

TÍTOL / TÍTULO

**TRIAxIAL VERDADERO CON SUCCIÓN CONTROLADA:
ENSAYOS Y MODELACION**

AUTOR

GARCÍA LONCOMILLA, Claudia

TUTOR

**LLORET MORANCHO, Antonio
OLIVELLA PASTALLE, Sebastián**

ESPECIALITAT / ESPECIALIDAD

Ingeniería Geotécnica

DATA / FECHA

Barcelona, 2 de Diciembre de 2011



A mi hija,
Maria José

Resumen

El presente trabajo de investigación se centra en el estudio tanto experimental como numérico de la respuesta de suelos no saturados ensayados en un aparato triaxial verdadero con succión controlada.

En primer lugar, se realizó una revisión bibliográfica en el estado del conocimiento de los principales equipos utilizados en la actualidad para estudiar el efecto de la tensión intermedia en caminos a succión controlada y se escogió el modelo numérico para interpretar los datos. Los ensayos se modelaron como problemas de contorno mediante el programa Elementos Finitos acoplado (termo-)hidro-mecánico Code_bright, que considera una implementación visco-plástica del modelo constitutivo básico de Barcelona (BBM).

Para realizar la parte experimental se ha utilizado un equipo de laboratorio llamado triaxial cúbico desarrollado en de la Universidad de Texas at Arlington, entre cuyas características tiene la particularidad de permitir el control simultáneo de los esfuerzos principales (esfuerzos principales menores, intermedio y mayor), las deformaciones principales y la aplicación y control del estado de succión matricial en el suelo a ensayar. En una primera etapa la muestra cúbica se llevó a un estado de esfuerzos bajo equilibrio hidrostático (HC). A continuación, la muestra se sometió a una trayectoria de esfuerzos de compresión

confinada (CTC) hasta lograr un estado crítico incipiente, inmediatamente seguido por una descarga monotónica. Posteriormente, la misma muestra se volvió a equilibrar hidrostáticamente (HC) bajo un mayor esfuerzo isotrópico y, finalmente, sometida a una trayectoria de esfuerzos de compresión con tensión neta media constante (TC). En todo el transcurso del ensayo, la succión matricial se mantuvo constante ($s=50$ kPa) mediante la técnica de traslación de ejes.

Finalizada la etapa experimental se realizó la modelación numérica con la cual se pretendió evaluar la capacidad del modelo numérico para predecir la respuesta de una muestra de suelo bajo diferentes trayectorias de esfuerzos aplicados con succión controlada. Para este propósito se modeló la respuesta obtenida en el laboratorio tanto para la presente investigación como para otros resultados de diferentes autores obtenidos en la literatura. La respuesta general de las comparaciones entre el modelo numérico y los ensayos experimentales, ha llegado a una aproximación razonable. Las discrepancias observadas entre las predicciones del modelo y los resultados de los ensayos podrían deberse a la anisotropía inducida por la compactación estática en condiciones de deformación lateral nula.

Abstract

This work presents an experimental and numerical study of the response of unsaturated soils tested in a suction-controlled true triaxial cell.

In the first part of the work, the current state-of-the art on testing equipments developed to study the effect of the intermediate stress under suction-controlled path has been reviewed and the numerical model used to interpret the data selected. The tests have been simulated as boundary value problems by means of the fully coupled (thermo)-hydro-mechanical Finite-Element program Code_bright, provided with a viscoplastic implementation of the Basic Barcelona constitutive Model (BBM).

For the experimental part, the cubical triaxial apparatus developed at the Texas University at Arlington has been used. It allows for controlling simultaneously the major, intermediate and minor principal stresses and strains, while applying and controlling the matric suction in the soil during the test. In a first stage, the cubical sample has been consolidated isotropically up to the target value of octaedral stress (HC path). Then, the sample has been sheared in triaxial compression at constant confinement (CTC path) up to the incipient reach of the critical state and immediately brought back to the initial isotropic stress state by monotonic

unloading. The sample was afterwards further loaded isotropically to a higher value of octaedral stress and sheared at constant octaedral stress (TC path). During the entire test, the suction in the sample has been maintained equal to 50 kPa.

The modeling work aimed at evaluating the capability of the BBM model to reproduce the response of unsaturated soils under different stress paths at constant suction. In this perspective, both the response observed in the previous test and tests presented by different authors in the literature have been simulated. A reasonable agreement is generally observed between the experimental and numerical response. The observed discrepancies may be due to the anisotropy induced by the static compaction at null lateral deformation applied during the preparation of the material.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer esta tesina a mis tutores el Profesor Toni Lloret y el Profesor Sebastián Olivella por su dedicación y ayuda incondicional en todo momento. Y al Profesor Jean Vaunat sus conocimientos me han sido de gran ayuda.

También me gustaría agradecer al Profesor Laureano Hoyos y José Andrés Cruz, de la Universidad de Texas, donde realicé una enriquecedora estancia, muchas gracias por su apoyo y su interés mostrado en mi trabajo.

Quiero dar las gracias muy especialmente a toda mi familia, a mi amada hija María José, mis padres, mi hermana, mi sobrino y todo el resto de mi familia de Chile, quienes desde la distancia me han dando aliento para continuar en todo momento.

También quiero agradecer su apoyo y su ayuda en los momentos difíciles a Cristián que siempre ha estado a mi lado.

Por último y no menos importante, también quiero recordar a todas las personas que, quien más quien menos, han formado parte de mi vida durante estos cuatro años en Barcelona, por su cariño y porque siempre los llevaré conmigo: Mariana Rodríguez, Yeudi Vargas, Teresa Yubero, Yessenia Piña, Marité Zandarín, Vladimir Merchán, Nubia González, Rafaela Cardoso, Angelica Días, María Andrea Martínez, Octavio Cardenas , René Salguero y a todos mis amigos y compañeros que me han apoyado ..

A todos ellos gracias ...

1

Introducción

1.1. Generalidades

En el ámbito de mecánica de suelos existen dos grandes áreas, por una parte la clásica mecánica de suelos saturados y por otro lado la mecánica de suelos no saturados, donde se pueden distinguir tres fases: sólida, líquida y gaseosa.

A través de los años, los suelos están sometidos a cambios climáticos, dentro de esto podemos tener las condiciones de cambios y variaciones en el medio ambiente, tales como evaporación, evapotranspiración, infiltración de lluvias entre otros. Así como existen diferencias visuales y físicas entre suelos saturados y parcialmente saturados, también existen diferencias en su comportamiento. La característica en el comportamiento de un suelo no saturado está en el efecto de las presiones de agua negativas.

La mayor resistencia y rigidez de los suelos no saturados es debida a que en un suelo no saturado existe una interface aire-agua-sólido que se presenta a través del llamado menisco. Mientras más pequeño sea el menisco, más resistencia proporcionará al suelo.

La importancia de esto, se manifiesta por ejemplo en estabilidad de taludes. Un talud a través del tiempo puede experimentar tanto inundaciones como secados, lo que puede

hacer que sea inestable o llegar a colapsar, al aumentar su saturación. Es por esto la importancia de estudios e investigaciones.

En los últimos años ha habido un fuerte incremento en la investigación relacionada con suelos no saturados. Como complemento a las investigaciones experimentales es necesario poder predecir el comportamiento de estos suelos, es por ello que más recientemente ya se utilizan programas computacionales que intentan simular lo sucedido en terreno.

Estos trabajos están relacionados principalmente con investigación en las áreas experimental y numérica, así como también con la elaboración e implementación de ecuaciones constitutivas apropiadas para el comportamiento del material.

En la gran mayoría de los modelos numéricos más conocidos se utilizan ecuaciones constitutivas apropiadas para suelos no saturados considerando un estado tensional definido por dos variables (por ejemplo, tipo p , q). Sin embargo, todavía es muy escaso el conocimiento del comportamiento de los suelos no saturados frente a trayectorias complejas de tensiones-deformaciones y la rotación de las tensiones principales o el valor de la tensión principal intermedia en la respuesta del suelo frente a cambios de succión.

Cabe señalar, que cada vez se estudian aspectos más específicos y apropiados para suelos bajo esta condición. Este mayor esfuerzo alcanza tanto al campo experimental como a la modelización numérica.

En relación a los trabajos experimentales, desde ya hace algunos años, se han desarrollado equipos de ensayo de triaxial verdadero (Sture y Desai, 1979; Airey y Word, 1988; Lade y Duncan, 1973). Más recientemente, se han introducido sistemas más modernos de medida de deformaciones y de control de ensayo aplicables a ensayos con suelos no saturados (Matsuoka, 2008; Sun et al., 2000; Hoyos et al., 2008; Hoyos et al., 2001). Varios han sido las propuestas para modelar los suelos no saturados, la mayoría de ellos basados en una generalización de la teoría del estado crítico (Alonso et al., 1990; Wheeler y Sivakumar, 1995; entre otros). Estos modelos están basados en el comportamiento del suelo en las condiciones triaxiales clásicas (estado tensional definido por una tensión desviadora y una tensión media).

1.2. Objetivos

El presente trabajo de Máster tiene por objetivo incrementar el conocimiento acerca del comportamiento hidromecánico de un suelo no saturado frente a succión y tensiones, considerando un estado tensional genérico. Ello permitirá la implementación de ecuaciones constitutivas elaboradas en un modelo numérico existentes y conducirá a la comparación y calibración más precisa de algunos problemas geotécnicos asociados a los suelos no saturados.

Para alcanzar este objetivo general, es necesario atender objetivos más específicos o parciales, que pueden ser resumidos en:

1. Poner a punto un equipo y realizar una serie de ensayos en el triaxial verdadero, los cuales tomaran diferentes trayectorias y cambios de succión.
2. Los resultados experimentales, sean propios o previamente realizados por otros autores, se modelaran utilizando el modelo de elementos finitos Code Bright. Para ello será necesaria realizar la calibración correspondiente a este tipo de ensayos.
3. Realizar una comparación de los resultados obtenidos en la parte experimental, para poder comprobar la influencia que tiene cada parámetro del modelo en la respuesta del suelo.

1.3. Metodología y contenido

El esquema de trabajo adoptado para la realización de esta investigación es el siguiente:

1. El capítulo 2 presenta una breve reseña del estado del conocimiento, partiendo por conceptos básicos, siguiendo por la parte experimental y acabando con la modelización constitutiva de suelos no saturados.
2. El capítulo 3 está enfocado especialmente a la parte experimental, comenzando por una introducción, siguiendo por la caracterización del suelo incluyendo su curva característica, preparación de la muestra, método de compactación, la descripción del equipo triaxial cubico, procedimiento experimental y resultados experimentales obtenidos.
3. El capítulo 4 presenta la modelación numérica, la justificación de parámetros adoptados para el modelo numérico, la comparación con trabajos experimentales realizados por otros autores (Hoyos (1998), Pérez-Ruiz (2009)) y finalmente la modelación y comparación de los resultados propios obtenidos en laboratorio.
4. El capítulo 5 resume las principales conclusiones de este trabajo y las líneas de trabajo para futuros trabajos de investigación.

2

Estado del Conocimiento

2.1. Introducción

En los últimos años ha habido un fuerte incremento en la investigación relacionada con suelos no saturados. Estos trabajos están relacionados principalmente con investigación en las áreas experimental y numérica, así como también con la elaboración e implementación de ecuaciones constitutivas apropiadas para el comportamiento del material.

En relación a los trabajos experimentales, desde ya hace algunos años, se han desarrollado equipos de ensayo de triaxial verdadero (Sture y Desai, 1979; Airey y Word, 1988; Lade y Duncan, 1973). Más recientemente, se han introducido sistemas más modernos de medida de deformaciones y de control de ensayo aplicables a ensayos con suelos no saturados (Matsuoka, 2008; Sun et al., 2000; Hoyos et al., 2008; Hoyos et al., 2001).

Varios han sido las propuestas para modelar los suelos no saturados, la mayoría de ellos basados en una generalización de la teoría del estado crítico (Alonso et al., 1990; Wheeler y Sivakumar, 1995; entre otros). Estos modelos están basados en el comportamiento del

suelo en las condiciones triaxiales clásicas (estado tensional definido por una tensión desviadora y una tensión media).

En la gran mayoría de los modelos numéricos más conocidos se utilizan ecuaciones constitutivas apropiadas para suelos no saturados considerando un estado tensional definido por dos variables (por ejemplo, tipo p, q). Sin embargo, todavía es muy escaso el conocimiento del comportamiento de los suelos no saturados frente a trayectorias complejas de tensiones-deformaciones y la rotación de las tensiones principales o el valor de la tensión principal intermedia en la respuesta del suelo frente a cambios de succión. Tampoco se ha investigado la respuesta a cambios de succión en estados generalizados de tensiones como, por ejemplo, la inundación de un suelo.

Cabe señalar, que cada vez se estudian aspectos más específicos y apropiados para suelos bajo esta condición. Este mayor esfuerzo alcanza tanto al campo experimental como a la modelización numérica. A continuación se van a presentar tres modelos encontrados en la revisión bibliográfica realizada. Se trata de los trabajos llevados a cabo por Molist (1997), Matzuoka et al., (2000, 2002) y por Hoyos (2007, 2008). A continuación se van a presentar tres modelos encontrados en la revisión bibliográfica realizada. Se trata de los trabajos llevados a cabo por Molist (1997), Matzuoka et al. (2000, 2002) y por Hoyos (2007, 2008).

2.2. Teoría Estado Crítico.

Cuando un material fino se somete a un ensayo de compresión isotrópica, su trayectoria de respuesta puede graficarse como una línea recta de pendiente λ en los ejes logaritmo del esfuerzo medio efectivo (p') contra volumen específico ($v = 1+e$, en donde e representa la relación de vacíos del material) tal como se muestra en la ecuación 2.1.

$$v = N - \lambda \ln p' \quad \text{Ecuación 2. 1}$$

en donde N representa el volumen específico para un esfuerzo medio efectivo unitario. Asimismo, la respuesta en descarga – recarga se puede trazar como una línea recta de pendiente k cuya ecuación se escribe:

$$v = v_k - k \ln p' \quad \text{Ecuación 2. 2}$$

Por otro lado, si en la misma figura se trazan las trayectorias de respuestas del material para ensayos drenados y no drenados realizados en probetas de suelo normalmente consolidadas y preconsolidadas. Finalmente, si se unen los puntos finales de todas las trayectorias de respuestas de estos últimos ensayos (que representan las condiciones de falla del material para cada caso), se puede observar que todos estos caen sobre una recta paralela a la línea de compresión virgen isotrópica (CVI). A esta línea se le denomina del Estado Crítico (LEC) y representa una condición en donde el material alcanza un estado de plasticidad perfecta en donde la deformación desviadora crece indefinidamente mientras los

esfuerzos efectivos y la deformación volumétrica total se mantienen constantes. Esta condición de perfecta plasticidad, se puede expresar como

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_q} = 0 \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Con $p' \neq 0$, $q, v \neq 0$ y $\partial \varepsilon_q \rightarrow \infty$

Con base en un análisis de los mecanismos de disipación de energía dentro del esqueleto del suelo y la observación de resultados experimentales, la teoría del estado crítico propone una superficie de fluencia de forma elíptica cuyo vértice izquierdo se fija en el origen y el derecho se coloca en el esfuerzo de preconsolidación p_0' . La ecuación de esta superficie se escribe

$$f = q^2 - M^2[p'(p_0' - p')] = 0 \quad \text{Ecuación 2.4}$$

en donde M representa la pendiente de la línea del estado crítico en los ejes (p' , q) cuyo valor esta dado por

$$M = \eta_{cs} = \frac{q_{cs}}{p'_{cs}} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

El valor de p_0' controla el tamaño de la superficie de fluencia, de tal manera que implícitamente se está considerando un endurecimiento isotrópico dado que la superficie de fluencia puede cambiar de tamaño pero no de forma. La Ecuación 2.5 representa entonces una familia de superficies elípticas cuyo eje mayor se localiza sobre el eje de los esfuerzos medios efectivos. Esta ecuación también se escribir como

$$\frac{p'}{p_0'} = \frac{M^2}{(M^2 + \eta^2)} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

en donde $\eta = q/p'$. En los ensayos triaxiales drenados o no drenados, normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados (trayectorias AB y AC, respectivamente en la Fig.2.17) las deformaciones plásticas se inician cuando el estado de esfuerzos hace contacto con la superficie inicial de fluencia. Al incrementarse la carga, el material se endurece y la superficie de fluencia crece. El estado crítico se alcanza en la cima de la superficie de fluencia (yIB o yIC) en donde el vector incremento de deformación plástica es paralelo al eje q , es decir $\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial \varepsilon_q} = 0$. El desviador máximo se obtiene en ese mismo punto

localizado al centro de la elipse, es decir

$$p_{cs}' = \frac{p_0'}{2}$$

Ecuación 2. 7

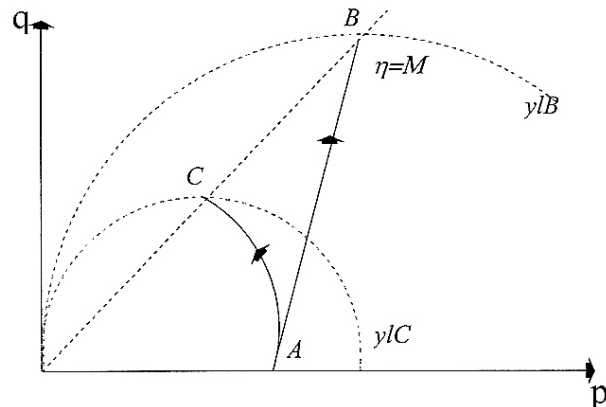


Fig.2.1 -Ensayo triaxial drenado (AB) y no drenado (AC) para muestras normalmente consolidadas y ligeramente preconsolidadas.

Cada superficie de fluencia (y) está asociada con la línea de carga-descarga (w') en el plano (p' , v) como se muestra la Fig.2.18 (b). Así, la línea de carga-descarga que corresponde a la superficie de fluencia de tamaño p_u' es, de acuerdo a las Ecuaciones [23] y [24].

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

Ecuación 2. 8

Para el valor del esfuerzo medio $p' = p_{cs}' = p_0'/2$ con el cual se alcanza el estado crítico, el volumen específico es:

$$v_{cs} = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 + \lambda \ln p_{cs}'$$

Ecuación 2. 9

Esta ecuación representa la línea que une todos los estados críticos posibles para un material en el plano (p' , v) y es paralela a la línea de compresión virgen isotrópica. Esta misma ecuación también se puede escribir:

$$v_{cs} = \Gamma - \lambda \ln p_{cs}'$$

Ecuación 2. 10

en donde

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

Ecuación 2. 11

representa el volumen específico que se obtiene para una presión de referencia

$$v_{cs} = 1$$

El estado crítico se da cuando las combinaciones de esfuerzos efectivos p_{cs}^* , q_{cs} y de volumen específico v_{cs} satisfacen simultáneamente las Ecuaciones [27] y [32]. Es decir, que cada punto del estado crítico, en el plano de esfuerzos efectivos (p_{cs}^*, q_{cs}) , está asociado con un punto en el plano de deformación volumétrica (v_{cs}, u_{cs}) (Fig. 2.18(a) y 2.18(b)) de tal manera que ahora es posible trazar la línea del estado crítico en un espacio tridimensional formado por los ejes (p, q, v) tal como se muestra en la Fig. 2.19.

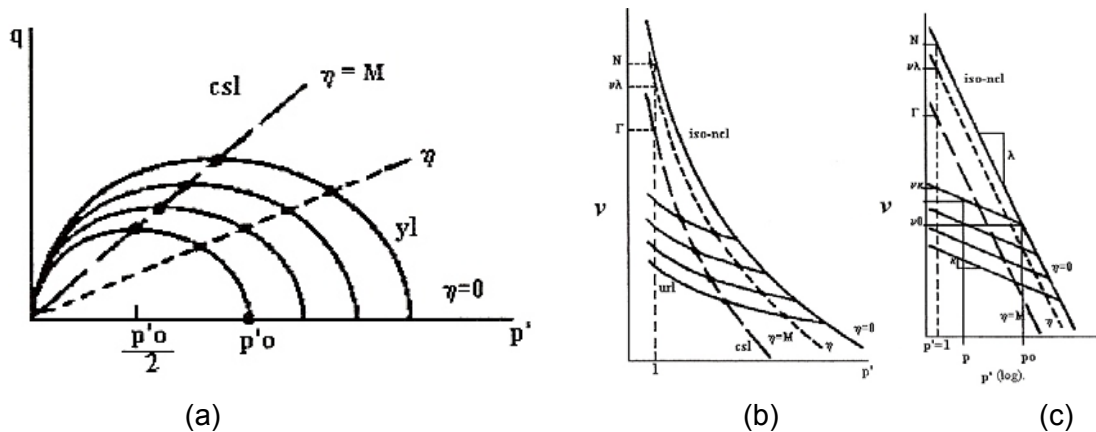


Fig.2.2-Superficies de fluencia asociadas al comportamiento volumétrico del material.

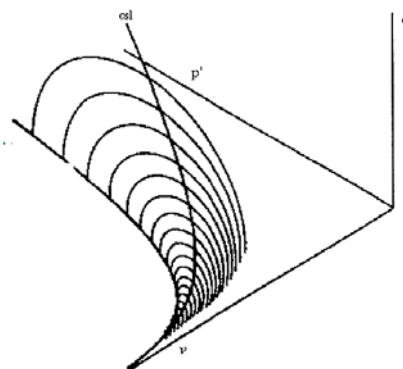


Fig.2.31-Representación tridimensional de la línea de consolidación virgen (ncl), de la línea del Estado Crítico(csl), y de las familias de superficies de fluencia.

Si el suelo obedece la condición de normalidad, entonces la misma ecuación describe tanto a la familia de superficies de fluencia como a la de potenciales plásticos en el plano (p' , q). Por lo tanto, el vector incremento de deformación plástica sigue la dirección normal de la superficie de fluencia, es decir

$$\frac{\partial \varepsilon_v^p}{\partial \varepsilon_q^p} \frac{\partial f / \partial p'}{\partial f / \partial q} = \frac{M^2(2p' - p_0')}{2q} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad \text{Ecuación 2. 12}$$

El crecimiento de la superficie de fluencia y por lo tanto el endurecimiento del suelo está relacionado con la deformación volumétrica plástica del material. Este valor se puede obtener a partir de la Ecuación 2.1 y sabiendo que $\varepsilon_v^p = \Delta v/v$, de donde se obtiene que

$$\delta \varepsilon_v^p = \left[\frac{(\lambda - \kappa)}{v} \right] \frac{\delta p_0'}{p_0'} \quad \text{Ecuación 2. 13}$$

de tal manera que el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia está dado por

$$\delta p_0' = \frac{v p_0'}{\lambda - \kappa} \delta \varepsilon_v^p \quad \text{Ecuación 2. 14}$$

y además puesto que el valor de preconsolidación del suelo se considera que no depende de la deformación desviadora

$$\frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_q^p} = 0 \quad \text{Ecuación 2. 15}$$

En el caso de que el endurecimiento de la superficie de fluencia no dependa de las deformaciones desviadoras ($\partial p_0' / \partial \varepsilon_q^p = 0$)

$$\begin{Bmatrix} \delta \varepsilon_v^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{Bmatrix} = \frac{1}{\frac{\partial f}{\partial p_0'} \left(\frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_v^p} \right)} \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial p'} & \frac{\partial f}{\partial q} \\ \frac{\partial f}{\partial q} & \left(\frac{\partial f}{\partial q} \right)^2 \frac{\partial p'}{\partial f} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{Bmatrix} \quad \text{Ecuación 2. 16}$$

Entonces a partir de la Ecuación 2.4 es posible obtener derivadas necesarias para obtener la matriz de rigidez :

$$\frac{\partial f}{\partial p_0'} = -M^2 p' \quad \text{Ecuación 2. 17}$$

$$\frac{\partial f}{\partial p_0'} = -M^2 (p_0' - 2p') \quad \text{Ecuación 2. 18}$$

$$\frac{\delta f}{\delta q} = 2q$$

Ecuación 2. 19

que integradas las Ecuaciones 2.12 y 2.13 proporcionan todos los elementos necesarios para obtener la matriz de rigidez plástica

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{v_p^*(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta^2}{(M^2 - \eta^2)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p^* \\ \delta q \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2. 20}$$

Sumando las matrices de comportamiento elástico y plástico, finalmente la matriz de rigidez elastoplastica del modelo del Estado Crítico se representa como:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{v_p^*(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} \frac{K}{v_p} + (h)(M^2 - \eta^2) & (h)2\eta \\ (h)2\eta & \frac{1}{3G} + (h)\frac{4\eta^2}{(M^2 - \eta^2)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p^* \\ \delta q \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2. 21}$$

En donde $\langle h \rangle$ representa la función escalon la cual toma un valor igual a cero cuando el estado de esfuerzos se localiza dentro de la superficie de fluencia y unitario cuando el estado de esfuerzos sobrepasa la superficie de fluencia, es decir $\langle h \rangle = 0$ si $f < \sigma_c$ y $\langle h \rangle = 1$ si $f > \sigma_c$ en donde f representa el valor de Ecuación 2.4 cuando se sustituyen los valores actualizados de los esfuerzos p^* y q .

En el primer caso el comportamiento es únicamente elástico y puede ocurrir al inicio del ensayo o bien cuando el material se descarga. Si el material se descarga, la superficie de fluencia conserva su tamaño. En el segundo caso, a la parte elástica se agrega la parte plástica y ocurre cuando el estado de esfuerzos rebasa la superficie de fluencia. En tal caso se presenta un cambio de tamaño de la superficie al cambiar el valor de p_0^* de acuerdo a la Ecuación 2.14 de tal manera que en su perímetro quede ubicado el nuevo estado de esfuerzos como se muestra en la Fig.2.20. El cambio de tamaño puede ser de aumento o de disminución dependiendo del signo del incremento de deformación volumétrica plástica. Por ejemplo, en el caso de un ensayo triaxial drenado para un suelo normalmente consolidado o ligeramente preconsolidado, el contacto de la trayectoria de esfuerzos efectivos, que son iguales a los totales, se produce en la parte derecha de la superficie de fluencia y debido a la regla de normalidad, la proyección horizontal del vector incremento de deformación plástica se dirige también a la derecha, es decir es de signo positivo y por lo tanto la superficie aumenta de tamaño. En cambio, cuando se ensaya un material fuertemente preconsolidado, el contacto de la trayectoria de esfuerzos efectivos ocurre a la izquierda de la superficie, de manera que la proyección que la superficie de fluencia reduce su tamaño hasta que el estado de esfuerzos alcanza la condición crítica.

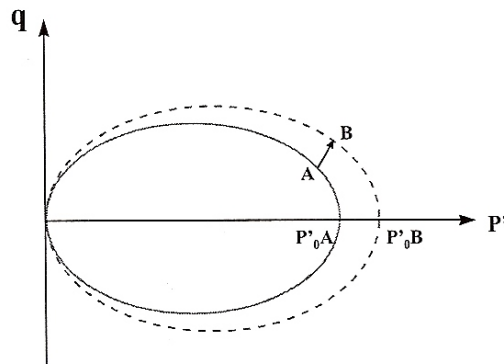


Fig.2.4-Incremento de esfuerzos y endurecimiento de la superficie de fluencia.

2.3. Modelo basado en Desai y Perzyna (Molist, 1997; Sánchez, 1997)

El estudio del presente trabajo e investigación estará basado en la viscoplasticidad para suelos no saturados basados en el BBM. A continuación, se presentan las principales ecuaciones, basadas en el modelo general para suelos no saturados basados en la teoría de Desai (1992) y Perzyna (1966), y desarrolladas por Molist (1997) y Sánchez (1997). Dado que este modelo es el que está implementado en el Code Bright y este es el programa que se utilizará en la Tesis, el modelo y sus fundamentos se recogen con más detalle en el Anexo A de este documento.

La ecuación constitutiva básica del modelo es:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \Gamma \langle \phi(F) \rangle \frac{\partial G}{\partial \sigma'} \quad \text{Ecuación 2. 22}$$

Con:

$$\phi(F) = \left(\frac{F}{F_0} \right)^N \quad \text{Ecuación 2. 23}$$

donde la función de fluencia está definida en función de los invariantes de tensiones como :

$$F(J_1, J_{2D}, J_{3D}, s) = aJ_{2D} - \mu^2 F_b F_s \quad \text{Ecuación 2. 24}$$

con las siguientes funciones adicionales:

$$F_b = \lambda \left[- (J_1^0(s) + k_2 s + k_4)^{2-n} (J_1 + k_1 s + k_4)^n + (J_1 + k_1 s + k_4)^2 - k_3 s J_1^0(s) \right]$$

**Ecuación 2.
25**

$$S = \frac{\sqrt{27}}{2} J_{3D} (J_{2D})^{(-3/2)}$$

**Ecuación 2.
26**

El potencial viscoplástico está definido similarmente como:

$$G(J_1, J_{2D}, J_{3D}, s) = a J_{2D} - b \mu^2 F_b F_s$$

**Ecuación 2.
27**

donde b es un parámetro que introduce la no asociatividad.

El endurecimiento se describe con la siguiente función:

$$J_1^0(s) = 3 p^c \left(\frac{J_1^{0*}}{3 p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-k}{\lambda(s)-k}}$$

**Ecuación 2.
28**

$$p_0(s) = J_1^0(s) / 3$$

**Ecuación 2.
29**

$$\lambda(s) = \lambda(0) [(1-r) \exp(-\beta s) + r]$$

**Ecuación 2.
30**

La succión y los esfuerzos netos están definidos como:

$$s = \max. ((P_g - P_l), 0)$$

**Ecuación 2.
31**

$$\sigma_n = \sigma_n^{total} - \max(P_g, P_l)$$

**Ecuación 2.
32**

y los invariantes son :

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) = p - \max(p_g, p_l) = J_1 / 3 - \max(p_g, p_l)$$

**Ecuación 2.
33**

$$J_{2D} = \frac{1}{2} \text{trace}(s : s) = \frac{1}{3} q^2 \quad s = \sigma' - p' I$$

**Ecuación 2.
34**

El endurecimiento depende de la deformación volumétrica viscoplástica de acuerdo a :

$$dJ_1^{0*} = \frac{1+e}{(\lambda(0)-k)} J_1^{0*} d\varepsilon_v^{vp} \leftrightarrow dp_0^* = \frac{1+e}{(\lambda(0)-k)} p_0^* d\varepsilon_v^{vp} \leftrightarrow \frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{1+e}{\chi(0)} d\varepsilon_v^{vp}$$

**Ecuación 2.
35**

Notar que usando $k_1=3k$, $k_2=3k$, $k_3=0$, $k_4=0$ y $F_s=1$, resulta:

$$F(q, p, s) = a \frac{1}{3} q^2 - b \mu^2 \gamma^3 \left[- (p_0(s) + ks)^{2-n} (p + ks)^n + (p + ks)^2 \right]$$

**Ecuación 2.
36**

De la misma forma el potencial viscoplástico se describe como:

$$G(q, p, s) = a \frac{1}{3} q^2 - b \mu^2 \gamma^3 \left[- (p_0(s) + ks)^{2-n} (p + ks)^n + (p + ks)^2 \right]$$

**Ecuación 2.
37**

La resistencia puede ser considerada también como función de succión en la siguiente forma:

$$\mu(s) = \mu_{dry} - (\mu_{dry} - \mu_{sat}) \left(\frac{\mu_{sat}}{\mu_{dry}} \right)^s \quad (\mu_{sat} < \mu_{dry})$$

**Ecuación 2.
36**

2.4. Modelo Cam- Clay

El Modelo original de Cam Clay

El Cam Clay es un modelo basado en el estado crítico de endurecimiento por deformación plástica que puede representar el comportamiento mecánico de las arcillas normalmente consolidadas (Roscoe y Schofield, 1963).

En el modelo constitutivo elastoplástico, los incrementos de deformación total están expresados por:

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^e + d\boldsymbol{\varepsilon}^p$$

Ecuación 2. 39

donde:

$d\boldsymbol{\varepsilon}^e$ es el incremento de deformación elástica calculado por la ley de Hooke

$d\boldsymbol{\varepsilon}^p$ es el incremento de deformación plástica basado en la teoría de la plasticidad

Dirección principal de los incrementos de deformación plástica

Como se muestra en la Figura 2.5, similar a la mayoría de los modelos elastoplásticos, el modelo de Cam Clay asume que la dirección principal de los esfuerzos, σ_{ij} y los incrementos de la deformación plástica ε_{ij} son coaxiales.

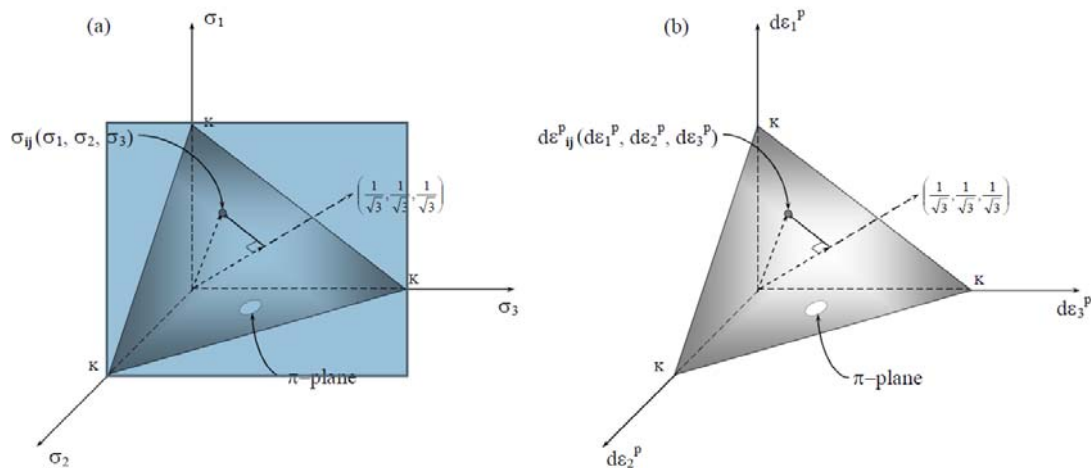


Figura 2.5 (a) Espacio principal de tensiones y (b) Espacio de deformación plástica principal (Modificado de: Matsuoka y Sun, 2006). Figura de Perez-Ruiz, 2009.

Las variables de estado de esfuerzo adoptadas en el modelo de Cam Clay son el esfuerzo medio neto, p , también conocido como esfuerzo octaédrico normal σ_{oct} y el esfuerzo desviador, q . Los incrementos de deformación plástica son $d\varepsilon_v^p$ y $d\varepsilon_q^p$. El esfuerzo medio y el esfuerzo desviador son definidos así:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

Ecuación 2. 40

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}}$$

Ecuación 2. 41

donde:

σ_1 es el esfuerzo principal vertical

σ_2 es el esfuerzo principal horizontal (dirección del eje y)

σ_3 es el esfuerzo principal horizontal (dirección del eje x)

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_1^p + d\varepsilon_2^p + d\varepsilon_3^p$$

Ecuación**2. 42**

$$d\varepsilon_q^p = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(d\varepsilon_1^p - d\varepsilon_2^p)^2 + (d\varepsilon_2^p - d\varepsilon_3^p)^2 + (d\varepsilon_3^p - d\varepsilon_1^p)^2}$$

Ecuación 2. 43

donde:

$d\varepsilon_v^p$ es el incremento de deformación volumétrica

$d\varepsilon_q^p$ es la deformación desviadora , también conocida como deformación plástica

Potencial plástico y función de fluencia

La ecuación de disipación de energía fue usada en el modelo de Cam Clay para determinar la potencial superficie de fluencia. El trabajo plástico por unidad de volumen de una muestra de triaxial con los externamente aplicados esfuerzos en la dirección principal puede ser expresada por (Matsuoka y Sun, 2006)

$$dW = \sigma_1 d\varepsilon_1^p + \sigma_2 d\varepsilon_2^p + \sigma_3 d\varepsilon_3^p = p d\varepsilon_v^p + q d\varepsilon_q^p$$

Ecuación 2. 44

Para determinar como la energía plástica es disipada se asume que todo el trabajo plástico es disipado enteramente por fricción. Por tanto, en la falla $q = Mp$ y $d\varepsilon_v^p = 0$ y la ecuación de disipación de energía se transforma en (Yu, 2006)

$$dW = pd\varepsilon_v^p + qd\varepsilon_q^p = Mp d\varepsilon_q^p$$

Ecuación 2. 4537

donde M es la relación q/p en el estado crítico

Además, el modelo de Cam Clay asume que hay una familia de superficies normales al incremento de deformación plástica en el espacio de los esfuerzos (es decir, la condición de normalidad). Esta superficie es el potencial plástico, g , el cual puede ser derivado de la ecuación de disipación de energía y escrita como (Yu, 2006)

$$g = g(p, q) = \frac{q}{pM} + \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) = 0$$

Ecuación 2. 46

donde

p_0 es una constante que indica la dimensión del potencial plástico.

La Figura 2.6 muestra la función de potencial plástico en el plano p - q el cual ha sido obtenido combinando la dirección del vector de incrementos de deformación plástica y la relación del esfuerzo con la condición de normalidad. Se puede observar en la intersección de la función de potencial plástico y la línea de estado crítico (LEC), que el incremento de la deformación volumétrica es igual a cero cuando $q/p = M$. También es verdad que para cualquier relación de esfuerzo que cae sobre la superficie de potencial plástico.

