\phi_{(45^{\circ}+6/2)}$  vs OCR.





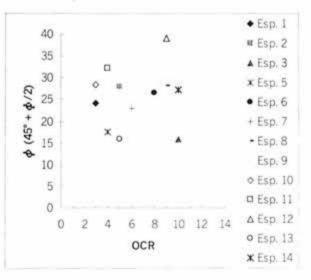


Fig. 5.9h; Variación del ángulo de fricción interna residual  $\phi_{(45\% + \phi/2)}$  vs OCR

En la primera parte del capítulo 2 se mencionaron los distintos modelos que existen para predecir el comportamiento esfuerzo—deformación; en la presente investigación se intentó modelar los resultados experimentales mediante el Modelo Cam-Clay modificado, sin embargo, no se pudo predecir el comportamiento debido a que no se alcanzó el estado crítico en el suelo, debido a la aparición de superficies de discontinuidad, para niveles de deformaciones menores a los necesarios para alcanzar el estado crítico.

A pesar de esta limitación, se pudieron estimar algunos parámetros del modelo, los cuales se reportan en la tabla 5.5.

Tabla 5.5: Parámetros obtenidos mediante el empleo del modelo Cam-Clay modificado.

Espécimen	Tipo	OCR	M	ф	N	Γ	λ	к	
	De prueba	[]	[]	[°]	[]	[]	[]	[]	
1	CU	3	2.1	51	22.1	20.4	2.2	0.47	
2	CU	5	1.71	42	22.4	20	2.2	0.47	
3	CU	10	2.3	56	14.3	16	2.2	0.47	
4	CU	2	1.56	38	22.1	18.5	2.24	0.34	
5	CU	4	1.67	41	22.4	18	2.24	0.34	
6	CU	8	1.47	36	14	15	2.24	0.34	
7	CU	6	1.77	43	22.1	20.7	2.24	0.34	
8	CU	9	1.77	43	22.4	19.2	2.24	0.34	
9	CU	12	1.5	37	15	17	2.24	0.34	
10	CD	3	1.1	28	18.1	17	2.17	0.47	
11	CD	4	1.62	39.5	22.4	17.83	0.68	0.13	
12	CD	9	1.92	46.6	6.4	11.26	0.68	0.13	
13	CD	5	1.29	32	22.4	17	2.24	0.34	
14	CD	10	1.55	38	13	11	2.24	0.34	

Como se podrá ver, los ángulos de fricción obtenidos mediante el modelo son elevados, las pendientes de las curvas de compresibilidad en la carga y descarga ( $\lambda$  y  $\kappa$ ) caracterizan cada estrato a distintas profundidades, sin embargo en los estratos a 15 y 25 m las pendientes son las mismas.

De los resultados obtenidos mediante el Principio de Proporcionalidad Natural, se encontró la variación de los parámetros con la relación de preconsolidación (OCR), con el fin de caracterizar la arcilla en estudio, estas relaciones se encuentran representadas en las graficas (5.10 a, b, c, d y e), para el caso de las pruebas CU, en los espacios: exponente cortante en pre-pico y coeficiente de ductilidad en pos-pico vs OCR, coeficiente cortante vs OCR y coeficiente de presión de poro vs OCR.

El las gráficas (5.11 a, b, c, d, e y f), se presentan las variaciones de los parámetros mencionados en el párrafo anterior, además de la variación del coeficiente de compresibilidad vs OCR; para las pruebas CD.

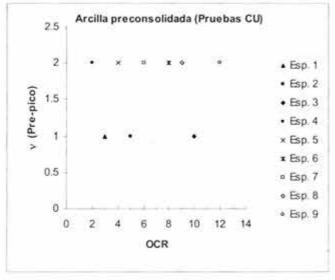


Fig. 5.10a: Exponente cortante v (región pre-pico) vs OCR.

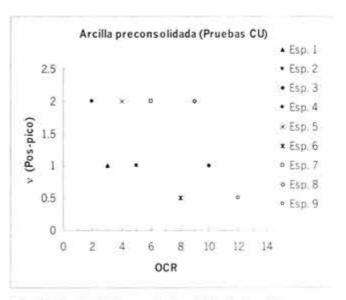


Fig. 5.10b: Coeficiente de ductilidad v (región pospico) vs OCR.

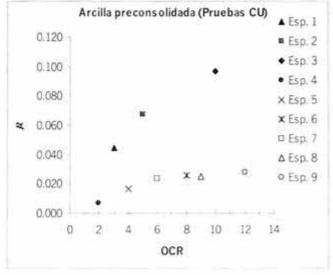


Fig. 5.10c: Coeficiente cortante μ vs OCR.

