

Aplicación del modelo cam-clay modificado en arcillas reconstituidas de la sabana de Bogotá

Application of modified cam-clay model to reconstituted clays of the sabana de Bogotá

Javier Camacho*, Oscar Reyes*

* Universidad Militar Nueva Granada, COLOMBIA
jcamacho@umng.edu.co

Fecha de recepción: 27/09/2004
Fecha de aceptación: 21/01/2005

Resumen

Bogotá, la capital de Colombia se encuentra localizada en un altiplano sobre la cordillera oriental de los Andes, cuyo subsuelo está conformado por un depósito lacustre cuaternario conformado principalmente por capas de arcillas y limos con intercalaciones de arenas. Las arcillas de consistencia blanda, presentes en una considerable área de la zona urbana y urbanizable, deben ser cuidadosamente estudiadas para que las soluciones de cimentación garanticen la estabilidad y funcionalidad de las obras civiles. El estudio de modelos constitutivos ha tenido gran evolución en los medios académicos pero su aplicación práctica en el diseño se ha visto limitada, principalmente por su poca difusión y la necesidad de utilizar un mayor número de parámetros que los requeridos en las metodologías tradicionales. Se presentan los conceptos fundamentales del modelo Cam-Clay Modificado (CCM), los parámetros necesarios y se analiza la capacidad del modelo para reproducir los resultados experimentales de un conjunto de ensayos triaxiales realizados sobre muestras reconstituidas de la Sabana de Bogotá. Finalmente se identifican las condiciones bajo las cuales el modelo simula mejor el comportamiento del suelo (normalmente consolidado) y sobre qué variables se debe trabajar para obtener un modelo constitutivo más completo (anisotropía).

Palabras Clave: Elastoplasticidad, cam-clay, cimentaciones, modelos constitutivos

Abstract

Bogotá, the capital of Colombia is located in a plateau on the Eastern mountain chain of the Andes, whose subsoil is conformed by a quaternary lacustrine deposit conformed mainly by layers of clays and silts with sand interleaves. The soft clays, present in a considerable area of the urban and potentially urban zone, must carefully be studied so that the foundations solutions guarantee the stability and functionality of civil works. The study of constitutive models has had great evolution in academic means but its practical application in the design has been limited, mainly by its little diffusion and the necessity to use a greater number of parameters than the required ones in the traditional methodologies. The fundamental concepts of the Modified Cam-Clay (CCM) model, the necessary parameters and the capacity of the model are analyzed to reproduce the experimental results of a set of triaxial tests on reconstituted samples of Bogotá. Finally, the conditions under which the model better simulates the behavior of soil (normally consolidated) are identified and on which variables more work has to be done to obtain a more complete constituent model (anisotropy).

Keywords: Elastoplasticity, Cam-Clay model, foundations, constitutive models

1. Introducción

Bogotá, la capital de la República de Colombia se encuentra localizada sobre la cordillera oriental de los Andes a una altura media de 2600 msnm en un altiplano conformado por un depósito lacustre cuaternario. El depósito está conformado principalmente por arcillas plásticas de color gris oscuro en estratos de 0.4 a 1.0 m de espesor con estratificaciones de lentes de arena y grava e intercalaciones de ceniza volcánica de color gris blancuzco, el espesor total alcanza los 320 m. (Ingeominas-Universidad de los Andes, 1997). El estudio de microzonificación sísmica de la ciudad (Alcaldía

Mayor de Bogotá, 2001), clasifica el suelo del perímetro urbano en varias zonas, la zona lacustre representa mas del 50% del área total, la cual coincide con un importante desarrollo urbanístico. En esta zona se encuentran arcillas de consistencia blanda que han merecido especial atención en el estudio y diseño de los sistemas de cimentación. Resultados de los ensayos geotécnicos realizados dentro de este estudio, son presentados por Caicedo y López (1997)

La construcción de edificaciones y otras obras civiles sobre este tipo de materiales, requiere un cuidadoso

análisis para evitar problemas de asentamiento excesivos o fallas que afecten la seguridad y funcionalidad de la edificación. Tradicionalmente se utiliza la teoría de la resistencia al corte para analizar la capacidad portante de cada alternativa analizada para seleccionar el sistema de cimentación. La teoría de la consolidación unidimensional sirve de fundamento para evaluar la magnitud de los asentamientos diferenciales y totales. Estas teorías han demostrado ser de gran utilidad y poca dificultad en su aplicación. Los parámetros utilizados provienen de ensayos rutinarios en laboratorio, por lo cual son razonablemente bajos los costos en que se incurre por este concepto en la etapa de diseño. La anterior situación se encuentra justificada, cuando la magnitud del proyecto es baja y por consiguiente el presupuesto asignado a la etapa de estudios y diseños es muy limitado. Así mismo, las consecuencias de una eventual falla de la obra, no se pueden calificar como catastróficas. En la medida en que la magnitud e importancia del proyecto aumenta, es necesario acudir a un mejor conocimiento del subsuelo. El programa de exploración y ensayo debe ser más intensivo y en ocasiones debe acudirse a metodologías más desarrolladas que las tradicionales para garantizar la seguridad de la obra en todas sus etapas y a la vez optimizar los diseños para reducir los costos de construcción.

El estudio de modelos constitutivos ha tenido gran evolución en los medios académicos pero su aplicación práctica en el diseño se ha visto limitada, principalmente por su poca difusión y la necesidad de utilizar un mayor número de parámetros que los requeridos en las metodologías tradicionales. Por otro lado, se ha venido popularizando el uso de aplicaciones informáticas especializadas en geotecnia, que incluyen dentro de sus opciones, la utilización de modelos basados en la teoría del estado crítico. Uno de estos modelos es el denominado Cam-Clay modificado (CCM). El modelo CCM (Roscoe y Burland, 1968), es relativamente fácil de utilizar y sus parámetros pueden encontrarse mediante ensayos convencionales de laboratorio. Sin embargo, no siempre se ajusta al comportamiento real de los materiales.

Se ejecutó un programa de ensayos de laboratorio a especímenes reconstituidos de diferentes tipos de suelo cohesivo de la Sabana de Bogotá, sometiéndolos a diferentes condiciones de consolidación (Fonseca y Guerra, 2003). En el presente artículo se analiza esta información y se mejora el algoritmo utilizado para estimar las trayectorias de esfuerzos además de las deformaciones durante la etapa de falla, buscando identificar las circunstancias bajo las cuales el modelo

tiene mejor rendimiento y sobre cuales variables debe centrarse futuras investigaciones.