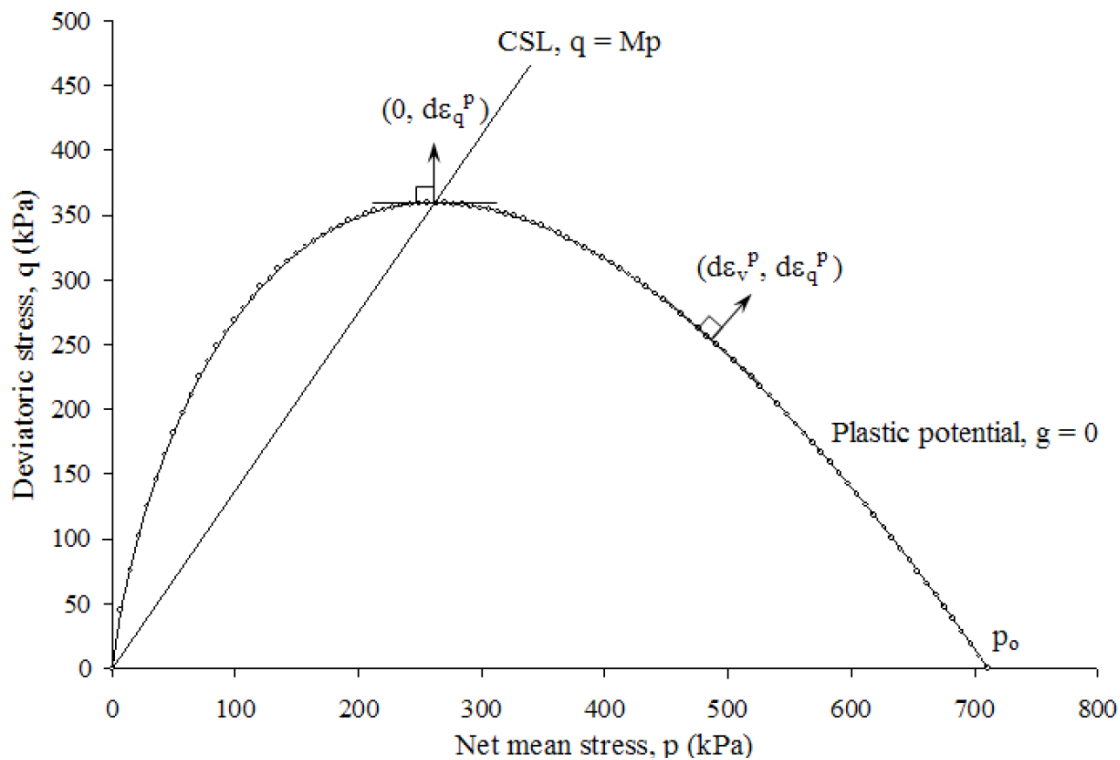


Figura 2.6 Potencial plástico y vectores de incremento de deformación plástica en el modelo de Cam Clay. Figura de Perez-Ruiz, 2009.

Adicionalmente, en el modelo de Cam Clay se asume que el suelo responde a una ley asociativa de flujo, es decir la función de fluencia, f , es idéntica a la función de potencial plástico, g , (Wood, 1990; Wood, 2004; Yu, 2006; Matsuoka y Sun, 2006). Así, la función de fluencia, f , puede ser expresada como:

$$f = f(p, q, p_0) = \frac{q}{pM} + \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) = 0$$

Ecuación 2. 47

La Figura 2.7 muestra la forma de la superficie de fluencia expresada por la función de fluencia. La superficie de fluencia, también conocida como lugar geométrico de fluencia, contiene todas las combinaciones de las relaciones de esfuerzo que producen solo deformación elástica. Por tanto, la deformación elastoplástica ocurre cuando el estado de esfuerzos está fuera del lugar geométrico de fluencia actual.

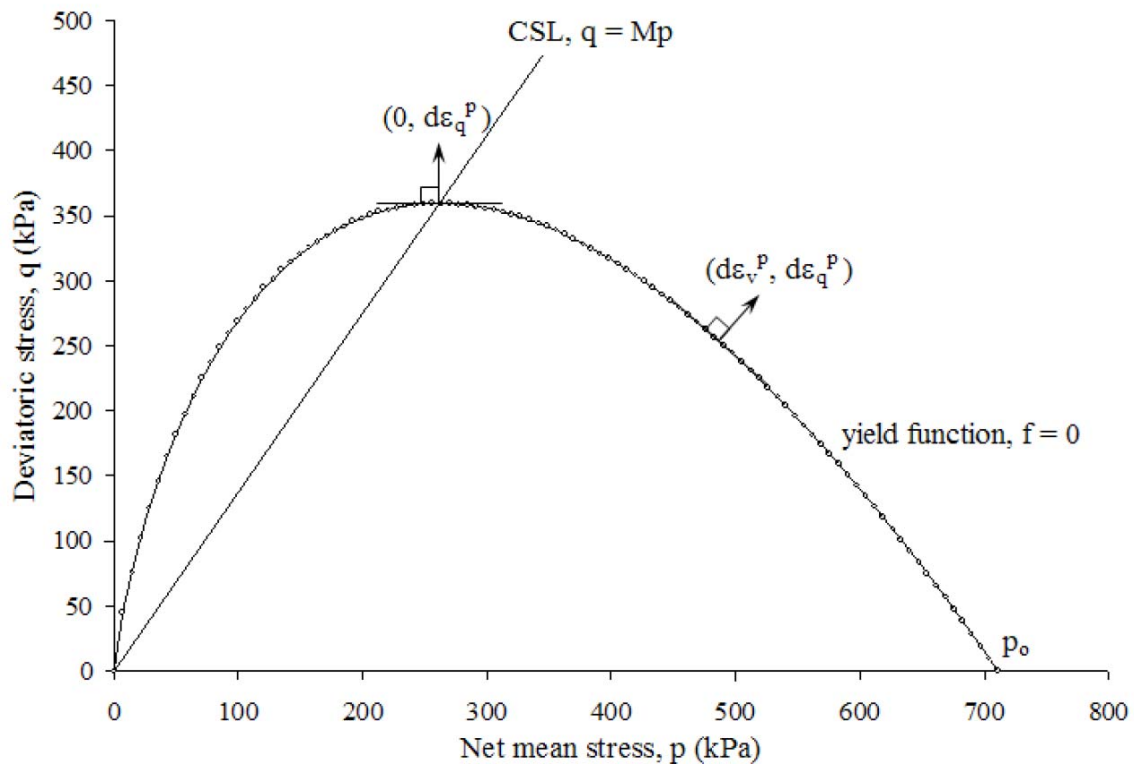


Figura 2.7 Superficie de fluencia y línea de estado crítico en el modelo de Cam Clay. Figura de Perez-Ruiz, 2009.

En la Figura 2.7, p_0 es la presión de preconsolidación la cual actúa como el parámetro de endurecimiento que cambia con la deformación plástica (Figura 2.8)

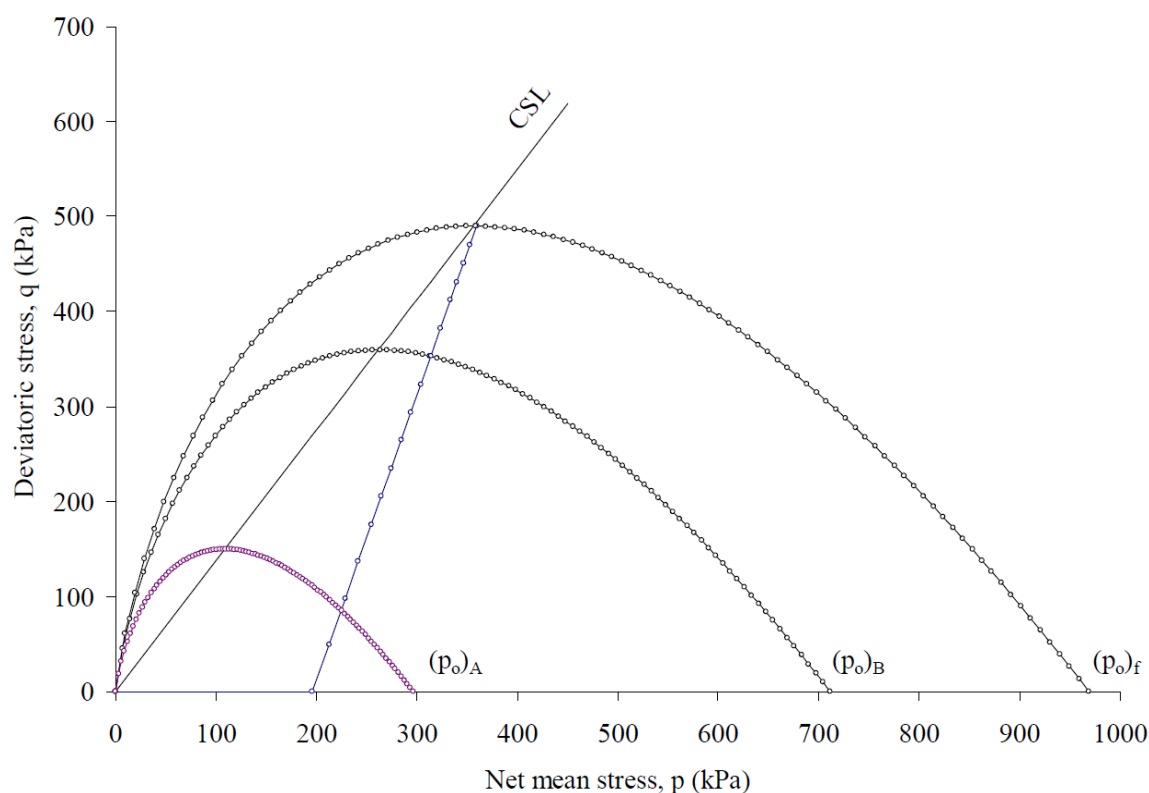


Figura 2.8 Progreso del lugar geométrico de fluencia en el modelo de Cam Clay. Figura de Perez-Ruiz, 2009.

Cuando la deformación plástica es alcanzada en una muestra de suelo, conocer la relación del incremento de deformación no es suficiente para calcular la magnitud de la deformación plástica. Para hacer esto, es necesario introducir la llamada regla de deformación-endurecimiento. Como se menciona antes, en el Cam Clay la presión de preconsolidación p_0 , se asume variable con la deformación plástica volumétrica. Puede observarse de la Figura 2.8 y la ecuación 2.47 que la dimensión de la superficie de fluencia esta representada por p_0 . El cambio en p_0 puede ser calculado por

$$dp_0 = \frac{vp_0}{\lambda - k} d\varepsilon_v^p$$

Ecuación 2. 48

donde:

- v es el volumen específico igual a $1+e$
- k es el parámetro de rigidez elástica
- λ es el parámetro de rigidez

En el modelo de Cam Clay, estos parámetros pueden ser determinados de los resultados de un ensayo de compresión isotrópica. En otras palabras, un ensayo de compresión isotrópica puede ser usado para derivar la regla deformación-endurecimiento. Como es bien sabido, un ensayo de compresión isotrópica mide la relación esfuerzo-deformación de una muestra de suelo bajo un estado isotrópico de esfuerzos. Como se muestra en la Figura 2.9 los resultados son usualmente dibujados en el plano $v-\ln(p)$ y la curva virgen de carga, también conocida como línea normal de consolidación (Inc) y la curva de carga-descarga (ccd) se asumen como líneas rectas. Las pendientes de las dos líneas se denotan generalmente como λ y k respectivamente. En el plano $v-\log(p)$ las pendientes de las dos líneas son el índice de compresión, C_c y el índice de hinchamiento, C_s respectivamente (Matsuoka y Sun, 2006). El índice de compresión C_c , y λ están relacionados por $\lambda = 0.434C_c$. De manera similar $k = 0.434C_s$ (Wood, 1990).

2.5. Modelo Cam- Clay Modificado

El modelo de Cam Clay fue modificado por Roscoe y Burland (1968) derivando un nuevo potencial plástico y ecuación de fluencia la cual lleva a una diferente relación entre la relación de esfuerzo y la relación del incremento de deformaciones. Para hacer esto los autores adoptaron la siguiente ecuación de trabajo

$$dW = p d\varepsilon_v^p + q d\varepsilon_q^p = p \sqrt{(d\varepsilon_v^p)^2 + (M d\varepsilon_q^p)^2}$$

Ecuación 2. 49

Bajo la misma hipótesis el potencial plástico resultante, g , y por tanto la función de fluencia, f , puede ser escrita como

$$f = f(p, q, p_0) = q^2 + M^2 p^2 - M^2 p p_0 = 0$$

Ecuación 2. 50

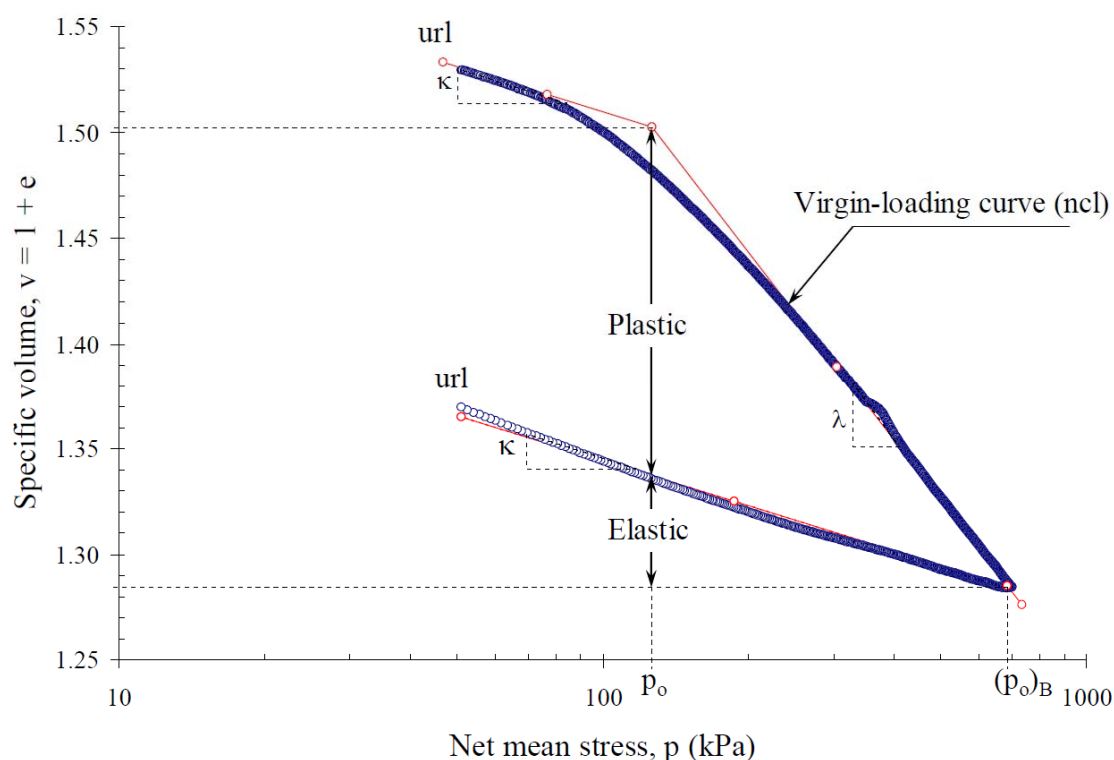


Figura 2.9 Resultados del ensayo de compresión isotrópica. Figura de Perez-Ruiz, 2009.

Como se muestra en la Figura 2.10, en el modelo de Cam Clay modificado, la curva de potencial plástico así como la superficie de fluencia es normal al eje p . La modificación propuesta supera la limitación del modelo Cam Clay original el cual predice la deformación plástica durante carga de compresión isotrópica lo cual contradice los resultados experimentales. La Figura 2.11 muestra la superficie de fluencia para ambos modelos, el original y el modificado.

La regla de deformación-endurecimiento usada en el modelo Cam Clay modificado es la misma que la usada en el modelo Cam Clay original. Como muestra la Figura 2.12, el lugar geométrico de fluencia del modelo Cam Clay modificado son elipses en el plano q - p . También puede ser observado que la deformación plástica volumétrica incrementa gradualmente cuando la superficie de fluencia se expande.

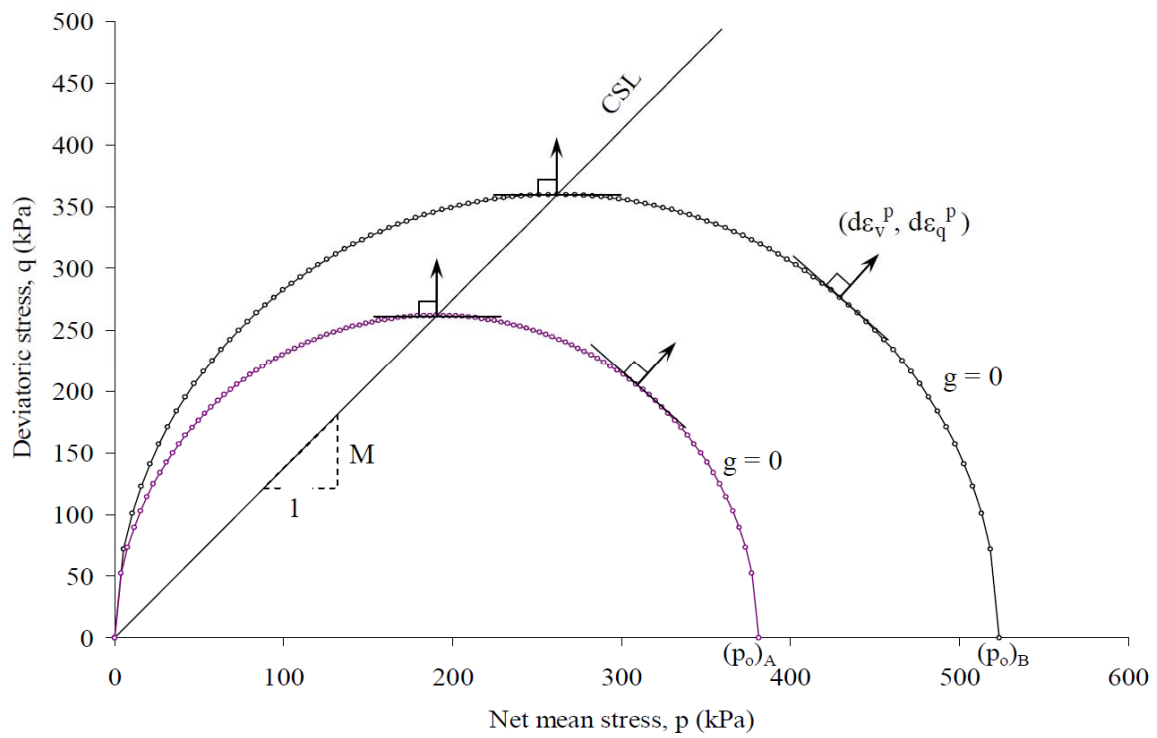


Figura 2.10 Potencial plástico y vectores de incremento de deformación plástica en el modelo de Cam Clay modificado. Figura de Perez-Ruiz, 2009.

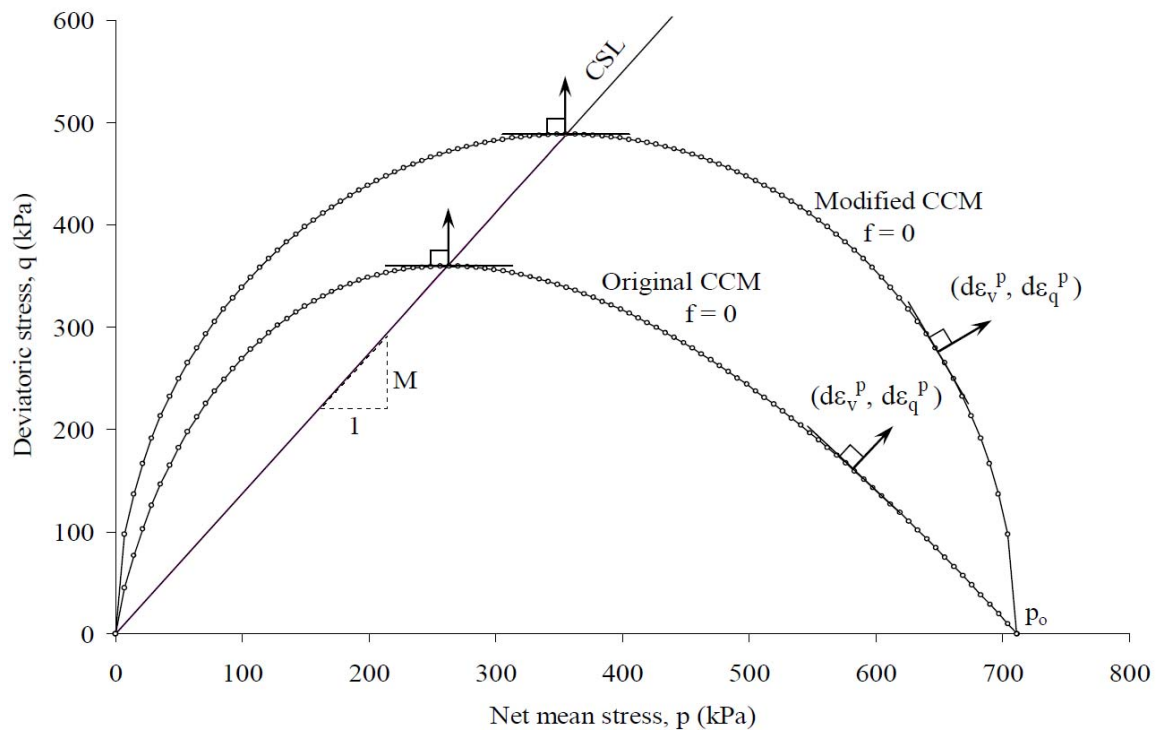


Figura 2.11 Superficie de fluencia original y modificada del modelo de Cam Clay. Figura de Perez-Ruiz, 2009.

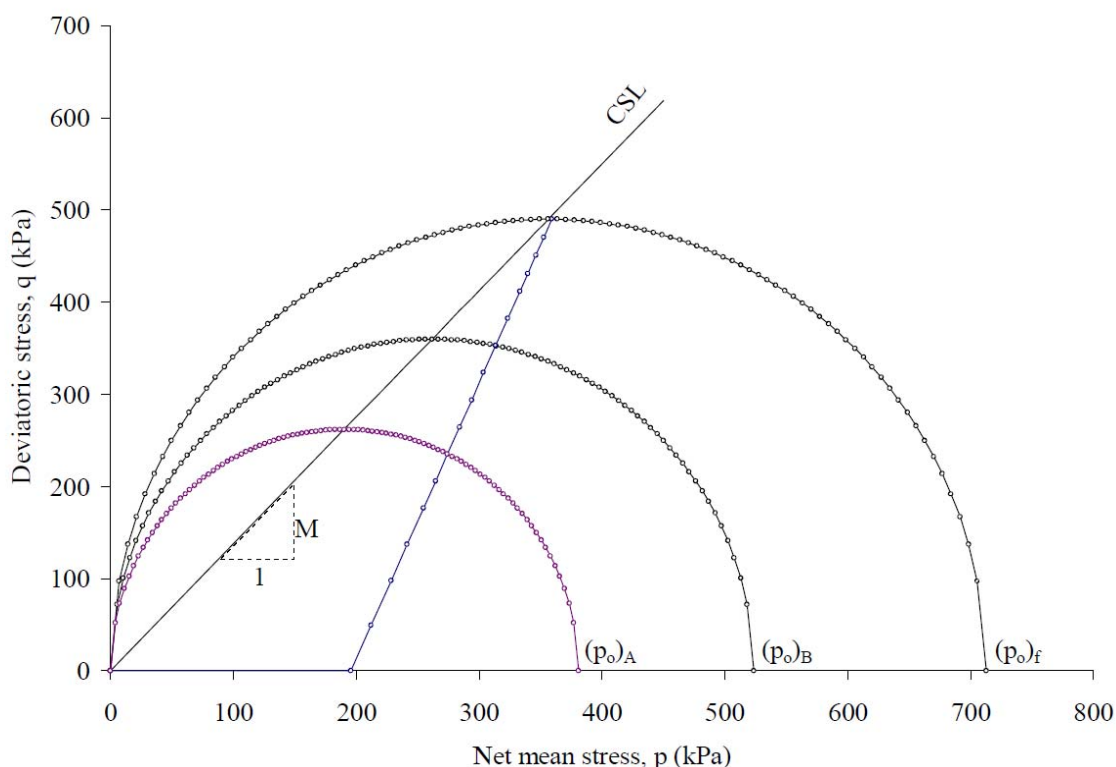


Figura 2.12 Progreso de la superficie de fluencia en el modelo de Cam Clay. Figura de Perez-Ruiz, 2009.

2.6. Modelo Basico Barcelona

El Modelo Basico de Barcelona (BBM) propuesto por Alonso *et al.* (1990) es un modelo de estado crítico para describir las características más importantes del comportamiento de un suelo parcialmente saturado. El modelo ha sido formulado dentro del marco de la plasticidad por deformaciones de endurecimiento y puede ser usado para representar el comportamiento de un suelo no saturado. El modelo está destinado para suelos parcialmente saturados tales como las arenas, limos, arenas arcillosas, arcilla arenosa y arcillas de baja plasticidad las cuales son ligeramente ó moderadamente expansivas.

El modelo básico de Barcelona es una extensión del modelo modificado de Cam Clay propuesto por Roscoe y Burland (1968). Por lo tanto, este es definido también en términos de la tensión media neta, p , y la tensión desviadora, q , como variables de estado. Además, la succión matricial, $s = u_a - u_w$, ha sido incluida como una tercera variable de estado de manera de incorporar los efectos de la succión, particularmente importantes en suelos no saturados. Por lo tanto, el Barcelona Basic Model continúa trabajando rigurosamente bajo el buen marco establecido del modelo modificado de Cam Clay y es consistente dentro de este marco, siendo capaz de predecir el comportamiento de un suelo saturado cuando el valor de

la succión se reduce a cero. Consecuentemente, el modelo modificado de Cam Clay es un caso particular del Barcelona Basic Model cuando la succión del suelo es igual a cero.

Dirección principal de los incrementos de deformaciones plásticas:

Similar al modelo de Cam Clay, el modelo básico de Barcelona asume que la dirección de las tensiones principales, σ_{ij} , y los incrementos de deformaciones plásticas, ε_{ij} , son coaxiales (Figura 2.5). Los incrementos de deformación plástica son $d\varepsilon_v^p$ y $d\varepsilon_q^p$.

Formulación del modelo para un estado de tensiones isotrópicas:

Alonso *et al.* (1990) la curva de fluencia de la carga de colapso (LC) en el espacio (p,s) considerando el límite impuesto por el comportamiento de la condición saturada e isotrópica y el ensayo de podómetro de compresión bajo succión controlada. Por lo tanto, en el ensayo isotrópico bajo succión controlada (ej: a s constante), la variación del volumen específico, $v = 1+e$, con la tensión total neta media, p, y succión, s, a lo largo de la curva de carga denominada 'curva virgen de carga' está dada por:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c}$$

Ecuación 2. 51

donde,

$\lambda(s)$ = parámetro de rigidez del suelo que depende de la succión matricial, s.

p^c = estado de tensión de referencia para la cual $v = N(s)$.

El parámetro de rigidez del suelo puede ser obtenido de la siguiente ecuación:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right]$$

Ecuación 2. 52

donde,

r = constante relacionada con la rigidez máxima del suelo, $r = \lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$

β = parámetro que controla la variación de rigidez del suelo con la succión matricial.

La variación del parámetro de rigidez del suelo, $\lambda(s)$, para diferentes valores de r, cuando el parámetro de rigidez del suelo para condiciones saturadas es $\lambda(s) = 0$, y $\beta = 17.33 \text{MPa}^{-1}$ es presentado en la Figura 2.13. Adicionalmente, la variación del parámetro de rigidez del suelo, $\lambda(s)$, para diferentes valores de β y $r = 0.268$ es mostrado en al Figura 2.14.

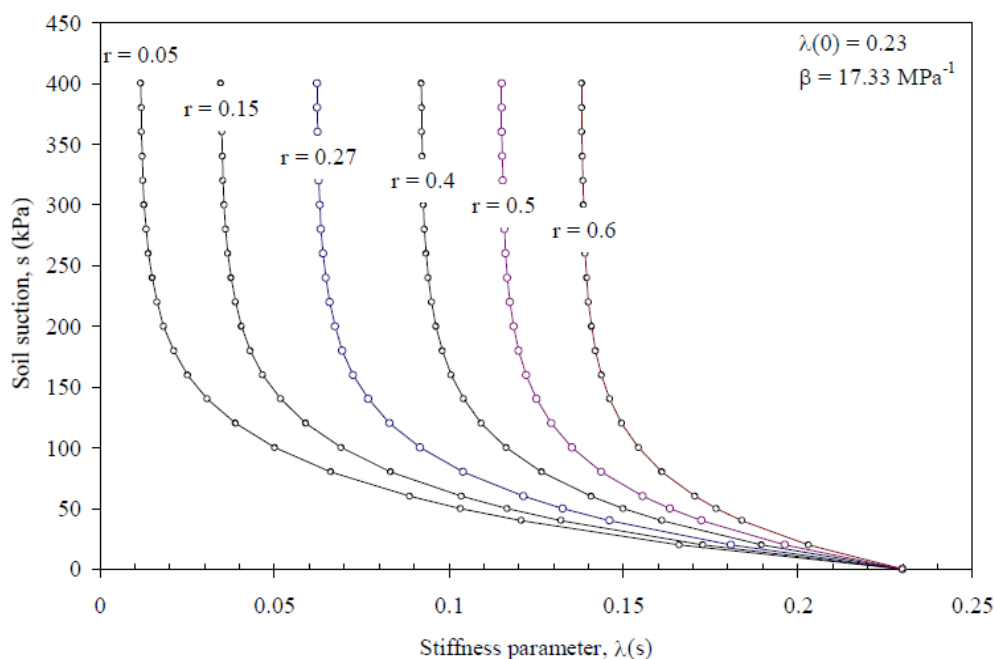


Figura 2.13: Variación del parámetro de rigidez para diferentes valores de r . Figura de Perez-Ruiz, 2009.

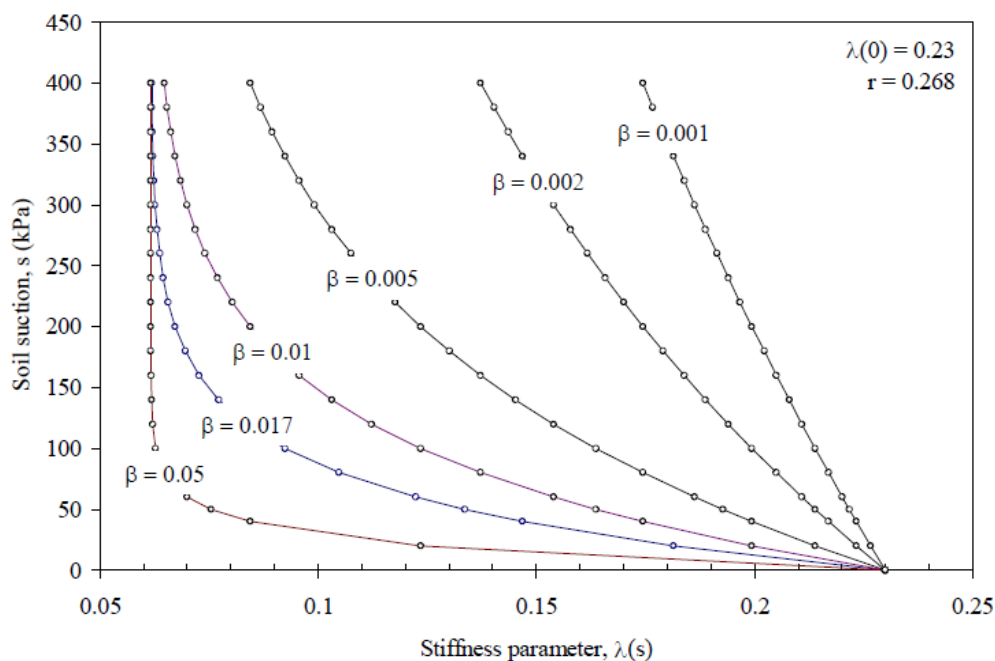


Figura 2.14: Variación del parámetro de rigidez para diferentes valores de β . Figura de Perez-Ruiz, 2009.

Similarmente al modelo modificado de Cam Clay, el Barcelona Basic Model asume que sobre la línea de carga y descarga, u_{rl} , el suelo tiene un comportamiento elástico. Por lo tanto, los cambios en el volumen específico pueden ser calculados como:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p}$$

Ecuación 2. 53

Donde,

κ = índice de humedecimiento elástico

Aunque se podría esperar que los cambios de κ sean con respecto a la variación de la succión matricial, s , el modelo adopta un valor constante para asegurar que la parte elástica del modelo es conservativa (Alonso *et al.*, 1990).

La variación propuesta del volumen específico en el ensayo isotrópico de una muestra saturada (ej: succión, $s = 0$) y una muestra parcialmente saturada es mostrada en la Figura 2.15.

La muestra saturada cede a una presión $p_o(0)$ (ej: $p_o(0)$ = tensión de pre-consolidación saturada), mientras la muestra parcialmente saturada cede a una tensión isotrópica mayor $p_o(s)$. Asumiendo que ambos puntos $p_o(0)$ y $p_o(s)$ pertenecen a la misma curva de fluencia de carga de colapso, una relación entre la tensión de fluencia genérica, $p_o(s)$ y la tensión de pre-consolidación saturada, $p_o(0)$, puede ser escrita como (Alonso *et al.*, 1990):

$$\frac{p_o(s)}{p^c} = \left[\frac{p_o(0)}{p^c} \right]^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}}$$

Ecuación 2. 54

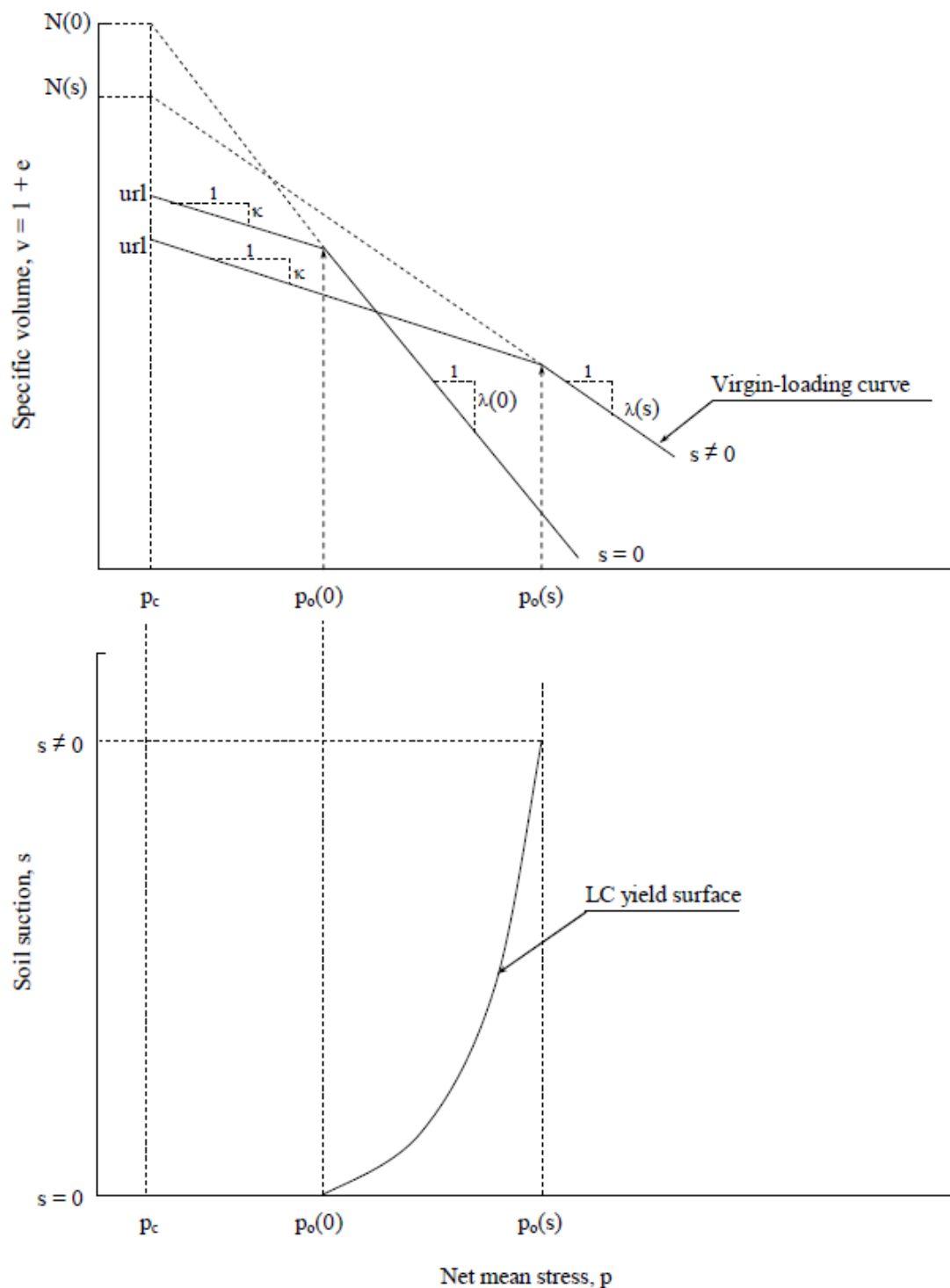


Figura 2.15: Variación esperada del volumen específico para un suelo saturado y no saturado (modificado por: Alonso *et al.*, 1990). Figura de Perez-Ruiz, 2009.