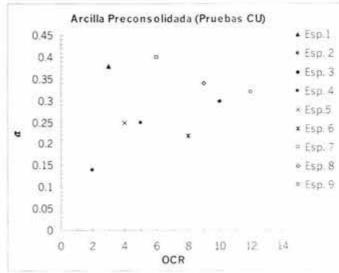
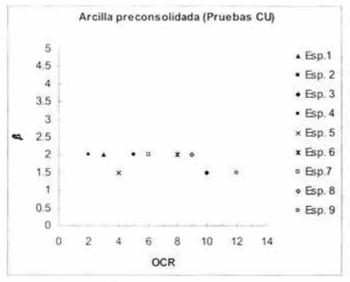


Fig. 5.10d: Coeficiente de presión de poro  $\alpha vs$  OCR.



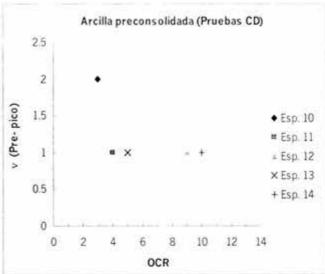


Fig. 5.10e: Coeficiente de presión de poro β vs OCR.

Fig. 5.11a: Exponente cortante v (región pre-pico) vs OCR.

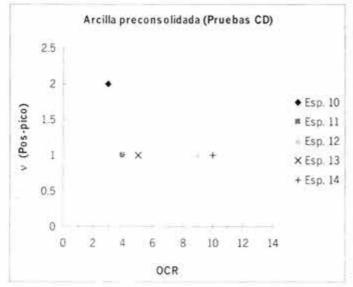


Fig. 5.11b: Coeficiente de ductilidad v (región pospico) vs OCR.

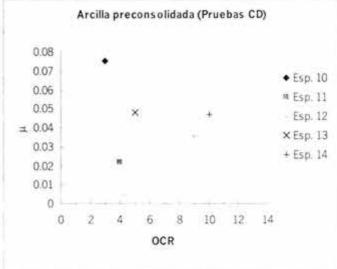
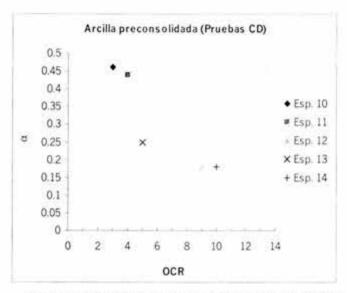


Fig. 5.11c: Coeficiente cortante μ vs OCR.



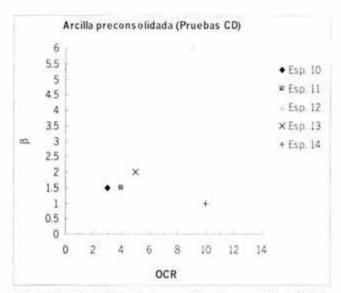


Fig. 5.11d: Coeficiente de presión de poro a vs OCR.

Fig. 5.11e: Coeficiente de presión de poro β vs OCR.

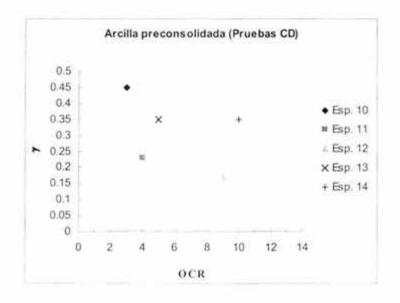


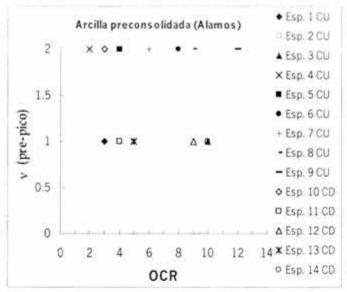
Fig. 5.11f:Coeficiente de compresibilidad  $\gamma vs$ OCR.

En las gráficas 5.10a y 5.10b se observa la variación del parámetro v en pre-pico como en pos-pico, en general la tendencia fue v=2, los tres primeros especimenes en ambas regiones conservaron el valor de v=1, y los especímenes 6 y 9 con OCR= 8 y 9 respectivamente en la región del pos-pico tienen un valor de v=0.5. En la figura 5.10c se observa demasiada dispersión del parámetro  $\mu$ , pero los valores extremos se presentaron en el espécimen 4 con  $\mu$ = 0.007 y en el espécimen 3 con  $\mu$ =0.097; en las figuras 5.10d y 5.10e se expone la variación de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ , se observa que existe dispersión con el parámetro  $\alpha$ , excepto en los especímenes 2 y 5 donde  $\alpha$ =0.25 y en el espécimen 7 se presenta el mayor valor de  $\alpha$ =0.4, en cuanto al parámetro  $\beta$ , la mayor tendencia es a  $\beta$ =2 excepto en los especímenes 3,5 y 9 donde  $\beta$ =1.5.