2. Relaciones esfuerzo deformación en un ensayo triaxial (CUPP)

Un espécimen de suelo sometido a un estado no drenado de esfuerzos en una cámara de compresión triaxial convencional puede experimentar cambios en la presión de poros (Δu). Este estado puede ser expresado en términos de los invariantes de esfuerzo p' y q , los cuales son función del esfuerzo axial efectivo (σ'_a) y el esfuerzo radial efectivo (σ'_r) a través de la Fórmula 1:

$$\begin{bmatrix} p' \\ q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/3 & 2/3 \\ 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma'_a \\ \sigma'_r \end{bmatrix}$$

Este estado de esfuerzos va cambiando en la medida que se progresa en la etapa de falla del ensayo. Se define $\delta p'$ el cambio en el esfuerzo isotrópico efectivo y δq el respectivo cambio en el esfuerzo cortante. A medida que se incrementa el estado de esfuerzos, se pueden presentar incrementos en las deformaciones tanto volumétricas ($\delta \epsilon_v$), como cortantes ($\delta \epsilon_s$), las cuales además podrán ser elásticas y/o plásticas. Se pueden calcular los incrementos en las deformaciones volumétricas, $\delta \epsilon_p$ y cortantes, $\delta \epsilon_q$ mediante las Fórmulas 2 y 3 respectivamente.

$$\delta \epsilon_p = \delta \epsilon_p^e + \delta \epsilon_p^p \quad (2)$$

$$\delta \epsilon_q = \delta \epsilon_q^e + \delta \epsilon_q^p \quad (3)$$

Δ
 $\delta \sigma \epsilon$

Donde:

$\delta \epsilon_p^e$: Incremento en la deformación volumétrica elástica

$\delta \epsilon_p^p$: Incremento en la deformación volumétrica plástica

$\delta \epsilon_q^e$: Incremento en la deformación cortante elástica

$\delta \epsilon_q^p$: Incremento en la deformación cortante elástica

Por otra parte, las deformaciones volumétrica y cortante se pueden evaluar en términos de la deformación axial ($\delta \epsilon_a$) y la deformación radial ($\delta \epsilon_r$):

$$\begin{bmatrix} \delta \epsilon_p \\ \delta \epsilon_q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 2 \\ 2/3 & -2/3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta \epsilon_a \\ \delta \epsilon_r \end{bmatrix}$$

En el caso particular de un ensayo triaxial consolidado no drenado (CUPP), al impedirse el drenaje durante la etapa de falla, la deformación volumétrica es nula, de la Fórmula 2 se obtiene:

$$\delta \varepsilon_q = \delta \varepsilon_a \quad (5)$$

De la Fórmula 4:

$$0 = \delta \varepsilon_p^e + \delta \varepsilon_p^p \quad (6)$$

Un análisis más detallado de las relaciones incrementales entre los esfuerzos y las deformaciones, puede encontrarse en Wood (1990).

3. Trayectorias de esfuerzo en el espacio $p' - q - v$

En la Figura 1 se representan la trayectorias de esfuerzos seguidas por tres especímenes de un suelo, durante un ensayo triaxial CUPP. En la Figura 1(a) se observa la relación entre el esfuerzo desviador y la deformación axial. La pendiente de la parte inicial de cada curva representa el módulo de Young (E_u). Resulta de particular interés obtener el módulo cortante (G'), que bajo condiciones no drenadas corresponde a:

$$G' = \frac{E_u}{3} \quad (7)$$

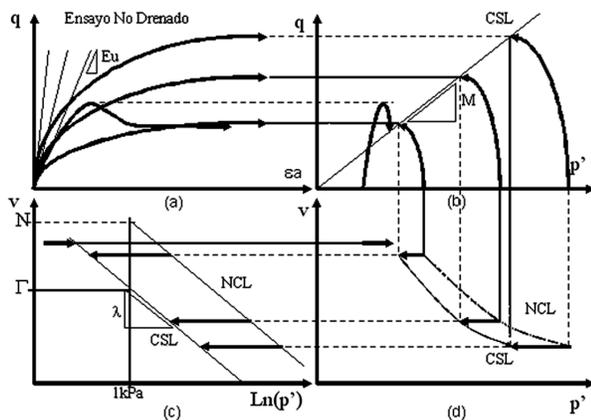


Figura 1. Representación de un grupo de ensayos triaxiales en el espacio $p' - q - v$

En la Figura 1(b) se observa la línea de estado crítico (CSL) hacia la cual confluyen las tres trayectorias en el plano $p' - q$. La pendiente de esta línea se simboliza con la letra M . En la Figura 1(d) se observa cada trayectoria en el plano $p' - v$, donde v es el volumen específico del material. Las trayectorias avanzan desde la línea de consolidación normal (NCL) hasta la línea de estado crítico (CSL) (Atkinson y Brandisby, 1978).

En Figura 1(c) se representa la misma información pero el eje de las abscisas se encuentra en escala logarítmica. Las líneas NCL y CSL son aproximadamente paralelas con una pendiente λ . Para un esfuerzo unitario (1 kPa) el valor del volumen específico en la línea NCL es N y en la línea CSL es Γ . La teoría del estado crítico es muy útil para analizar los resultados del ensayo de compresión triaxial (Camacho, Reyes y Morantes, 2003).

Cuando se trata de una muestra preconsolidada, su comportamiento se asemeja a la cuarta curva mostrada en la Figura 1(b), donde se aprecia que se tiende a llegar a la línea CSL después de un valor pico en el esfuerzo desviador, es decir que la pendiente de ésta línea es independiente del esfuerzo de preconsolidación del material.

Mediante la Fórmula 8, λ tiene relación con la pendiente de la línea de consolidación normal, C'_c en un ensayo de consolidación unidimensional. En la Figura 2 se presenta la curva de consolidación unidimensional donde e es la relación de vacíos, σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo y σ'_p corresponde al esfuerzo de preconsolidación. El denominador 2.3 se debe a que el eje de las abscisas de la Figura 1(c) se encuentra en escala logarítmica en base natural mientras que en la Figura 2 se encuentra en base decimal. Similarmente, κ se obtiene aproximadamente con la Fórmula 9, donde C'_s es la pendiente de la línea de recompresión.

$$\lambda \approx \frac{C'_c}{2.3} \quad (8)$$

$$\kappa \approx \frac{C'_s}{2.3} \quad (9)$$

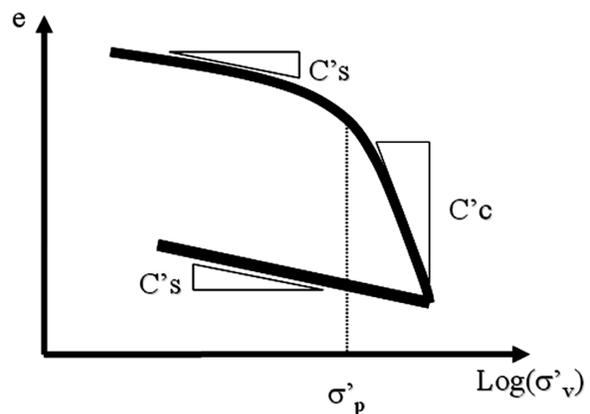


Figura 2. Curva de Consolidación unidimensional

4. El modelo Cam-Clay modificado

El comportamiento de los suelos arcillosos se ha constituido en objeto de estudio debido a su importancia para la geotecnia y la ingeniería civil en todo el mundo. Como resultado de lo anterior se han desarrollado diferentes modelos elasto-plásticos. El tipo de modelo mas popular ha sido el desarrollado por Roscoe y Burland en 1968 denominado Cam-Clay Modificado (CCM), el cual se basa en cuatro principios: propiedades elásticas, superficie de fluencia, potencial plástico y ley de endurecimiento. De un conjunto de ensayos triaxiales se pueden obtener los parámetros del modelo (Chang y Cao, 1999).