Esta ecuación juega un rol fundamental en la Barcelona Basic Model para poder tener en cuenta el aumento aparente en la tensión de pre-consolidación asociada con la succión. La variación en la forma de la curva de fluencia de carga de colapso para diferentes valores de

$p_o(0)$ y valores del parámetro $\beta = 8.9 \text{ MPa}^{-1}$ y $r = 0.649$ es mostrada en la Figura 2.16. Es importante recalcar que la curva de fluencia de carga de colapso se convierte en una línea recta cuando $p_o = p_c$. En este caso, los cambios en la succión no resultan en deformaciones plásticas. Con el fin de aislar una única curva de fluencia de carga de colapso, es necesario especificar la presión media neta de pre-consolidación para la condición saturada $p_o(0)$, la cual puede ser vista como un parámetro de endurecimiento en la ecuación 2.55 (Alonso *et al.*, 1990).

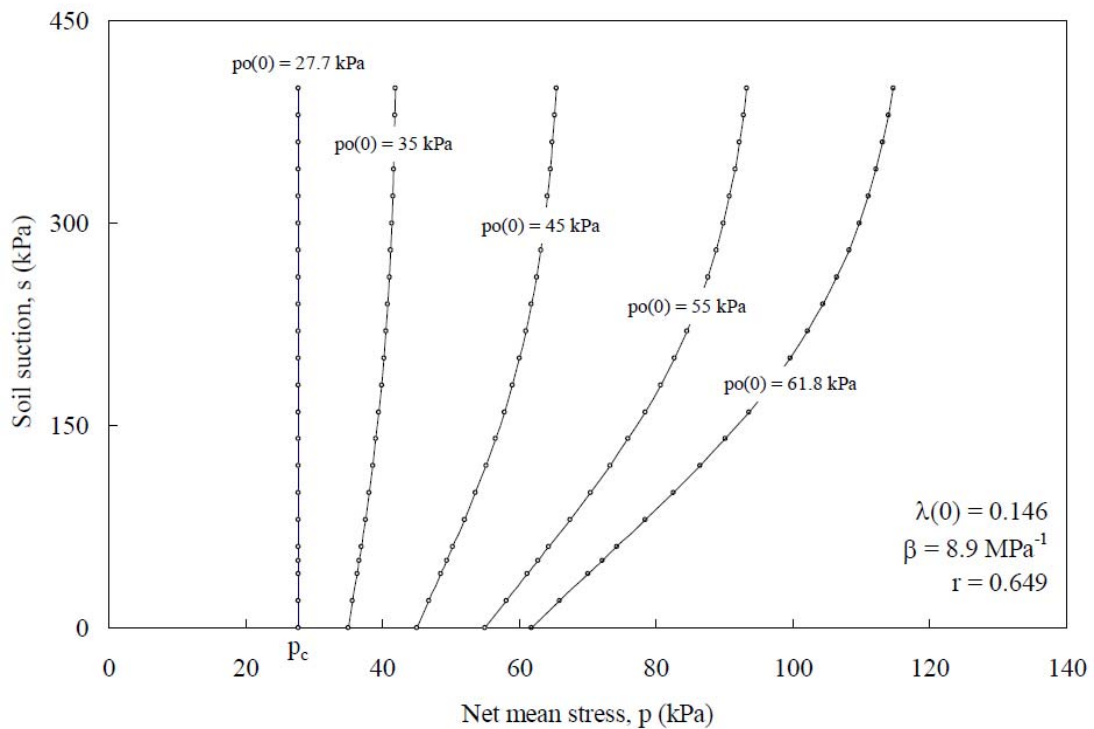


Figura 2.16: Forma de la curva de fluencia de carga de colapso para diferentes valores de $p_o(0)$. Figura de Perez-Ruiz, 2009.

De la misma manera, el suelo experimenta deformaciones cuando la succión aumenta, y a ciertos valores de succión, el suelo puede también experimentar deformaciones irreversibles. Por lo tanto, es posible que siempre que el suelo alcance la máxima succión alguna vez experimentada y los límites de transición desde el estado elástico al plástico, se desarrollen deformaciones irreversibles (Figura 2.17). Debido a la falta de evidencias experimentales, Alonso *et al.*, (1990) asume que la condición de fluencia asociada con el valor de succión máximo previamente alcanzado, s_0 , es descrito por $s = s_0 = \text{constante}$. Esta superficie de fluencia es denominada superficie de influencia debido al aumento de succión. Consecuentemente, la región elástica en el plano (p,s) se encuentra encerrada por ambas curvas de fluencia, LC y SI en la Figura 2.18.

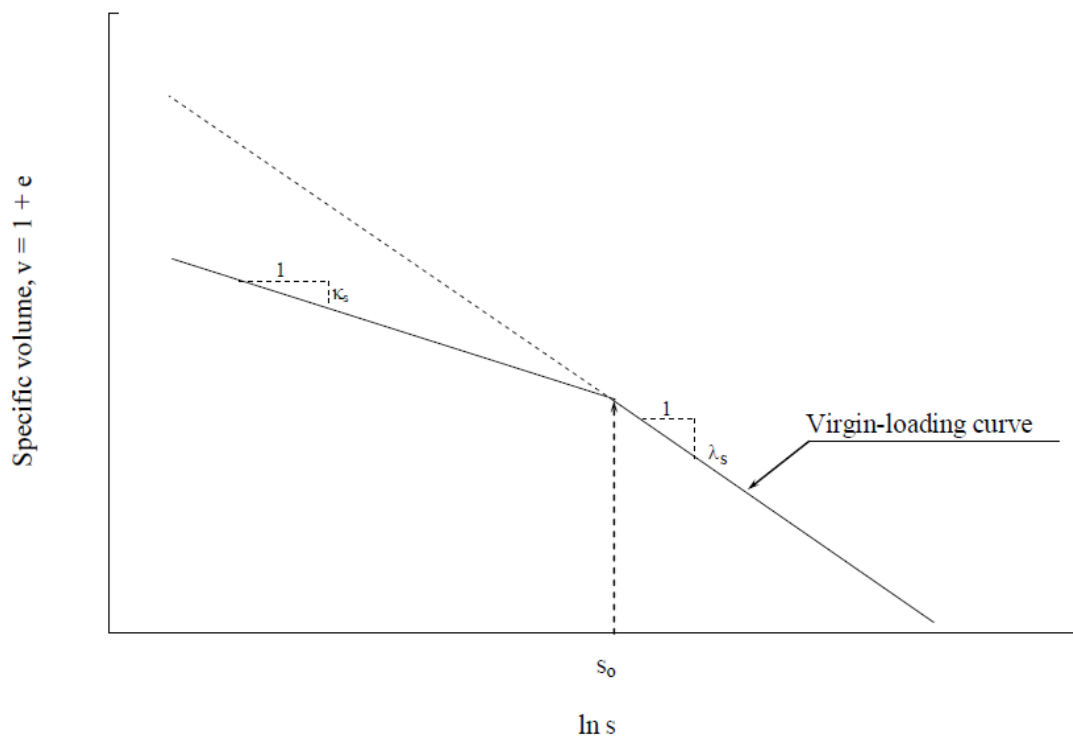


Figura 2.17: Definición de la superficie de fluencia por aumento de succión (SI). Figura de Perez-Ruiz, 2009.

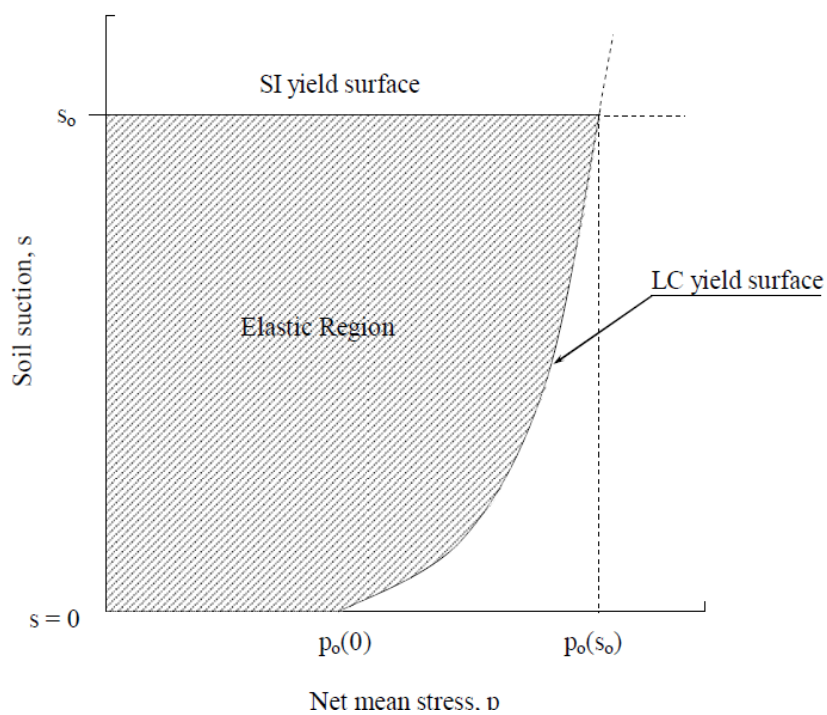


Figura 2.18: Carga de colapso (LC) y suction increase (SI) yield locus (modificado de Alonso *et al.*, 1990). Figura de Perez-Ruiz, 2009.

Formulación del modelo para el estado general de tensiones:

Alonso *et al.*, 1990 adopta el modelo modificado de Cam Clay como una condición límite para representar la condición saturada de una muestra de suelo. Consecuentemente, los autores asumen que la curva de fluencia para una muestra de suelo a succión constante, s , puede ser adecuadamente descrita por una elipse. Además, similarmente al modelo modificado de Cam-Clay, este también asume que el tamaño de la elipse será determinado por el valor de la tensión de pre-consolidación, p_o .

Sin embargo, en orden a incorporar el efecto de la succión el modelo básico de Barcelona asume que el aumento de succión induce un aumento de la cohesión mientras mantiene la pendiente M de la línea de estado crítico (CSL) para condición saturada. Por lo tanto, el modelo también asume que el aumento en la cohesión sigue una relación lineal con la succión. Así, la elipse interceptará al eje p en un punto para el cual $p = -p_s = k_s s$, donde k es el parámetro que controla el aumento de la cohesión con la succión, s . Por consiguiente, el eje mayor de la elipse, el cual coincide con el eje p , se extiende desde $-p_s(s)$ hasta $p_o(s)$. Consecuentemente, para un valor particular de la succión matricial, s , la superficie de fluencia, f , en el plano (p,s) puede ser representado por:

$$f = f(p, q, s) = q^2 - M^2(p + p_s)[p_o(s) - p] = 0$$

Ecuación 2. 55

donde,

$p_s = ks$

$k = \text{constante}$

$s = \text{succión del suelo}$

El significado físico de todos los parámetros en la ecuación 2.51, así como la representación de la superficie de fluencia para condiciones saturadas (ej: $s = 0$) y condiciones no saturadas (ej: $s \neq 0$) son graficadas en la Figura 2.19.

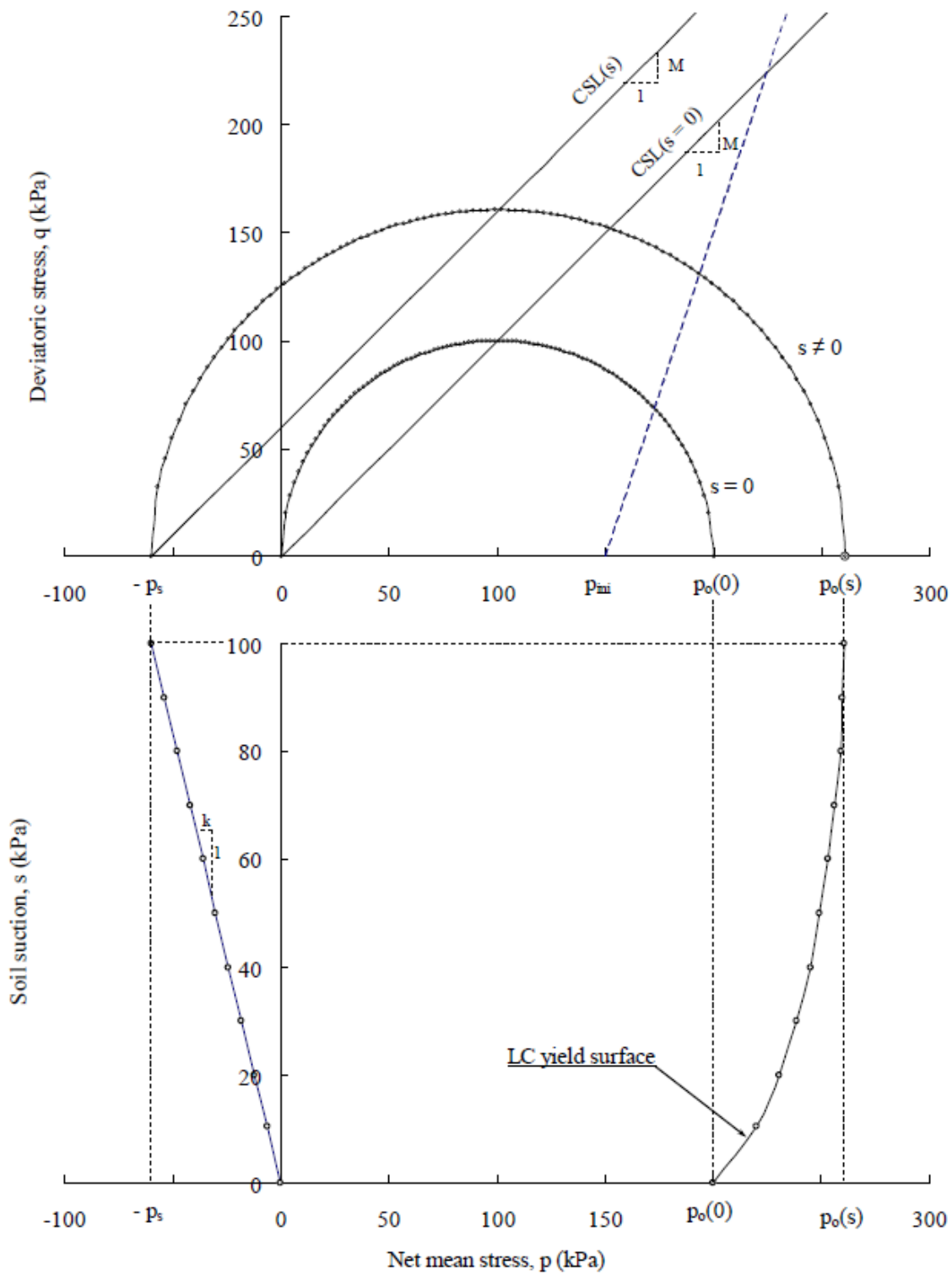


Figura 2.19: Superficie de fluencia del Barcelona Basic model para $s = 0$ y $s \neq 0$. Figura de Perez-Ruiz, 2009.

Ley de deformación-endurecimiento:

Cuando la deformación plástica es alcanzada en muestras de suelo, aunque el incremento de deformación sea conocido, no es suficiente para calcular la magnitud de la deformación plástica. Para conocer dicha magnitud, es necesario introducir la llamada ley de deformación-endurecimiento. Como se ha mencionado anteriormente, el BBM asume que la evolución de la superficie de fluencia en suelos no saturados está controlada por los parámetros de endurecimiento $p_0(0)$ y s_0 . Además el modelo asume que ambos parámetros de endurecimiento pueden ser descritos como una función de suelo deformado.

Generalmente hablando, en modelos elasto-plásticos el incremento de deformación volumétrica total puede ser calculada como $d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p$. Sin embargo, para suelos no saturados el modelo elástico propuesto, $d\varepsilon_v^e$, como también el modelo plástico, $d\varepsilon_v^p$, el incremento de deformación volumétrica debe ser calculado considerando el efecto de incremento medio neto, es decir, el incremento de deformación como un incremento en la succión. Entonces, incrementos de deformación elásticos y plásticos pueden ser expresados por:

$$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{vp}^e + d\varepsilon_{vs}^e \quad \text{Ecuación 2.56}$$

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p \quad \text{Ecuación 2.57}$$

donde

$d\varepsilon_{vp}^e$ = incremento de deformación volumétrica elástica debido a cambios en p

$d\varepsilon_{vs}^e$ = incremento de deformación volumétrica elástica debido a cambios en s

$d\varepsilon_{vp}^p$ = incremento de deformación volumétrica plástica debido a cambios en p

$d\varepsilon_{vs}^p$ = incremento de deformación volumétrica plástica debido a cambios en s

El incremento de deformación volumétrica total debido a cambios de tensión media neta, p , puede ser calculado por:

$$d\varepsilon_{vp} = d\varepsilon_{vp}^e + d\varepsilon_{vp}^p \quad \text{Ecuación 2.58}$$

El incremento de deformaición volumétrica debido a cambios en la matriz de succión, s , puede ser expresado como:

$$d\varepsilon_{vp} = d\varepsilon_{vs}^e + d\varepsilon_{vs}^p \quad \text{Ecuación 2.59}$$

El módulo elástico está relacionado con el índice de hinchamiento, κ , desde la suposición que el suelo se comporta elástico durante la descarga y carga isotropa. Por lo tanto, un incremento de p en la zona elástica producirá una deformación volumétrica dada por:

$$d\varepsilon_{vp}^e = \frac{\kappa dp}{v_p} \quad \text{Ecuación 2.60}$$

Del mismo modo, un aumento de la succión en la zona elástica se traducirá en la deformación volumétrica dada por:

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s+p_{atm})} \quad \text{Ecuación 2.61}$$

61

Una vez que la tensión media neta, p , alcanza el valor de LC de la superficie de fluencia $p_0(s)$ la deformación volumétrica total para cualquier nuevo aumento de p para un valor específico de la matriz de succión, s , debería ser calculado como:

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0(s)}{p_0(s)} \quad \text{Ecuación 2.62}$$

62

Además, la componente plástica del incremento de deformación volumétrica total puede ser obtenida restando el incremento de deformación plástica del incremento de la deformación volumétrica total. La diferencia entre estos dos valores puede ser expresada como:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0(s)}{p_0(s)} \quad \text{Ecuación 2.63}$$

63

Por otro lado, si la matriz de succión, s , alcanza la succión SI, valor de fluencia s_0 , cualquier incremento en la succión a lo largo de un determinado valor de la tensión media, p , inducirá un incremento en la deformación volumétrica total, dado por:

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0+p_{atm})} \quad \text{Ecuación 2.64}$$

64

Del mismo modo, la componente plástica del incremento de deformación total debido a un incremento de succión puede ser obtenido por la resta del incremento volumétrico de la deformación plástica del incremento de deformación volumétrica total. La diferencia entre ambos valores puede ser expresada por:

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0+p_{atm})} \quad \text{Ecuación 2.65}$$

65

Alonso et al (1990) argumenta que ambos tipos de deformaciones plásticas tienen un efecto similar en el control de la posición de la superficies de fluencia LC y SI. Por lo tanto, resulta sencillo acoplar ambas curvas de fluencia resultado si su posición está controlada por la deformación volumétrica total, $d\varepsilon_v^p$. Por lo tanto, el cambio en $p_0(0)$ y s_0 puede ser calculado por:

$$dp_0(0) = \frac{vp_0(0)}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad \text{Ecuación 2.66}$$

$$ds_{0}^{p} = \frac{v(s_{0} + p_{atm})}{\lambda_{0} - \alpha s} ds_{v}^{p}$$

Ecuación 2.

67

Ley de flujo:

Según Alonso et al. (1990), los incrementos de deformación plástica asociada a la superficie de fluencia f (Ecuación 2.55) son el incremento volumétrico de deformación plástica, $d\varepsilon_{vp}^p$, y los incrementos de deformación desviadora plástica, $d\varepsilon_{q}^p$. La ley de flujo no asociada, ha sido propuesta para determinar la dirección de los incrementos de deformación plástica. Por lo tanto, teniendo en cuenta que los modelos convencionales de estados crítico a menudo sobreestiman los valores de k_0 (Gens y Potts, 1982) la expresión asociada a la ley de flujo es modificada mediante la introducción de un parámetro α propuesta por Ohmaki (1982), dando como resultado la siguiente ecuación:

$$\frac{ds_{0}^{p}}{ds_{vp}^{p}} = \frac{2q\alpha}{M^2[2p + p_s - p_0(s)]}$$

Ecuación 2.

68

El valor de α se obtiene considerando $K_0 = 1 - \sin(\phi') = (6 - 2M)/(6' + M)$ y ignorando los incrementos de tensión desviadora (por ejemplo $d\varepsilon_{q}^p = 0$), se puede calcular:

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)(1-\frac{K}{2(6)})}$$

Ecuación 2.

69

El vector de incremento de la deformación plástica asociado con el incremento de succión (SI) la superficie de fluencia será el incremento de deformación volumétrica plástica, debido a los cambios en s , $d\varepsilon_{vs}^p$, que es dada por la ecuación 2.64.

Los incrementos de deformación elástica inducida por los cambios en la tensión desviadora, q , pueden ser calculados en función del módulo de corte, G , por:

$$ds_{\alpha}^e = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(ds_1^e - ds_2^e)^2 + (ds_2^e - ds_3^e)^2 + (ds_3^e - ds_1^e)^2} = \frac{1}{3G} dq$$

Ecuación 2. 70

2.7. BBM modificado (Josa et al., 1992):

Alonso *et al.* (1987) indica que durante el humedecimiento un suelo parcialmente saturado puede expandir si la tensión de confinamiento son suficientemente bajas, ó puede colapsar si la tensión de confinamiento son suficientemente altas. También es posible que un sólido experimente inicialmente una expansión, seguida por el colapso (Escario y Saez, 1973; Josa *et al.*, 1987; y Burland y Ridley, 1996). Por lo tanto, cuando el estado de tensiones es tal que

el colapso tiene lugar durante el humedecimiento, entonces las deformaciones del suelos dependen de la tensión de confinamiento presente cuando se produce el humedecimiento. En general, si el estado de tensiones no es suficientemente alto para que el colapso se produzca durante el humedecimiento, un sólido no expansivo de baja plasticidad experimentará una pequeña y reversible hinchazón. Por otro lado, una arcilla expansiva de alta plasticidad puede experimentar grandes e irreversibles deformaciones (Georgiadis, 2003).

Considerando que la posibilidad de colapso debido al humedecimiento inicialmente aumenta con la tensión de confinamiento hasta alcanzar un máximo y luego decrece, entonces la posibilidad de colapso en el espacio v - $\ln p$ es la diferencia entre líneas de compresión isotrópicas parcialmente y totalmente saturadas. Por lo tanto, el valor de $\lambda(s)$ puede depender no solo de la succión del suelo, sino también del rango de tensión neta media a la cual fue realizado el experimento (Wheeler y Karube, 1996).

El Barcelona Basic Model (BBM) asume líneas de compresión isotrópicas lineales para condicione parcialmente saturadas. Estas líneas se alejan de la línea de compresión totalmente saturada (ver Figura 2.15), lo cual implica que la posibilidad de colapso debido del humedeciendo aumenta indefinidamente con la tensión de confinamiento. Sin embargo, para la mayoría de los suelos parcialmente saturados la posibilidad de colapso inicialmente aumenta con la tensión de confinamiento hasta alcanzar un valor máximo y luego decrece tendiendo a cero para valores de tensiones muy altos (Josa *et al.*, 1992). Para salvar este problema, Josa *et al.* (1992) presenta un modelo elasto-plástico para suelos no saturados modificado, el cual incorpora líneas curvas de compresión normal que inicialmente divergen y luego convergen. La formulación del modelo es similar al Barcelona Basic Model (BBM) y no se abordará en toda su extensión en el presente trabajo.

Las modificaciones propuestas nos permiten predecir el colapso máximo a algún valor de tensión de confinamiento a través de la introducción de de una nueva expresión para calcular la curva de fluencia de la carga de colapso (LC) en el espacio p - s . Esta expresión, la cual reemplaza la ecuación 2.54 del Barcelona Basic Model está dada por:

$$p_o(s) = (p_o(0) - p^c) + p^c \left[(1 - m)e^{-as} + m \right]$$

Ecuación 2. 71

donde,

a = parámetro que controla la forma de la curva de fluencia

m = parámetro relacionado con la diferencia entre $p_o(s)$ para valores de succión alta (por ejemplo $s = \infty$) y $p_o(0)$.

El parámetro m , el cual es siempre mayor que uno, puede ser calculado por:

$$m = 1 + \frac{\zeta_y - 1}{\zeta_x - p^c} (p_o(0) - p^c) e^{\frac{\zeta_x - p_o(0)}{\zeta_x - p^c}}$$

Ecuación 2. 72

Josa *et al.* (1992) sugieren que ζ_x puede ser reemplazado por el valor de $p_o(0)$ correspondiente al colapso máximo y ζ_y por la máxima deformación volumétrica plástica, $e_{v_{\max}}^p$. A pesar de que no proveer un límite específico, ellos también establecen que la expresión es válida en el rango donde la superficie de fluencia adyacente no intercepta a otra de ellas. La Figura 2.20 muestra la variación de m con $p_o(0)$. En esta figura es posible observar que m alcanza un valor pico igual a ζ_y cuando $\zeta_x = p_o(0)$ y m tiende a uno para valores grandes de $p_o(0) = p^c$.

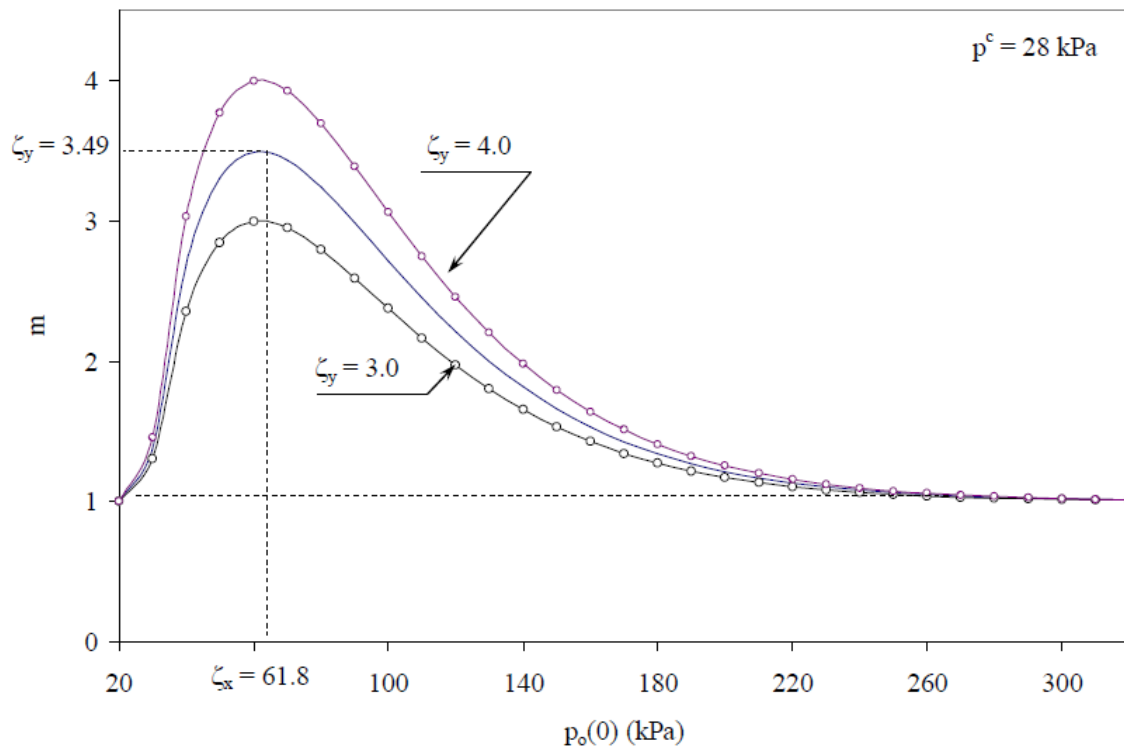


Figura 2.20: Variación de m con $p_o(0)$ para $\zeta_x = 61.8$ y $\zeta_y = 3.0, 3.49$ y 4.0 . Figura de Perez-Ruiz, 2009.

La variación de la forma de las curvas de fluencia de carga de colapso para diferentes valores de α , $p_o(0) = 61.35$ kPa, $p^c = 28$ kPa y $m = 3.494$ kPa es mostrada en la Figura 2.21. Así mismo, la variación de la forma de las curvas de fluencia de carga de colapso para diferentes valores de $p_o(0)$ y $\alpha = 0.00382$, $p^c = 28$ kPa y $m = 3.494$ kPa es mostrada en la Figura 2.22.

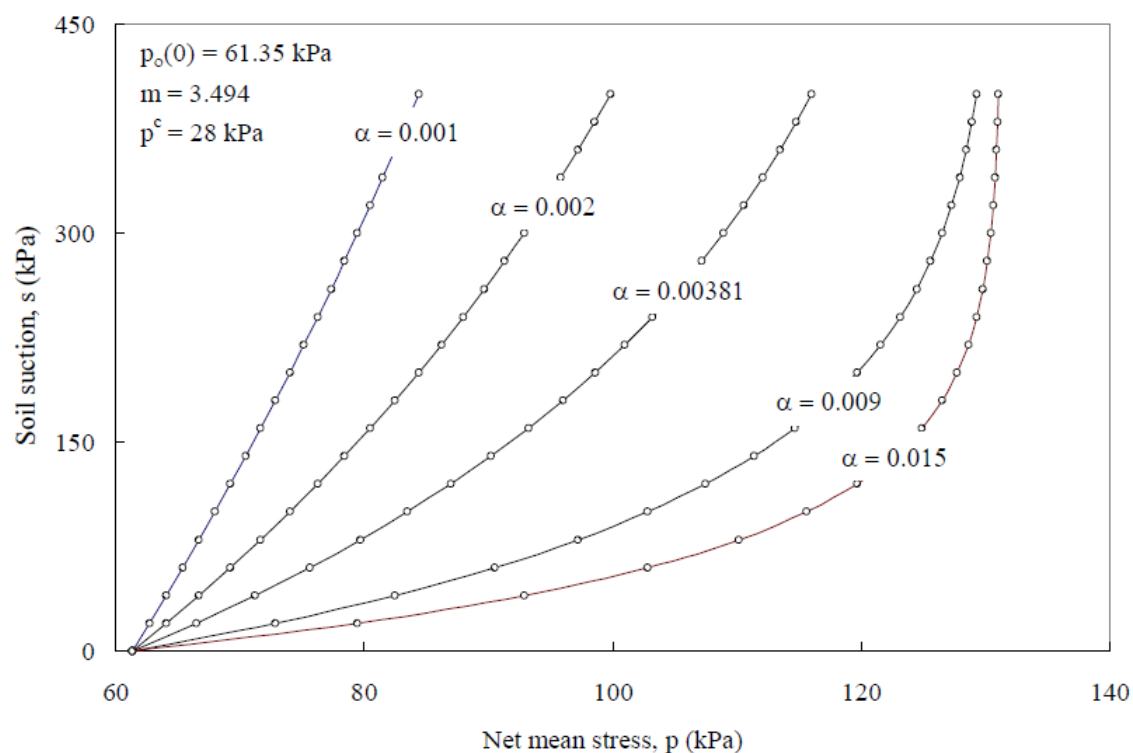


Figura 2.21: forma de las curvas de fluencia de carga de colapso para diferentes valores de α . Figura de Perez-Ruiz, 2009.

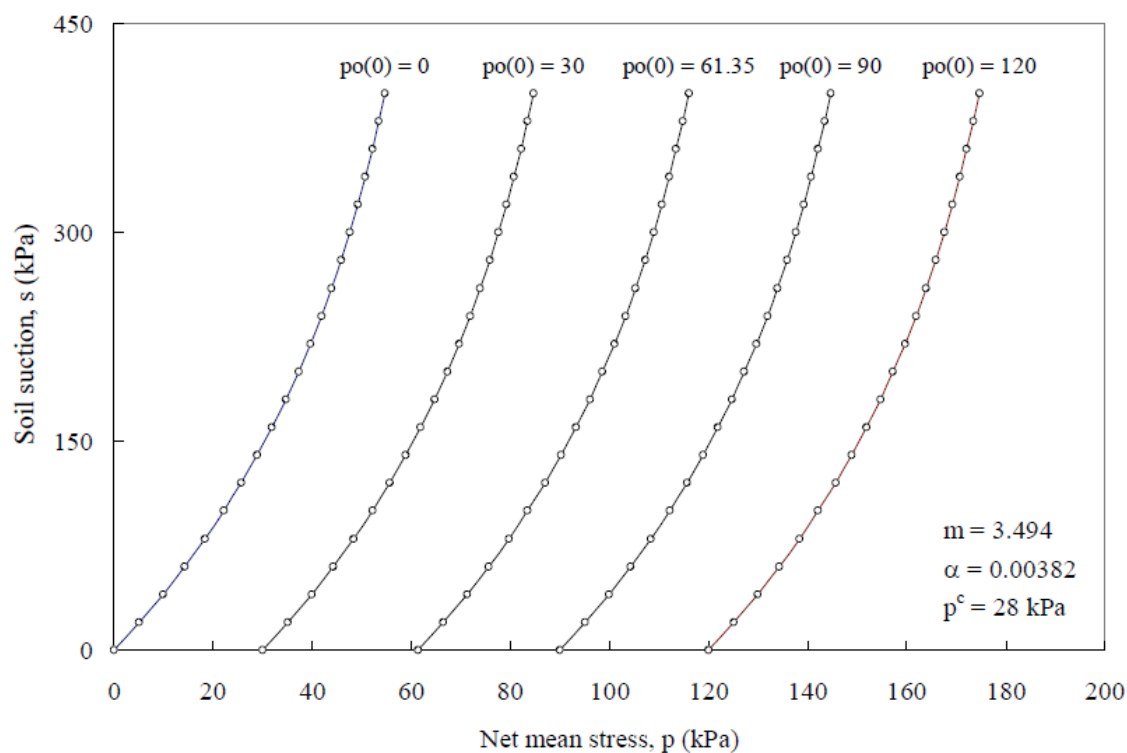


Figura 2.22: forma de las curvas de fluencia de carga de colapso para diferentes valores de $p_o(0)$. Figura de Perez-Ruiz, 2009.

Además, Josa *et al.* (1992) sugieren una modificación en las leyes de endurecimiento.

Similarmente al Barcelona Basic Model, ellos asumen que la evolución de LC y SI curvas de fluencia son controladas por los parámetros de endurecimiento $p_o(0)$ y S_o . Sin embargo, ellos proponen reemplazar la ecuación 2.66 y 2.67 y calcular el cambio en $p_o(0)$ y s_o usando la siguiente ecuación:

$$dp_o(0) = \frac{p_o(0)}{\lambda(o) - \kappa} d\varepsilon_v^p$$

Ecuación 2. 73

$$ds_o = \frac{(s_o + p_{atm})}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p$$

Ecuación 2. 74

Con el fin de evitar valores negativos del índice de vacío, e , para altas tensiones ó succión, se establece una relación hiperbólica entre el volumen específico, v , y ambas tensiones netas medias, p , y succión del suelo, s . Esto está en contraste con la relación logarítmica establecida en el Barcelona Basic Model.

Similarmente, una relación hiperbólica es también sugerida para calcular la deformación elástica como sigue:

$$d\varepsilon_v^p = \kappa \frac{dp}{p} + \kappa_s \frac{ds}{(s + p_{atm})}$$

Ecuación 2. 75

2.8. Modelo de Oxford (Wheeler y Sivakumar, 1995)

Wheeler y Sivakumar (1995) utilizaron resultados de una serie de experimentos triaxiales con succión controlada realizados en muestras no saturadas de kaolin compactadas, para desarrollar un marco constitutivo de estado crítico elastoplástico para suelos parcialmente saturados. Aunque el marco propuesto es muy similar al propuesto en Alonso *et al.* (1990), el nuevo marco asume que todos los parámetros del modelo dependen de la succión. Adicionalmente, en vez de utilizar la tensión de referencia, p^c , propuesta en Alonso *et al.* (1990), los autores usan una presión atmosférica, p_{atm} , como tensión de referencia. Los fundamentos del marco propuesto por Wheeler y Sivakumar (1995) son presentados en esta sección.

Formulación del modelo para un estado de tensiones isotrópico:

Basándose en resultados de experimentos de compresión hidrostática bajo succión controlada para valores de confinamiento preseleccionados, p , Wheeler y Sivakumar (1995) identifican la existencia de la curva de fluencia de carga de colapso producida por el proceso de compactación inicial. Por lo tanto, dentro de la curva de fluencia de carga de colapso el comportamiento del suelo será elástico. Por consiguiente, el aumento de p causará una compresión elástica y una disminución en s causará un humedecimiento elástico. Además, una vez que la curva de fluencia de carga de colapso inicial sea alcanzada, un aumento

adicional en p ó una reducción en s causarán una expansión de la superficie de fluencia de la carga de colapso y una gran componente de compresión plástica o colapso.

En consecuencia, cuando la tensión de fluencia para un valor particular de succión es excedido, el suelo entra en una compresión normal isotrópica que puede ser descripta por:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p_{atm}} \quad \text{Ecuación 2.76}$$

76 donde,

$\lambda(s)$ = parámetro de rigidez del suelo, el cual depende de la matriz de succión, s

p_{atm} = presión atmosférica = 100kPa

$N(s)$ = volumen específico para $p = p_{atm}$, el cual varia con las matriz de succión, s .

Como ha sido mencionado anteriormente, la presión atmosférica, p_{atm} , es incluida como una presión de referencia para garantizar una consistencia dimensional y obtener un valor de $N(s)$ correspondiente a una valor de p que cae dentro del rango de datos experimentales esperado.