Para el caso de las pruebas CD, la variación del parámetro v en ambas regiones se presenta en las figuras 5.11a y 5.11b; se observa una tendencia generalizada a v=1 en la mayoría de los especimenes, excepto, en el espécimen 10 donde v=2 para ambas regiones; en el parámetro  $\mu$  también se visualiza mucha dispersión, los valores extremos son  $\mu$ =0.022 en el espécimen 11 y  $\mu$ = 0.075 en el espécimen 10 (Fig. 5.11c). En las figuras 5.10d y 5.10e se visualiza la variación de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ , en el caso del parámetro  $\alpha$  se observa cierta dispersión, en los especímenes 12 y 14  $\alpha$ =0.18 el valor mayor corresponde al espécimen 10 con  $\alpha$ =0.46; con respecto a  $\beta$ , también se presenta variación entre los valores de 1 a 2, con excepción del espécimen 12 con un valor de  $\beta$ =6. El coeficiente de compresibilidad  $\gamma$  también presentó cierta dispersión en sus valores, el espécimen 12 tiene el valor más bajo  $\gamma$ =0.17 y el espécimen 10 el valor más alto  $\gamma$ =0.45.

La variación del coeficiente de compresibilidad con el OCF en las pruebas CD, no tiene un comportamiento definido, el rango del coeficiente esta entre 0.17 a 0.45, cabe mencionar que fué necesario disminuir el valor de  $\rho$  calculado en el caso de algunos de los especímenes, y a su vez aumentar el valor de  $\gamma$ , puesto que se presenta mucha sensibilidad con el OCR en el momento de utilizarlos en las ecuaciones correspondientes.

Para visualizar la tendencia general, de los parámetros en los dos tipos de pruebas efectuadas para este estudio, se presentan en las figuras 5.12a, b, c, d y e las variaciones correspondientes.



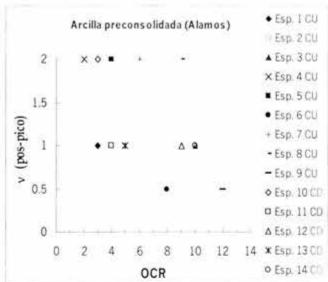
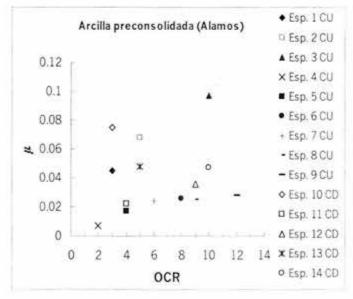


Fig. 5.12a: Exponente cortante v (región pre-pico) vs OCR.

Fig. 5.12b: Coeficiente de ductilidad v vs OCR.



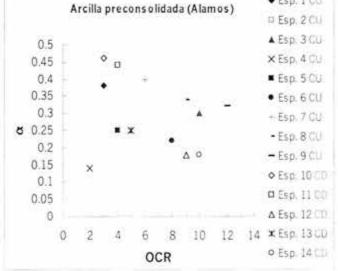


Fig. 5.12c: Coeficiente cortante μ vs OCR.

Fig. 5.12d: Coeficiente de presión de poro α vs OCR.

◆ Esp. 1 CU

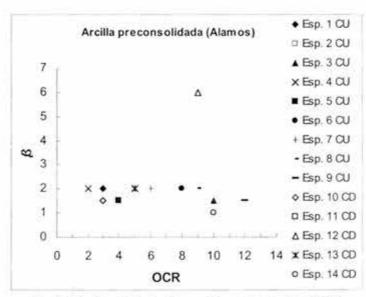


Fig. 5.12e: Coeficiente de presión de poro  $\beta$  vs OCR.

En las figuras 5.16, 5.17, 5.18 y 5.19 se presentan los tipos característicos de la falla en las probetas: planos de fractura, pandeo y abarrilamiento.

Fotos representativas de los distintos tipos de falla que se presentaron en los ensayes CU y CD.

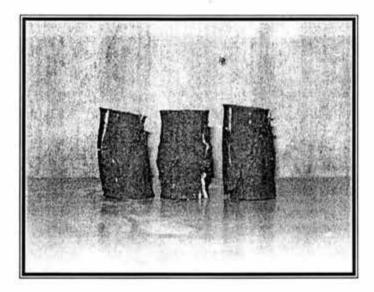


Fig. 5.13: Planos de fractura y pandeo de los especímenes ensayados serie CU1.

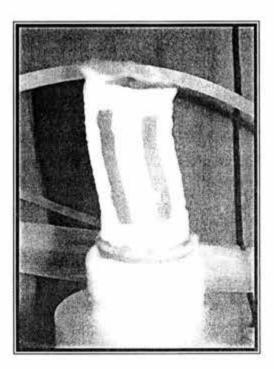


Fig. 5.14: Pandeo característico en los especímenes ensayados en series CU y CD.