4.1 Propiedades elásticas

Las propiedades elásticas relacionan el incremento en los esfuerzos efectivos ($\delta p'$ y δq) y los incrementos en deformaciones elásticas del material ($\delta \epsilon_p^e$ y $\delta \epsilon_q^e$). Esta relación se representa en forma matricial en la Fórmula 10. La matriz diagonal indica la ausencia de relación entre los efectos distorsionales y volumétricos.

$$\begin{bmatrix} \delta \epsilon_p^e \\ \delta \epsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \kappa/v \cdot p' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (10)$$

4.2 Superficie de fluencia

La superficie de fluencia es el lugar geométrico en el espacio de esfuerzo p' - q que delimita la combinación de esfuerzos (q, p') que produce o no deformaciones plásticas (Wood, 1990). En el modelo Cam-Clay modificado la superficie de fluencia tiene forma de elipse, la cual está centrada en el eje de coordenadas p' y la representa la Fórmula 11:

$$\frac{p'}{p'_o} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (11)$$

Donde:

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad (12)$$

η : Cociente entre los esfuerzos q y p'

p'_o : Esfuerzo que controla el tamaño de la superficie de fluencia

M es la pendiente de la línea de estado crítico (CSL) que controla la forma de la superficie de fluencia. En la Figura 3 se representa la superficie de fluencia. Cuando la pareja de datos p' y q se localiza en un punto

al interior de esta superficie, únicamente se presentan deformaciones elásticas, por el contrario una vez la trayectoria alcanza a la elipse, se presenta fluencia y además de las deformaciones elásticas, se empiezan a presentar deformaciones plásticas.

4.3 Potencial plástico

El potencial plástico expresa como es el mecanismo mediante el cual se presentan las deformaciones plásticas y la relación entre las componentes volumétrica ($\delta \epsilon_p^p$) y cortante ($\delta \epsilon_q^p$). El modelo asume una condición de normalidad, es decir que existe una estrecha relación entre la superficie de fluencia y el potencial plástico. En la Figura 3 se representa mediante un vector la magnitud de deformación plástica. La componente vertical de este vector es el incremento en la deformación cortante plástica ($\delta \epsilon_q^p$) y la componente horizontal es el incremento en la deformación la volumétrica plástica ($\delta \epsilon_p^p$). Este vector siempre es perpendicular a la superficie de fluencia, así que si se conoce la ecuación de la superficie de fluencia, se puede conocer la dirección del vector. Haciendo las derivaciones correspondientes, se encuentra la relación entre las deformaciones plásticas mediante la Fórmula 13:

$$\frac{\delta \epsilon_p^p}{\delta \epsilon_q^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (13)$$

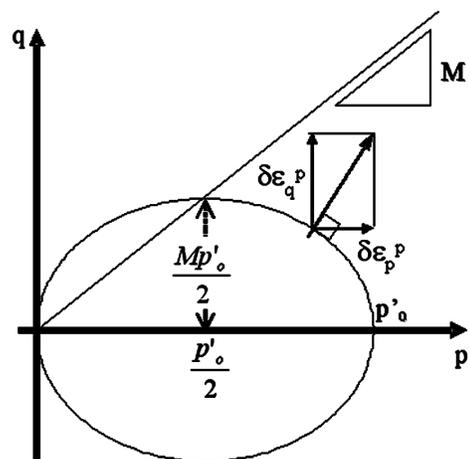


Figura 3. Superficie de fluencia del modelo Cam-Clay Modificado

4.4 Ley de endurecimiento

Esta ley indica cuales son las magnitudes de las deformaciones plásticas y que tanto puede cambiar la superficie de fluencia. El tamaño de la superficie de fluencia depende de p'_o pero este valor no es constante,

a su vez depende de la variación en la deformación volumétrica plástica:

$$\frac{\partial p'_o}{\partial \varepsilon_p} = \frac{v \cdot p'_o}{\lambda - \kappa} \quad (14)$$

Además de las fórmulas anteriores, en el caso particular de un ensayo triaxial no drenado, la forma de la trayectoria de esfuerzos efectivo está gobernada por medio de la Fórmula 15:

$$\Lambda = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \quad (15)$$

Donde:

$$\frac{p'_i}{p'} = \left(\frac{M^2 + \eta^2}{M^2 + \eta_i^2} \right)^\Lambda \quad (16)$$

p'_i y η_i definen un estado inicial de esfuerzos efectivos.

5. Metodología experimental

Para verificar la aplicabilidad del modelo CCM, se adelantó un programa de investigación en laboratorio con el fin de obtener información experimental tanto de los parámetros necesarios para conformar el modelo, como de las trayectorias seguidas por los diferentes ensayos. Este trabajo estuvo constituido por las siguientes actividades:

5.1 Obtención de muestras

Se seleccionaron sitios dentro de la Sabana de Bogotá donde se encuentran capas de suelos cohesivos. Estos sondeos se llevaron a cabo tanto dentro del perímetro urbano de la ciudad como en municipios aledaños dentro de la misma Sabana. Se realizaron sondeos manuales hasta profundidades de 6 m y se extrajeron muestras alteradas. Se buscó variabilidad de suelos cohesivos desde el punto de vista de sus índices de plasticidad. Se

estudiaron trece tipos de suelo de acuerdo con la localización, profundidad y límites de plasticidad.

5.2 Ensayos de caracterización

A las muestras recolectadas se le realizaron ensayos de límite líquido y plástico (ASTM D4318-00) para proceder a clasificarlas dentro del sistema unificado de clasificación de suelos (ASTM D2487-00). Además se realizaron ensayos de humedad natural (ASTM D2216-98) y gravedad específica de sólidos (ASTM D854-00) para tener en cuenta esta información en los procesos de cálculo posteriores. En la Tabla 1 se presenta el resumen de los ensayos de caracterización. La mayoría de los suelos ensayados correspondió al grupo MH.