La expresión para computar la curva de fluencia de carga de colapso está dada por:

$$[\lambda(s) - \kappa] \ln \frac{p_0(s)}{p_{atm}} = [\lambda(0) - \kappa] \ln \frac{p_0(0)}{p_{atm}} + N(s) - N(0) + \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \quad \text{Ecuación 2.77}$$

2.77

donde,

$\lambda(0)$ = parámetro de rigidez del suelo para condiciones saturadas (ej: $s=0$)

$p_0(s)$ = tensión de fluencia isotrópica para $s = 0$

$N(0)$ = volumen específico para $p = p_{atm}$ y $s = 0$

κ = parámetro de rigidez elástica para cambios en la tensión media neta, p

κ_s = parámetro de rigidez elástico para cambios en la succión, s

Se puede esperar que exista alguna dependencia de los parámetros de rigidez elástica κ y κ_s , sobre la tensión media neta (Alonso *et al.*, 1990). Sin embargo, en ausencia de información se puede asumir p y s independientes (Wheeler y Sivakumar, 1995).

Formulación del modelo para un estado de tensiones general.

El estado crítico corresponde a una condición donde la estructura del suelo es continuamente destruida. Por lo tanto, para una succión constante del suelo, s , una muestra de suela sometida a un corte continuo eventualmente llegara a la condición de estado crítico, el cual corresponde a un cierto valor de tensión media neta, p , y tensión desviatoria, q . Por consiguiente, de acuerdo a Wheeler y Sivakumar (1995) la línea de estado crítico en los planos p - q y p - v , pueden ser descriptas respectivamente como:

$$q = M(s)p + \mu(s)$$

Ecuación 2. 78

$$v = \Gamma(s) - \psi(s) \ln \frac{P}{P_{atm}}$$

Ecuación 2. 79

Los parámetros $M(s)$, $\mu(s)$, $\Gamma(s)$ y $\psi(s)$ son función de la succión. La variación de M con la succión debe ser equivalente a un valor variable de ϕ' en la ecuación de corte convencional para un suelo no saturado propuesta por Fredlund *et al.* (1978).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

Ecuación 2. 80

Por otro lado, la variación no lineal de intercepción $\mu(s)$ (La variación no lineal $\mu(s)$) es equivalente a una variación no lineal de ϕ^b con la succión reportada en la literatura (Wheeler y Sivakumar, 1995).

Además, una forma elíptica ha sido seleccionada para describir la curva de fluencia en el plano p-q. Por consiguiente, la superficie de fluencia para una valor particular de succión, con el vértice localizado en la intercepción de la curva de fluencia con la línea de estado crítico (ej: para $p = p_x$, $q = M(s) p_x + \mu(s)$), y cruzando al línea de compresión normal isotrópica para $p = p_o(s)$ puede ser computada por:

$$q^2 = M_*^2 [p_o(s) - p][p + p_o(s) - 2p_x]$$

Ecuación 2. 81

donde,

M_* = relación de aspecto de la elipse

$p_o(s)$ = Tensión neta de fluencia a la succión matricial, s

p_x = tensión media neta en la intercepción de la superficie de fluencia con la CSL.

La tensión neta de fluencia a la succión matricial, $p_o(s)$, la cual es el valor de la tensión en la intercepción de la superficie de fluencia con la línea de compresión normal isotrópica puede ser calculada por:

$$\frac{p_o(s)}{p} = \exp \left[\frac{N(s) - \lambda(s) \ln \left(\frac{p}{p_{atm}} \right) - \nu}{\lambda(s) - \kappa} \right]$$

Ecuación 2. 82

Similarmente, la tensión media meta, p_x , en la intercepción de la superficie de fluencia con la línea de estado crítico puede ser calculada por:

$$\frac{p_x}{p} = \left[\frac{\Gamma(s) - \psi(s) \ln \left(\frac{p}{p_{atm}} \right) - \nu}{\psi(s) - \kappa} \right]$$

Ecuación 2. 83

$\psi(s)$ = pendiente de la línea de estado crítico

La relación de aspecto de la elipse, M_* , es el eje menor (ej: $b = M(s) p_x + \mu(s)$) al eje mayor (ej: $a = p_o - p_x$) dado por:

$$M_* = \frac{M(s) p_x + \mu(s)}{p_o - p_x}$$

Ecuación 2. 84

$\mu(s)$ = intercepción de la línea de estado crítico con el eje de tensión desviadora.

El significado físico de todos los parámetros en el modelo de Wheeler y Sivakumar son representados en la Figura 2.23.

Regla de flujo :

Se adopta una regla de flujo asociada para predecir el desarrollo de deformaciones de corte plásticas durante la prueba de corte con succión controlada. Por consiguiente, el desarrollo de los incrementos de deformación de corte plástico, $d\varepsilon_q$, puede ser previsto por:

$$\frac{d\varepsilon_q^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{q}{M_*^2 (p - p_x)} \quad \text{Ecuación}$$

2. 85

La componente elástica de la deformación de corte se calcula asumiendo un valor constante del módulo de corte, G. El módulo de corte es obtenido como el promedio de la pendiente inicial de la curva experimental tensión-deformación.

2.9. Parte Experimental

2.9.1.1. Curva característica suelo-agua

2.9.1.2. Valor de entrada de aire del suelo

Cuando un suelo se encuentra saturado y en equilibrio con agua libre a la misma elevación, a presión atmosférica, entonces la presión hidrostática y la succión son nulas.

Si se aplica una pequeña succión, es decir, una presión un poco menor que la atmosférica, no ocurre flujo, sino hasta que la succión aumenta a un valor que sobrepasa un cierto valor crítico para que los poros mas grandes empiezan a desalojar el agua contenida en ellos. Este valor crítico se denomina "succión de entrada de aire".

El valor de entrada de aire del suelo se obtiene extendiendo la pendiente constante de la curva característica con la intersección de la línea de la porción de la curva de succión en la saturación del 100% como se muestra en la Figura. El valor correspondiente de la succión para el punto de intersección es tomado como el valor de entrada de aire del suelo.

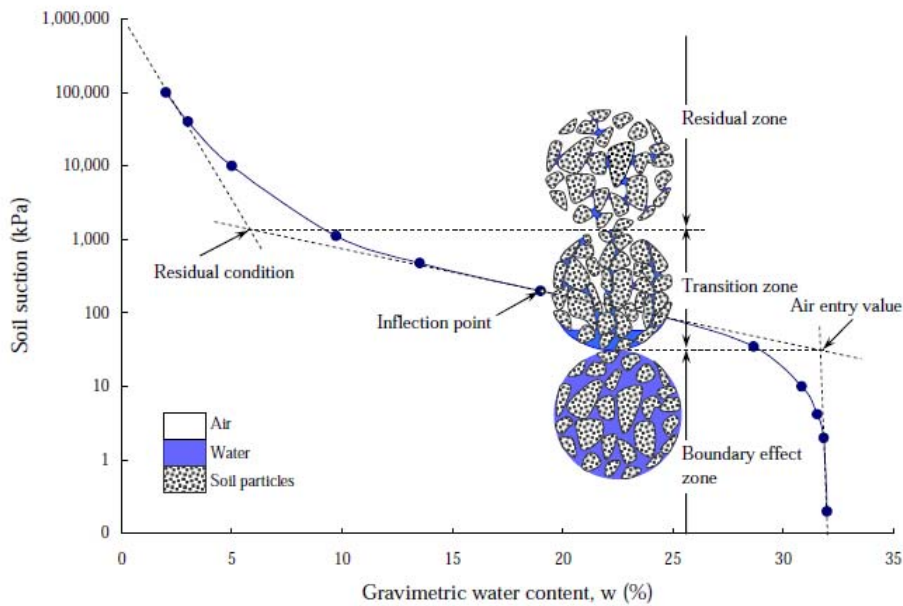


Fig.2. 24- Curva característica suelo-agua

2.9.1.3. Descripción de curva característica

2.9.1.4. Histéresis Suelo-Humedad

En la naturaleza, el suelo está sometido constantemente a ciclos de secado y humedecimiento, antes, durante y después de las lluvias o debidos a las fluctuaciones de nivel de las aguas subterráneas. Durante estos ciclos, existen diferencias entre los procesos de llenado y vaciado de los poros del suelo, lo que resulta en que la curva descrita por un suelo durante una fase de humedecimiento no es la misma que la observada en la fase de secado. Este fenómeno es conocido como histéresis. Es decir que para un mismo contenido de humedad en el suelo, el agua esta retenida con distinta energía según se trate de una fase de secado o humedecimiento. En este comportamiento del agua en el suelo influyen el tamaño de las partículas, el contenido de materia y la forma y dimensiones de los poros resultantes.

Una medida indirecta se refiere a un método que mide la propiedad de algún material que será relacionado con la succión.

2.9.1.4.1.1. Ensayo en el Equipo Pressure Plate

El "Equipo Pressure Plate" consiste de una base plana con un filtro cerámico poroso colocado dentro de este. Bajo el filtro tiene un depósito de agua conectado a un sensor de presión y sistema de drenaje. Este filtro cerámico debe ser sellado herméticamente en una cámara usando pernos de alta resistencia tal que la cámara puede ser presurizada usando un compresor de aire y permanecer segura.

Se debe asegurar que la cerámica se encuentre completamente saturada, para conseguirlo se deberá tener en cuenta que cada filtro se someterá a la saturación de los poros secos mediante la inmersión de este en agua des-aireada. El filtro es entonces inmerso en agua mientras se somete a vacío. Cuando visiblemente ya no se ve emerger burbujas del agua se puede lentamente remover este. Esto garantiza que el agua podrá atravesar los poros de la cerámica.

La completa saturación del filtro puede entonces permitir la aplicación de presiones de agua positivas cuando la cerámica permanece sumergida.

Posteriormente se coloca la muestra de suelo sobre la cerámica y la cámara es ensamblada. La presión de aire dentro de la cámara es entonces aumentada hasta alcanzar una succión más alta pero teniendo cuidado de no sobrepasar el límite de el filtro cerámico. Las presiones de agua aumentarán en la misma cantidad dentro de la cámara tanto del depósito de agua como de la muestra, pero sin embargo la presión de agua al estar en cero en el depósito al inicio del ensayo, la presión de agua final en la muestra será menor. El agua subirá desde el depósito y pasará a través de la cerámica lo que hará que se produzca un equilibrio de presiones de agua positivas y por lo tanto fácilmente podrán ser leídas por el sensor de presiones. La succión en la muestra es entonces equivalente a la diferencia entre la presión de aire aplicada y la presión de agua medida en el depósito. La succión será un poco menos que la succión de la muestra antes de hacer la medición porque ocurrió cambio de humedad.

Los componentes primarios son: un recipiente de presión de acero y un plato cerámico de valor alto de entrada de aire (HAE) ó membrana porosa. Los platos cerámicos son diseñados por la presión de entrada de aire y están generalmente disponibles en la forma de 1-3-5 ó 15 bar

Generalmente la técnica de " Pressure Plate" es aplicada a suelos de granos gruesos donde la curva característica está bien definida sobre un rango de succión menor que 1500 KPa. Los detalles de análisis de las limitaciones en el método son descritos en Bocking y Fredlund (1980).



Fig.2.25 – Esquema Pressure Plate

2.9.1.4.1.2. Ensayo “Tempe Pressure Cell”

Este ensayo es en teoría muy similar al nombrado anteriormente. Como se muestra en el esquema la Tempe Cell (Ver capítulo 3) consiste de un disco cerámico HAE que separa una cámara de aire y agua en un recipiente cerrado. Dentro de esto se coloca una única muestra la cual tomará contacto con una serie de puntos de cerámica al estar comprimida sobre ésta, la curva característica puede determinarse por medio de la aplicación de incrementos de entrada de presión de aire. El contenido de agua, al alcanzar el equilibrio, se determina mediante la diferencia de pesos tomados a la muestra del inicio y final del ensayo para una succión determinada cuando se le va aplicado incrementos de presión al ensayo, esta diferencia de pesos es la pérdida de agua a través del drenaje.

2.9.2. Técnica de traslación de ejes

Un medio para obtener relaciones entre parámetros del suelo es controlando la succión, es decir, durante un ensayo se trata de mantener constante un cierto valor de succión. Un método para lograr esto es utilizando la técnica de traslación de ejes. Este método se esquematiza en la

La traslación de ejes se logra al incrementar la presión del aire que contiene un suelo. Una muestra de suelo expuesta a una presión de aire (u_a) en un recipiente cerrado. El suelo se encuentra sobre una placa porosa de alto valor de entrada de aire. Esto quiere decir que la placa (fabricada en cerámica) no permite el paso de aire, aun cuando se tenga aplicada una fuerte presión de aire.

Al inicio, la piedra porosa se encuentra saturada de agua de tal manera que al actuar la presión de aire, este pasa a través de la muestra y empuja al agua en los poros del material, provocando que la presión de agua (u_w) aumente. El disco actúa como una membrana entre el agua y el aire. La presión del agua de la placa de cerámica se equilibra con la del suelo y puede ser medida externamente. Casi siempre se tendrá una presión u_w positiva y en general la presión del aire será superior a la del agua.

La técnica descrita fue iniciada por Hilf (1956) para medir la succión del suelo. Es una manera sencilla de mantener constante la succión cuando se mantienen constantes u_a y u_w .

2.9.3. Célula triaxial con control de succión

En la actualidad, los diferentes equipos que se han diseñado con el fin de analizar suelos no saturados bajo condiciones triaxiales y con control de la succión, siguen el esquema de los primeros aparatos desarrollados por Bishop et al. (1960), Bishop (1961) and Bishop & Donald (1961). Dicho equipos partían de una célula triaxial modificada, en la que se permitía la medida o control de las presiones de agua y aire y medidas independientes de los cambios volumétricos de agua y del cuerpo de la probeta. Un esquema de este primer equipo triaxial desarrollado por Bishop & Donald (1961) se muestra en la Figura 2.26.

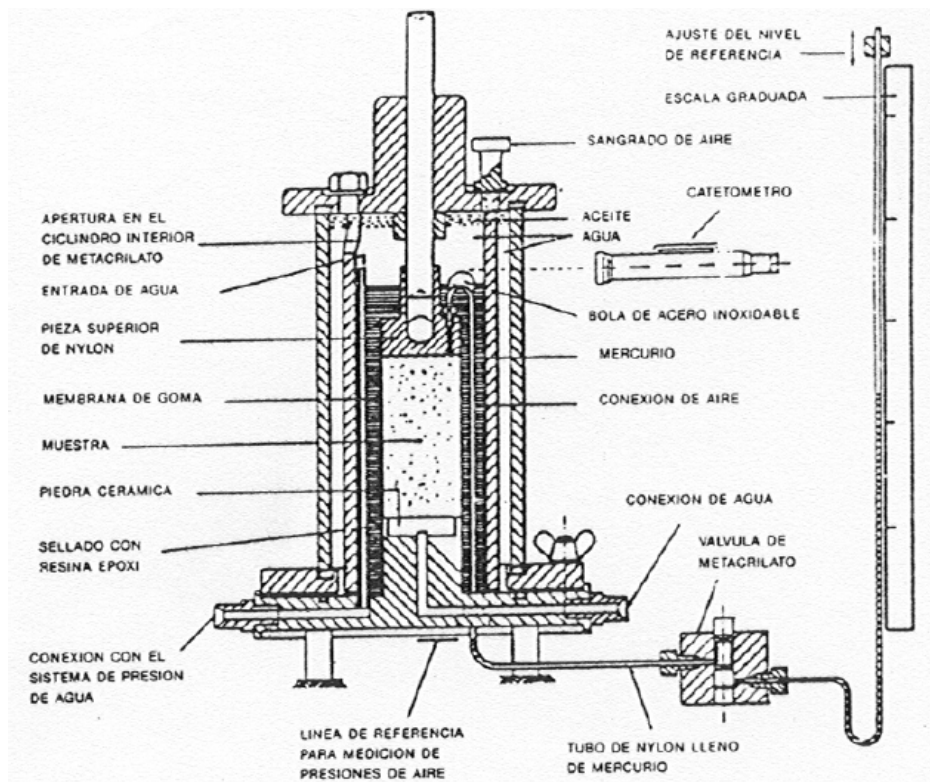


Figura 2.26. Célula triaxial con control de succión (Bishop & Donald, 1961).

El control de la succión en un equipo triaxial se puede lograr gracias a diferentes técnicas: presión osmótica (Delage et al., 1987; Cui, 1993), traslación de ejes (Bishop y Donald, 1961; Sivakumar, 1993; Anderson et al., 1997; Romero, et al., 1997; Rampino et al., 1999; Barrera et al., 2000) y humedad relativa controlada de la atmósfera que rodea al suelo o control de la presión de vapor (Lagny, 1996). Sin embargo, las más utilizadas son la transferencia de vapor y la traslación de ejes. La primera relacionada con el control de la succión total; mientras que la segunda viene vinculada a la transferencia de agua líquida, por lo que se hablaría de un control de la succión total.

2.9.3.1. Triaxial cúbico para suelos no saturados

Este equipo tiene la capacidad de aplicar tres esfuerzos o deformaciones principales independientes a una muestra cúbica de suelo. Además presenta ventajas con respecto al triaxial convencional, este equipo ofrece una o más grados de libertad. Sin embargo, los ejes principales permanecen fijos en el equipo, es decir estos no pueden ser usados para aplicar la rotación continua de los esfuerzos principales rotados. Sin embargo, la flexibilidad de la célula cúbica permite aplicar tensiones de corte siguiendo cualquier trayectoria de esfuerzos o deformaciones específicas.

Una de las ventajas que ofrece este equipo para realizar ensayos en muestras de suelo para diferentes trayectorias de esfuerzos multiaxiales es la modificación que se le puede realizar para conducir ensayos de succión controlada en muestras de suelos parcialmente saturados. Este equipo en este contexto es una herramienta fundamental en la

caracterización esfuerzo deformación del suelo. El equipo triaxial cúbico ha sido fabricado con paredes rígidas (i.e. paredes que controlan la deformación) , paredes flexibles (es decir paredes que controlan esfuerzos) y la combinación de ambas. En el capítulo 3 se presenta con mayor detalle el equipo y su funcionamiento.

EQUIPO DE CILINDRO HUECO

El control de los cambios en la magnitud y dirección de los esfuerzos principales en un suelo es muy difícil de reproducir en el laboratorio con los equipos tradicionales. Sin embargo, una nueva aproximación para simular la rotación de los esfuerzos principales es el Cilindro Hueco, en el cual se puede aplicar simultáneamente una carga axial (W); un Torsor (M_T), sobre un eje vertical central; y dos presiones, una interna (P_i) y otra externa (P_o). Figura 2.27

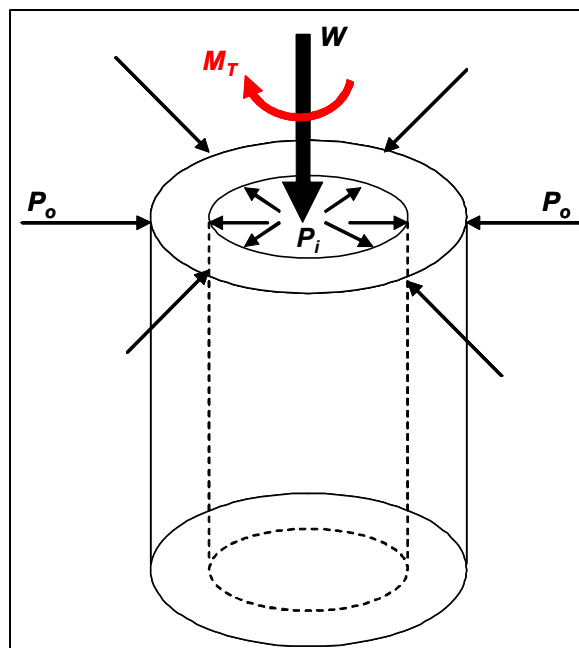


Fig. 2.27 Condiciones idealizadas dentro del Cilindro Hueco, elemento sujeto a carga axial W ; Torque M_T ; presión interna P_i ; presión externa P_o , (Hight, et al. 1983)

La aplicación del torque M_T , desarrolla un esfuerzo de corte, $\sigma_{\theta z}$ y $\sigma_{z\theta}$ en planos horizontal y vertical; la carga axial, W , contribuye al desarrollo de un esfuerzo vertical, σ_z . Diferencias de aplicación entre las presiones internas P_i y externas P_o , establece un gradiente del esfuerzo radial, σ_r , alrededor de las paredes del cilindro. El esfuerzo circunferencial $\sigma_{\theta\theta}$ puede ser diferente del esfuerzo radial σ_r , como se observa en la ecuación de equilibrio radial.

Los esfuerzos que actúan sobre un elemento del Cilindro Hueco bajo las sollicitaciones de M_T , P_i , P_o y W se muestran en la Figura 2.28.

$$\sigma_{\theta} - \sigma_r = r \frac{d\sigma_r}{dr}$$

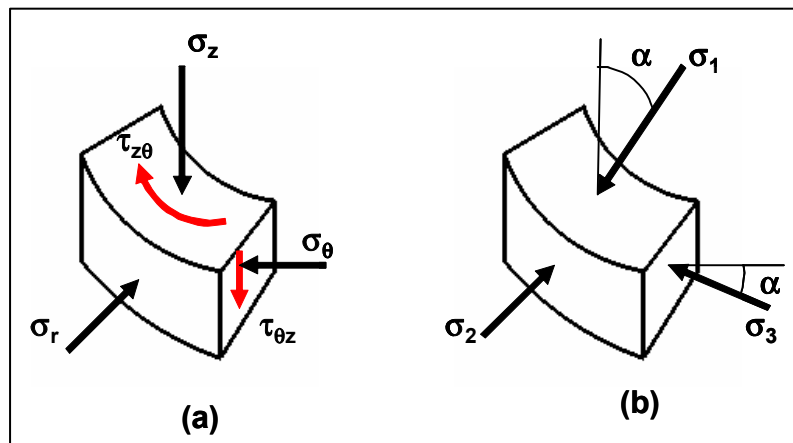


Fig. 2.28 (a) Esfuerzos sobre las paredes de un elemento del Cilindro Hueco; (b) Esfuerzos principales sobre las paredes del Cilindro Hueco. (Vaid, et al. 1990)

La magnitud de los tres esfuerzos principales estará determinada por la aplicación de las fuerzas mencionadas en el párrafo anterior, pero también estarán altamente influenciados por la geometría de la muestra, dado que la uniformidad en la distribución de dichos esfuerzos es altamente afectada por dicha geometría. (Hight, et. al/1983), (Saada, 1988), (Sayao y Vaid, 1991). En (Hight, et. al. 1983) se observan análisis utilizando elementos finitos para determinar la geometría ideal que debería de tener la muestra de Cilindro Hueco para minimizar los efectos de la no uniformidad en la aplicación de los esfuerzos. Así mismo en (Sayao y Vaid, 1991) se presentan ciertas recomendaciones para minimizar dichos efectos.

La célula Triaxial del Cilindro Hueco tiene como características físicas principales una cámara de presión, una célula de carga que pueda medir tanto la carga axial como el torque y un sistema de aplicación de presiones radiales para aplicar presión tanto en el exterior del cilindro como en el interior del mismo.

Diferentes equipos de cilindro hueco han sido desarrollados hasta ahora, dentro de los que se pueden citar: (Hight, et. al, 1983), (Toyota ,et. al. 2001), (O´Kelly y Naughton, 2005) y (Silvestre, et. al. 2005). Todos ellos cumplen las características principales anteriormente mencionadas, aplicación simultáneamente una carga axial (\mathbf{W}); un Torsor (\mathbf{M}_T), y dos presiones, una interna (\mathbf{P}_i) y otra externa (\mathbf{P}_o). Así mismo permiten controlar los esfuerzos: vertical σ_z , radial σ_r , circunferencial σ_θ , y de corte $\tau_{\theta z}$. Dicho control de esfuerzos puede ser llevado a cabo manualmente ó también en algún caso se ha realizado mediante algún sistema de control automático. Las diferencias que existen entre unos y otros equipos radican en los sistemas de aplicación tanto de la carga axial, el momento torsor, las presiones internas y externas, así como también en la instrumentación de los mismos y las dimensiones de las muestras.

A modo de ejemplo se presenta en la Figura 2.29 un esquema del cilindro hueco descrito en (Toyota, *et al.* 2001). El cual está formado por una doble cámaras.

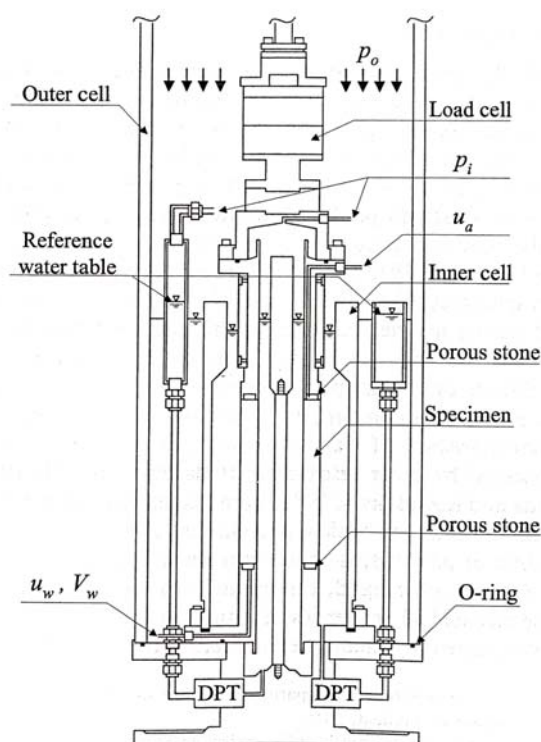


Fig. 2.29 Cámara Triaxial del equipo de Cilindro Hueco, (Toyota, *et. al.* 2001)

Los equipos de cilindro hueco hasta aquí mencionados corresponden al estudio de suelos saturados. Para el caso del estudio de los **Suelos No Saturados** en el cilindro hueco, se han desarrollado equipos principalmente en Japón por Toyota entre otros de la Universidad Tecnológica de Nagaoka. La teoría más general de este tipo de equipos podríamos decir que es la misma que la descrita anteriormente. Los cambios para la adecuación en suelos no saturados se realizan en las condiciones del equipo y no tienen nada que ver con la geometría de la muestra.

En la Figura 2.30 se presenta un esquema del cilindro hueco para suelos no saturados descrito en (Toyota, *et. al.* 2003). El esquema del equipo de cilindro hueco en la Figura 2.30 muestra unas características muy similares a las del equipo mostrado en la Figura 2.29. La principal diferencia radica en el cambio de la piedra porosa por un disco cerámico de alto valor de entrada al aire (AVEA) en el pedestal inferior con el fin de la aplicación de la succión a la muestra de suelo. La técnica de translación de ejes (Bishop y Donald, 1961), (Hoffmann, *et. al.* 2005), ((Augus y Schanz, 2005), es la utilizada para medir la presión de poro.

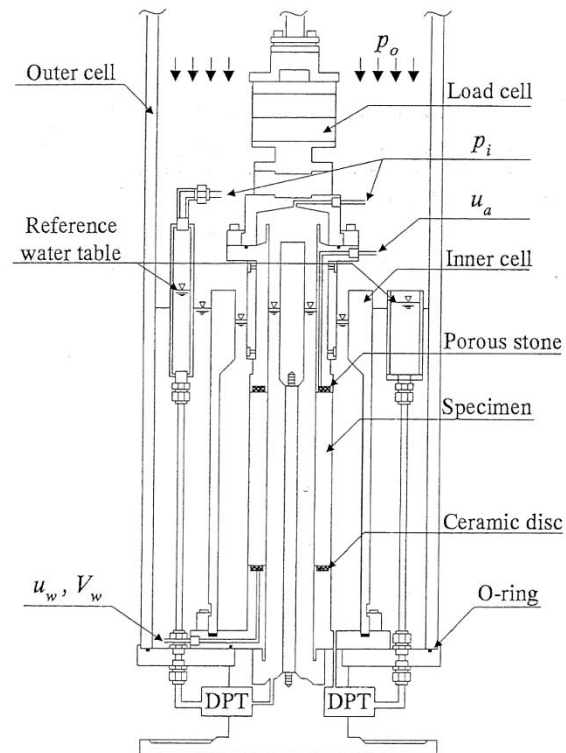


Fig. 2.30 Cámara Triaxial del equipo de Cilindro Hueco, (Toyota, et. al. 2003)

3

Campaña Experimental

3.1. Introducción

La campaña experimental desarrollada para el presente trabajo de investigación fue realizada en el Laboratorio de Ingeniería Civil de la Universidad de Texas, Arlington, USA.

El objetivo de este estudio experimental, fue poder estudiar el comportamiento hidromecánico de un suelo no saturado en un estado de tensiones lo más general posible para posteriormente poder realizar una comparación con un modelo de elementos finitos. Para ello se planificó ensayos de caracterización del suelo y ensayos en el equipo triaxial cúbico o verdadero.

Se realizaron ensayos experimentales de caracterización del suelo tales como límite líquido, límite plástico, granulometría, entre otros. A continuación, y con el objetivo de comparar el suelo seleccionado con un suelo empleado por Perez-Ruiz (2009), se realizó un ensayo de curva característica (SWCC) en el equipo Tempe Pressure Cell.

Una vez conocidas las características del suelo seleccionado, se planificó la etapa de ensayos a succión controlada en el muestras ensayadas fueron probetas cúbicas de 7.62 cm de lado; compactadas estáticamente a una humedad del 10%.

El ensayo llevado a cabo en el equipo triaxial cúbico se planteó como un ensayo multi-etapa, esto es: en una primera etapa la muestra se llevó a un estado de esfuerzos bajo equilibrio hidrostático (HC). A continuación, la muestra se sometió a una trayectoria de esfuerzos de compresión triaxial convencional (CTC) hasta lograr un estado crítico incipiente, inmediatamente seguido por una descarga monotónica. Posteriormente, la misma muestra se volvió a equilibrar hidrostáticamente (HC) bajo un mayor esfuerzo isotrópico y, finalmente, sometida a una trayectoria de esfuerzos de compresión triaxial (TC). En todo el transcurso del ensayo, la succión matricial se mantuvo constante ($s = 50$ kPa) mediante la técnica de traslación de ejes.

Cabe notar que el ensayo llevado a cabo en el equipo triaxial cúbico, siguiendo una trayectoria multi-etapa a succión controlada, no puede ser reproducido tan fácilmente en un equipo triaxial convencional (triaxial cilíndrico). El equipo triaxial cúbico tiene la particularidad de permitir el control simultáneo de los esfuerzos principales (esfuerzos principales menor, intermedio y mayor), la medición de deformaciones principales, y la aplicación y control del estado de succión matricial en el suelo a ensayar.

equipo triaxial cúbico (triaxial verdadero). Para este propósito, se procedió a la calibración del equipo y a la preparación de las muestras de suelo. Para los ensayos se utilizó un suelo de tipo arenoso con un 30% de finos, las

El presente capítulo está dividido como a continuación se señala:

3.1.-Introducción

3.2.-Descripción del Material

3.3.-Desarrollo de Curva Característica

3.4.- Descripción del equipo true triaxial.

3.5.- Preparación de la muestra y método de compactación.

3.6.-Procedimiento Experimental

3.7.-Resultados experimentales obtenidos.

3.8.-Análisis de Resultados

3.9.-Comentarios

3.2. Descripción del Material

3.2.1. Introducción

El suelo ensayado en este trabajo consistió básicamente en un suelo que fue preparado artificialmente con 30% de material fino obtenido del Norte de Arlington, Texas y 70% de

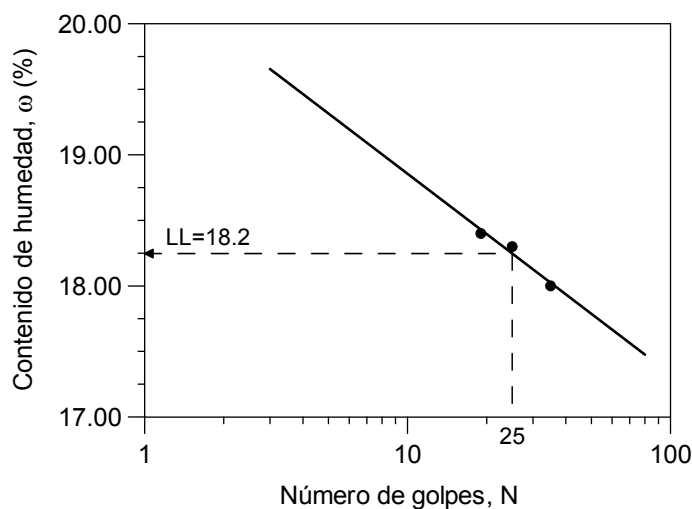


Fig. 3.2.- Ensayo Límite Líquido para el material ensayado

El límite plástico definido como el contenido de humedad, en porcentaje, en el que un suelo cohesivo cambiara de un estado plástico a estado semisólido (Das, 2009), después de varios ensayos se obtuvo como resultado, PL= 13,94%.

Índice de plasticidad es el rango del suelo donde el suelo presenta un comportamiento de plástico. Es la diferencia entre límite líquido y plástico. El IP obtenido fue de 4,26 %.

Se realizaron estos ensayos para corroborar que estábamos presentes a un mismo suelo, pero no fue factible ver esto debido a que Pérez-Ruiz (2009) realizó sus ensayos solo con la parte fina de la mezcla, en cambio en el presente trabajo los ensayos se realizaron con la mezcla completa, considerando la parte fina y la parte gruesa.

3.2.4. Gravedad específica

La gravedad específica, G_s , de un suelo es la relación entre la densidad o peso específico de las partículas del suelo a la densidad o peso específico del agua. El peso específico de la SP-SC se determinó en laboratorio mediante el procedimiento descrito en la norma ASTM D 854-06, "Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer".

Se adoptó como valor promedio $G_s = 2.70$. Este dato fue obtenido después de haber realizado dos ensayos y haber calculado el promedio de estos.

3.2.5. Sistema de clasificación unificado de suelos

A través del sistema unificado se realizó la clasificación del estudio de suelo. De acuerdo ASTM D-2484, "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)", siguiendo los pasos indicados en esta norma, se pudo concluir que el suelo cumplió con los requisitos para poder concluir que estábamos presente a una arena limo arcillosa pobremente graduada de baja plasticidad.

Por su granulometría se trata de una arena mal graduada y por su plasticidad es un suelo de tipo SM-SC (IP entre 4 y 7). Como el porcentaje de finos está entre 5 y el 12 %, la clasificación resultante debe contemplar tanto la granulometría como la plasticidad: SC-SM-SP.

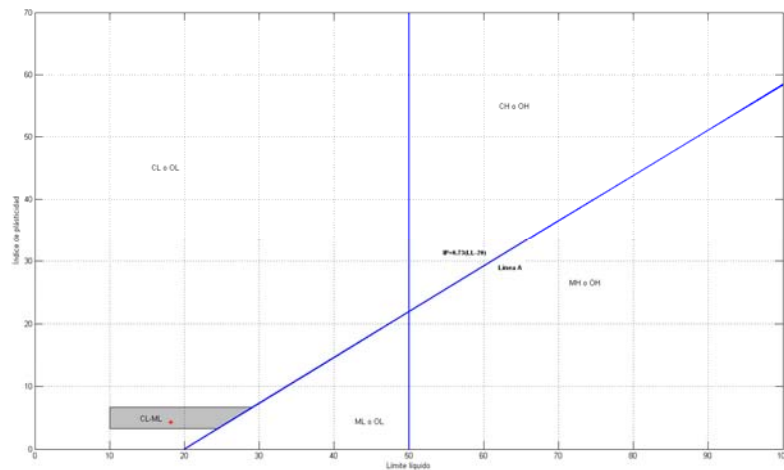


Fig. 3.3.- Gráfico de Plasticidad para suelos de grano fino

3.3. Curva Característica

3.3.1. Descripción del Equipo “ SWCC Fredlund”

Es un aparato para aplicar succiones matriciales en un suelo saturado, succiones matriciales a través de trayectorias de esfuerzos de tipo edométrico.

Este equipo es usado para obtener la curva característica completa (SWCC) del suelo.

Este equipo puede aplicar rangos de succiones cercanos desde 0 a 1500 KPa. Y es capaz de aplicar una carga unidimensional K_0 a la muestra de suelo.

El equipo permite solo usar una muestra para obtener la curva entera de SWCC con un número no definido de puntos de equilibrio.

La célula está construida de acero inoxidable e incluye las válvulas y conexiones necesarios para realizar periódicamente el desaireado del sistema y medir la difusión de aire.

Las cerámicas de alto valor de entrada de aire (HAEV) pueden ser fácilmente intercambiables. Tiene además un sistema de carga neumático opcional por el cual se aplicará presiones verticales. Otras opciones es que incluye columnas colgantes por las cuales puede aplicarse succiones en el rango 0-5 KPa. y un pequeño calentador para controlar la condensación de vapor dentro de la célula. El equipo SWCC Fredlund consiste de dos componentes principales; célula de presión y panel de presión.

El marco de carga nombrado anteriormente es una componente opcional. El equipo se puede utilizar con o sin marco de carga. En la presente investigación no se utilizó el marco de carga.

3.3.2. Procedimiento

Piedras porosas.

Se utilizaron 6 piedras, cada una de 5 bares, esto se obtuvo a través de un cuadro de referencia presentado en el manual de usuario de "SWCC Fredlund". Este cuadro es presentado en la Tabla 3.1.

