



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias

Modelo Constitutivo para Suelos Expansivos a partir de la Ecuación de
Esfuerzos Efectivos de Bishop

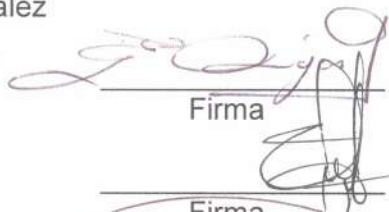
Opción de titulación
Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
Maestría en Ciencias

Presenta:
Raúl Zazueta Rodríguez

Dirigido por:
Dr. Eduardo Rojas González

Dr. Eduardo Rojas González
Presidente


Firma

Dr. Jaime Moises Horta Rangel
Secretario


Firma

Dra. María de la Luz Pérez Rea
Vocal


Firma

Dr. Alfredo Pérez García
Suplente


Firma

M.C. José Roberto Galaviz González
Suplente


Firma



Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad



Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña
Directora de Investigación y Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Noviembre del 2015

La presente obra está bajo la licencia:
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.es>



CC BY-NC-ND 4.0 DEED

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciante no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:



Atribución — Usted debe dar [crédito de manera adecuada](#), brindar un enlace a la licencia, e [indicar si se han realizado cambios](#). Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciante.



NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con [propósitos comerciales](#).



SinDerivadas — Si [remezcla, transforma o crea a partir](#) del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni [medidas tecnológicas](#) que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia.

Avisos:

No tiene que cumplir con la licencia para elementos del material en el dominio público o cuando su uso esté permitido por una [excepción o limitación](#) aplicable.

No se dan garantías. La licencia podría no darle todos los permisos que necesita para el uso que tenga previsto. Por ejemplo, otros derechos como [publicidad, privacidad, o derechos morales](#) pueden limitar la forma en que utilice el material.

RESUMEN

Las deformaciones producidas por suelos expansivos que se transmiten a las estructuras y los calculados por la mecánica de suelos clásica, difieren al no considerar simultáneamente parámetros que influyen en el comportamiento volumétrico del suelo; como lo son la succión, el contenido de agua y el esfuerzo efectivo. Este trabajo desarrolla un modelo constitutivo para suelos no saturados expansivos tomando como punto de partida el Modelo Expansivo de Barcelona (Alonso et al., 1999), el cual se basa en la hipótesis de que existe un valor (succión-esfuerzo neto) que delimita el comportamiento expansivo de los suelos. Así con el modelo obtenido en este trabajo se es capaz de representar, de manera consistente muchas de las características del comportamiento de los suelos parcialmente saturados en términos de esfuerzo efectivo y succión. Un modelo de este tipo dentro de un programa de elementos finitos que resuelva las ecuaciones de flujo en un suelo parcialmente saturado permitiría determinar las deformaciones al nivel de la cimentación de una estructura cuando el suelo se humedece y por lo tanto analizar el problema de la interacción suelo estructura en suelos expansivos procediendo a un diseño más racional de la cimentación.

Palabras clave: Comportamiento volumétrico, suelo no saturado, esfuerzo efectivo, succión

SUMMARY

Deformations caused by expansive soils that are transmitted to the structures and those calculated by classical soils mechanics, differ by not simultaneously considering parameters that influence the volumetric behaviour of the soil; how they are suction, water content and effective stress. This paper develops a constitutive model for unsaturated expansive soils taking as starting point the Barcelona expansive model (Alonso et al., 1999), which is based on the hypothesis that there is a value (suction – net stress) that delimits the expansive behavior of soils. Thus with the model obtained in this work it is capable of representing, in a consistent manner many of the features of the behavior of partially saturated soils in terms of suction and effective stress. A model of this type within a finite element program that solved the equations of flow in a partially saturated soil would make it possible to determine the deformations at the level of the foundations of a structure when the floor gets wet and therefore analyze the problem of soil interaction structure in expansive soils by proceeding to a more rational design of Foundation.

Keywords: Volumetric behavior, unsaturated soil, effective stress, suction.

DEDICATORIA

A mi madre María Rodríguez Ceballos por estar a mi lado en todo momento y su cariño, así como a mi padre Bruno Zazueta Rodelo por sus lecciones y enseñanzas de vida, ya que gracias a ellos me encuentro en el lugar donde estoy y al resto de mi familia y amigos por creer en mí y apoyarme incondicionalmente.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi madre María Rodríguez Ceballos por su paciencia y apoyo en cada paso que he dado a lo largo de mi vida, ya que gracias a ella es por lo que he podido continuar y siempre salir adelante.

A mi padre le agradezco el ser un ejemplo a seguir en mi vida ya que gracias a su esfuerzo y dedicación es por lo que me encuentro donde estoy y también le agradezco la fuente de inspiración que ha sido para mí, así como el hecho de que siempre me ha brindado su apoyo y consejo.

Al doctor Eduardo Rojas Gonzales que es director de esta tesis le agradezco el valioso tiempo invertido en esta investigación ya que fue un honor haberme encontrado trabajando bajo su dirección y a los miembros del jurado por sus observaciones y sugerencias que contribuyeron en la elaboración de este trabajo.