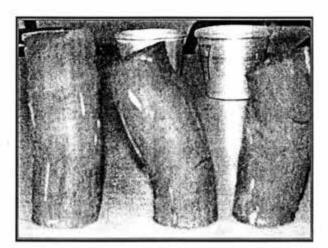


Fig. 5.15: Forma de fractura y pandeo en los especímenes.



Fig. 5.16: Pandeo en los especímenes.

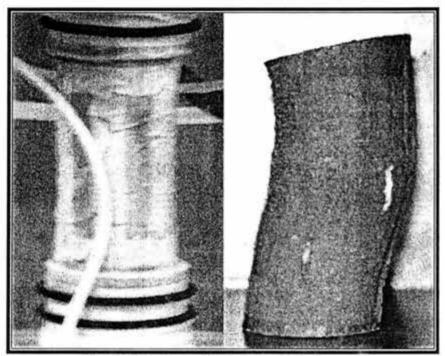


Fig. 5.17 Pandeo evidente de las probetas.

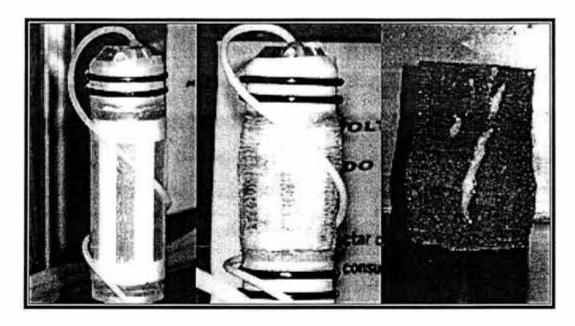


Fig. 5.18: Pandeo representativo en los especimenes de las pruebas CD.

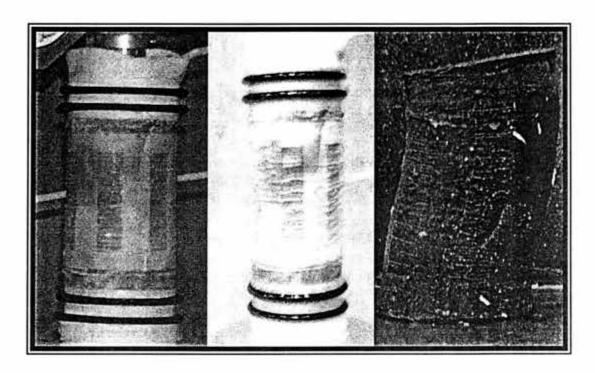


Fig. 5.19: Planos inclinados de fractura representativos donde se presento este tipo de falla.

## CAPITULO 6. CONCLUSIONES.

De acuerdo con los resultados obtenidos de las pruebas triaxiales estáticas realizadas, y mediante un análisis de los mismos a través del Principio de proporcionalidad Natural; se describen a continuación las conclusiones derivadas al término de la presente investigación:

Pruebas triaxiales tipo CU en arcilla preconsolidada.

- Se estudió el comportamiento esfuerzo desviador vs deformación axial desviadora natural en pruebas de compresión triaxial en condiciones drenadas y no drenadas. Para los efectos de la predicción del comportamiento, se recurrió a dos funciones distintas que distinguen las regiones pre-pico y pos-pico, función normal y función de ductilidad, respectivamente, y en el caso de la presión de poro se utilizó la función de sensitividad. En el caso de las pruebas tipo CU se encontró que el parámetro v = 2 representa la mejor tendencia en la mayoría de las curvas, sin embargo las curvas correspondientes a los especímenes 1, 2 y 3 con OCR =3, 5 y 10 respectivamente, se analizaron utilizando v=1; porque de esta forma se pudo predecir mejor el comportamiento, el parámetro u tuvo una variación en un rango de 0.007-0.075. En la región del pos-pico la mayoría de las curvas se ajustaron considerando v = 2, pero en el caso de las curvas de los especímenes 1,2 y 3 de nueva cuenta el valor fue v=1, y en las curvas correspondientes a los especimenes 6 y 9 con OCR=8 y 12 respectivamente el valor fue v=0.5. El esfuerzo desviador residual (x<sub>x</sub>) se mantuvo en un rango de 1.35 a 2.65 que corresponde a ángulos de fricción residual de 15.3° a 32.2°.
- Los parámetros de presión de poro en el caso de la serie CU1 (OCR=3, 5, 10) considerando v=1, se presentaron en un rango de α= 0.25 a 0.38, β= 1.5 a 2 y e<sub>a</sub>\* = -0.048 a -0.18; en el caso cuando v=2, los parámetros variaron dentro de un rango de α=0.14 a 0.4, β= 1.5 a 2 y e<sub>a</sub>\* = -0.025 a -0.18. Para el caso de v=1 el rango del coeficiente es de ρ=0.18 a 0.26 y cuando v=2, ρ = 0.008 a 0.18; lo cual se interpreta como una disminución general del coeficiente cuando, v =2.
- En el caso del espécimen 9, con una relación de preconsolidación OCR=12, se pudo apreciar lecturas negativas de la presión de poro, muy pequeñas que se mantuvieron prácticamente constantes conforme aumentaba el nivel de deformación.
- Las curvas correspondientes al espécimen 2 (OCR=5), se analizaron considerando valores de v=1 y v=2, en ambos casos se pudo reproducir el comportamiento teórico en forma satisfactoria, se notó una variación en los parámetros representativos, es decir, al utilizar v=2: el coeficiente μ disminuye y el valor de x<sub>f</sub> aumenta, el valor de x<sub>x</sub> también disminuye; en cuanto a los parámetros de presión de poro se encontró que el coeficiente α aumenta y β disminuye, se puede decir que pudo reproducir el comportamiento sin tener que modificar el valor de ρ.