Estas piedras fueron debidamente saturadas alrededor de 8 horas aproximadamente antes de ser usadas. También es importante mantenerlas saturadas durante los ensayos. Se debe tener especial cuidado con su manipulación de estas, para evitar que pierdan saturación. Se colocaron momentos previos al inicio del ensayo.

Tipo de Suelo	Valores de piedras ceramicas
Arena	1 - bar
Arena Limosa, Arena Arcillosa	3 - bar
Limo Arenoso, Arcilla Arenosa	5- bar
Arcilla	15 -bar

Tabla 3.1.- Cuadro resumen de valores de piedras cerámicas

Preparación de la muestra.

El material fue preparado con el 10% de humedad de acuerdo con Pérez-Ruiz (2009). Este material una vez obtenida la humedad especificada es mezclado de tal forma que se pueda ver a simple vista una pasta homogénea y uniforme, posteriormente es introducida al molde cúbico de 15 cm de lado, teniendo especial cuidado de no perder material en el momento de realizar el traslado. Una vez el material suelto fue manualmente compactado, es llevado a la célula de carga triaxial para ser compactado estáticamente. La relación de compactación fue controlando el desplazamiento a una velocidad de 1.0 mm/min. El tiempo aproximado de compactación fue de aprox. 15 min. Una vez finalizado el proceso se cortó la muestra en la forma de un cilindro, sus dimensiones finales fueron de 5,675 cm de diámetro y 2,3 cm de altura.

Antes de iniciar el ensayo, es necesario dejar saturando la muestra aprox. 12 horas Fig.3.17, esto debido a la necesidad de tratar de obtener la mayor cantidad de puntos en el ensayo. El procedimiento de saturación se muestra en la figura siguiente:

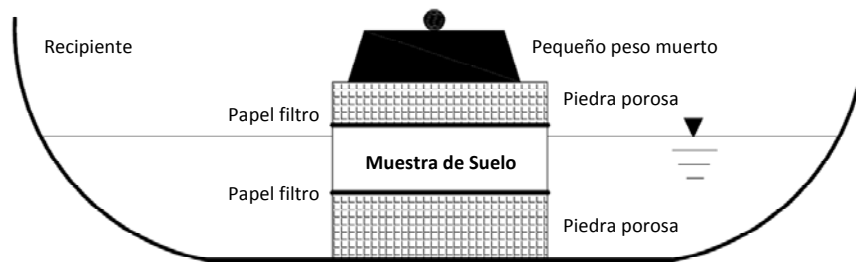


Fig. 3.4.- Esquema de proceso de saturación de muestra SWCC.

Una vez finalizado el proceso anterior, se midió la saturación final antes de comenzar el ensayo de la curva característica. Esta saturación fue del orden 100 %. Como datos previos complementarios se obtuvo también la densidad seca, contenido de humedad, distribución de tamaño de granos, índice de plasticidad, gravedad específica del suelo.

Se debe tener precaución que las piedras porosas estén libres de suciedad en el momento de montar la muestra. Una vez instalada la muestra dentro de la Fig.3.22, ésta fue sellada y posteriormente se realizó “flush-in” y “flush-out” para cerciorarse de que no quedara ningún indicio de burbujas de aire que pudieran entregar datos erróneos sobre la pérdida de humedad de la muestra. Finalmente se comenzó a aplicar la presión de aire 20, 50, 100, 200, 300,400 kPa.

La secuencia de los pasos del ensayo se presenta a continuación en las figuras 3.5 a 3.24.



Fig. 3.5.- Muestra preparada al 10% humedad.



Fig. 3.6.- Colocación de muestra en molde.



Fig. 3.7.- Llenado completo de molde.



Fig. 3.8.- Colocación de muestra en marco triaxial.



Fig. 3.9.- Compactación estática en marco triaxial.



Fig. 3.10.-Muestra final después de ser compactada.



Fig.3.11.- Muestra antes del proceso de corte.



Fig. 3.12.- Muestra en proceso de corte.



Fig. 3.13.- Muestra final a utilizar en ensayo SWCC.



Fig. 3.14.- Muestra final a utilizar en ensayo SWCC.

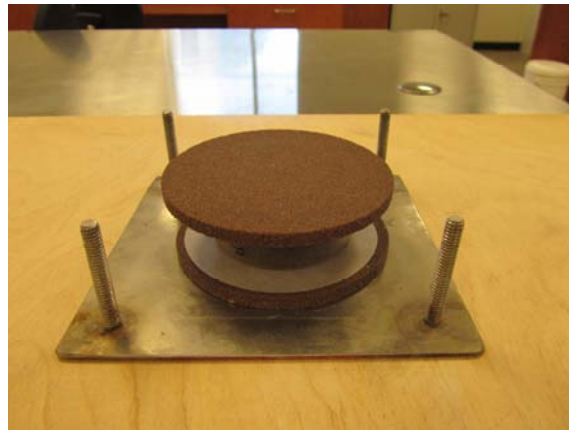


Fig. 3.15.- Montaje para saturación de la muestra.



Fig. 3.16.- Montaje para saturación de la muestra.

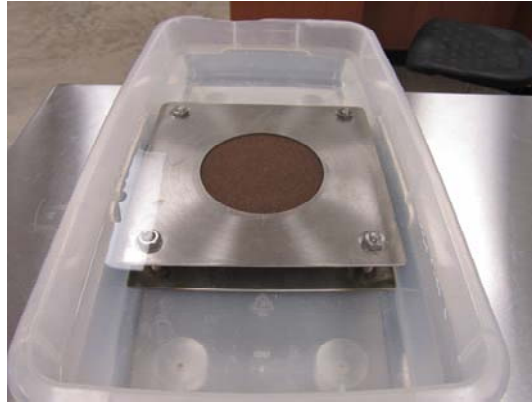


Fig. 3.17.-Saturación de la muestra para ensayo SWCC.

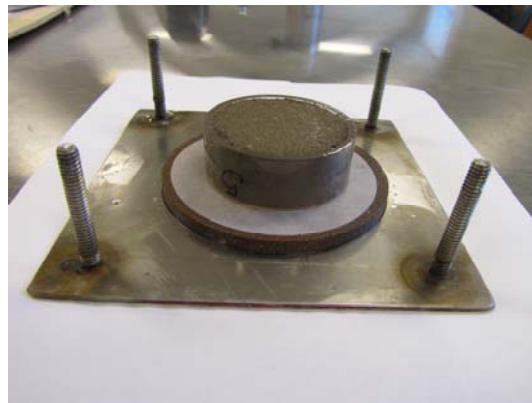


Fig. 3.18.-Muestra después de 12 horas de saturación



Fig. 3.19.-Peso final de la muestra después de saturada.



Fig.3.20.- Piedras porosas de 5 bares utilizadas en “Tempe Pressure Cell”.

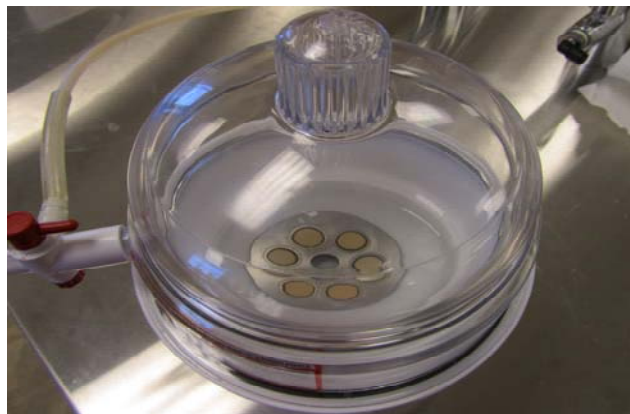


Fig. 3.21.-Saturación al vacío de las piedras porosas.



Fig. 3.22.- Piedras porosas ubicadas en “Tempe Pressure Cell”

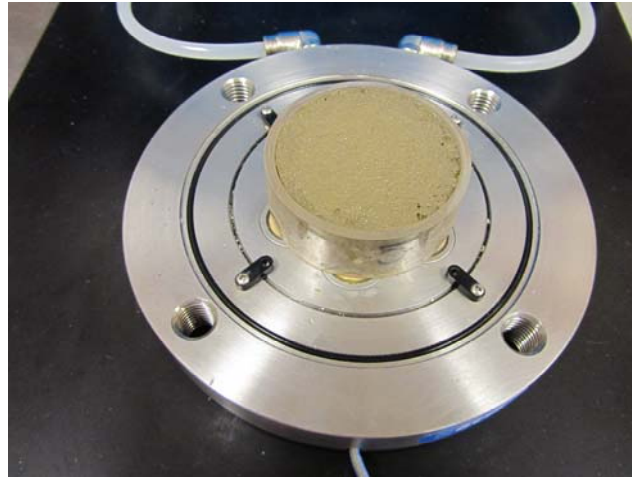


Fig. 3.23.-Colocación de la muestra en el ensayo "Tempe Pressure Cell"



Fig. 3.24.-Ensayo en marcha de Curva característica en "Tempe Pressure Cell "

3.3.3. Resultados Ensayo "Tempe Pressure Cell"

3.3.4. Modelación SWCC (Perez-Ruiz, 2009)

A través del tiempo diferentes autores han reportado diversas formulaciones empíricas para ajustar las curvas características. Los modelos más usados son los propuestos por Brooks y Corey (1964), van Genuchten (1980), y Fredlund y Xing (1994). Además se puede incluir un cuarto autor debido a su simplicidad de la ecuación (Brutsaert ,1967).

Los parámetros involucrados en las ecuaciones de estos autores se resumen en la Tabla 3.2.: además se realizó una comparación con los datos presentados por Pérez-Ruiz (2009) utilizando una placa de succión (“pressure plate”) convencional.

Brooks y Corey, (1964)	Van Genuchten, (1980)	Brutsaert, (1967)	Fredlund y Xing, (1994)
$\psi_p = 0.158$	$\alpha = 0.210$	$\alpha = 13.278$	$\alpha_f = 0.350$
$\lambda = 0.158$	$n = 2.941$	$\beta = 0.341$	$m_f = 2.100$
	$m = 0.056$		$n_f = 0.270$
$w_r = 0.150$	$w_r = 0.150$	$w_r = 1.6648$	$w_r = 1.790$
$w_s = 26.91$	$w_s = 26.94$	$w_s = 26.94$	$w_s = 26.94$
$R^2 = 0.975$	$R^2 = 0.975$	$R^2 = 0.954$	$R^2 = 0.987$

Tabla 3.2.- Cuadro resumen de parámetros de diferentes modelos para el cálculo de la curva característica

Se presenta a continuación en la Figura 3.25 la curva característica obtenida por Perez-Ruiz (2009), ajustada con diversos modelos.

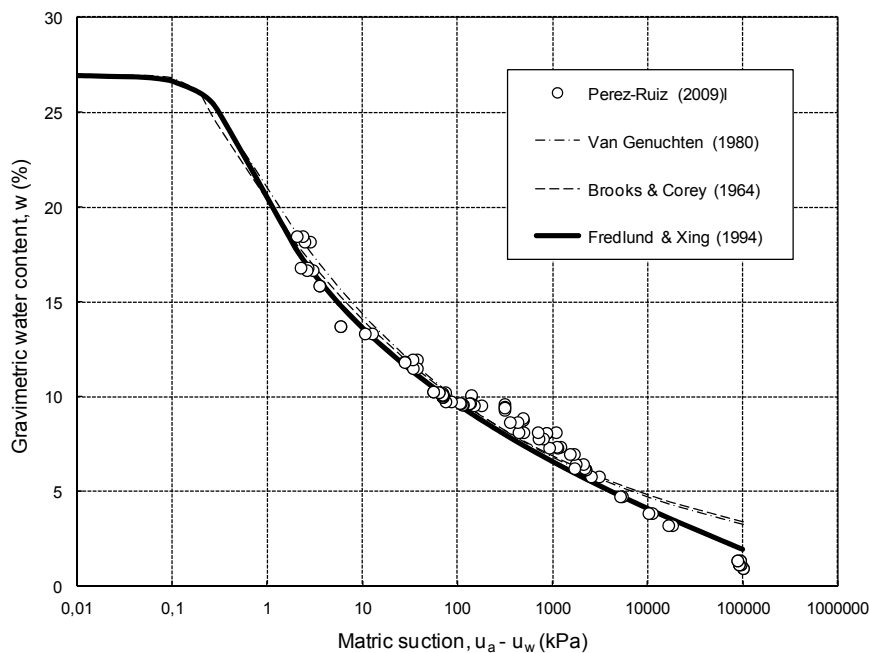


Fig. 3.25.- Curva característica presentada por Perez-Ruiz (2009), ensayo realizado en Pressure Plate

La Figura 3.26 presenta la curva característica realizada en la presente investigación,

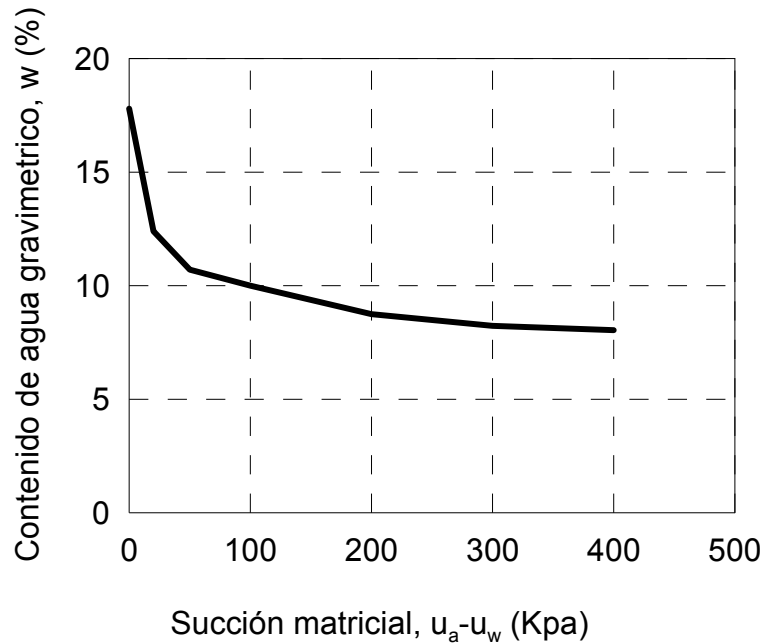


Fig. 3.26.- Curva característica realizada en "Tempe Pressure Cell"

Finalmente se realizó una comparación entre las curvas características, obtenidas mediante dos técnicas "Pressure Plate" y "Tempe Pressure Plate". Se presenta en color rojo los datos obtenidos a través de Tempe Pressure Plate, datos que se realizaron en esta investigación (Figura 3.27).

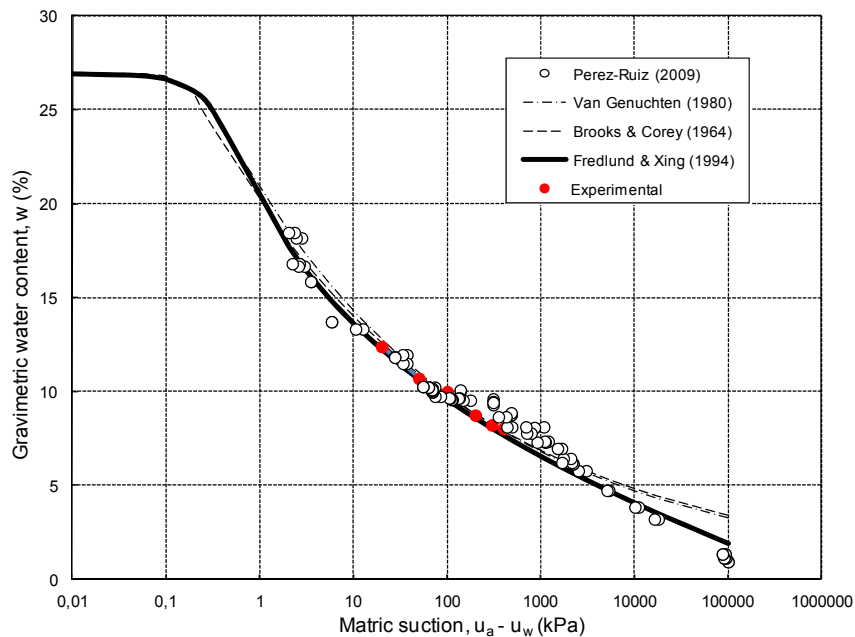


Fig. 3.27.- Comparación de Curvas Características.

Se puede apreciar que existe una muy buena correlación entre los dos ensayos

3.4. Descripción del equipo triaxial cubico

3.4.1. Esquema

El equipo triaxial cúbico consiste de los siguientes componentes: estructura cúbica, cinco paredes que cierran esta estructura, base y soporte de la parte inferior, sistema de medición de deformaciones, sistema de control de esfuerzos aplicados, cinco membranas de latex, sistema de monitoreo y control de medidas de la presión de aire, sistema de adquisición y control de procesos de datos, sistema de monitoreo y control de la succión.

3.4.2. Estructura base

La carcasa compuesta por aluminio sólido es la estructura soportante de la muestra. Está compuesta por una cavidad cuadrada que se puede ver en la Figura 3.28 su composición esta realizada pensando en que este marco sostendrá la estructura cúbica, cerraran este prisma cuatro paredes laterales, una pared inferior o base y una pared superior.



Fig. 3.28.- Estructura soportante de muestra cubica.

Cada pared rígida de aluminio está compuesta por membranas de latex como se muestra en la Figura 3.29 y Figura 3.30. Este marco de aluminio soporta las cinco paredes con sus respectivas membranas (paredes laterales y superiores), además de la base inferior que contiene cuatro piedras porosas y el disco cerámico de alto valor de entrada de aire. Estas paredes se fijan a través de tuercas y arandelas.

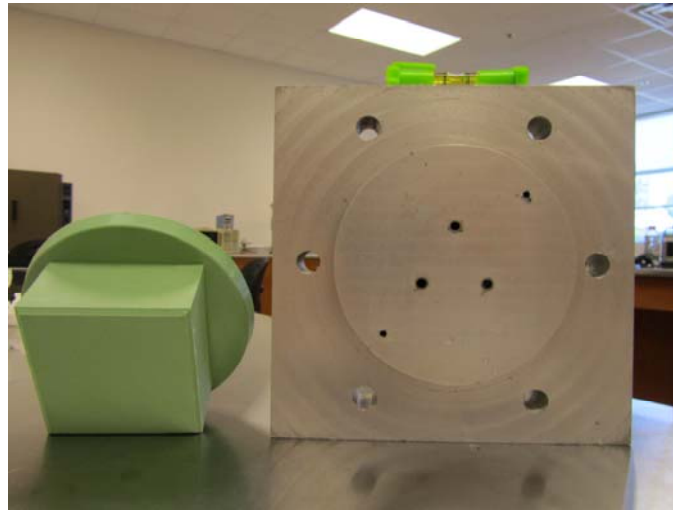


Fig. 3.29.- Membrana flexible y pared tipo de triaxial cubico

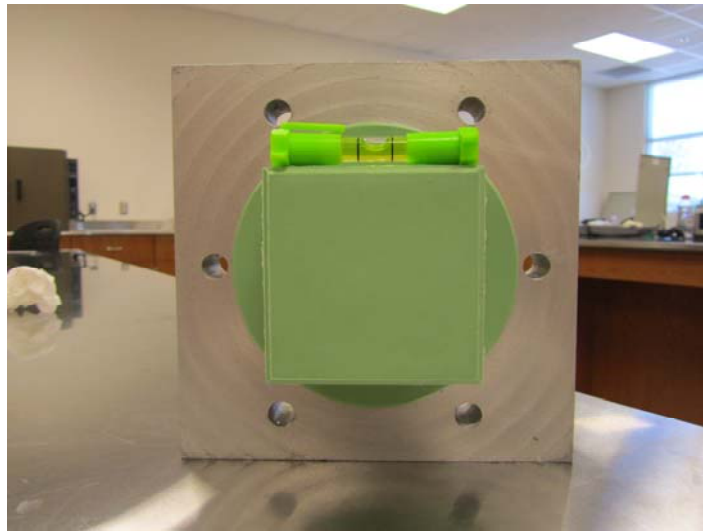


Fig. 3.30.- Estructura de pared cubica

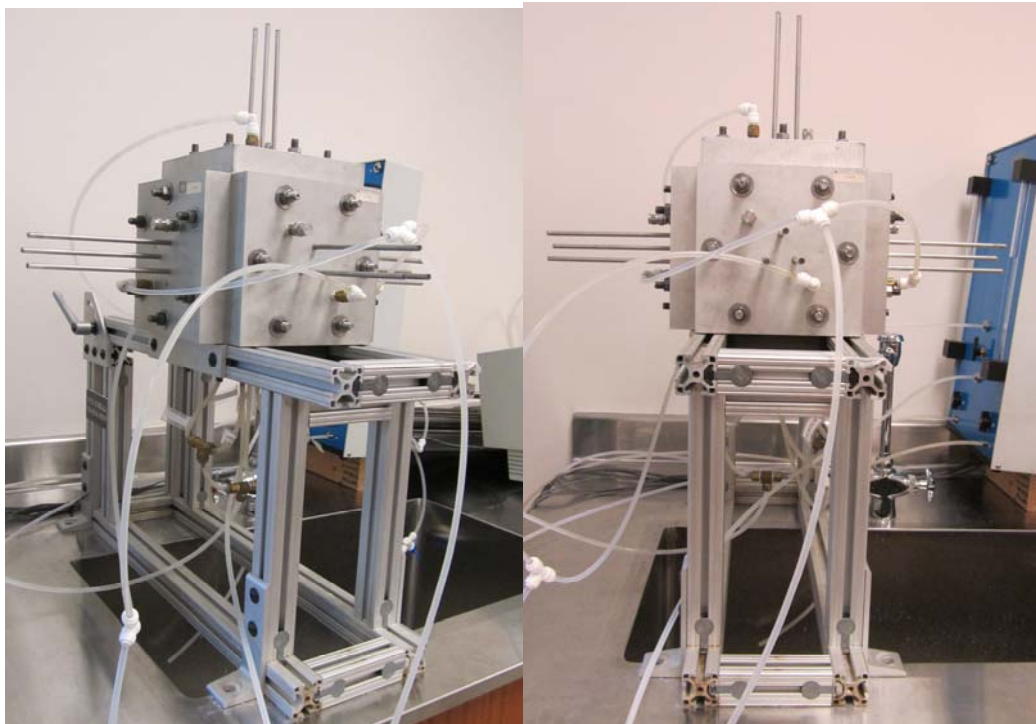


Fig. 3.31.- Estructura completa de triaxial cubico

La base inferior de la estructura está confeccionada por aluminio macizo. Este montaje que tiene la entrada de aire a través de un disco cerámico y cuatro piedras porosas se ha diseñado de esta manera para imponer un límite rígido y base que permita a la muestra asentarse y aplicar tensión y succión correspondiente. En la Figura 3.32 se muestra la posición de las piedras porosas y del disco cerámico. Las piedras se encuentran ubicadas en las esquinas de la base, tienen un diámetro de 1.9 cm y 0.65 cm de altura, estas piedras cumplen la función de dispersar o entregar las presiones de aire que se le aplicaron a la muestra. La presión de aire es aplicada a través de una manguera de polipropileno de diámetro pequeño. Esto se puede apreciar en la Figura 3.33.

El disco cerámico, ubicado en la parte central, tiene un diámetro de 6,05 cm y 0.76 cm de profundidad, este disco cumple la función de membrana que deja salir el agua con poca cantidad de aire por difusión, por debajo del disco existe una cavidad en forma de espiral (Pérez-Ruiz, 2009), la cual conduce agua. A través de esto se puede realizar el lavado de burbujas de aire que puedan ser atrapadas o que se vayan acumulando a través de difusión de aire (Flush-in, Flush-out) ver Fig.3.33. En definitiva la cavidad permite una distribución uniforme de la presión de poro de agua a través del disco HAE.

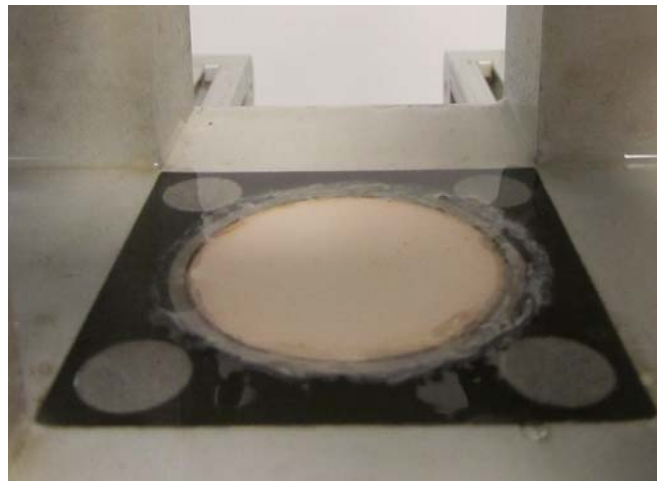


Fig. 3.32.- Piedras porosas y disco cerámico ubicado en la pared inferior

Las paredes laterales y superiores están construidas de aluminio sólido. Estas tapas tienen dos entradas en forma de agujeros con rosca las cuales cumplen la función de entrada y salida de agua y tres agujeros que reciben las barras de acero inoxidable de los transformadores diferencial de variación lineal (LVDT) que miden estos desplazamientos.

Posteriormente se montarán las membranas a estas paredes, las cuales solo se fijarán a la estructura metálica una vez se haya colocado la muestra de suelo a ensayar, esta se fijará a través de tuercas.

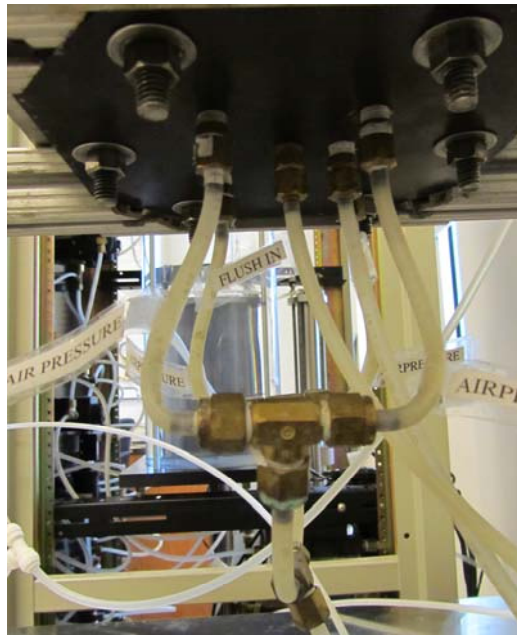


Fig. 3.33.- Ensamblaje en pared inferior de conexiones para aplicación de presión de aire. Conexiones para “Flush-in” y “Flush- out”.



Fig. 3.34.- Vista de equipo triaxial completo.

3.4.3. Membrana flexibles

Las membranas (Figura 3.35) cumplen la función de transmitir la presión hidráulica aplicada a la muestra. Estas se encuentran ubicadas en las cuatro paredes laterales y pared superior de la muestra cubica de suelo. En definitiva están actúan como una barrera de fluido entre el agua y la muestra de suelo. Las membranas están confeccionadas de silicona "Corning Dow", un tipo de silicona de alta resistencia y por otro lado es una membrana fácil de manejar y utilizar.



Fig. 3.35.- Membranas flexibles de silicona

3.4.4. Sistema de control y aplicación de esfuerzos (Pérez- Ruiz, 2009)

La presión hidráulica que es aplicada a la muestra cubica de suelo a través de las membranas de latex de las caras laterales y superior esta generado por un sistema computarizado, mediante un Panel de control (PCP-5000) presentado en la Figura 3.36 (a) y un sistema de control de volumen de presión computarizado (PVC-100) Figura 3.36 (b), ambos desarrollado por GCTS, Tempe, AZ.

Ambos utilizan un servo controlador hidráulico el cual permite mantener las condiciones del ensayo. El PCP-5000 se utilizo para aplicar la presión a la muestra de suelo en la dirección Z y X (σ_1 y σ_3). El PVC- 100 se utilizo para aplicar presión en el eje Y (σ_2).

Los desplazamientos están controlados por tres servovalvulas los cuales corresponden a tres pistones hidráulicos. Un transductor de presión o LVDT externo provee una respuesta directa a "feedback" usado en el proceso de control.

El sistema de operación es integrado con el software GCTS, el cual es capaz de realizar desde simples condiciones de ensayo hasta complejas. A través de este se puede realizar diferentes combinaciones de trayectoria de esfuerzos principales que pueden ser controlados simultáneamente sobre los tres servo válvulas a través del software. En resumen se pueden realizar ensayos de esfuerzos y deformaciones controladas debido a la flexibilidad del sistema de control. En la Figura 3.37 se presenta el sistema monitorizado de control.

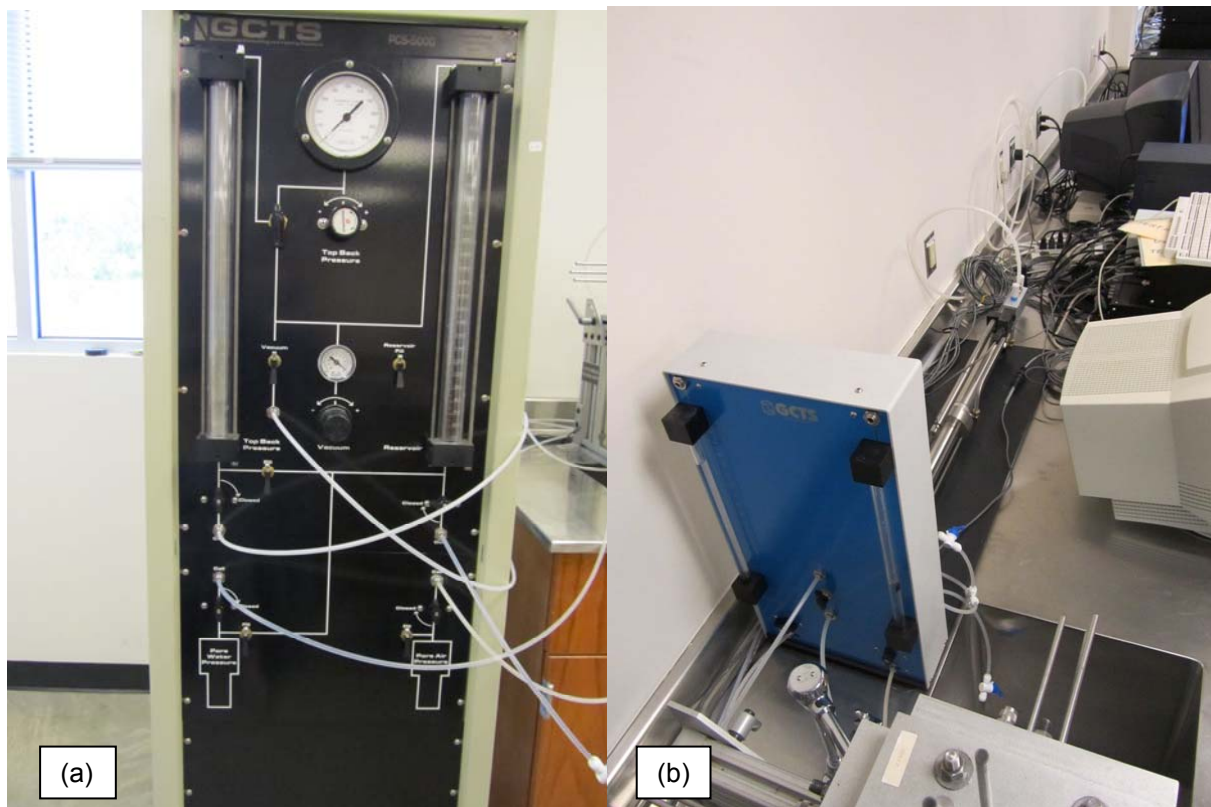


Fig. 3.36.- Sistema de control y aplicación de esfuerzos. (a) Panel de control (PCP-5000). (b) PVC-100



Fig. 3.37.- Sistema monitorizado de control

3.4.5. Sistema de medida y control de deformación (Pérez- Ruiz, 2009)

El sistema de medida de deformación se presenta en la muestra cubica del ensayo a través de los quince LVDT que se encuentran ubicados en cada cara lateral y superior distribuidos

por cada pared tres y de cada LVDT ubicados en cada uno de los pistones hidráulicos en el sistema de aplicación y control de esfuerzos.

Las tres series DC-EC-500 SHAEVITS, son LVDT cerrados de alta presión ubicados en las caras de la muestra permiten medir la deformación en tres puntos diferentes. La deformación a lo largo de una dirección particular, se estima promediando las tres lecturas de LVDT correspondientes a la cara perpendicular de esta dirección. Estas deformaciones no se midieron en la cara Z(-) debido a que en esta cara se encuentra la piedra cerámica HAE y las cuatro piedras porosas. La deformación e incrementos de estas en la cara Z solo son medidos en la tapa o muro superior.

La deformación de cada lado de la muestra ha sido medida a través del cambio de volumen de las membranas flexibles. Éste cambio de volumen se puede medir a través del volumen de agua desplazado por los pistones hidráulicos en el sistema de aplicación y control de esfuerzos.

Las series de macro sensores DC 750-5000 DE 1,9 cm unidos a cada pistón hidráulico ha sido calibrado para medir el volumen de agua desplazado por el pistón. La barra de acero inoxidable de 45.5 cm, el LVDT DC 750 ha sido calibrada para tener un rango de escala completa de 300 cc de volumen total que permite medir las deformaciones positivas y negativas de la muestra cubica.

La señal de salida generada por el desplazamiento de las series de LVDT DC 750 y los sensores de presión son interpretados por el software GCTS el cual usa esta información para medir el cambio de la presión y volumen en una dirección específica (i.e. X, Y o Z) de la muestra cubica de suelos.

Cuando se realizan los ensayos de esfuerzos controlados la señal de salida de lo sensores de presión es procesado por el software GCTS que controla los tres servo válvulas separadas cuando aumenta o disminuya la presión aplicada a cada cara de la muestra.

Por otro lado cuando el equipo es usado para ensayos de deformación-controlada, las deformaciones leídas, en cada eje de la muestra cubica, son usadas para controlar el ensayo por cambio en la presión en la presión del valor requerido para imponer la deformación esperada en cada cara.

3.4.6. Sistema de monitorización y control de la presión de poro de aire.(Pérez-Ruiz, 2009)

La presión de aire es aplicada a través de la base de la muestra cubica usando la salida de la presión entregada por PCP-5000. La manguera de polipropileno conectado a la conexión rápida en el PCP-5000 llevando aire presurizado a los accesorios fijos en la pared externa inferior. La presión de poro de aire es ingresada a la muestra a través de las cuatro piedras porosas.

3.4.7. Sistema de monitorización y control de presión de agua

Para aplicar succión matricial a la muestra cubica no saturada se realizó a través de la técnica de traslación de ejes para esto se utilizó cuatro piedras porosas y un disco cerámico de entrada alta de aire.

El disco cerámico que se utilizo en los ensayos es de 5 bares, con una diámetro de 5,4 cm y una altura de 0,72 cm, los diámetros de poros son 0.5×10^{-3} , un coeficiente de

permeabilidad de $1,2 \times 10^{-9}$ y una entrada de valor de aire más grande que 550 KPa este disco fue fabricado por "Soil Moisture Equipment Corp".

El mecanismo de control y flush-in instalado en la cara inferior de la muestra cubica. Una manguera polipropileno es decir flush- in esta directamente conectada al suministro de agua en el frente del Panel PVC-100 usando una entrada de nylon de $\frac{1}{4}$ ". La otra manguera de polipropileno permite la salida del agua cuando la válvula está abierta.

La función principal de este sistema es liberar las burbujas de aire atrapadas dentro de los compartimientos bajo el disco cerámico HAE, durante la saturación del disco cerámico HAE o el sistema de succión controlada. Es importante cerciorarse que a través de las mangueras no exista o quede ninguna burbuja de aire, así como en el comportamiento debajo del disco cerámico se satura para crear un flujo continuo de agua y la manguera a través de la cual se realizó el flush-out.

Este procedimiento de flush-in se realizó cada 24 horas durante el ensayo para cerciorarse que no existieran burbujas. El disco cerámico HAE fue saturado dentro de la célula cubica.

3.4.8. Sistema de adquisición de datos (Pérez-Ruiz , 2009)

GCTS (2000) desarrollo un software que controla hasta tres servos canales. Para controlar uno o más canales, el software de GCTS usa una plataforma que sirve como interface con el hardware, y un servo amplificador para manejar los servos válvulas. El control esta siempre especificado en términos de medidas directas de salida, como deformación y presión. No es posible especificar control en términos de medidas de parámetros indirectos, como la tensión calculada a partir de deformaciones.

El software GCTS y además el sistema de medida y control de deformación puede ser usado para seguir cualquier trayectoria de esfuerzo o deformación controlada. Además el software permite almacenar los datos de salida desde los sensores de medición del esfuerzo y deformación de cada cara de la muestra cubica de suelo en tiempo real. Los datos almacenados en un archivo pueden ser analizados usando cualquier herramienta del procesador de datos. Un detalle de la descripción del software y sus capacidades son dadas por GCTS (2004a) y (2004b).

3.5. Preparación de la muestra y método de compactación.

3.5.1. Preparación de la muestra de ensayo

La muestra de dimensiones 7.62 cm por lado fue preparada usando un molde de acero como el que se muestra en la Figura 3.39. La humedad inicial de la muestra fue tomada del orden del 10%, para lograr alcanzar una densidad seca de $\gamma_d=15.344 \text{ KN/m}^3$ aproximadamente. Esto se obtuvo a través del Proctor Estándar (Pérez-Ruiz, 2009). El molde fue llenado con 758 gr. de arena pobremente graduada con una arcilla de alta plasticidad (SP-SC). El molde fue previamente engrasado para evitar que la muestra se dañe. El material suelto así como se muestra en la Figura 3.38 se coloco dentro del molde, una vez lleno este se llevo al marco de carga triaxial para ser compactado.