5.3 Reconstitución de muestras

Las muestras se remoldearon y se llevaron a una humedad equivalente a 1.5 veces el límite líquido con el fin de eliminar cualquier historia previa de esfuerzos. Posteriormente se colocaron dentro de un cilindro de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura, aplicando paulatinamente esfuerzos para conseguir un aumento en la consistencia de la muestra y un esfuerzo de preconsolidación determinado. Posteriormente se extrajeron y tallaron los especímenes en las medidas necesarias para realizar los ensayos de consolidación y compresión triaxial. La ventaja de trabajar con muestras reconstituidas radica en la posibilidad de controlar la variación de otras propiedades y desarrollar estudios paramétricos. La literatura especializada reporta estudios realizados para analizar las diferencias entre las muestras reconstituidas y las muestras inalteradas. Høeg et al (2000) encuentra que muestras inalteradas de limos y limos arenosos tienen tendencia a la dilatancia en ensayos triaxiales no drenados mientras que muestras reconstituidas de los mismos materiales tienen tendencia contractiva y el pico de resistencia es menor.

Tabla 1. Resumen de los ensayos de caracterización

Suelo	Localización	Profundidad (m)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Clasificación SUCS	Humedad natural (%)	Gravedad específica de sólidos
1	CAN	1.30 – 1.70	65.5	39.3	MH	52.3	2.50
2	CAN	1.70 – 2.40	76.1	59.6	MH	67.2	2.54
3	CAN	2.60 – 3.00	125.6	73.8	MH	93.6	2.53
4	Restrepo	1.10 – 2.70	48.9	21.2	CL	20.2	2.65
5	Chía	1.30 – 2.15	88.4	40.1	MH	54.7	2.62
6	Chía	3.00 – 3.50	111.4	60.8	MH	81.4	2.52
7	Chía	4.20 – 5.20	154.0	34.1	CH	90.4	2.52
8	Cajicá	2.25 – 3.00	48.4	25.7	CL	33.2	2.67
9	Madrid	3.00 – 4.00	89.9	48.1	MH	68.3	2.63
10	Madrid	3.00 – 4.00	84.0	40.3	MH	57.3	2.62
11	Madrid	4.00 – 5.00	90.9	43.0	MH	58.2	2.55
12	Salitre	1.40 – 2.60	49.6	23.2	CL	27.6	2.60
13	Salitre	5.00 – 6.00	57.7	21.3	CH	42.1	2.73

5.4 Ensayos de consolidación

Se ejecutaron ensayos de consolidación unidimensional lenta con descarga (ASTM D2435-96) para obtener las pendientes C'_c y C'_s junto con el esfuerzo de preconsolidación p'_o . A partir de esta información se estimaron los valores de λ , κ . En la Tabla 2 se presenta la información obtenida para los suelos analizados.

5.5 Ensayos de compresión triaxial

Se llevaron a cabo ensayos de compresión triaxial del tipo consolidado no drenado con registro de presión de poros (ASTM D4767-95) a especímenes de cada tipo de suelo para obtener los siguientes parámetros: G' , v y M . Las presiones máximas de consolidación de cada espécimen corresponden a p'_o ; el cociente entre p'_o y p'_i es la relación de preconsolidación. En la Tabla 2 se consigna el resumen de resultados.

primer lugar se buscó reproducir la trayectoria de esfuerzos en el espacio p' - q para cada ensayo. Para tal fin se diseñó una hoja electrónica con la que a partir de los parámetros del modelo: G' , v , M , λ , κ y p'_o y los valores iniciales de p' y q se realiza un incremento $\delta\eta$ en la variable η , se recalcula el valor de p' mediante la fórmula 15. A continuación se calcula el valor de p'_o mediante la fórmula 11. Comparando el resultado anterior con el valor inicial p'_o se deduce si la trayectoria de esfuerzos se encuentra en el interior de la superficie de fluencia.

En caso de encontrarse dentro de la superficie de fluencia, p' conserva sus valor anterior, de lo contrario adopta el valor recién calculado. Establecido el valor actual para p'_o se calcula el valor de q utilizando la fórmula 12. El valor de p se calcula mediante la fórmula 17.

$$p = p'_i + \frac{q}{3} \quad (17)$$

6. Validación del modelo

El proceso consistió en comparar resultados experimentales con las estimaciones del modelo. En

Tabla 2. Resumen de Resultados

Suelo	λ	k	M	Especimen	p'_o (kPa)	p'_i (kPa)	p'_o/p'_i	G (kPa)	v
1	0.168	0.071	0.96	1	490	449	1.1	17711	1.85
				2	556	556	1.0	25300	1.86
				3	623	623	1.0	27803	1.84
2	1.384	0.112	1.09	1	436	436	1.0	15817	2.19
				2	795	457	1.8	22424	2.06
3	0.185	0.067	1.41	1	50	28	1.8	1549	3.26
				2	80	55	1.5	3250	3.21
				3	88	88	1.0	3435	3.02
				4	141	141	1.0	7049	2.94
4	0.120	0.052	1.11	1	157	157	1.0	18631	1.76
				2	240	240	1.0	11713	1.72
				3	289	289	1.0	7998	1.72
5	0.131	0.080	0.74	1	65	38	1.7	977	2.67
				2	92	92	1.0	3489	2.69
				3	200	101	2.0	4557	2.54
6	0.315	0.180	1.15	1	75	38	2.0	4198	3.16
				2	92	92	1.0	3390	3.17
				3	150	132	1.1	5858	3.08
7	0.150	0.091	1.26	1	105	55	1.9	2504	3.36
				2	99	99	1.0	8030	3.51
				3	220	137	1.6	9909	3.24
8	0.158	0.059	0.95	1	100	86	1.2	1889	1.98
				2	200	173	1.2	4789	1.90
9	0.350	0.155	0.90	1	95	82	1.2	1854	2.64
				2	155	155	1.0	2751	2.52
				3	211	211	1.0	5000	2.42
10	0.119	0.098	1.13	1	100	50	2.0	2436	2.67
				2	100	99	1.0	4379	2.53
				3	136	136	1.0	5193	2.50
11	0.177	0.098	0.99	1	115	92	1.3	2825	2.44
				2	150	146	1.0	4960	2.34
				3	227	227	1.0	5589	2.27
12	0.063	0.015	1.07	1	170	142	1.2	3284	1.97
				2	195	172	1.1	6074	1.93
				3	280	224	1.3	6225	1.91
13	0.201	0.058	1.04	1	150	121	1.2	5344	1.99
				2	285	238	1.9	4319	1.92
				3	190	153	1.3	4771	1.95