- De esta forma se comprueba que al utilizar el exponente cortante v=1 y v=2, en las pruebas de tipo CU, en la arcilla del Valle de México se reproduce el comportamiento con buena precisión.
- Durante los ensayes en condiciones no drenadas, específicamente cuando se aplica el esfuerzo desviador, se presentaron tres características distintas en el tipo de falla, planos inclinados de fractura aparentemente a 45°, abarrilamiento y en la mayoría de los casos un notorio pandeo; a pesar de haberse empleado membranas perforadas y lubricadas en los extremos (base y cabezal) con el fin de evitar la fricción.
- La resistencia al esfuerzo cortante disminuye, conforme aumenta el grado de preconsolidación al que se llevó cada uno de los especímenes (OCR), independientemente de la profundidad de la que se extrajeron las muestras. Se observó una pérdida de resistencia después de alcanzar el máximo, presentándose un reblandecimiento del material. Los contenidos de agua varían con respecto a la profundidad: (439 %) en promedio para la profundidad de 10 m, (209 %) para 15m y (324 %) para 25m.

Pruebas triaxiales tipo CD en arcilla preconsolidada.

- En el caso de los ensayes en condiciones drenadas, sólo fue posible ensayar 5 especímenes (uno de una profundidad de 10 m, dos de 5m y 2 más de 15m) el comportamiento esfuerzo desviador vs deformación axial desviadora natural se estudió con las funciones normal para el caso del pre-pico y ductilidad para el pospico, en el caso de la evolución del cambio volumétrico se utilizó la función de sensitividad. Aplicando las funciones correspondientes al pre-pico y pos-pico se obtuvieron las siguientes variaciones en los parámetros: se utilizó el valor de v=2 para ambas regiones en la curva correspondiente al espécimen 10 (OCR=3, Prof. 10 m), para la cual se obtuvo un valor de μ=0.075, las curvas correspondientes a los especimenes 11,12,13 y 14 con OCR=4, 9, 5 y 10 respectivamente, se ajustaron con v=1 para ambas regiones, μ varió de 0.022 a 0.048, el esfuerzo desviador residual (x<sub>x</sub>) varió de 0.75 a 3.4 correspondiente a los ángulos de fricción residual de 15.8° a 39°.
- La evaluación del cambio volumétrico, derivó variaciones en el coeficiente α, las que oscilaron de 0.18 a 0.46, β varió de 1 a 2 excepto en la curva del espécimen 12 (OCR=9) donde el valor de β=6, e<sub>a</sub>\* dentro del rango de -0.055 a -0.12; el coeficiente γ que índica la cantidad que se va a comprimir el espécimen y varió de 0.17 a 0.45. La repercusión que se presentó en el caso del espécimen 12 con β=6 se reflejó en el valor más bajo de γ y e<sub>a</sub>\*.

- El coeficiente de compresibilidad-expansibilidad con el que se hicieron la mayoría de las predicciones fue ρ= 0.07 en promedio y que corresponde a un valor medio de los valores reales, este valor no fue el real calculado, para el caso de los especímenes 10, 12 y 14, en donde se tuvo que disminuir el valor real para así, conseguir una reproducción teórica satisfactoria en las curvas esfuerzo vs deformación y cambio de volumen.
- Durante la aplicación del esfuerzo desviador, la mayoría de las probetas presentaron un notable pandeo asociado a distintos niveles de deformación; sin embargo, se presentaron planos inclinados de fractura (espécimen 10) y un considerable abarrilamiento (espécimen 11) respectivamente, a diferencia de los ensayes no drenados en donde no se presentó abarrilamiento.
- La resistencia al esfuerzo cortante también disminuye conforme se aumenta el grado de preconsolidación (OCR).
- Los resultados obtenidos con la Teoría del Principio de Proporcionalidad Natural, permiten describir con mucha precisión, una predicción teórica de las curvas experimentales esfuerzo-deformación, presiones de poro y cambios volumétricos. Se sabe que en la ciudad de México no existen suelos con altos grados de preconsolidación, es una arcilla normalmente consolidada excepto en los primeros 5 metros de profundidad donde se presentan ligeros grados de preconsolidación, sin embargo, el uso de las ecuaciones generales del comportamiento generan resultados satisfactorios, que se acoplan a cualquier condición del suelo y de cualquier otro geomaterial.
- El uso del equipo triaxial automatizado en este tipos de ensayes, simplificó en gran medida el trabajo que esto implica, al realizar en menor tiempo el montaje de las probetas y en general las etapas en que se efectuaron las pruebas.