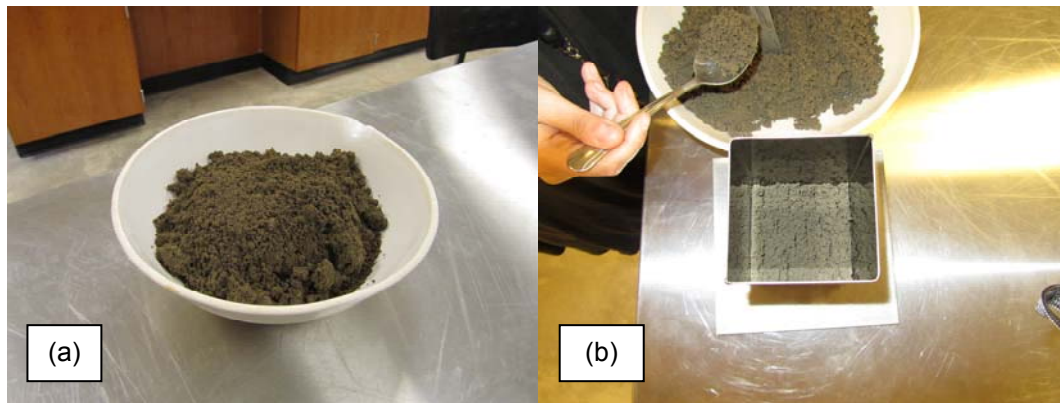


Fig. 3.38.- (a) Material suelto. (b) Colocación del material dentro del molde previamente engrasado



Fig. 3.39.- Muestra de suelo a compactar

3.5.2. Compactación Estática

La compactación estática se realizó en un marco de carga triaxial como el que se muestra en la Figura 3.40b, ésta fue usada para aplicar una carga cuasi estática para reducir los vacíos en el suelo y alcanzar el volumen requerido. La velocidad de aplicación fue muy lenta a razón de 1mm por minuto (véase Figura 3.40a y 3.40b).



Fig. 3.40.- Marco de carga triaxial. (a) Muestra de suelo sin compactar. (b) Compactación a razón de 1mm/min.

Al observar la muestra después de la compactación se puede ver a simple vista que se convierte en una muestra homogénea (Figura 3.41). Una vez compactada la muestra se procedió a retirar del molde y colocarla dentro de la célula de triaxial cubico (Figura 3.42).

Para la campaña experimental sólo se preparó una muestra debido a que la realización se planeó de tal manera que en un solo ensayo se pudiera aplicar distintas trayectorias. El ensayo se planteó como un ensayo multi-etapa, esto es: en una primera etapa la muestra se llevó a un estado de esfuerzos bajo equilibrio hidrostático (HC). A continuación, la muestra se sometió a una trayectoria de esfuerzos de compresión triaxial convencional (CTC) hasta lograr un estado crítico incipiente, inmediatamente seguido por una descarga monotónica. Posteriormente, la misma muestra se volvió a equilibrar hidrostáticamente (HC)

bajo un mayor esfuerzo isotrópico y, finalmente, sometida a una trayectoria de esfuerzos de compresión triaxial (TC). El ensayo fue realizado bajo succión constante de 50 Kpa.



Fig. 3.41.- Muestra de suelo SC-SP después de compactar.

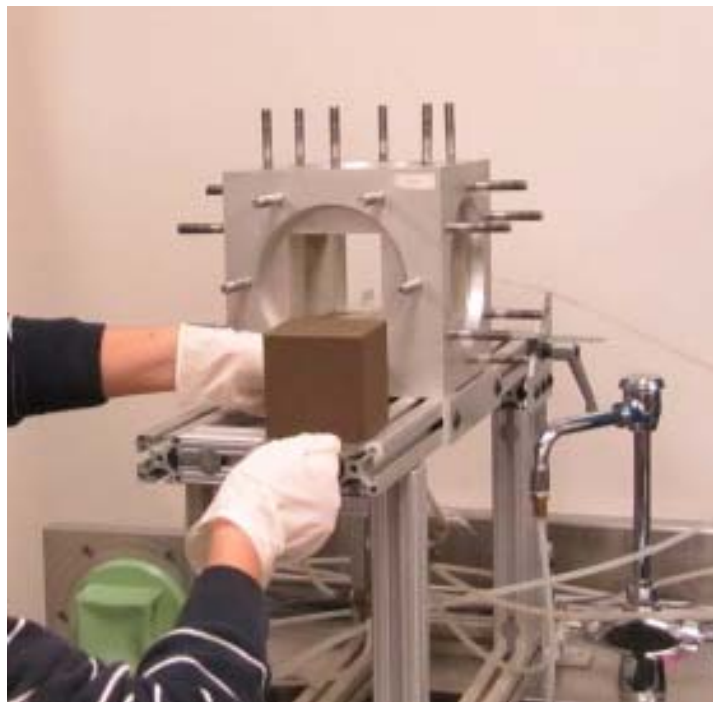


Fig. 3.42.- Muestra de suelo a ser colocada dentro de célula de triaxial cubico.

3.5.3. Selección de peso unitario seco para suelo SP-SC.

La selección del peso unitario seco se basó en Pérez-Ruiz (2009), esto es debido a que los ensayos realizados en la presente investigación fueron hechos con el mismo material. Lo que se buscó fue reproducir una muestra con una presión de preconsolidación relativamente pequeña para que fuese más fácilmente llevar al suelo a un estado virgen y así inducir deformaciones elastoplásticas. El peso unitario seco fue 15.34 KN/m^3 .

3.6. Procedimiento Experimental

3.6.1. Estado de Equilibrio

Una vez colocada la muestra dentro de la célula cubica, se instalaron y cerraron cada una de las paredes o muros, estando estas perfectamente fijas y alineadas, la muestra está preparada para recibir la siguiente etapa.

A continuación la muestra se vió sometida al proceso de equilibrio, en el cual el suelo quedó sometido a una tensión y succión determinada, ya listo en condiciones homogéneas para poder recibir la siguiente etapa de corte. En esta etapa para asegurarse de que la tensión neta promedio inducida en la probeta de ensayo se mantuviera constante, ya sea de succión como de esfuerzo, fueron aplicados de manera progresiva a una misma velocidad a lo largo de toda la etapa de eculización a una velocidad de 8 kPa/hr . Este proceso tuvo una duración de 6,28 días. Se detuvo el proceso de equilibrio cuando se pudo ver que ya no existe cambio de volumen en los sensores LVDT. Como precaución se tuvo en cuenta el proceso de carga, ya que una desigualdad en la aplicación de los esfuerzos puede producir que en la muestra se genere una falla prematura. Se tomó como referencia la duración de eculización de tesis de Pérez-Ruiz, 2009.

3.6.2. Estado de Consolidación Isotrópica.

Después que se ha completado el estado de equilibrio, la muestra se consolido isotrópicamente a 8 kPa/hr . Mientras la presión de aire (succión) se mantuvo constante.

Al comienzo del ensayo tanto la presión de aire como los esfuerzos estaban en cero, en la etapa de la eculización se aplicó presión de aire para alcanzar una succión de 50 kPa . la cual permanecerá constante a través de todo el ensayo. Esta succión fue aplicada en forma de escalones de 5 kPa . En la Figura 3.43 se puede apreciar cómo fueron aplicadas las tensiones en la etapa de eculización y de consolidación isotrópica. Se incrementaron las tensiones en todas las caras de la muestra a una misma relación por tiempo.

Como se ve en la Figura 3.44 el ensayo comenzó inicialmente en el punto A con esfuerzo neto y tensiones nulas, posteriormente hubo un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_4$ hasta alcanzar un esfuerzo principal neto de 25 kPa ., es decir se aplicó un esfuerzo externo total de 75 kPa . (etapa A-B). A partir desde este punto (B) se aplicó la presión de aire hasta alcanzar la succión deseada.

Posteriormente teniendo una vez la succión constante se incrementa nuevamente en rampa el esfuerzo principal "p" hasta alcanzar 100 kPa , quedando así una tensión neta de 50 kPa . (Punto D).

A partir de este punto se comenzó la etapa de corte de la muestra hasta alcanzar el 12% de la deformación de corte total obtenida en base al trabajo de investigación Pérez-Ruiz (2009).

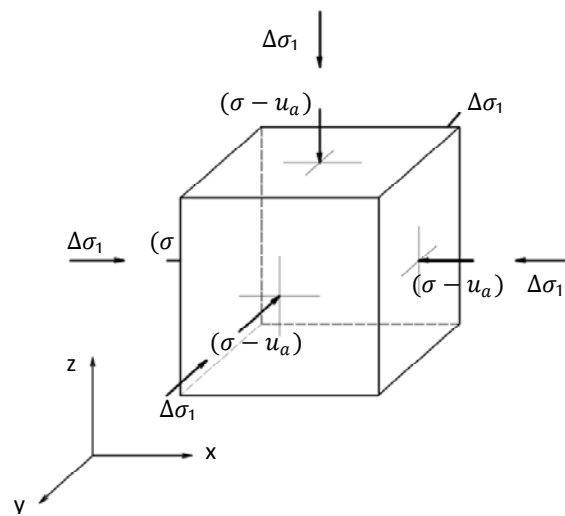


Fig. 3.43.- Condición de carga en compresión hidrostática (HC)

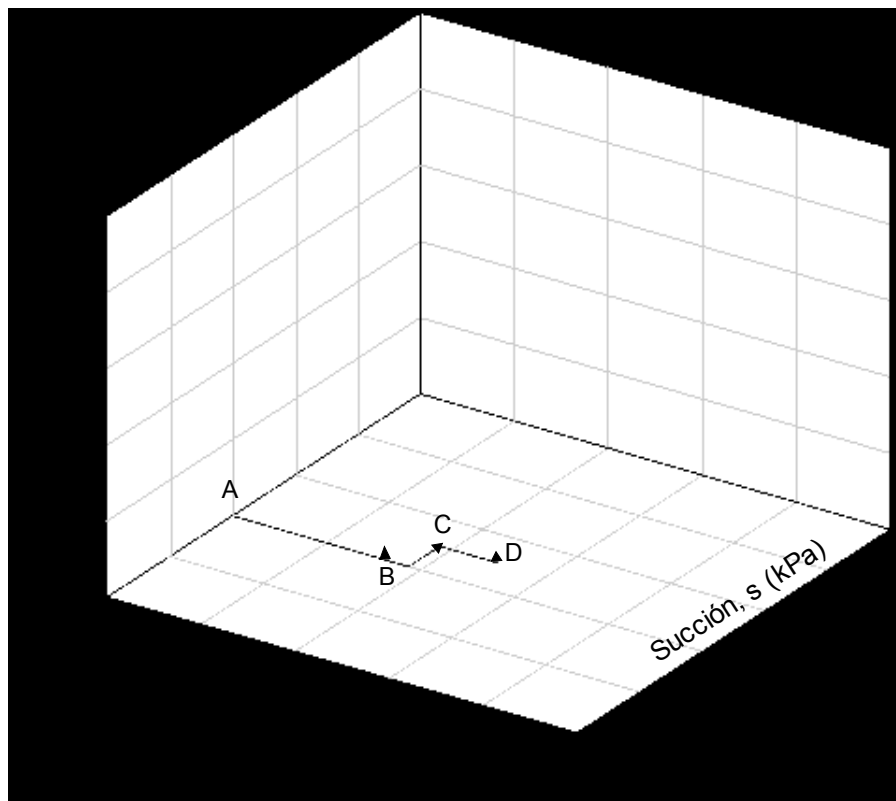


Fig. 3.44.-Esquema de trayectoria de rampa de esfuerzos aplicados a etapa de ecualización y consolidación isotrópica.

3.6.3. Estado de Carga de Corte

Una vez realizado las dos etapas anteriores, tanto la etapa de ecualización como la de carga isotrópica, la muestra de suelo fue llevada a dos diferentes trayectorias de corte (i.e. CTC y TC). Se realizó un solo ensayo multietapa. En cada uno de los procesos de corte

se llega sólo al 12 % de la deformación de corte total basada en la tesis doctoral de Pérez-Ruiz (2009). Una vez aplicado el primer corte que correspondió a CTC se realizó la descarga, a continuación se somete la muestra a una segunda consolidación isotrópica para aplicar la segunda trayectoria de esfuerzo denominada TC, siempre manteniendo la succión constante $S = 50$ KPa.

3.6.3.1. Triaxial de Compresión Convencional (CTC)

Terminada la fase de equilibrio y consolidación isotrópica, la muestra de suelo es sometida al primer estado de trayectorias de esfuerzos, CTC. En un ensayo CTC el esfuerzo principal, $\Delta\sigma_1$, va aumentando mientras se mantienen constante el esfuerzo principal menor $(\sigma_2 - u_a)$, el esfuerzo principal intermedio $(\sigma_3 - u_a)$, y la succión matricial $(u_a - u_w)$. A medida que el esfuerzo principal mayor va aumentando, la superficie de fluencia se expande de acuerdo al movimiento que este genere (véase Figura 3.46).

En la Figura 3.45 representan los esquemas de las tensiones principales y su aplicación.

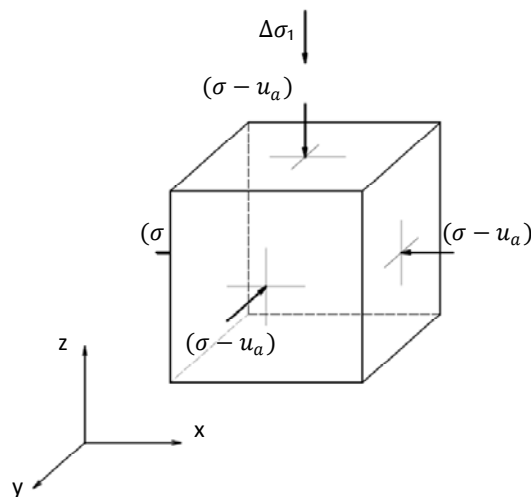


Fig. 3.45.-Condición de carga en triaxial de compresión convencional (CTC)

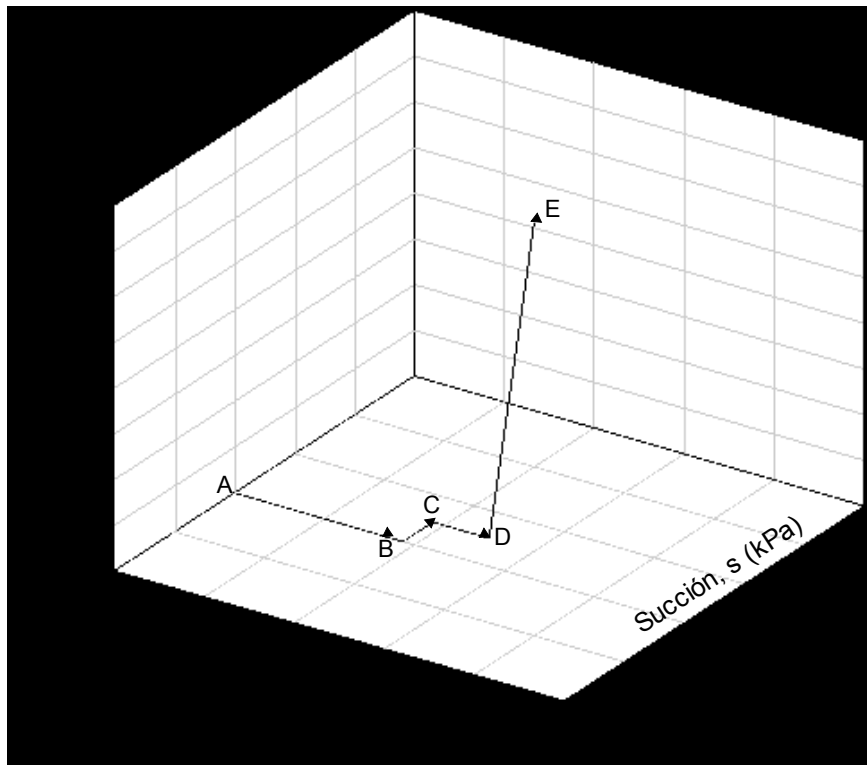


Fig. 3.46.-Esquema de trayectorias de esfuerzos durante ecualización-consolidación y estado de triaxial compresión convencional (CTC)

3.6.3.2. Triaxial de Compresión (TC)

La segunda trayectoria de tensiones a la cual se vió sometida la muestra de suelo correspondió a un ensayo TC. Este ensayo comenzó una vez terminada la segunda fase de consolidación isotrópica después de realizada la descarga del ensayo CTC. En un ensayo triaxial de compresión el esfuerzo principal mayor aumenta, mientras el esfuerzo principal intermedio y menor disminuyen (i.e. $\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_2 = -1/2 \Delta\sigma_1$), mientras en tensión media p y la succión matricial se mantuvieron constantes. La trayectoria de esfuerzos son dados en las Figura 3.47 y Figura 3.48.

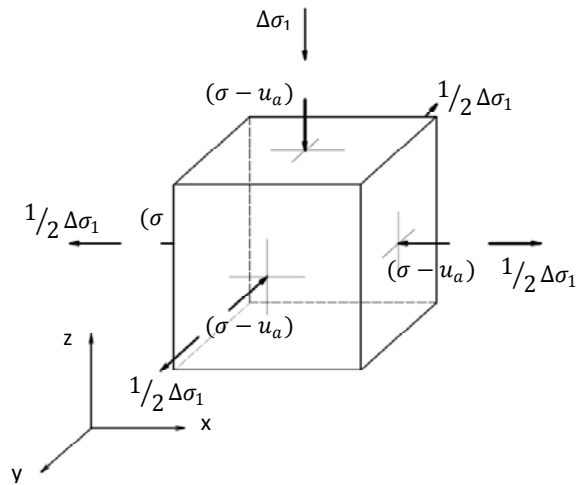


Fig. 3.47.-Condición de carga en triaxial de compresión (TC)

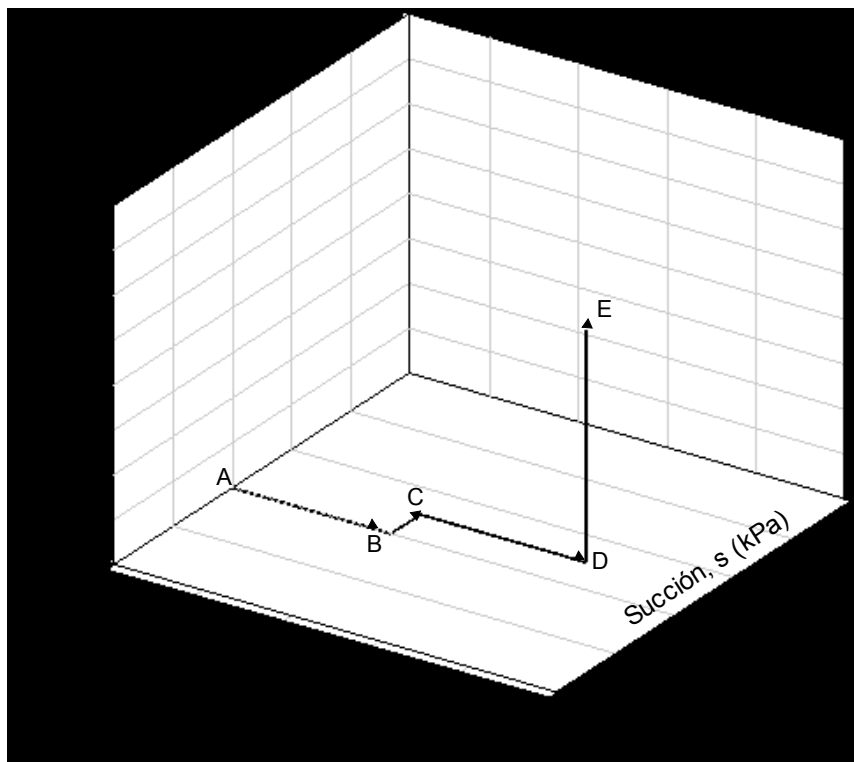


Fig. 3.48.- Esquema de trayectorias de esfuerzos durante eculización-consolidación y estado de triaxial de compresión (TC)

Finalmente se presenta el esquema del ensayo completo A B C D E D F G con las dos etapas de corte .Figura 3.49.

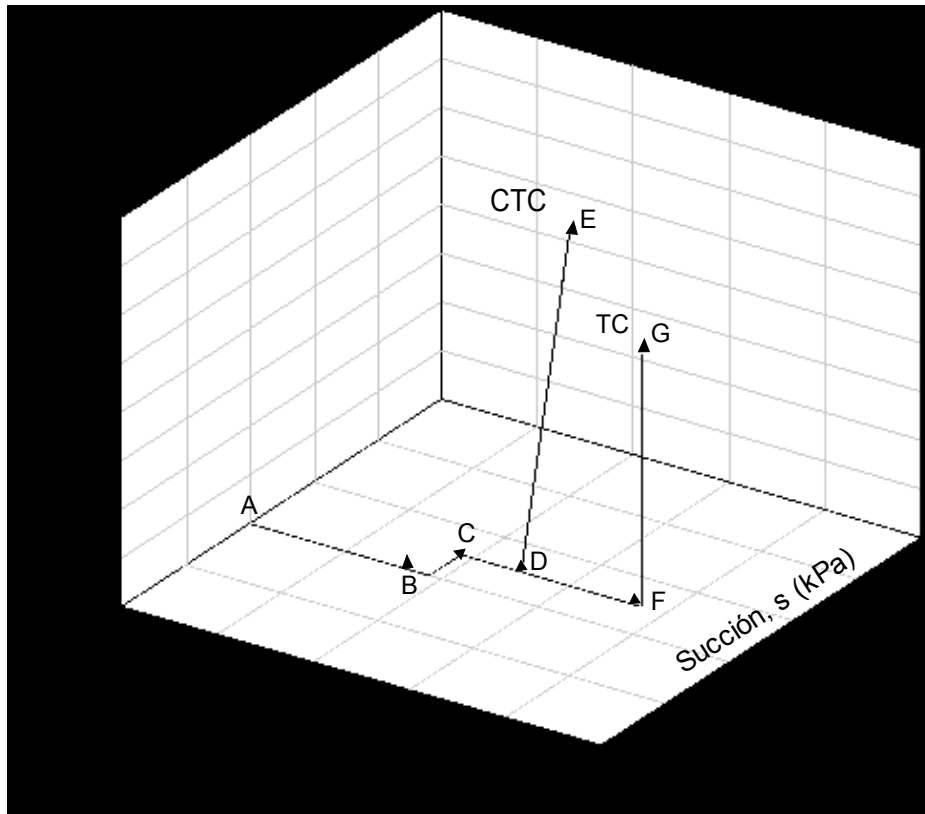


Fig. 3.49.- Esquema de trayectoria de ensayo triaxial Multietapa

3.7. Resultados Experimentales Obtenidos

3.7.1. Respuesta Mecánica bajo Carga Isotrópica.

Desde las Figuras 3.50 hasta 3.55 se muestran los resultados de los ensayos en compresión hidrostática realizados bajo succión constante.

En las Figura 3.50 y Figura 3.53, se muestran las tres deformaciones principales unitarias ϵ_1, ϵ_2 y ϵ_3 versus esfuerzo principal neto para una succión $S= 50$ kPa constante. El grado de anisotropía de la muestra inducida por la compactación, se puede observar en la diferencia que existe en las tres deformaciones principales a lo largo de la rampa de consolidación.

Durante la etapa de consolidación en un ensayo de compresión triaxial convencional (CTC) la variación de esfuerzo principal neto fue de 25 kPa., partiendo después de la ecuilibración, con un esfuerzo inicial total de 75 kPa consolidando en rampa hasta llegar al esfuerzo principal neto final de 100 kPa.

La etapa después de ser descargado el CTC, se vuelve a consolidar ahora partiendo con un esfuerzo principal neto de 100 kPa. llegó a un esfuerzo principal neto final de 150 kPa. Esto se realizó previamente a aplicar la segunda trayectoria de esfuerzos, TC. La Fig. 3.51 muestra la evolución de las deformaciones principales en función de esfuerzo principal en la etapa de consolidación previa al ensayo TC.

La Figura 3.51. y Figura 3.55 muestra la respuesta de la deformación volumétrica ϵ_v ($\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$) como va variando en relación va aumentando la aplicación del esfuerzo principal neto p .

En las graficas, Figura 3.52 y Figura 3.54 se representa la variación volumétrica de la muestra de suelo a medida se aplicó el esfuerzo principal neto, p . En la Figura 3.52 está representado la respuesta del ensayo CTC y en la Figura 3.54 respuesta del ensayo TC.

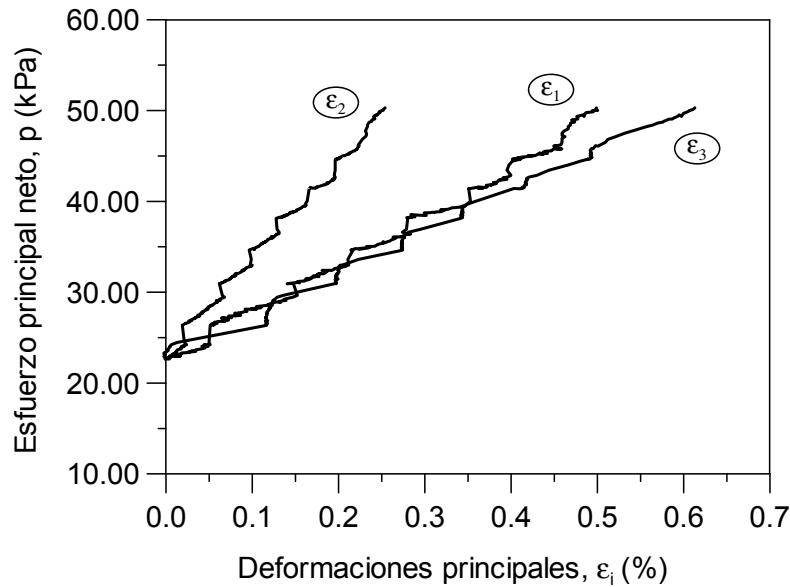


Fig. 3.50. - Variación de las deformaciones principales $\epsilon_i - p$, para HC, en ensayo CTC a succión constante $S=50$ kPa.

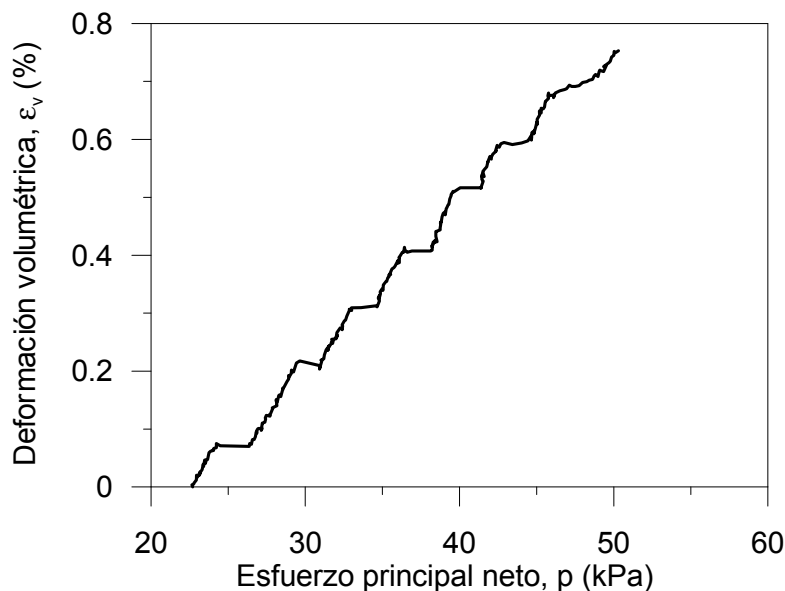


Fig. 3.51.- Variación de la deformación volumétrica $\epsilon_v - p$, para HC, en ensayo CTC a succión constante $S=50$ kPa.

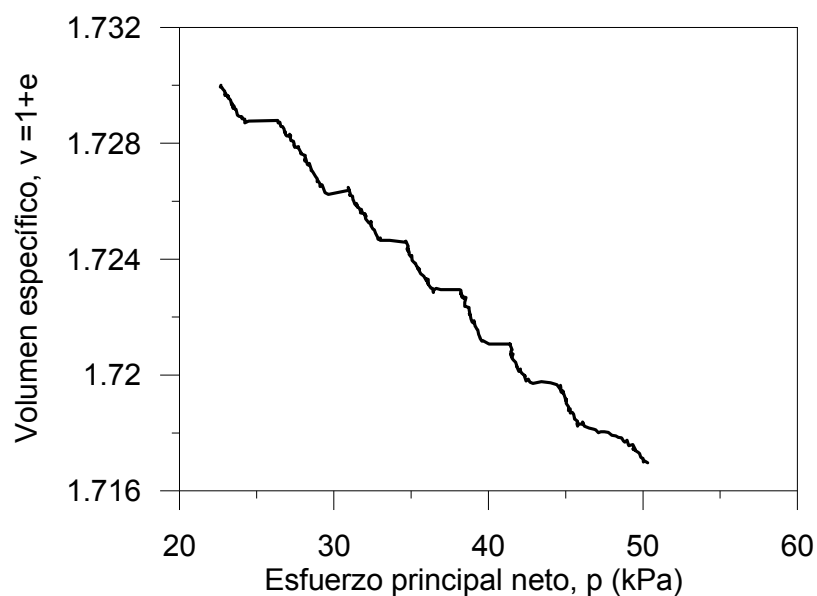


Fig. 3.52.- Variación del volumen específico v - p , de HC en ensayo CTC a succión constante $S=50$ kPa.

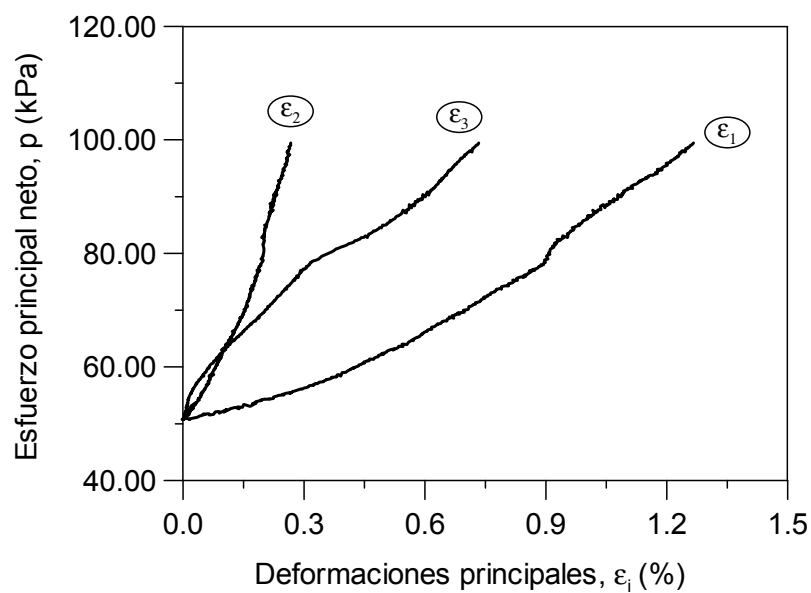


Fig. 3.53.- Variación de las deformaciones principales $\epsilon_i - p$, para HC en ensayo TC a succión constante $S= 50$ kPa.

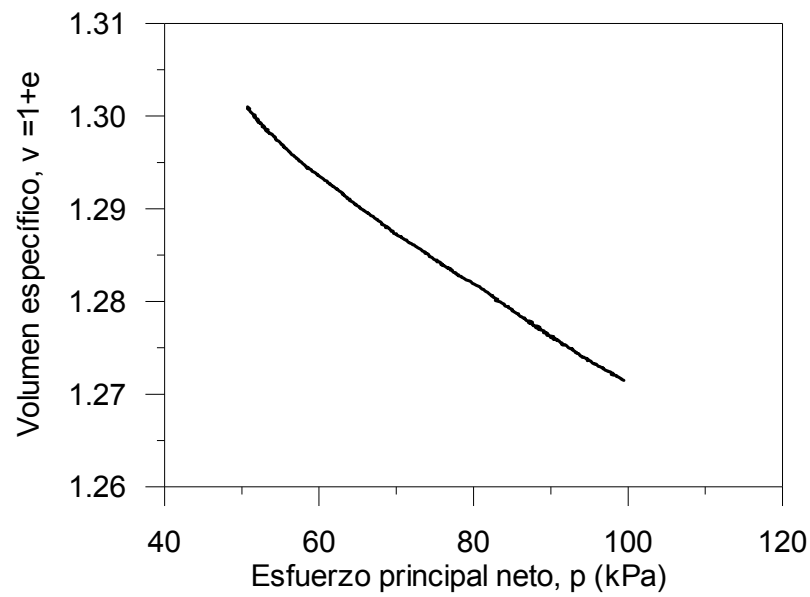


Fig. 3.54.- Variación del volumen específico v-p, de HC en ensayo TC a succión constante S=50 kPa.

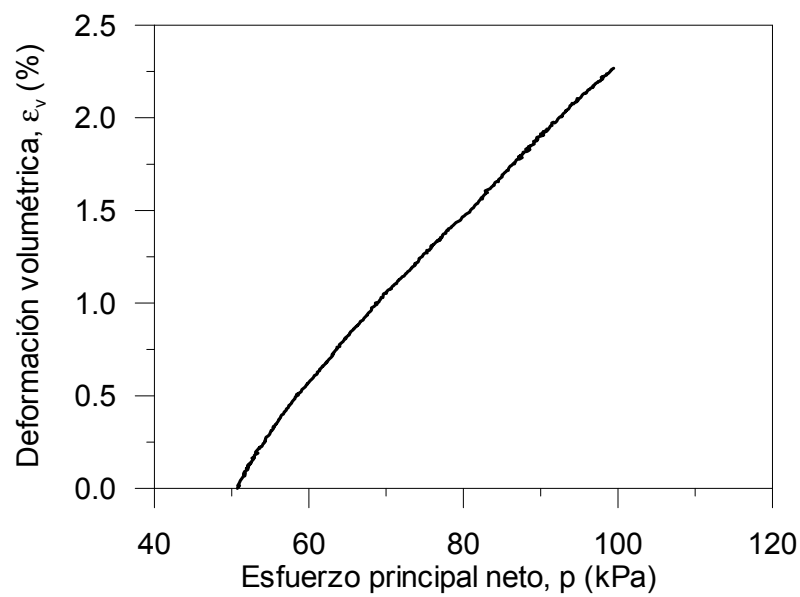


Fig. 3.55.- Variación de la deformación volumétrica $\epsilon_v - p$, para HC, en ensayo CTC a succión constante S=50 kPa.

3.7.2. Respuesta Mecánica bajo Corte

Las Figuras 3.56-3.57-3.62-3.63 muestra las deformaciones del esfuerzo principal en relación de esfuerzo desviador y del tiempo, respuesta de un ensayo completamente drenado, succión constante $S=50$ KPa. para ensayos CTC Y TC, estos ensayos fueron llevados a cabo en una sola muestra en un ensayo multietapa.

Durante el ensayo CTC de succión constante (drenado), el esfuerzo principal mayor σ_1 (actuando en dirección Z) va aumentando, mientras los otros dos σ_2 y σ_3 permanecen constantes.

En el ensayo TC de succión constante (drenado), el esfuerzo principal mayor σ_1 (actuando en dirección Z) , fue aumentando , mientras el esfuerzo principal intermedio y menor σ_2 y σ_3 (actuando en los ejes X e Y respectivamente) fueron reduciendo , tal que el esfuerzo principal neto p , permanezca constante. Las Figuras 3.62 a 3.67 nos muestran las diferentes respuestas bajo el estado de tensión de compresión triaxial (TC).

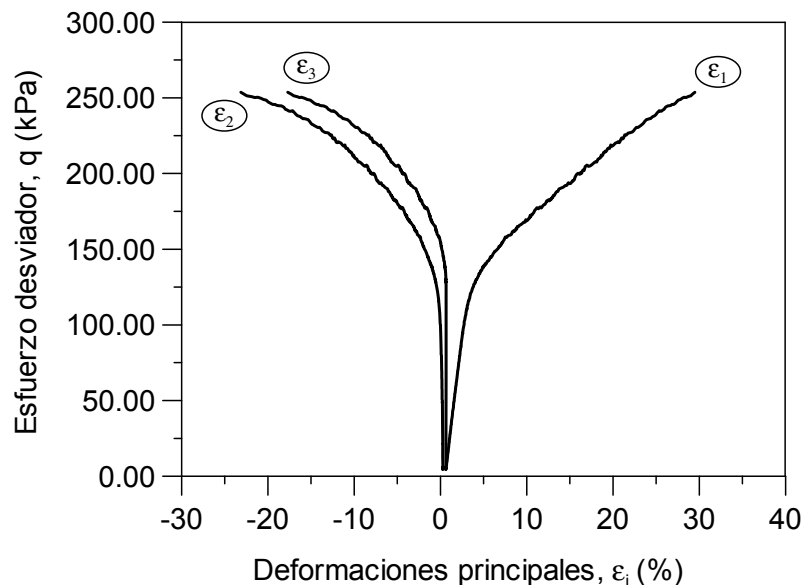


Fig. 3.56.- Respuesta del esfuerzo desviador $q - \epsilon_i$, en ensayo CTC a succión constante $S= 50$ kPa, esfuerzo principal neto inicial $p = 50$ kPa.