La presión de poros u , es igual a la diferencia entre el esfuerzo isotrópico total p , y el esfuerzo isotrópico efectivo p' . Al conocer los nuevos valores de p , p' , q y u , se pueden calcular los incrementos correspondientes con respecto a los valores anteriores, llamados δp , $\delta p'$, δq y δu respectivamente. El proceso continúa mediante un nuevo incremento $\delta \eta$ hasta cuando la trayectoria alcanza la línea de estado crítico M . Bajo esta condición, se considera que la deformación cortante aumenta sin cambios en los invariantes de esfuerzo. Es decir que se cumple la fórmula 18. En la figura 4 se ilustra la forma de calcular las deformaciones a partir de una trayectoria de esfuerzos como la construida en el proceso anterior:

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = 0 \quad (18)$$

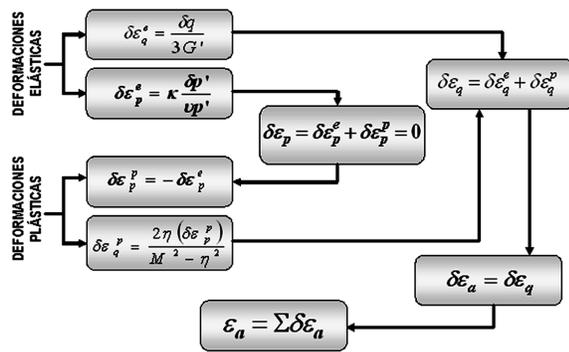


Figura 4. Cálculo de las deformaciones

7. Análisis de resultados

Una vez obtenidos los parámetros del modelo, las trayectorias de esfuerzo y las deformaciones axiales, se compararon los valores experimentales con los estimados por el modelo. En la Figuras 6 a 18 se presentan los resultados para el conjunto de las trece muestras ensayadas. Los puntos corresponden a los resultados de cada ensayo y las líneas continuas representan la estimación del modelo para cada espécimen.

De acuerdo con el estado de consolidación se pueden agrupar los resultados así: los suelos 1, 4, 9, y 11 (Figuras 5, 6, 7 y 8 respectivamente) representan especímenes normalmente consolidados a levemente preconsolidados. En este grupo se observa que las predicciones del modelo se aproximan satisfactoriamente a los resultados experimentales. La parte (a) de cada una de estas figuras representa el esfuerzo desviador con respecto a la deformación axial; se aprecia la primera

parte de la curva donde la deformación es principalmente elástica; posteriormente el componente plástico empieza a tener mayor importancia hasta que finalmente se consigue la condición de estado crítico. La trayectoria de esfuerzos representada en la parte (b) de cada figura presenta un buen rendimiento en gran parte del ensayo, pero en la medida que se acerca al estado crítico, el esfuerzo desviador estimado por el modelo difiere ligeramente del resultado experimental. Las presiones de poros estimadas por el modelo correlacionan muy bien con los registros experimentales como se muestra en la parte (c) de las mencionadas figuras.