### REFERENCIAS.

- Atkinson, J. H. And Bransby, P.L. (1978). The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics (Maidenhead: McGraw-Hill).
- Bishop A. W and Henkel, D.J. (1962). The measurement of soil properties in the triaxial test. (2<sup>nd</sup> edn.) Edward Arnold, London.
- Campos-Campos, R. (1985). "Pruebas Triaxiales de compresión no drenadas, en arcilla inalterada del Valle de México", Tesis. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingenieria, UNAM.
- Diaz-Rodriguez, J. A. (1992). "Yielding of México City Clay and other natural clays", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 118 No. 7, Julio.
- Giraldo-Sierra, M.C. (1996). Evaluación de un modelo Elasto-Plástico para predecir el comportamiento de la arcilla de la ciudad de México. Tesis División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingenieria. UNAM.
- Head, K.H. (1994). Manual of soil laboratory testing. Vol. 1,2 and 3, Pentech Press, Londond.
- Juárez-Badillo, E. (1969). Pore Pressure and compressibility theory for saturated clays. Specialty session No. 12 on advances in consolidation theories for clays, University of Waterloo, Canada, pp 99-116.
- Juárez-Badillo, E. (1974). Theory of natural deformation. First Australian conference on Engineering Materials, the University of New South Wales, pp 441-465.
- Juárez-Badillo, E. (1975). Constitutive relationships for soils. Symposium on recent developments in the analysis of soils behaviour and their application to geotechnical Wales, Kensington, Australia, pp 331-257.
- Juárez-Badillo, E. (1981). General compressibility equation for soil. X International Conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm, Vol. 1, pp 171-178.
- Juárez-Badillo, E. (1985a). General time volume change equation for soils. XI International Conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, Vol. 2, pp 519-530.
- Juárez-Badillo, E. (1985b). General volumetric constitutive equation for geomaterials. Constitutive laws of soils, Report of ISSMFE subcommittee on constitutive laws of soils and proceedings of discussion session IA XI ICSMFFE, Japan, pp 131-135.
- Juárez-Badillo, E. (1990). Generals stress-strain-time equation for soils. Internal report, DEPFI, UNAM, México.

- Juárez-Badillo, E. (1994a). Generals stress-strain-time equation for soils. XIII International conference on soil Mechanics and foundation engineering, New Delhi, India, Vol. I, pp 337-348.
- Juárez-Badillo, E. (1994b). Deviatory stress-strain equation for soils. XIII International conference on soil Mechanics and foundation engineering, New Delhi, India, Vol. I, pp 349-356.
- Juárez-Badillo, E. (1995).General deviatory stress-strain theory for soils. X Panamerican conference on soil Mechanics and foundation engineering, Guadalajara, México, Vol I, pp 204-214.
- Juárez-Badillo, E. (1997a). General equation to describe the mechanical behaviour of granular soils. XIV International conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol I, pp 133-138.
- Juárez-Badillo, E. (1997b). Comportamiento no drenado de una arena compacta saturada. Reunión conmemorativa del XL aniversario de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., México, D.F., pp 63-65.
- Juárez-Badillo, E. and Taboada, V. M. (1998). Nevada sand: theoretical equations and simple shear and triaxial test. Unpublished paper.
- Juárez-Badillo, E. (1999a). Improved general stress-strain equations for granular soils. XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz dolguassu, Brazil, Vol. 1, pp 297-306.
- Juárez-Badillo, E. (1999b). Static liquefaction of very lose sands (Discusión I). Canadian Geotechnical Journal, 36, pp 967-973.
- Juárez-Badillo, E. (1999c). Static liquefaction of sands under multiaxial loading (Discusión I). Canadian Geotechnical Journal, 36, pp 974-979.
- Marsal R.J. y Mazari M. (1959). El subsuelo de la ciudad de México. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Muni Budhu. (1999). Soil Mechanics and foundations. Department of civil Engineering and Engineering Mechanics University of Arizona, John Wiley.
- 25. Nava Muguiro, H. A. Modelación de pruebas de compresión triaxial CU y CD de una arcilla de la ciudad de México, utilizando un modelo elasto-plástico y otro basado en el Principio de Proporcionalidad Natural, del Dr. Juárez-Badillo. Laboratorio de Mecánica de Suelos, DEPFI (tesis en proceso).
- Newson T. A. Modeling the yielding behaviour of natural soft clays. Geomechanics Group, The University of Western Australia, W.A.
- 27. Padilla Velázquez, R.R.(1999). "Modelación de Pruebas Triaxiales CU en arcilla de la ciudad de México, para diferentes grados de preconsolidación, utilizando las teorías de Juárez-Badillo".