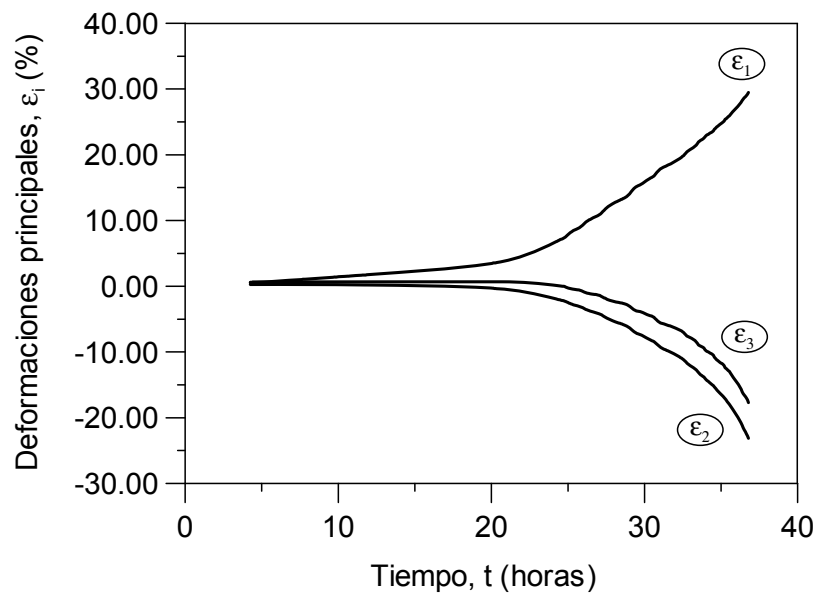


Fig. 3.57.- Respuesta de las deformaciones principales $\epsilon_i - t$, en ensayo CTC a succión constante $S= 50$ kPa. esfuerzo principal neto inicial $p =50$ kPa.

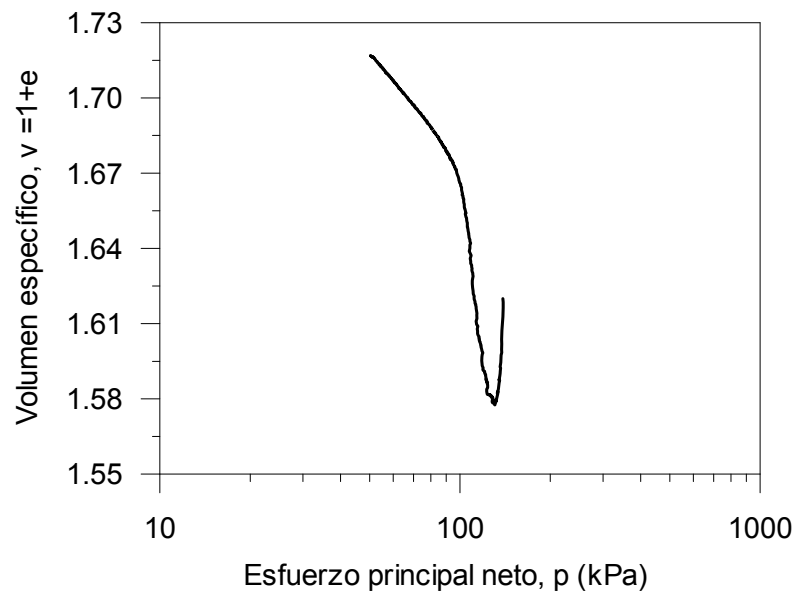


Fig. 3.58.- Respuesta del volumen específico $v - \log p$, en ensayo CTC a succión constante $S= 50$ kPa., esfuerzo principal neto inicial $p = 50$ kPa.

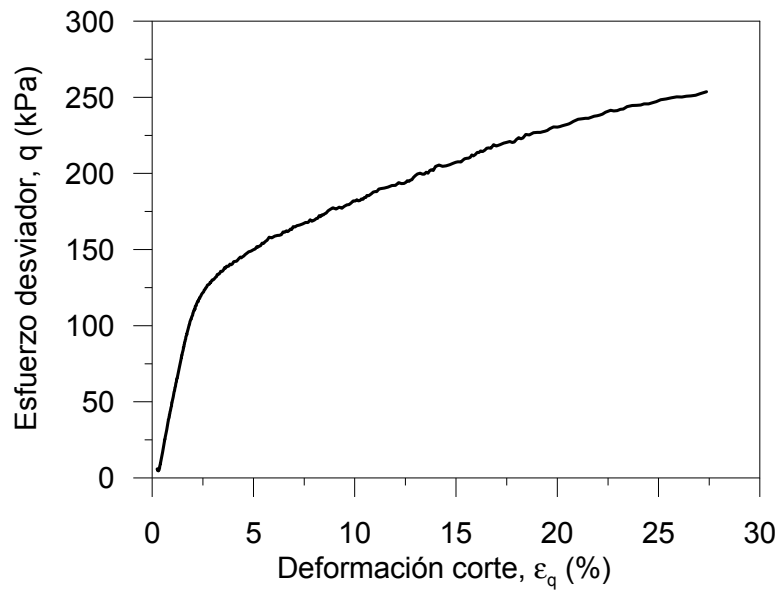


Fig. 3.59.- Respuesta experimental $q - \epsilon_q^{\text{total}}$, en ensayo CTC a succión constante $S=50$ kPa. esfuerzo principal neto inicial, $p = 50$ kPa.

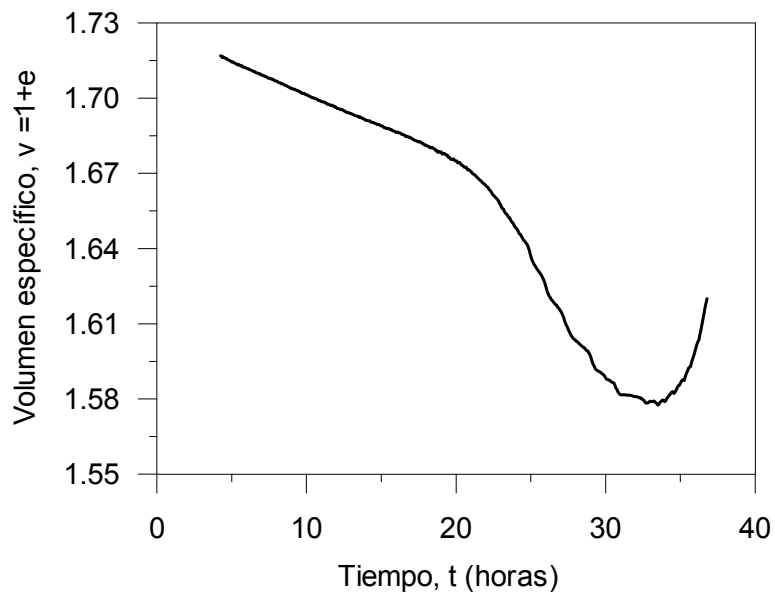


Fig. 3. 60.- Respuesta del volumen específico $v-t$, en ensayo CTC a succión constante $S=50$ kPa., esfuerzo principal neto inicial, $p = 50$ kPa.

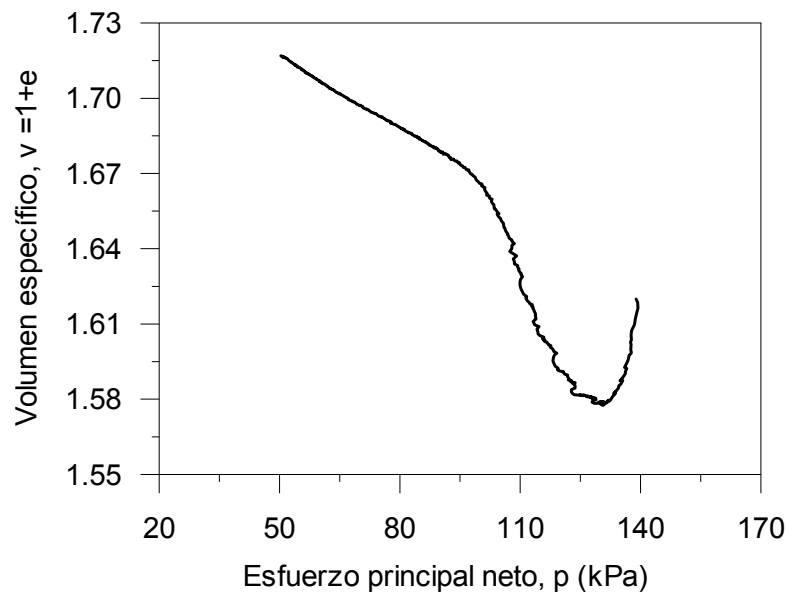


Fig 3. 61.- Respuesta de volumen específico v-p, en ensayo CTC a succión constante $S = 50$ kPa., esfuerzo principal neto inicial, $p = 50$ kPa.

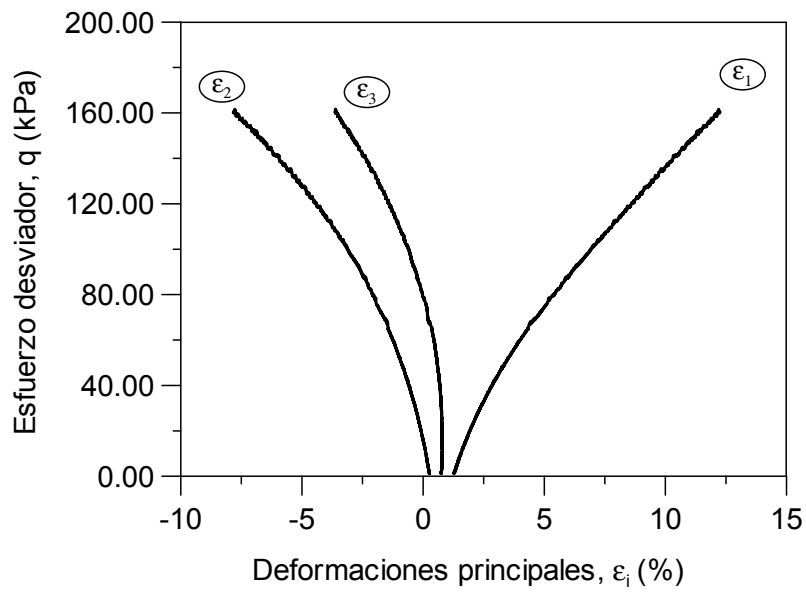


Fig.- 3.62.- Respuesta del esfuerzo desviador $q - \epsilon_i$, en ensayo TC a succión constante $S = 50$ kPa, esfuerzo principal neto inicial $p = 100$ kPa.

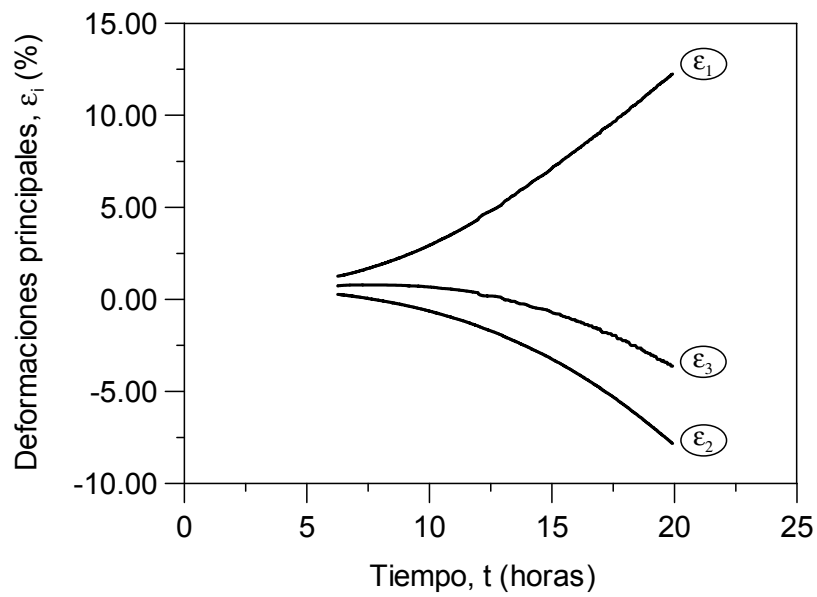


Fig. 3.63.- Respuesta de las deformaciones principales $\varepsilon_i - t$, en ensayo TC a succión constante $S=50$ kPa., esfuerzo principal neto inicial $p = 100$ kPa.

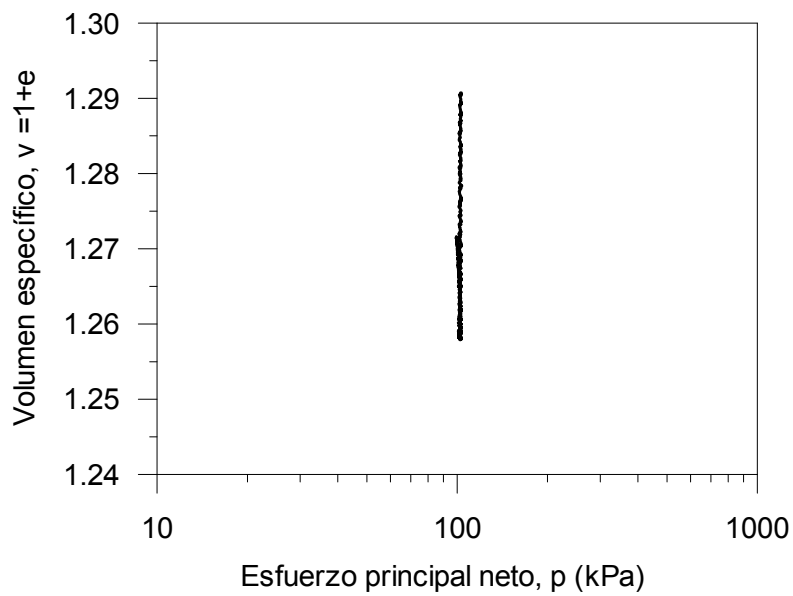


Fig. 3.64.- Respuesta del volumen específico $v - \log p$, en ensayo TC a succión constante $S=50$ kPa., esfuerzo principal neto inicial $p = 100$ kPa.

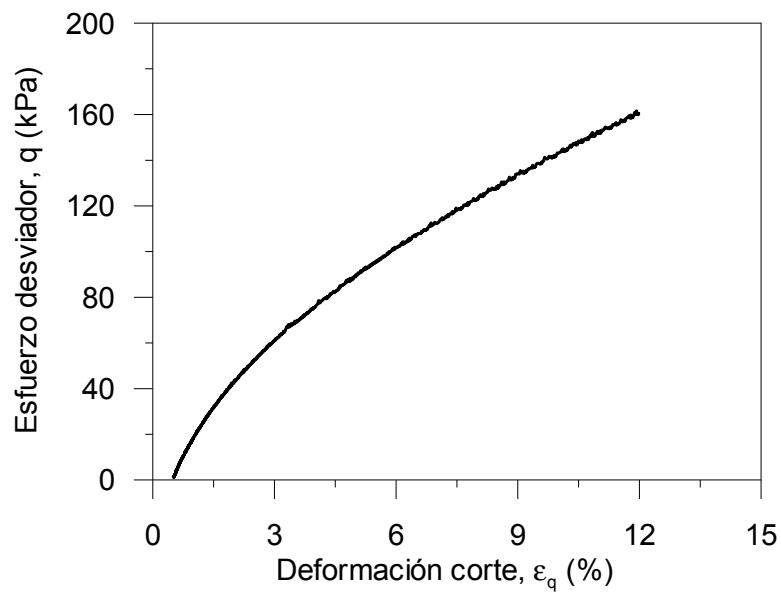


Fig. 3. 65.- Respuesta experimental $q - \epsilon_q$, en ensayo TC a succión constante $S=50$ kPa. esfuerzo principal neto inicial, $p = 100$ kPa.

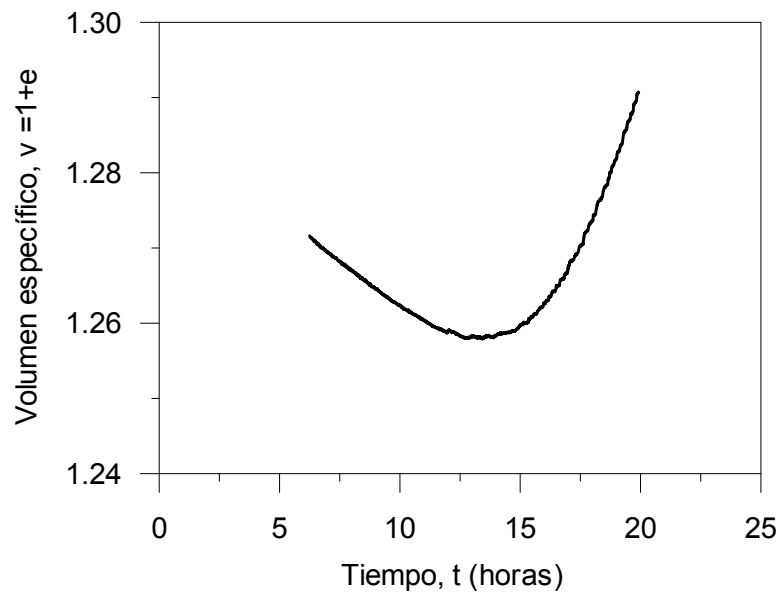


Fig. 3. 66.- Respuesta del volumen específico $v-t$, en ensayo TC a succión constante $S=50$ kPa., esfuerzo principal neto inicial, $p = 100$ kPa.

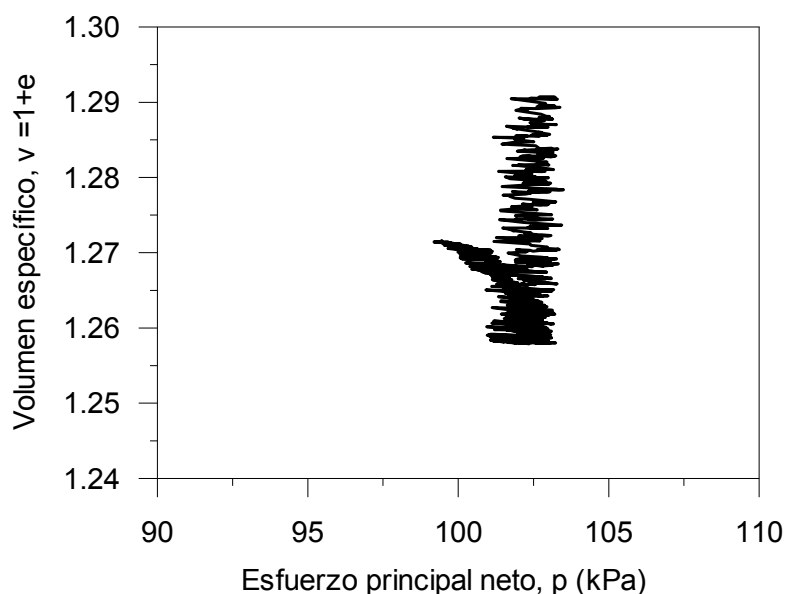


Fig. 3.67.- Respuesta de volumen específico v-p, en ensayo TC a succión constante S= 50 KPa., esfuerzo principal neto inicial, p = 100 KPa.

3.8. Análisis de Resultados

A continuación se presentan algunas gráficas de Pérez –Ruiz (2009) comparadas con las realizadas en la presente investigación en similares condiciones y características. A pesar de los ensayos no fueran exactamente idénticos, se tomó como referencia para comparar de forma general la respuesta del suelo.

Cabe señalar que los ensayos realizados por Pérez- Ruiz (2009) fueron ejecutados llevándolos a la rotura, no así, el de la presente investigación que fue un ensayo multietapa, el cual se describe en la Fig.3.48. A pesar que los ensayos en su etapa de corte comienzan con características semejantes, una succión $S=50$ kPa, y los esfuerzos principales netos de $p=50$ kPa y $p=100$ kPa., para los ensayos CTC Y TC respectivamente, se puede apreciar que existen mínimas diferencias en los ensayos mostrados en las Figuras 3.68, 3.70, 3.72. En cambio en las Figura 3.69 y Figura 3.71 presenta una menor similitud, esto debido a que la muestra ya había sido sometida a una etapa de corte (al 12% aprox. de la deformación de corte total, e_{q}^{100}).

En general las graficas expuestas están dando respuestas de acuerdo a lo que se esperaba, excepto en las etapas de consolidación de cada ensayo.

De acuerdo a Pérez- Ruiz (2009), las respuestas similares de las deformaciones principales menores e intermedias indican un mínimo grado de anisotropía del suelo en las direcciones horizontales cuando las muestras son preparadas vía compactación estática. Por otro lado la rigidez del suelo en la dirección vertical se espera que sea considerablemente mayor en las muestras compactadas estáticamente que son reflejados con valores menores de la deformación principal mayor durante la rampa de consolidación. Tanto en las graficas mostradas Figura 3.50 y Figura 3.53 se ve que existe una diferencia entre las tres deformaciones principales, esta diferencia se puede deber a que debido que el pistón de la

cara “ Y” no se encontraba en buenas condiciones ,al momento de aplicar las tensiones principales se produjo una descompensación lo que pudo provocar este fallo.

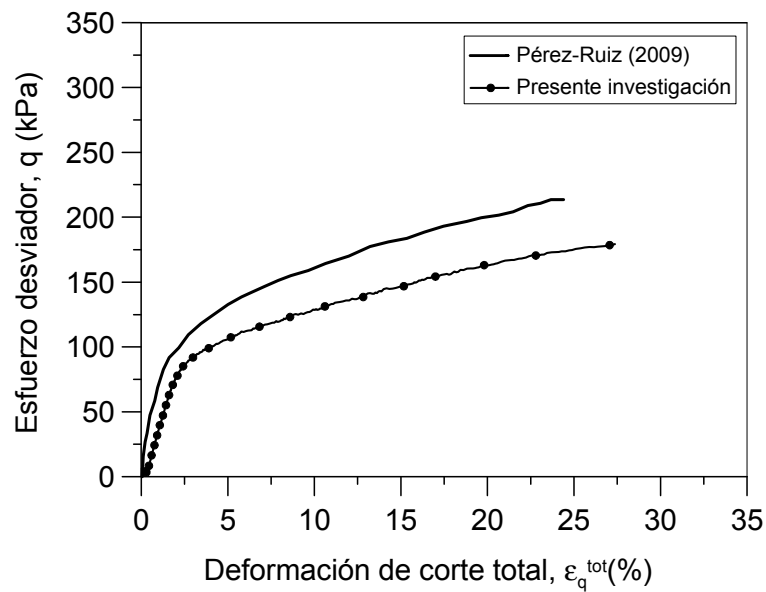


Fig. 3.68.-Comparación ensayo CTC, S=50 KPa, p_{ini} =50 KPa. Perez-Ruiz (2009) y presente investigación en condiciones similares.

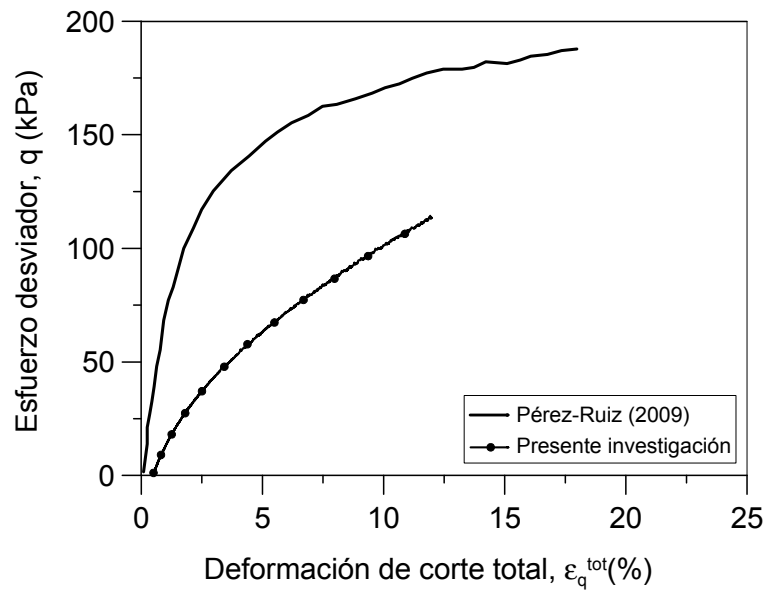


Fig. 3.69.- Comparación ensayo TC , S=50 KPa, p_{ini} =100 KPa. Perez-Ruiz(2009) y presente investigación en condiciones similares.

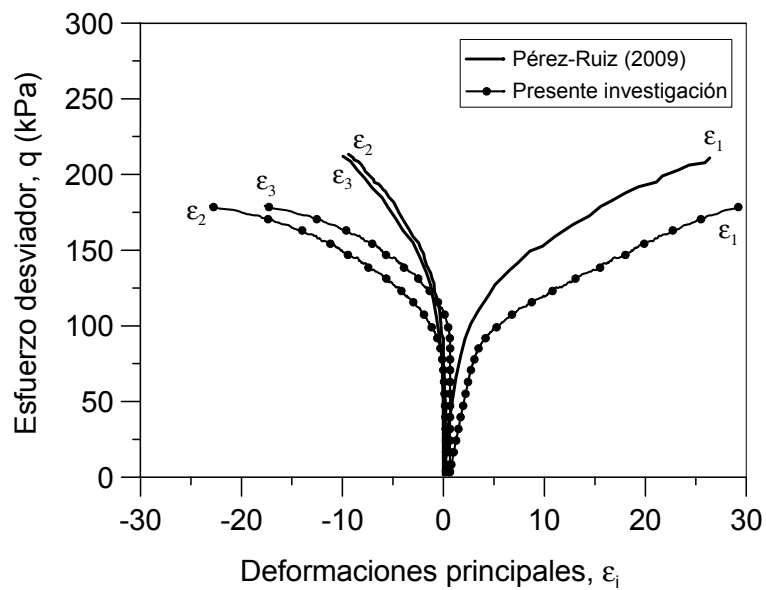


Fig. 3.70.- Comparación ensayo CTC , $S=50$ KPa, $p_{ini}=50$ KPa. Pérez-Ruiz(2009) y presente investigación en condiciones similares.

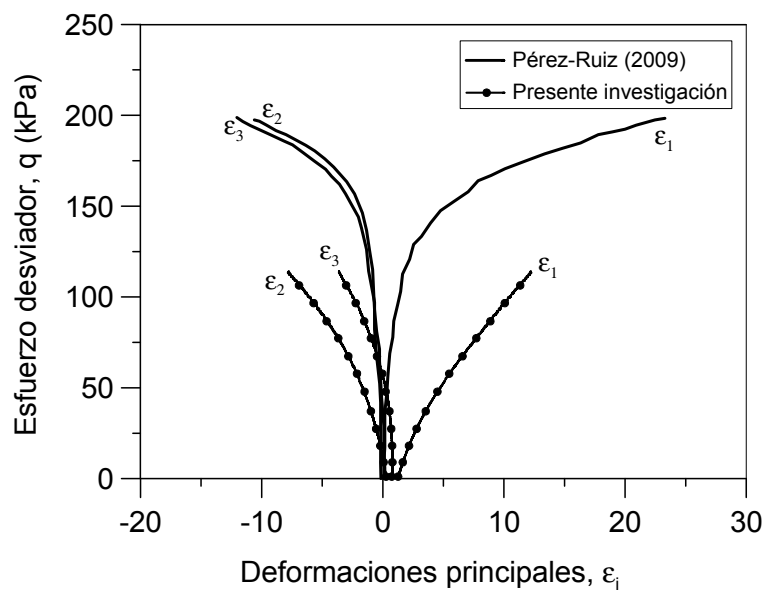


Fig. 3.71.- Comparación ensayo TC , $S=50$ KPa, $p_{ini}=100$ KPa. Pérez-Ruiz(2009) y presente investigación en condiciones similares.

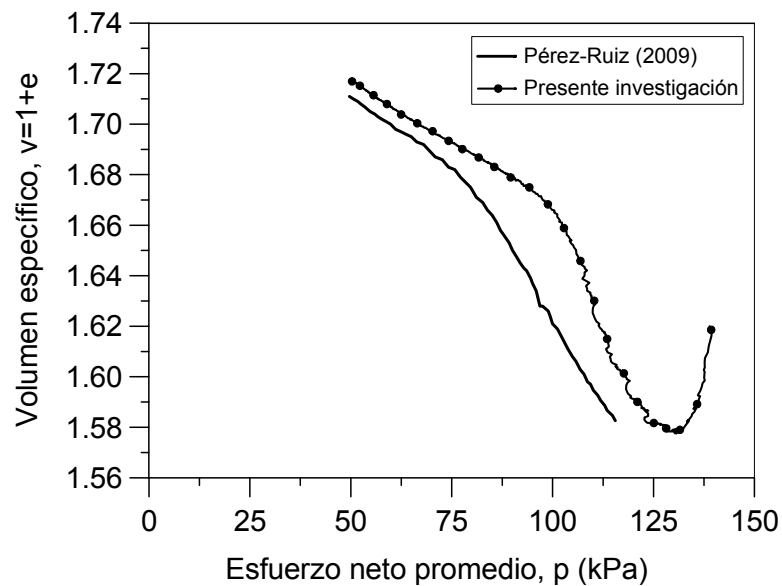


Fig. 3.72.- Comparación ensayo HC en un ensayo CTC , $S=50$ KPa, $p_{ini}=50$ KPa. Pérez-Ruiz(2009) y presente investigación en condiciones similares.

Finalmente cabe señalar como comentario, que la presente investigación resultó bastante difícil de realizar debido a los diversos problemas que se encontraron en su ejecución, aparte del poco tiempo del que se disponía para realizar los ensayos. Es por ello en que en el momento de realizar el análisis gráfico de las diferentes respuesta del suelo , tanto en la etapa de consolidación como en la etapa de corte , se ha podido observar algunas respuestas un tanto diferentes con respecto a respuestas de suelo que se han presentado en tesis Pérez-Ruiz (2009). Como se ha mencionado, se supone que se debió a un desperfecto en el equipo , en uno de sus pistones , específicamente del pistón que controlaba la cara "Y" , este daño se produjo mayormente por no haberle realizado mantención al equipo y su nulo uso , siendo en el momento de iniciar y probar el equipo que se pudo ver que presentaba fallas de diversas características , fugas de presión de aire , de agua , corrosión dentro de los pistones etc.

4

Simulación numérica

4.1. Introducción

La irrupción de sofisticadas herramientas numéricas, capaces de simular el comportamiento del material a través de modelos constitutivos apropiados, ha abierto un valioso y amplio campo de investigación.

Probablemente, los programas numéricos sean, hoy en día, una de las herramientas disponibles más precisas para modelar el comportamiento de cualquier elemento. Esto permite llevar a cabo la modelación, en este caso, de muestras cúbicas de suelos no saturados. La simulación numérica del comportamiento permite predecir sus deformaciones y tensiones finales después del ensayo experimental. Teniendo en cuenta lo anterior, en el presente capítulo se evalúa la capacidad de un modelo numérico para obtener la respuesta de muestras cúbicas de suelos no saturados mediante comparación con los resultados experimentales descritos en los resultados disponibles en la literatura (Hoyos, 1998; Pérez-Ruiz 2009).

Cabe notar que la mayor parte de la experimentación disponible en este ámbito de investigación se ha dirigido al estudio de muestras cúbicas de suelos no saturados sometidas a distintos esfuerzos de tensión en triaxiales verdaderos bajo succión controlada,

esto significa que las muestras han sido ensayadas en estas condiciones iniciales. Por este motivo, para la validación del modelo numérico han sido considerados solo resultados experimentales que ocupan esta condición inicial.

4.1.1. Objetivos

El objetivo principal de este capítulo es evaluar la capacidad de un modelo numérico para predecir la respuesta de una muestra de suelo bajo estados de esfuerzos aplicados a diferentes trayectorias con succión controlada. Debe notarse que en este tipo de simulación, las principales características del comportamiento del suelo están relacionadas con las deformaciones y esfuerzos principales en compresión en las caras de la muestra cúbica.

Este objetivo general se desarrolla según las siguientes tareas específicas:

- Describir el enfoque numérico adoptado en el presente estudio, así como también justificar los parámetros elásticos y visco plásticos empleados en las diversas simulaciones numéricas, debido al uso de modelo constitutivo, modelo básico de Barcelona (BBM) para suelos no saturados y programa Code-Bright.
- Evaluar y comparar las predicciones numéricas con los resultados experimentales. Para esta evaluación se utilizan los resultados experimentales obtenidos en la campaña experimental descrita en el capítulo 3 y resultados experimentales reportados por otros autores (descritos en el capítulo 2)
- Obtener conclusiones generales y particulares derivadas del análisis comparativo de resultados.

4.1.2. Descripción del enfoque numérico

La simulación numérica realizada en esta tesis fue utilizando el programa de elementos finitos Code-Bright. Este programa se basa en la formulación generada por Olivella (1995).

El Code Bright es una herramienta diseñada para resolver problemas Termo-Hidro-Mecánico en un medio geológico. El enfoque teórico consiste en un set de ecuaciones, leyes constitutivas y un enfoque computacional especial (Fortran). Cada ecuación constitutiva presenta varios modelos existiendo la posibilidad de elegir el más adecuado para el problema analizado. Para el presente estudio se trabajo con el modelo constitutivo elasto-viscoplástico para suelos no saturados basado en la formulación de Desai (1992) y Perzyna (1966).

El modelo constitutivo esta presentado en el capítulo 2. En los tres estudios realizados se utilizo el mismo modelo. A continuación se indican los valores de los parámetros adoptados en el modelo para los distintos autores.

En una primera parte del capítulo se describe la configuración geométrica y los respectivos parámetros de entrada. A continuación, en el apartado 4.3, se comparan las predicciones numéricas con los resultados experimentales. Dicha comparación alcanza tanto a tensiones de esfuerzo de corte, deformaciones principales unitarias y deformaciones de corte.

Tras el análisis y comparación de resultados, se extraen las principales observaciones y conclusiones derivadas de la evaluación del desempeño del modelo numérico.

4.2. Enfoque numérico adoptado

La geometría del modelo numérico adoptado en el presente estudio corresponde a una geometría cúbica de iguales dimensiones que la muestra de suelo real. Los materiales a utilizar en el modelo se consideran homogéneos, continuos e isotrópicos. La geometría del problema se muestra en la Figura 4.1. Los parámetros utilizados dependen del modelo constitutivo elegido, el cual corresponderá al descrito en capítulo 2, Modelo básico de Barcelona.

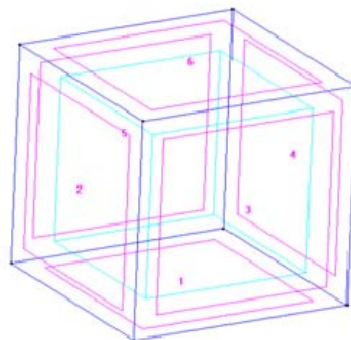


Fig.4. 1.- Geometría del problema, utilizado en Code- Bright

Las condiciones de contorno impuestas en el modelo fueron las siguientes:

1. Restricción de movimiento en una de las caras en X, Y y Z, para lograr visualizar tanto los desplazamientos como deformaciones.
2. Se impuso una succión constante en el modelo. Esto se llevó a cabo imponiendo en el volumen una presión de líquido de 0.05 MPa aplicado a través de cada etapa del ensayo.
3. Aplicación de esfuerzos iniciales en el volumen, que representan la fase de consolidación previa según corresponda las diferentes trayectorias de tensiones aplicadas.

4. Las tensiones aplicadas a través del tiempo se impusieron en cada cara de la superficie del volumen

4.2.1. Parámetros del Modelo

A continuación se indican los valores de los parámetros adoptados para los ensayos de Hoyos (1998), Pérez-Ruiz (2009), estos parámetros fueron obtenidos de sus trabajos de investigación respectivamente.

Los parámetros del modelo utilizados en la presente tesis fueron sacados del trabajo de investigación de Pérez- Ruiz (2009) debido a que se ensayo el mismo material. El procedimiento de la obtención de los parámetros esta descrito en las respectivas tesis.

4.2.2. Configuración adoptada

La modelización numérica se realizó considerando un modelo 3D en tensión axisimetrico en los ejes X e Z y esfuerzo en la cara Y . Los análisis fueron llevados a cabo mediante esfuerzo controlado. Todas las simulaciones fueron desarrolladas empleando el software Code-Bright (Olivella, 2005).

Las simulaciones realizadas fueron tres: los ensayos de Hoyos (1988), donde la simulación fue realizada considerando un ensayo multietapa es decir, en un mismo ensayo realizo tres ensayos de compresión triaxial(TC) drenado bajo succión constante de $s=50\text{kPa}$ a tensiones octaédricas de 50 kPa, 100 kPa y 200 kPa; los ensayos de Perez-Ruiz (2009) fueron llevados a corte de triaxial de compresión convencional y compresión triaxial bajo succion controlada de $s=50\text{ kPa}$ y por último el ensayo realizado para el presente trabajo de investigación el cual fue también un ensayo multietapa , manteniendo la succión constante de $s=50\text{ kPa}$ y siguiendo las trayectorias de un triaxial de compresión normal (CTC) y posteriormente un triaxial convencional (TC) esta descrito en capítulo 3 de la presente tesis. Tanto los ensayos de Hoyos (1998) como los de Pérez-Ruiz(2009) están descritos en capítulo 2.