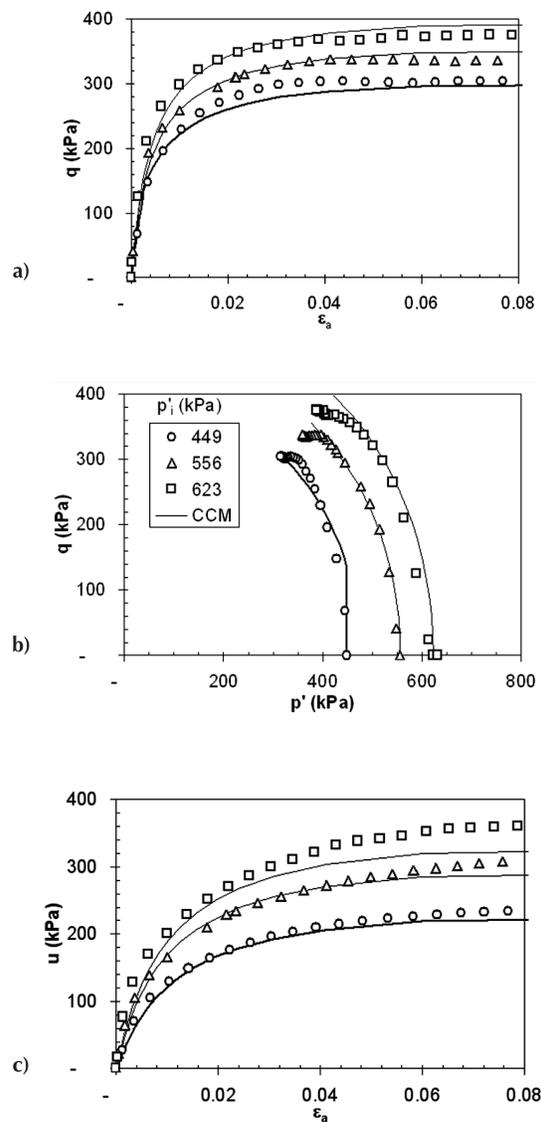


Figura 5. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 1

L

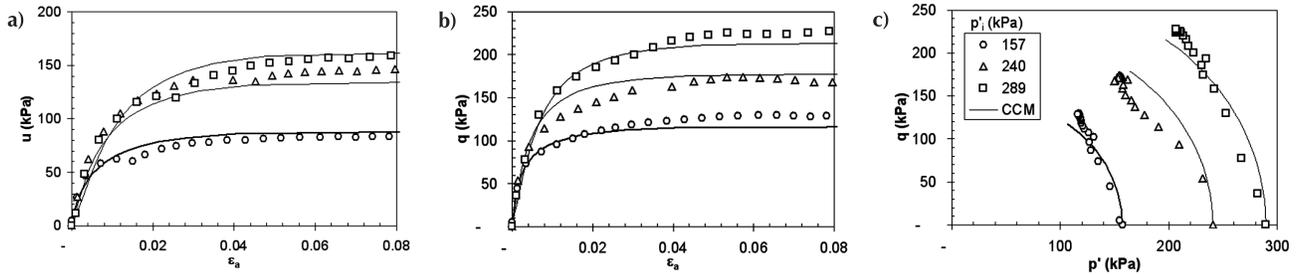


Figura 6. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 4

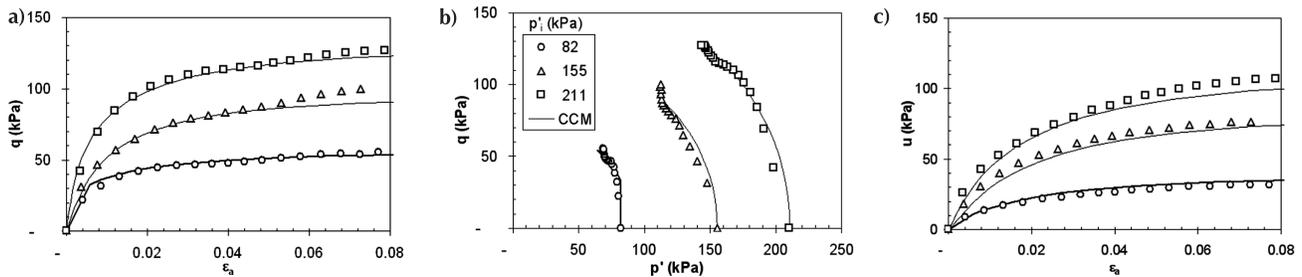


Figura 7. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 9

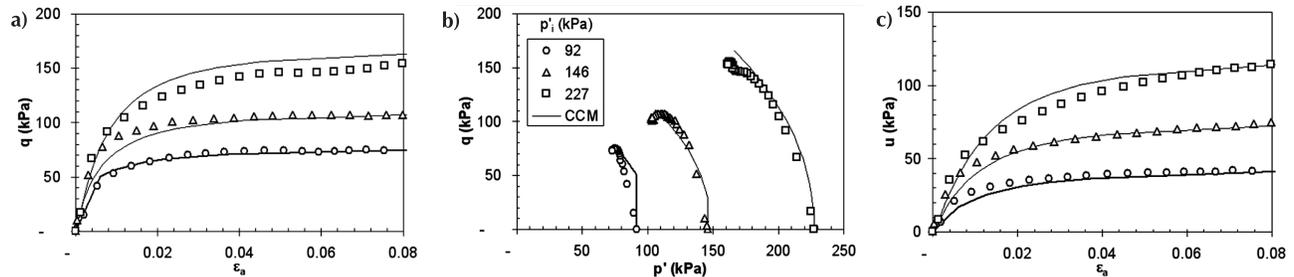


Figura 8. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 11

os suelos 8, 12 y 13 (Figuras 9, 10 y 11, respectivamente) corresponden a especímenes preconsolidados, es decir la presión de cámara durante la etapa de falla es inferior a la máxima presión de cámara utilizada durante las etapas de consolidación. Por esta razón las curvas (a) de esfuerzo desviador - deformación axial, estimadas por el modelo tienen una parte elástica más prolongada. La trayectoria de esfuerzos mostrada en la parte (b) de cada figura debe ser una recta vertical hasta que sale de la zona elástica; no se presenta un incremento en p' para cumplir con la condición de cambio volumétrico nulo (Wood, 1990). Una vez se alcanza la superficie de f

luencia, la trayectoria obedece a la Fórmula 15, curvándose hacia la izquierda para aproximarse a la línea d e estado crítico. Los resultados experimentales se alejan de esta trayectoria tan forzada, reflejándose en diferencias en las presiones de poros que se observan en el plano $-\epsilon_a$ que no permiten que la correlación sea más ajustada, como se puede evidenciar en la parte (c) de las figuras 9, 10 y 11).

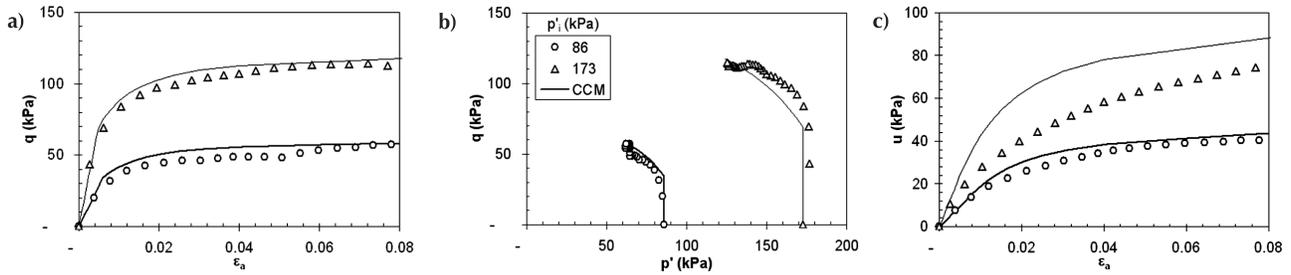


Figura 9. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 8

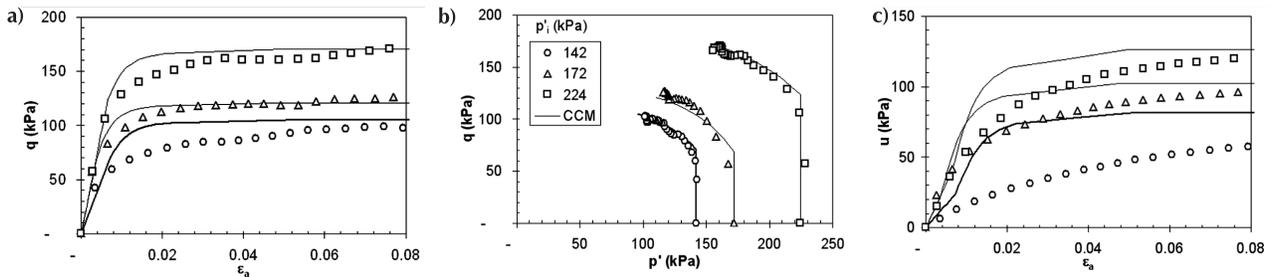


Figura 10. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 12

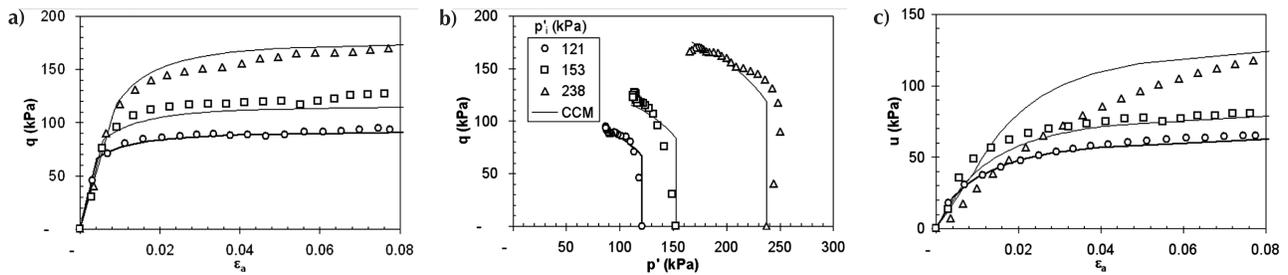


Figura 11. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 13

1 grupo conformado por los suelos 2, 3, 5, 6, 7 y 10 (Figuras 12, 13, 14, 15, 16 y 17) presentan especímenes tanto normalmente consolidados como preconsolidados. Las diferencias que se encuentran se pueden deber a q

ue no es muy adecuado obtener los parámetros del modelo con especímenes que tengan tan variados grados de preconsolidación entre sí.