- Rojas, E. Romo, M.P. e Hiriart, G. (1989). Modelo constitutivo para simular el comportamiento de la arcilla del valle de México. UNAM, Instituto de Ingeniería, serie No. 522.
- Rojas, E. Romo, M.P. (1993). Modelos Constitutivos utilizados en geotecnia, UNAM, Instituto de Ingenieria, serie D-36.
- Romo, M.P. y Ovando, E. (1989). Effective shear strength from Undrained Test, UNAM, Instituto de Ingenieria, serie E-5.
- Schofield, A. N. and Wroth, C.P. (1968), Critical State Soil Mechanics, Mc.GrawHill, London.
- 32. Skempton, A. W. (1954). "The Pore- Pressure Coeficients A and B". Géotechnique, Vol IV, pp 143-147.
- Wood, D.M. (1990), Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Press.

## APENDICE A. Desarrollo de las ecuaciones esfuerzo-deformación.

Considerando v=1, la deformación axial desviadora natural es:

$$e_a=1/3 \mu x_f (OCF)^{-1} \ln (1-x/x_f)$$
 (A1.1)

se despeja  $\ln(1-x/x_f)$ 

$$\frac{3e_a(OCF)}{\mu x_f} = \ln\left(1 - \frac{x}{x_f}\right) \tag{A1.2}$$

donde

$$A = \frac{3e_a(OCF)}{\mu x_f}$$

entonces: 
$$A = \ln(1-x/x_f)$$
  $\therefore$   $1-x/x_f = exp A$  (A1.3)

Despejando x de A1.3:

$$x = x_f \left( 1 - \exp A \right) \tag{A1.4}$$

La función que rige el pre-pico queda como:

$$x = x_f \left[ 1 - \exp \frac{3OCFe_a}{\mu x_f} \right] \tag{A1.5}$$

Para la región del pos-pico:

$$\frac{\left(\sigma_{1} - \sigma_{3}\right) - \left(\sigma_{1} - \sigma_{3}\right)_{x}}{\left(\sigma_{1} - \sigma_{3}\right) - \left(\sigma_{1} - \sigma_{3}\right)_{x}} = \left(\frac{e_{a}}{e_{a1}}\right)^{-\frac{1}{4}} \tag{A1.6}$$

donde

$$\left(\frac{e_a}{e_{a1}}\right)^{\frac{1}{e}} = \frac{x - x_x}{x_1 - x_x}$$

se tiene que:

$$x = x_{\infty} + \left(x_{1} - x_{\infty}\right) \left(\frac{e_{a}}{e_{a1}}\right)^{-\frac{1}{\nu}}$$
(A1.7)

Para la Presión de Poro (CU):

Si 
$$\Delta u = \Delta \sigma_i + \left[ \alpha \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \sigma_{c0} - \alpha (\sigma_{e0} - \sigma_{c0}) \right] y \tag{A1.8}$$

Factorizando  $\alpha$  de A1.8 y considerando que  $\sigma_{ed}/\sigma_{co} = OCF$  se tiene:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}} = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{c0}} - \alpha \left[ OCF - 1 - \frac{1}{OCF} \right] y \tag{A1.9}$$

si se trata de compresión triaxial aumentando esfuerzo axial:

$$\frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{x}{3} \therefore x = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$$

La ecuación de presión de poro se expresa como:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} x - \alpha \left[ OCF - 1 - \frac{1}{OCF} \right] y \tag{A1.10}$$

donde y es la función se sensitividad dada por:

$$y = \frac{1}{1 + \left(\frac{e_a}{e_a}\right)^{-\beta}}$$

Si consideramos:

$$\frac{V}{V_0} = \left\{ \frac{\sigma_e + \left[ \alpha \sigma_c \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - \alpha (\sigma_e - \sigma_c) \right] y}{\sigma_{e0}} \right\}^{-r}$$
(A1.11)

para un ensaye de compresión triaxial aumentando el esfuerzo axial:

$$\frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{x}{3}$$

El cambio volumétrico esta representado por la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \left\{ \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}} \right)^{\rho} - \alpha \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}} \right)^{\rho} - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}} \right) - \left( \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c0}} \right)^2 \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}} \right)^{2-\rho} \right] y \right\}^{-\rho} - 1 \quad (A1.12)$$

En la región del pre-pico:

$$\frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{x}{3} = \frac{1}{3} x_f \left( 1 - \exp \frac{3OCFe_a}{\mu x_f} \right)$$

En la región del pos-pico:

$$\frac{\Delta \sigma_c}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{x}{3} = \frac{1}{3} \left[ x_{\infty} + \left( x_1 - x_{\infty} \left( \frac{e_a}{e_{a1}} \right)^{-\frac{1}{r}} \right) \right]$$

#### APENDICE B

Tabla de parametros obtenidos del Principio de Proporcionalidad Natural.