4.2.3. Parámetros elásticos y viscoplasticos del modelo

El uso del modelo requiere una serie de parámetros elásticos y visco plásticos como datos de entrada. Con el objeto de llevar a cabo la simulación de ensayos experimentales, estos parámetros han sido estimados a través de los trabajos de investigación de Hoyos (1998) y Pérez-Ruiz (2009) como se describe a continuación (Tabla 4.1 y Tabla 4.2):

Para todos los casos se utilizó en el modelo de elasticidad lineal los siguientes parámetros:

1. Modulo de Young= 50 MPa
2. Coeficiente de Poisson= 0,33

En modelo constitutivo hidráulico, Van Genuchten los parámetros utilizados fueron :

1. $P_0 = 0,5 \text{ MPa}$
2. $\lambda(VG) = 0.33$

Y permeabilidad intrínseca en las tres direcciones principales fue de:

$$(\kappa_{11})_0 = (\kappa_{22})_0 = (\kappa_{33})_0 = 10^{-15} \text{ m}^2$$

Tabla 4. 1.- Parámetros Hoyos (1998)

Parámetros	Descripción	Valor
$\lambda(0)$	Coeficiente de compresibilidad para estado saturado	0.146
r	Constante relacionada a la máxima rigidez del suelo	0.649
β	Parámetro que controla la relación de la rigidez con la succión s	8.952 MPa^{-1}
p^c	Esfuerzo de referencia	0,032 MPa
$p_0(0)$	Esfuerzo de pre consolidación saturado	0,065 MPa
κ	Coeficiente de compresibilidad a lo largo de trayectoria elástica	0.03138
M	Pendiente de la línea de estado crítico (CSL)	1.103
K	Parámetro que describe el aumento en la cohesión con la succión s	0.616

Tabla 4. 2.- Pérez-Ruiz (2009) y presente investigación.

Parámetros	Descripción	Valor
$\lambda(0)$	Coeficiente de compresibilidad para estado saturado	0.220
r	Constante relacionada a la máxima rigidez del suelo	0.210
β	Parámetro que controla la relación de la rigidez con la succión s	17.89 MPa^{-1}
p^c	Esfuerzo de referencia	0.036 MPa
$p_0(0)$	Esfuerzo de pre consolidación saturado	0.041 MPa
κ	Coeficiente de compresibilidad a lo largo de trayectoria elástica	0.011
M	Pendiente de la línea de estado crítico (CSL)	0.982
K	Parámetro que describe el aumento en la cohesión con la succión s	1.324

4.3. Comparación entre resultados experimentales y numéricos

Empleando el enfoque numérico y parámetros descritos anteriormente, en este subapartado se presentan los resultados obtenidos en las diversas simulaciones numéricas y se comparan con los resultados experimentales reportados. Para este propósito, en una primera parte se presentan los resultados comparativos referidos a la presente investigación y, en una segunda, los resultados comparativos referidos a la simulación de otras campañas experimentales consideradas.

4.3.1. Presente investigación

La comparación entre las deformaciones unitarias principales y el esfuerzo de corte experimentales obtenidas en la presente investigación (reportadas en el capítulo 3) y las deformaciones unitarias principales junto al esfuerzo de corte obtenida mediante simulación numérica se presenta en la Figura 4.2. Las gráficas en esta figura muestran que la coincidencia entre la respuesta experimental y numérica es relativamente satisfactoria, a pesar de la complejidad del fenómeno debido a que pueden interferir diferentes factores en el estudio experimental. Cabe notar que gran parte de los resultados numéricos están contenidos dentro de la dispersión experimental.

Por otro lado, el modelo numérico parece sobrestimar ligeramente las deformaciones de tensiones para los casos de ensayo de multietapa, la correspondencia entre los esfuerzos de corte es mucha más alta que en lo que se dé experimental (Figura 4.3), mientras que para el ensayo en su primera etapa de compresión triaxial convencional (CTC) se ajusta bastante mejor el modelo numérico al ensayo experimental (Figura 4.2). Esto puede deberse principalmente a las diferencias de grado de compactación en la muestra es decir la rigidez del suelo en la dirección vertical se espera que sea considerablemente más alta en las muestra compactadas estáticamente.

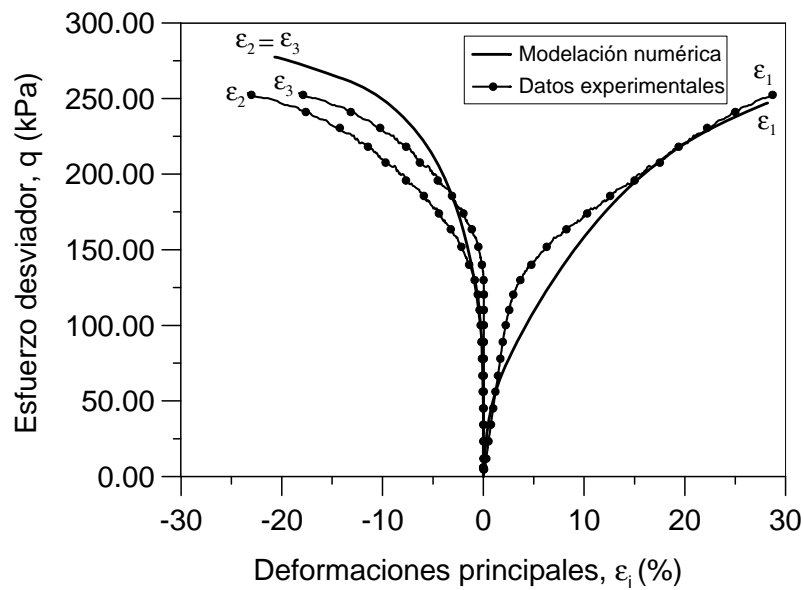


Fig.4. 2.- Primera parte del ensayo multietapa a succión contante $s=50$ kPa. Ensayo de compresión triaxial convencional (CTC) con $p_{ini}=50$ kPa (presente investigación).

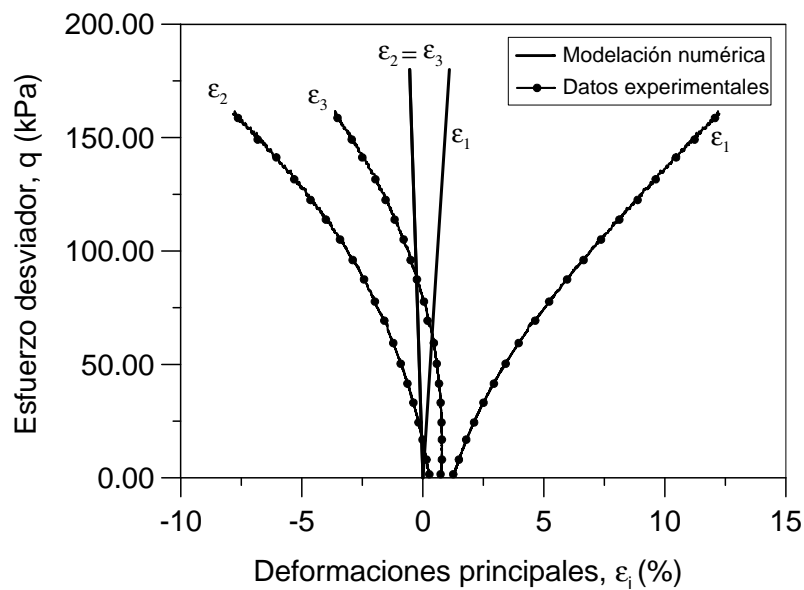


Fig.4. 3.- Segunda parte del ensayo multietapa a succión contante $s=50$ kPa. Ensayo de compresión triaxial (TC) con $p_{ini}=100$ kPa (presente investigación).

4.3.2. Otras campañas

Una comparación entre resultados experimentales y numéricos, para diferentes campañas experimentales encontradas en la literatura, se presenta a continuación. Los resultados experimentales obtenidos por Hoyos (1998), y Pérez-Ruiz (2009) son reproducidos numéricamente con el objeto de evaluar la capacidad del modelo para predecir la respuesta reportada en estos trabajos.

Los parámetros elásticos e inelásticos utilizados en los diferentes análisis han sido detallados con anterioridad en el apartado 4.2.3.

4.3.2.1. Simulación de los ensayos de Hoyos (1998)

Las figuras 4.4, 4.5 y 4.6 muestran una comparación entre las tensiones de corte experimentales y numéricas versus deformaciones de corte. Como puede observarse, el acuerdo entre la respuesta experimental y numérica es satisfactoria más específicamente con succiones más bajas es decir $s=50$ kPa (Figura 4.4), este ensayo corresponde a un triaxial convencional con $\sigma_{oct} = 50$ kPa. Se puede apreciar que a partir de la succión de 100 kPa presenta una mayor diferencia en resultados experimentales y numéricos, en la mayoría de los casos, los resultados numéricos quedan subestimados con respecto a los datos experimentales (Figura 4.5 y Figura 4.6) esta etapa corresponde a un ensayo triaxial convencional de $\sigma_{oct} = 100$ kPa y $\sigma_{oct} = 200$ kPa respectivamente.

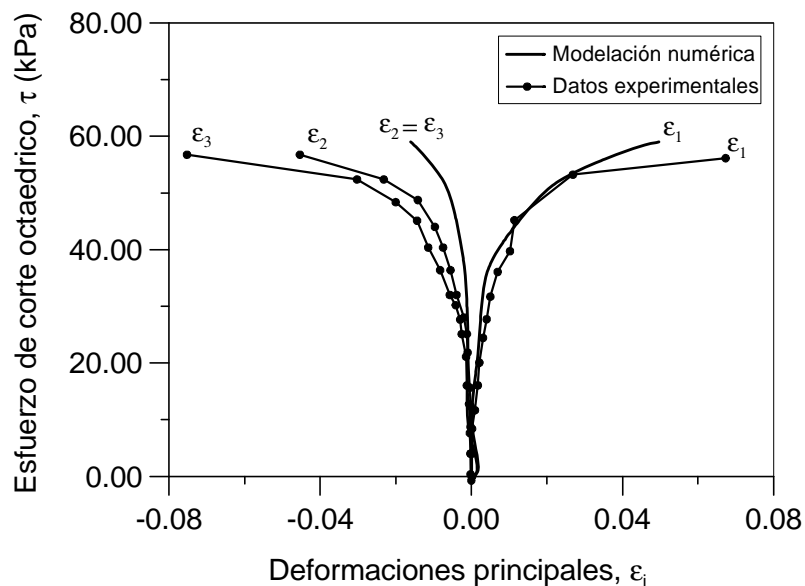


Fig.4. 4.- Deformación principal versus esfuerzo de corte octaédrico; respuesta $\zeta_{oct} - \epsilon_1$ para un ensayo drenado, con succión $s=50$ kPa con trayectorias de esfuerzos TC y un $\zeta_{oct} = 50$ kPa

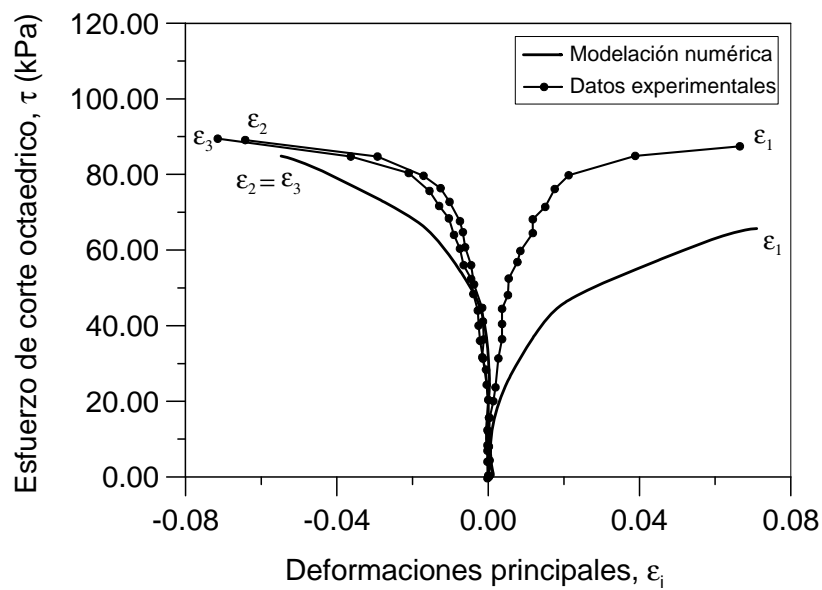


Fig.4. 5.- Deformación principal versus esfuerzo de corte octaédrico; respuesta $\zeta_{oct} - \epsilon_i$ para un ensayo drenado, con succión $s=50$ kPa con trayectorias de esfuerzos TC y un $\zeta_{oct}=100$ kPa

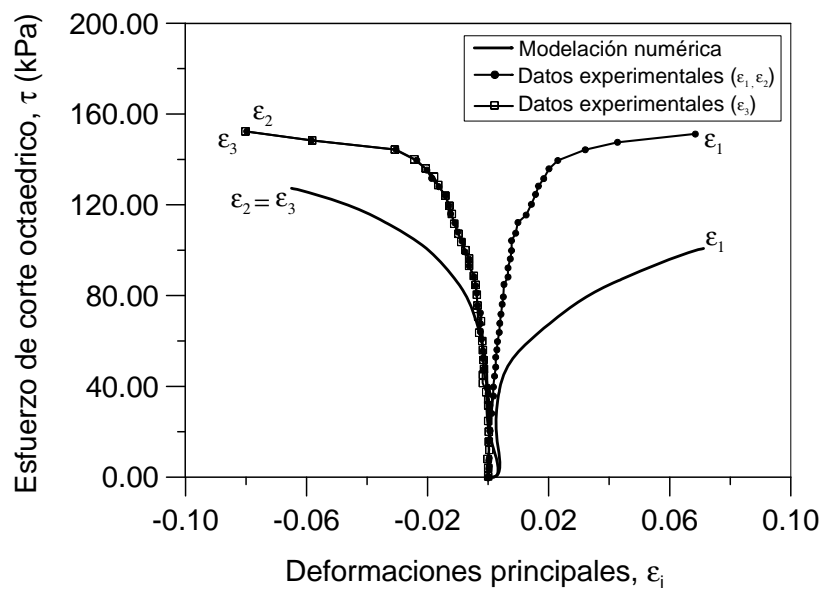


Fig.4. 6.- Deformación principal versus esfuerzo de corte octaédrico; respuesta $\zeta_{oct} - \epsilon_i$ para un ensayo drenado, con succión $s=50$ kPa con trayectorias de esfuerzos TC y un $\zeta_{oct}=200$ kPa

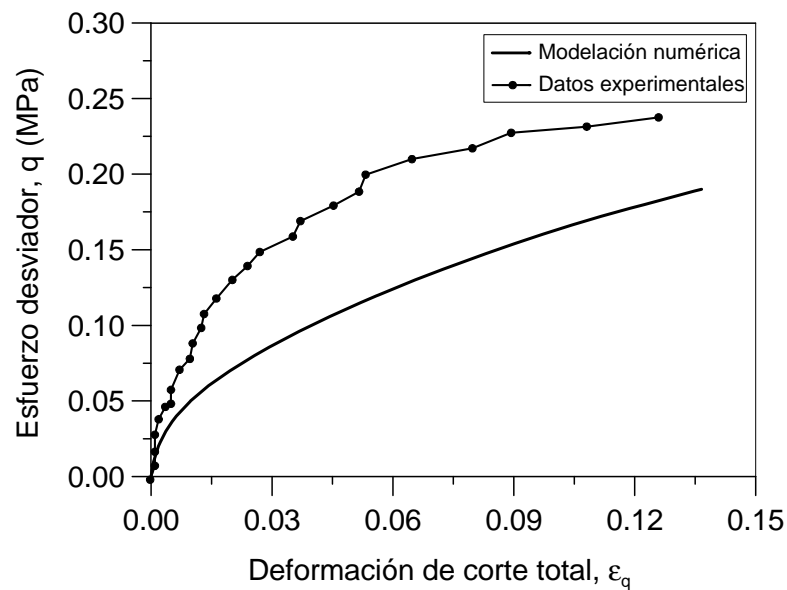


Fig.4. 7.- Deformación de corte total ϵ_q versus esfuerzo desviador q en un ensayo CTC a succión constante $s=50$ kPa con un esfuerzo principal neto $p=100$ kPa

Por último en la Figura 4.7 se puede apreciar que existe una diferencia un poco más grande en lo que respecta a la comparación del ensayo de laboratorio y el modelo numérico.

4.3.2.2. Simulación de los ensayos de Pérez-Ruiz (2009)

La Figura 4.8 y 4.9 muestra la comparación entre las deformaciones principales unitarias y esfuerzo desviador obtenidas a partir de ensayos experimentales y mediante de modelación numérica. Como puede observarse, el acuerdo entre la respuesta experimental y numérica es satisfactoria a pesar que no se pueda ajustar la curva lo bastante, se puede decir que en este caso la anisotropía de la muestra no se ha visto muy reflejada.

Y por último se presenta la Figura 4.9 representa el esfuerzo desviador versus la deformación de corte en un ensayo CTC con succión constante de $s=50$ kPa y esfuerzo principal neto $p=100$ kPa.

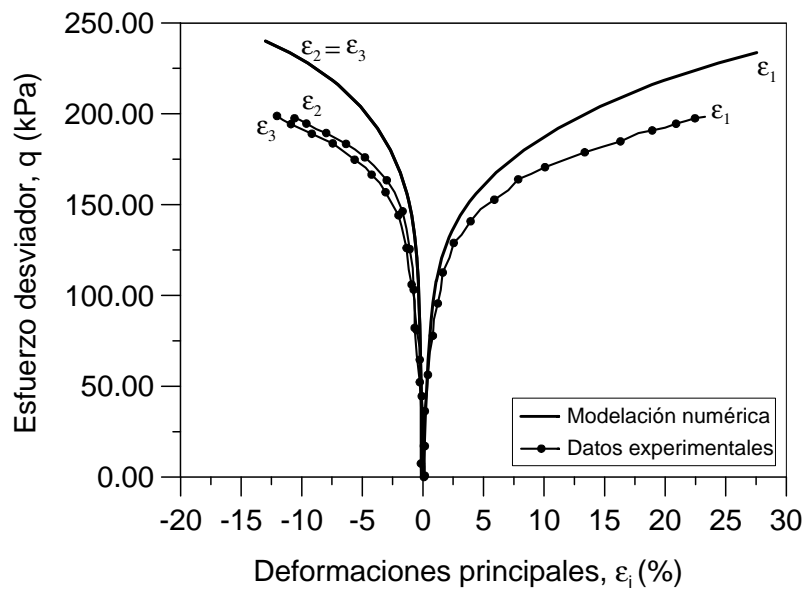


Fig.4. 8.- Deformación principal ϵ_i versus esfuerzo desviador q ; respuesta $q - \epsilon_i$ para un ensayo drenado, con succión =50 kPa con trayectorias de esfuerzo TC y un $p = 50$ kPa

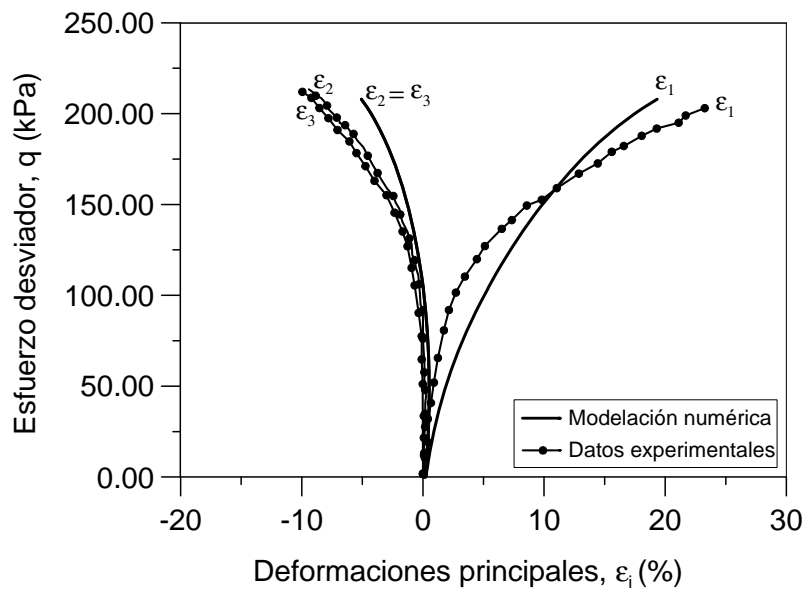


Fig.4. 9.- Deformación principal versus esfuerzo desviador q ; respuesta $q - \epsilon_i$ para un ensayo drenado, con succión =50 kPa con trayectorias de esfuerzo CTC y un $p = 50$ kPa

4.4. Discusión

Un conjunto de ensayos experimentales sobre como es la variación de las deformaciones principales con respecto a esfuerzo desviador o en su defecto al esfuerzo de corte octaédrico han sido simulados numéricamente a través de Code- Bright. A pesar de la poca complejidad que presento el modelo y el mallado, los resultados no fueron lo suficientemente satisfactorio a lo que se esperaba. Por un lado está la influencia de la viscosidad , que se trabajo con viscosidades bajas para lograr un ajuste más preciso en las

ramas de deformaciones pero a pesar de ello estas no lograron llegar a ajustarse completamente. Por otro lado se puede ver que debido a que las muestras fueron compactadas estáticamente existe un mínimo grado de anisotropía en la muestra lo que provoca que el modelo numérico no logre ajustarse a la parte experimental. Además la rigidez del suelo en el eje vertical se espera que sea considerablemente más alto en una muestra compactada estáticamente debido a que en la compactación se aplica la carga solo en el eje Y .

5

Conclusiones

5.1. Conclusiones

La presente investigación ha presentado una revisión del estado actual del conocimiento basado principalmente en los modelos constitutivos y en resultados experimentales y numéricos sobre suelos no saturados. Dicha revisión también ha descrito las principales características de los equipos disponibles en la actualidad para llevar cabo ensayos orientados a estudiar el comportamiento de suelos no saturados y ensayos capaces de obtener curva característica del suelo: pressure plate y tempe pressure cell.

Existe un número muy limitado de resultados experimentales disponibles en la literatura. Gran parte de esta experimentación ha sido llevada a cabo recientemente por Hoyos (1998), Laikram (2006) y Pérez-Ruiz (2009). Estos resultados también han permitido evaluar el desempeño de los diversos modelos constitutivos disponibles.

En relación a los modelos numéricos disponibles, el presente trabajo se realizó utilizando el programa numérico Code-Bright (Olivella, 1996) el cual permite resolver problemas termo-hidro-mecánico en un medio geológico.

Parte fundamental de la presente investigación ha sido la caracterización experimental de un suelo tipo arena arcillosa pobremente graduada. Dicho trabajo experimental se basó en las siguientes etapas generales:

- a) Caracterización del suelo a ensayar.
- b) Definición de curva característica (SWCC) del suelo empleado y comparación con suelo utilizado en una investigación previa (Pérez-Ruiz, 2009) obtenida a través de una metodología de ensayo diferente.
- c) Preparación de las muestras de suelo a ensayar en equipo triaxial cúbico.
- d) Montaje y ejecución de ensayos en equipo triaxial cúbico.
- e) Análisis e interpretación de resultados experimentales obtenidos.

Para llevar a cabo las distintas etapas de manera satisfactoria fue necesario, en primer lugar, realizar ensayos experimentales de caracterización del suelo tales como límite líquido, límite plástico, granulometría, entre otros. A continuación, y con el objetivo de comparar el suelo seleccionado con un suelo empleado en una investigación previa (Pérez-Ruiz, 2009), se realizó un ensayo de curva característica (SWCC) en el equipo Tempe Pressure Cell. Este último ensayo arrojó resultados de similar tendencia a los obtenidos por Pérez-Ruiz (2009) mediante un ensayo en el equipo Pressure Plate. Por lo tanto, una primera conclusión de la investigación realizada es que los resultados de la curva característica (SWCC) obtenidos mediante ambos equipos mencionados anteriormente arrojan resultados similares: arena arcillosa (SP-SC).

Una vez conocidas las características del suelo seleccionado, se planificó la etapa de ensayos a succión controlada en el equipo triaxial cúbico (triaxial verdadero). Para este propósito, se procedió a la calibración del equipo y a la preparación de las muestras de suelo. Las muestras ensayadas fueron probetas cúbicas de dimensiones 7.62x7.62x7.62 cm; compactadas estáticamente a una humedad del 10%.

El ensayo llevado a cabo en el equipo triaxial cúbico se planteó como un ensayo multi-etapa. El equipo triaxial cúbico tiene la particularidad de permitir el control simultáneo de los esfuerzos principales (esfuerzos principales menor, intermedio y mayor), la medición de deformaciones principales, y la aplicación y control del estado de succión matricial en el suelo a ensayar. En una primera etapa la muestra se llevó a un estado de esfuerzos bajo equilibrio hidrostático (HC). A continuación, la muestra se sometió a una trayectoria de esfuerzos de compresión triaxial convencional (CTC) hasta lograr un estado crítico incipiente, inmediatamente seguido por una descarga monotónica. Posteriormente, la misma muestra se volvió a equilibrar hidrostáticamente (HC) bajo un mayor esfuerzo isotrópico y, finalmente, sometida a una trayectoria de esfuerzos de compresión triaxial (TC). En todo el transcurso del ensayo, la succión matricial se mantuvo constante ($s=50$ kPa) mediante la técnica de traslación de ejes.

Finalizada la etapa experimental se realizó la modelación numérica con la cual se pretendió evaluar la capacidad del modelo numérico para predecir la respuesta de una muestra de suelo bajo estados de esfuerzos aplicados a diferentes trayectorias con succión controlada. Para este propósito se estudió la respuesta tanto para la presente investigación como para otros autores de literatura.

Finalmente de forma resumida, se pueden enumerar algunas conclusiones generales, que se comentan a continuación:

- Se ha puesto a punto una metodología para obtener curvas de retención utilizando una “tempe cell”. Los resultados obtenidos son análogos a los que se obtienen en las placas de presión convencionales.
- Se ha puesto a punto un equipo triaxial que se encontraba fuera de uso en el momento de comenzar los ensayos debido a que presentaba severos daños. El equipo funcionó correctamente excepto un pistón el cual presentó problemas de estanqueidad.
- Se han realizado ensayos de triaxial verdadero con succión controlada, siguiendo trayectorias propias de triaxial convencional, de extensión y compresión.
- Los resultados experimentales obtenidos son compatibles con los obtenidos previamente por Pérez-Ruiz (2009)
- Los ensayos del presente trabajo así como los de Hoyos (1998) y Pérez-Ruiz (2009) se han modelado usando el modelo de Desai (1992) y Perzyna (1966) para suelos no saturados implementado en el programa Code-Bright (Olivella, 1996) utilizando una geometría cúbica en tres dimensiones.
- Por último utilizando los parámetros de Pérez-Ruiz (2009) se han modelado los ensayos realizados en este trabajo llegando a una aproximación razonable. Las discrepancias observadas entre las predicciones del modelo y los resultados de los ensayos podrían deberse a la anisotropía inducida por la compactación estática en condiciones de deformación lateral nula y a errores de medida debidos al mal funcionamiento de uno de los pistones de aplicación de la tensión horizontal.

5.2. Líneas Futuras de Investigación

- Realizar ensayos en el triaxial cúbico en los cuales las tensiones principales intermedias sean distintas a la tensión principal mayor y menor.
- Tratar de modificar el equipo para realizar ensayos con succión variable.
- Realizar ensayos con el equipo de cilindro hueco y comparar sus resultados con los del equipo de triaxial verdadero.
- Validar los modelos que usan la tensión principal intermedia (Matsuoka et al. (2000, 2002), Hoyos y Alduino (2008)) con los resultados del triaxial cúbico.
- Modelar trayectorias de ensayo que impliquen cambios de succión o de la tensión principal intermedia

6

Referencias bibliográficas

- Airey, D. W., and Wood, D. M. (1988). The Cambridge True Triaxial Apparatus. ASTM STP 977, Philadelphia, 796 – 805.
- Alonso, E.E., Gens, A. and Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, 40, 3:405-430.
- Anderson, W.F., Goodwin, A.K., Pyrah, I.C. and Salman, T.H. (1997). Equipment for one dimensional compression and triaxial testing of unsaturated granular soils at low stress levels. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 20, No. 1, pp. 74-89.
- ASTM Standard D-422-63. (1987). Standard Method for Particle Analysis of Soils. Annual Book of ASTM Standards, Construction, Volume 04.08, Soil and Rock Building Stones; Geotextiles.
- ASTM Standard D4318-05. (2003). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. Annual Book of ASTM Standards, Soil and Rock (I), 4(8), ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM Standard D 854-06. (2003). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. Annual Book of ASTM Standards, 4(8), ASTM International, West Conshohocken, PA.

- Barrera, M., Romero, E., Lloret, A. and Gens, A. (2000). Collapse test on isotropic and anisotropic compacted soils. International Workshop On Unsaturated Soils: Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils, Trento, Italy. A.A. Balkema, Rotterdam: 33-45.
- Bishop, A. W.; Alpan, I.; Blight, G. E; and Donald, I. B. (1960). Factors Controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils". Proc., ASCE Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, CO, 503-532.
- Bishop, A.W. and Donald, I.B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus. In Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris. Vol. 1: 13-21.
- Bocking, K.A. and Fredlund, D.G. (1980). Limitations of the axis translation technique. Proceedings of 4th International Conference on Expansive Soils, Denver, Colorado, Vol. 1: 117-135.
- Bolzon, G.; Schrefler B.A. and Zienkiewicz O. C. (1996). Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. *Géotechnique*, 46: 279-289.
- Brooks y Corey. (1964). Hydraulic Properties of Porous Media. Colorado State Univ. Hydrol. Paper, N° 3., pp.27.
- Buscarnera, G. and Nova, R. (2009). An elastoplasticstrainhardening model for soil allowing for hydraulic bondingdebonding effects. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomechanics*, 33: 1055-1086.
- Cui, Y.G. (1993). Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Cui, Y.J.y P. Delage (1996). Yielding and plastic behaviour of unsaturated compacted silt. *Geotechnique*, 46, 2:291-311
- Delage, P., Suraj de Silva, G.P.R. De Laure, E. (1987). Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-satures. In Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 1: 25-28
- Desai, C., Samtani, N.(1992).Constitutive modelling and analysis of creeping slopes. *Journal of Geotech. Eng.*, Vol 121, No. 1, 43-55.
- Fredlund, D. G. and Xing A. (1994). Equations for the soils-water characteristic curve. *Can. Geotech. J.*, 31, 521-532.
- Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R. and Vaunat, J. (2003). An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Géotechnique* 53, No. 1, 123-135.
- Gens, A.; Sánchez, M. and Sheng, D. (2006). On constitutive modeling of unsaturated soils. *Acta Geotechnica*, 1: 137-147.

- Georgiadis, K., Potts, D. M. and Zdravkovic, L. (2005). Three-dimensional constitutive model for partially and fully saturated soils. *International Journal of Geomechanics*, 5(3), 244 – 255.
- Hilf, J. W. (1956). An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils, Tech. Memo. No. 654, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Land Reclamation, Design and Construction Div., Denver, CO.
- Hoyos, L.R. (1998). Experimental and Computacional Modeling of Unsaturated Soil Behaviour Under True Triaxial Stress States. Ph. D. thesis. Georgia Institute of Technology.
- Hoyos, L.R. and Macari, E.J. (2001). Development of a stress/suction-controlled true triaxial device for unsaturated soil. *ASTM Geotech. Testing J.* Vol 21 N°1,5-13.
- Hoyos, L.R. and Arduino, P. (2008). Implicit Algorithm for Modeling Unsaturated Soil Response in Three- Invariant Stress Space. *ASCE. Int. J. Geomech.* Volume 8, No. 4, pp. 266-273 .
- Lade, P. V., and Duncan, J. M.. (1973). Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil, *Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE*, (99), 793 – 812.
- Lagny, C. (1996). Comportement mécanique des sols fins sous fortes contraintes et fortes pressions négatives. PhD Thesis, Ecole Centrale Paris.
- Jenning, J.E.B. and Burland, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils. *Géotechnique* 12, No 2: 125-144.
- Jommi, C. (2000). Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils. In: *Experimental evidence & Theoretical approaches in Unsaturated Soils* (Tarantino A & Mancuso C, eds), Balkema, Rotterdam, 139-153.
- Kikumoto, M; Kyokawa, H; Nakai, T and Shahin, H. M. (2010). A simple elastoplastic model for unsaturated soils and interpretations of collapse and compaction behaviors. *Proc. 5th Int. Conf. Unsaturated Soils*. Taylor & Francis.
- Kohgo Y., Nakano M. and Miyazaki T. (1993a). "Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils." *Soils and Foundations*, 33(4), 49 – 63.
- Kohler, R and Hofstetter, G. (2008). A cap model for partially saturated soils. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomechanics*. 32: 981-1004.
- Loret, B. and Khalili, N. (2002). An effective stress elastic-plastic model for unsaturated porous media. *Mechanics of Materials*, 34: 97-116.
- Macari, E.J., Hoyos, L.R., and Arduino, P. (2003). "Constitutive modeling of unsaturated soil behavior under axisymmetric stress states using a stress/suction-controlled cubical test cell". *International Journal of Plasticity*, Elsevier Science, 19(10), pp. 1481-1515.
- Molist, J. (1997). Simulación de movimientos lentos en taludes mediante un modelo elasto-viscoplástico para suelos no saturados. Tesina de Especialidad. Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos.

- Olivella, S. (1995). Nonisothermal multiphase flow of brine and gas through saline media. Ph. D thesis. Universidad Politécnica de Cataluña, 197 pp.
- Pérez-Ruiz, D., (2009). A refined true triaxial apparatus for testing unsaturated soils under suction-controlled stress paths. Ph. D. thesis. The University of Texas at Arlington.
- Perzyna, P., (1966). Fundamental problems in Viscoplasticity, *Advances in Applied Mechanics*, Academic press, New York, 9, 244-368
- Rampino, C., Mancuso, C. and Vinale, F. (1999). Laboratory testing on unsaturated soil: equipment, procedures and first experimental results. *Canadian Geotechnical Journal*, 36:1-12.
- Romero, E., Facio, J.A., Lloret, A., Gens, A. and Alonso, E.E. (1997). A new suction and temperature controlled triaxial apparatus. In *Proc. 14th ICSMFE*, Hamburg. A.A. Balkema, Rotterdam. Vol.1: 185-188.
- Romero, E., Gens, A. and Lloret, A. (1999). Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay. *Engineering Geology*, 54: 117:127.
- Sánchez, M.J., (1997). Implementación de modelos viscoelásticos-viscoplásticos, para suelos, en elementos finitos y simulación de movimientos diferidos en taludes. Tesina de máster, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Santagiuliana, R & Schrefler, B.A. (2006). Enhancing the Bolzon-Schrefler-Zienkiewicz constitutive model for partially saturated soil. *Transport Porous Media*, 65: 1-30.
- Sivakumar, V. (1993). A critical state framework for unsaturated soil. Ph. D. Thesis, University of Sheffield, U.K.
- Sivakumar, V. and Wheeler, S. J. (2000). Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1: Wetting and isotropic compression. *Géotechnique* 50, No. 4, 359-368.
- Sheng, D.; Sloan, S.W.; Gens, A.; Smith D.W. (2003a). Finite element formulation and algorithms for unsaturated soils. Part I: Theory. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomechanics*, 27: 767-790.
- Sheng, D.; Sloan, S.W & Gens, A. (2004). A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. *Computational Mechanics*, 33: 453-465.
- Sheng, D; Fredlund, D.G. & Gens, A. (2008a). A new modeling approach for unsaturated soils using independent stress variables. *Can. Geotech J.* 45: 511-534.
- Sheng, D; Fredlund, D.G. & Gens, A. (2008b). Reply to the discussion by Zhang and Lytton on 'A new modeling approach for unsaturated soils using independent stress variables'. *Can. Geotech J.* 45: 1788-1794.
- Sheng, D; Pedroso, D.M. & Abbo A.J. (2008d). Stress path dependency and non-convexity of unsaturated soil models. *Computational Mechanics*, 42:685-695.

- Sture, S., and Desai, C. S. (1979). "Fluid Cushion Truly Triaxial or Multiaxial Testing Device," *Geotechnical Testing Journal*, 2(1), 20 – 33.
- Sun, D.A., Matsuoka, H., Yao, Y.O. and Ichihara, W. (2000). An elasto-plastic model for unsaturated soil in three- dimensional stresses. *Soil and Foundations*, 40 n^o3, 17-28.
- Sun, D.A.; Matsuoka, H; Yao, Y.P. & Ichihara, W. (2000). An elastoplastic model for unsaturated soil in three-dimensional stresses. *Soils & Foundations*, 40: 17-28
- Sun, D.A; Cui, H.B.; Matsuoka, H and Sheng,D. (2007a). A three-dimensional elastoplastic model for unsaturated compacted soils with hydraulic hysteresis. *Soil & Foundations*, 47: 253-264.
- Sun, D.A.; Sheng, D & Xu, X.F. (2007d). Collapse behavior of unsaturated compacted soils. *Can Geotech. J.* 44: 673-686.
- Thu, T.M.; Rahardjo, H. & Leong E.C. (2007a). Elastoplastic model for unsaturated soils with incorporation of the soil water characteristic curve. *Can. Geotech. J.* 44:67-77.
- Toll, D.G. (1990). A framework for unsaturated soil behaviour. *Géotechnique* 40, No.1, 31-44.
- Toll, D.G. & Ong, B.H. (2003). Critical state parameters for an unsaturated residual sandy clay. *Géotechnique*, 53:93-103.
- Van Genuchten, M. Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soils Sci. Am. J.* 44: 892-898.
- Wheler, S.J. and Sivakumar, V. (1995). An elasto- plastic critical state framework for unsaturated soils *Geotechnique* 45, N^o1, 35-53.
- Zhang, X. & Lytton, R.L. (2008). Discussion on "A new modeling approach for unsaturated soils using independent stress variables .*Can. Geotech J.* 45: 1784-1787.