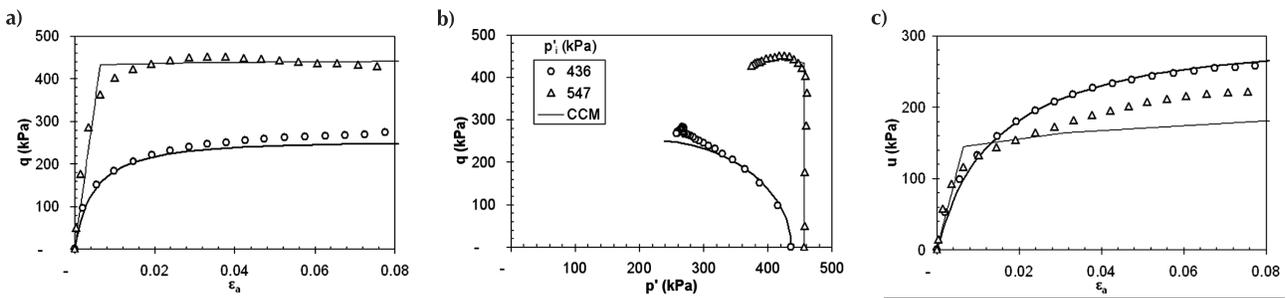


Figura 13. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 2

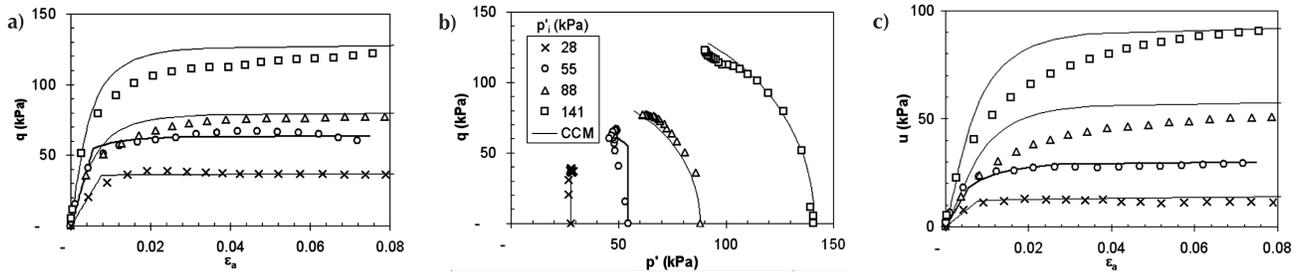


Figura 14. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 3

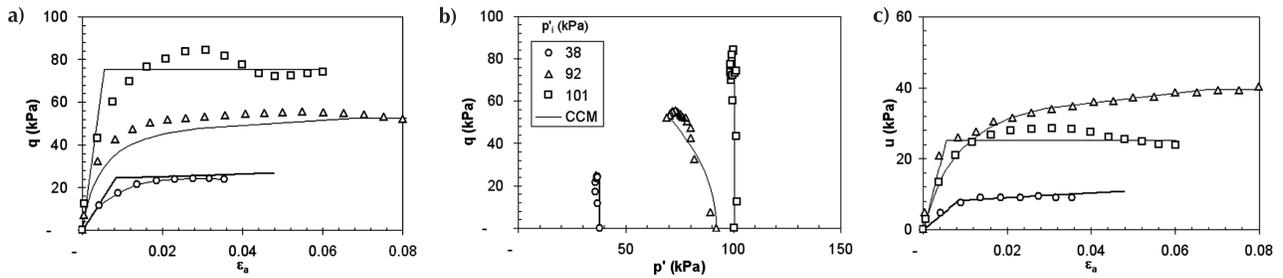


Figura 15. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 5

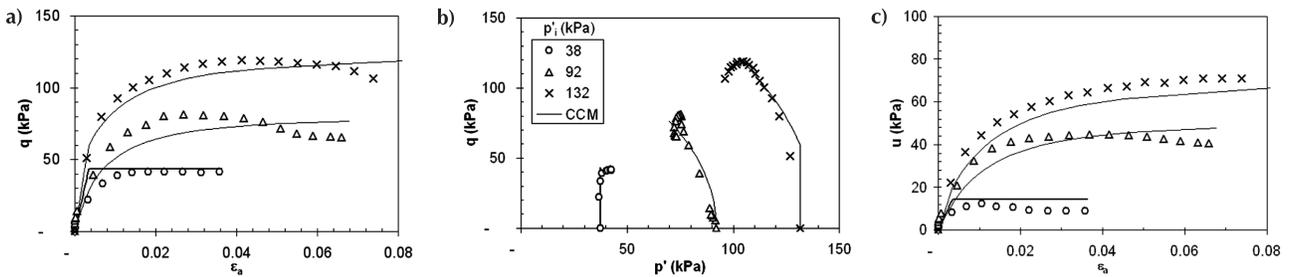


Figura 16. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 6

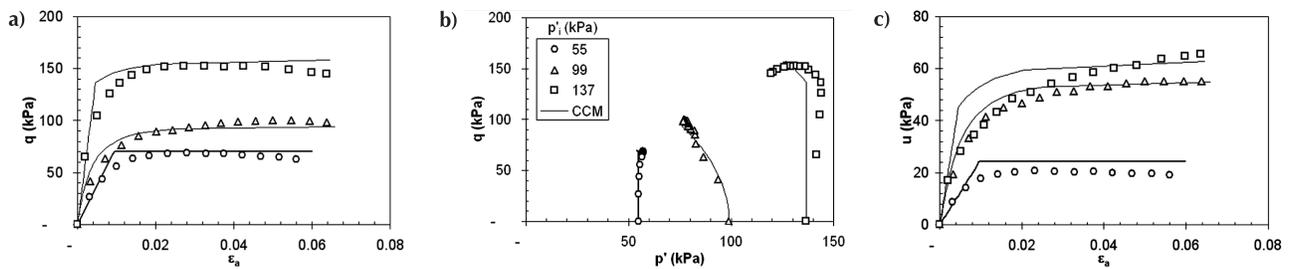


Figura 17. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 7

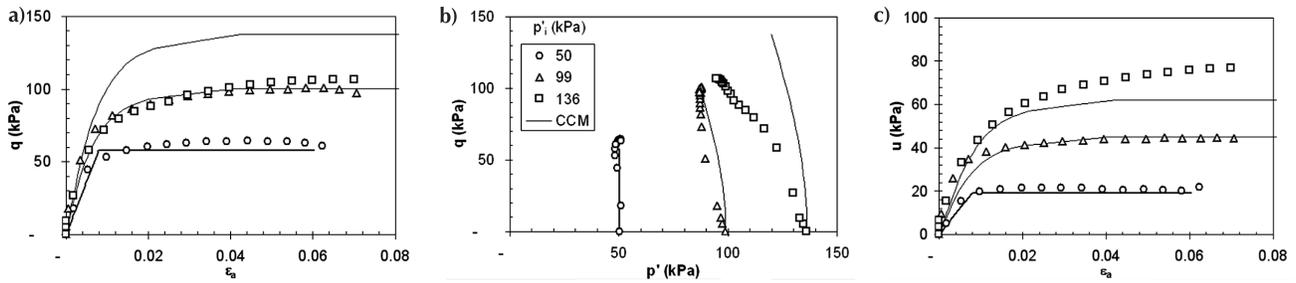


Figura 18. Comparación del modelo con los resultados experimentales del Suelo 10

8. Conclusiones

El comportamiento del modelo según lo observado en el desarrollo de esta investigación está sujeto a variables de alta sensibilidad como son el volumen específico y en especial la pendiente de la línea de expansión.