	-																	PR	E · P	100	- 8	0.5	+ P1	CO	PRESI	PORO	
Nerw	Prof.	Tipo de prueba	Nu. Espécimen	W 1941	7n [t/m3]	Gs [=]	Vel. Def. [mm/min]	1541	1241	o <sub>p</sub>	o',e [kPa]	OCR [-]	р [-]	Y H	Ye I-1	OCF [=]	(OCF)*2	25	X,	įμ	v	Α.	5	8.	ш	ø	**
		CU	1	447	1.14	2.14	0.01	344	210	551	181	3.1	0.19	0,44	0.09	2.5		1	2.9	0.045	1	1.35	-0.15	2.3	0.38	2	+0.018
18	10	CU	2	460	1.07	2.14	0.01	344	210	550	109	5	0.18	0.34	0.06	3.8		1	3	0.068	.1	1.8	-0.15	2.34	0.25	2	-0.035
		CU	2	460	1.07	2.14	10.0	344	210	550	109	5	0.18	0.34	0.06	3.8	1.94	2	3.8	0.028	2	1.1	-0.15	2.38	635	1.5	-0.055
		CU	3	410	1.13	2.14	10.0	344	210	550	56	10	0.15	0.27	0.07	(7.1)	-	1	5	0.097	: 1	1.7	-0.15	3.2	0.3	1.3	-0.048
		CU	4	211	1.2	2.16	0.01	362	242	500	251	2	0.10	0.46	0.04	1.9	1.37	2	2	0.007	2	0.11	-0.15	111	0.14	2	-0.18
2	15	ĽU	- 5	204	1,19	2.16	10.0	362	242	497	126	4	0.14	0.35	0.05	3.3	5.81	2	3.1	0.017	2	- 1	-0.15	2.19	0.25	1.5	+0.025
		CU	. 6	211	1.21	2.16	0.01	362	242	500	- 65	8	0.10	0.35	0.04	6.5	2.55	2	4.5	0.026	0.5	2	-0.15	2.22	0.22	2	-0.045
		CU	7	338	1.17	2.27	0.01	324	182	500	88	6	0.12	0.40	0.05	4.8	2.2	2	5.8	0.024	2	1.8	-0.15	2.78	0.4	2	-0.045
3	25	CU	8	298	1.17	2.27	10.01	324	182	499	56	9.1	0.14	0.43	0.06	6.7	2.58	2	6.9	0.025	2	2.65	-0.15	3.32	0.34	. 2	-0.047
		CU	9	336	1.18	2.27	10.0	324	182	500	40	12.4	10.0	0.23	0.002	12.5	3.49	2	10.2	0.028	0.5	2.5	-0.15	3.3	0.32	1.5	-0.054

																		PR	E - P	100	P	0.5	+ P I	C O	CAM	BIO DE	VOLUM	EN
Seite	Prof.	Tipo de prueba	Espécimen	1241	7= (t/m3)	Gs 	Vel. Def. (mm/min)	LL. [26]	1P	o, [kPa]	o',e (kPa)	OCR	l+-  - 6	Y Int	Ye.	OCF	(OCF) <sup>12</sup>	٧	X <sub>t</sub>	4	٧	× .	e,	N,	Y	α	β	4.
	01	CD	10	454	1.14	2.4	0.0015	344	210	500	182	2.8	0.10	0.52	0.10	2		2	2,4	0.075	2	1.82	-0.15	1.9	0.45	0.46	15:	-0.10
#	- 5	CD	31	130	1.35	2.36	0.0015	210	(45)	512	122	4.2	0.06	0.19	0.012	2.4		1,0	3.4	0.022	J.L	2.3	-0.15	2.88	0.23	0.44	1.5	+0.10
	35	CD	12	127	1.26	2.36	0.0015	210	135	302	57	8.8	0.06	0.23	0.03.	5.2		1	5.2	0.035	1	3.4	-0.15	4,3	0.17	0.18	6	-0.05
5	3.5	CD	33	224	137	2.16	0.0015	362	242	512	100	5.4	0.06	0.19	0.012	2.4		- 1	2.73	0.048	1	0.75	-0.15	1.84	0.35	0.25	2	-0.06
	13	:033	14.	256	1.24	2.16	0.0015	362	242	.502	: 51	10	0.07	0.23	0.03	3.5		1	3.55	0.047	0.3	1.7	+0.15	2.14	0.35	0.18	1	-0.12