En general, el modelo se comporta mejor en especímenes normalmente consolidados con altos valores de confinamiento (Figura 6). Lo anterior se debe a que un alto valor de confinamiento en la cámara triaxial (confinamiento que es isotrópico) reduce los efectos de la historia anisotrópica de esfuerzos. El modelo CCM no tiene en cuenta la anisotropía del material y por consiguiente reproduce mejor el comportamiento de los materiales cuando éstos se acercan a la isotropía. (Zeng y Ni, 1999).

El modelo es poco aceptable en la reproducción del comportamiento para arcillas preconsolidadas, puesto que implica un cambio brusco entre el comportamiento elástico dentro de la superficie de fluencia y el comportamiento elastoplástico una vez sale de ella, lo que conlleva a diferencias en las estimaciones de los esfuerzos desviadores y de las presiones de poros.

Es necesario llevar a cabo un estudio sobre la incidencia de la anisotropía en el comportamiento mecánico de los suelos y buscar un modelo que incluya el efecto de esta variable. Anandarajah (1996) analiza la incidencia de esta variable sobre muestras de caolinita.

9. Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo brindado por la Universidad Militar Nueva Granada a través del Proyecto de Investigación ING-2002-008, así como al grupo de estudiantes que estuvieron a cargo de la ejecución de los ensayos.

10. Nomenclatura

- c' = Pendiente de la línea de consolidación normal. Coeficiente de compresión
- s' = Pendiente de la línea de recompresión
- SL = Línea de estado crítico
- e = Relación de vacíos
- E = Módulo de Young en condiciones no drenadas
- G = Módulo cortante en términos de esfuerzos efectivos
- L = Límite líquido
- P = Límite plástico
- α = Factor de forma en el modelo Cam-Clay. P pendiente de la línea de estado crítico
- CL = Línea de consolidación normal
- e_{CL} = Volumen específico en la línea NCL para un esfuerzo isotrópico de 1 kPa
- σ'_i = Esfuerzo isotrópico total
- σ'_e = Esfuerzo isotrópico efectivo
- σ'_j = Esfuerzo isotrópico inicial; presión de consolidación inicial
- σ'_o = Esfuerzo que controla el tamaño de la superficie de fluencia; máxima presión de consolidación del espécimen
- σ'_d = Esfuerzo desviador
- σ'_d = Esfuerzo desviador inicial
- τ = Cociente entre los esfuerzos q y p'
- τ_j = Cociente entre los esfuerzos q_j y p'_j
- σ'_j = Presión de poros
- u = Cambio en la presión de poros con respecto a un valor de referencia
- v = Volumen específico
- v_{CSL} = Volumen específico en la línea CSL para un esfuerzo isotrópico de 1 kPa
- η = incremento en η
- p' = Incremento en el esfuerzo isotrópico efectivo
- q = Incremento en el esfuerzo desviador
- u = Incremento en la presión de poros

ϵ_a	Incremento en la deformación axial
ϵ_p	Incremento en la deformación volumétrica
$\delta \epsilon_p^e$	Incremento en la deformación volumétrica elástica
ϵ_p^p	Incremento en la deformación volumétrica plástica
ϵ_q	Incremento en la deformación cortante
ϵ_q^e	Incremento en la deformación cortante elástica
ϵ_q^p	Incremento en la deformación cortante plástica
ϵ_r	Incremento en la deformación radial
\bar{a}	Deformación axial
\bar{p}	Deformación volumétrica
\bar{q}	Deformación cortante
\bar{r}	Deformación radial
λ	Pendiente de la línea de recarga - descarga en el plano $v:\ln(p')$
λ_c	Pendiente de la línea de Consolidación normal en el plano $v:\ln(p')$
λ_{cs}	
σ'_a	Esfuerzo axial efectivo
σ'_p	Esfuerzo de preconsolidación
σ'_r	Esfuerzo radial efectivo
σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo

11. Referencias

A

Icaldía Mayor de Bogotá (2001), Decreto 074 "por el cual se complementa y modifica el código de construcción de Bogotá Distrito Capital y se identifican los límites de la microzonificación sísmica y se adoptan los espectros de diseño".

nandarajah, A., Kuganenthira N., y Zhao D. (1996), "Variation of fabric anisotropy of kaolinite in triaxial loading". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 122(8), 633-640.

tkinson, J.H. y Brandsby, P.L. (1978), "The mechanics of soils, an introduction to critical state soils mechanics. London: McGraw Hill, 1993. 415p.

aicedo B., Lopez F. (1997), "Resultados del estudio geotécnico de la zonificación sísmica de Bogotá". *IX Jornadas Geotécnicas. Sociedad Colombiana de Ingenieros. Bogotá.*

camacho J, Reyes O. y Morantes I. (2003), "La teoría del estado crítico como herramienta para la interpretación de ensayos triaxiales en suelos cohesivos". *En: Ciencia e Ingeniería Neogranadina. Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá.*

hang M. Teh C. y Cao L. (1999), "Critical state strength parameters of saturated clays from the modified cam clay model" *Canadian Geotechnical Journal*. 36: 876-890

onseca O. y Guerra S. (2003), "Utilización del modelo Cam-Clay sobre muestras remoldeadas de arcillas de la Sabana de Bogotá". *Proyecto de Grado Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá.*

oeg K., Dyvik R. y Sandbækken G (2000), "Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens". *En: Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Vol. 126. No. 7. American Society of Civil Engineers.*

ngeminas, Universidad de los Andes (1997), "Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá" *Unidad de Prevención y Atención de Emergencias de Santa Fe De Bogotá D.C.*

oscoe, K.H y Burland, J.B. (1968), "On the generalized stress-strain behaviour of wet clay", *en J.Heyman and F.A. Leckie (eds.), Engineering plasticity. Cambridge: Cambridge University Press.*

ood, D. (1990), "Soil behaviour and critical state soil mechanics". *Cambridge University Press. 462p.*

eng X. y Ni B. (1999), "Stress-induced anisotropic G_{max} of sands and its measurement". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 125 No. 9. Paper No. 18299*