A mis compañeros de maestría por su apoyo, consejos y observaciones ya que sin ellos mi estancia en la maestría y avance en la elaboración de este trabajo no sé cómo hubiera sido.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo financiero y a la UAQ por el financiamiento del proyecto “Metodología para el diseño de cimentaciones en suelo expansivo por el método de interacción suelo-estructura utilizando el principio de esfuerzos efectivos (FoVin13-T-021)” en el cual me encontraba participando.

CONTENIDO

RESUMEN.....	I
SUMARY.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
1. INTRODUCCIÓN.....	7
1.1. JUSTIFICACIÓN	9
1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	10
1.3. HIPÓTESIS	11
1.4. OBJETIVO	11
1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....	11
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
2. ESTADO DEL ARTE.....	11
2.1. LOS SUELOS NO SATURADOS.....	12
2.2. SUCCIÓN.....	14
2.2.1. CURVA CARACTERÍSTICA.....	15
2.3. CAMBIOS VOLUMÉTRICOS	17
2.3.1. MECANISMO DE COLAPSO	20
2.3.2. MECANISMO DE EXPANSIÓN.....	22
2.4. MODELOS CONSTITUTIVOS	24
2.4.1. MODELO DEL ESTADO CRÍTICO.....	25
2.4.2. MODELO BÁSICO DE BARCELONA.....	32
2.4.3. MODELO EXPANSIVO BARCELONA	37
2.5. ESFUERZOS EFECTIVOS Y ESFUERZOS EQUIVALENTES	40
2.6. ECUACIONES DE ESFUERZO EFECTIVOS EN SUELOS NO SATURADOS.....	41
3. METODOLOGÍA	44
3.1. ZONA DE ESTUDIO	44
3.2. CARACTERIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL SUELO	45
3.3. PROPIEDADES ÍNDICE DEL SUELO ESTUDIADO	48
3.3.1. DENSIDAD DE SOLIDOS	48

3.3.2.	GRANULOMETRÍA	49
3.3.3.	LÍMITES DE CONSISTENCIA.....	49
3.4.	RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.....	50
3.5.	SUCCIÓN.....	51
3.5.1.	CURVA CARACTERÍSTICA.....	52
3.5.2.	CURVA CARACTERÍSTICA AJUSTADA	54
3.6.	PRUEBAS ODOMÉTRICAS DEL SUELO ESTUDIADO.....	57
4.	ECUACIONES PROPUESTAS PARA COMPORTAMIENTO ELASTO- PLÁSTICO.....	60
4.1.	INTRODUCCIÓN	60
4.2.	MODELO DE PROPORCIONALIDAD NATURAL.....	60
4.3.	ECUACIÓN PROPUESTA	62
4.4.	MARCO ELASTOPLÁSTICO	66
5.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	71
5.1.	CARACTERIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL SUELO EMPLEADO.	72
5.2.	TRIAXIALES	73
5.3.	SUCCIÓN.....	74
5.4.	PRUEBAS ODOMÉTRICAS EN EL SUELO ESTUDIADO	75
5.4.1.	CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO ESTUDIADO	75
5.5.	COMPARACIONES TEÓRICO-EXPERIMENTALES.....	77
6.	CONCLUSIONES	81
7.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	83
8.	ANEXOS.....	88

ÍNDICE DE FIGURAS

1.1 Superficie de fluencia en el BExM.	9
1.2 Porcentajes de materia orgánica y de arcilla en Querétaro (CONCYTEQ, 2002).	10
2.1 Representación idealizada de histéresis en la curva característica.	12
2.2 Diagrama de 3 fases para una muestra de suelo en condiciones no saturadas.	13
2.3 Esquema de succión en medio poroso.	14
2.4 Ilustración del fenómeno de histéresis en la curva característica (Pham et al., 2005).	16
2.5 Enlaces temporales entre partículas cuya desaparición puede provocar colapso (Dudley, 1970; Maswoswe, 1985).	21
2.6 Esquema de Micro y macro estructura del suelo.	23
2.7 Esquema de expansión para moléculas de arcilla.	24
2.8 Trayectoria de respuesta para compresión virgen isotrópica y línea del estado crítico.	25
2.9 Ensayo triaxial drenado (AB) y no drenado (AC) para muestras normalmente consolidadas y ligeramente pre-consolidadas.	27
2.10 Superficies de fluencia asociadas al comportamiento volumétrico del material	29
2.11 Representación tridimensional de la línea de consolidación virgen, de la línea del estado crítico y de la familia de superficies de fluencia	29
2.12 Incremento de esfuerzos y endurecimiento de la superficie de fluencia	32
2.13 Superficies de fluencia en los planos (p,q) y (p, ψ) para condiciones saturadas ($\psi=0$) y no saturadas (ψ) (Alonso et al., 1990).	33
2.14 Curvas de compresión virgen y de descarga-recarga para condiciones saturadas ($\psi=0$) y no saturadas ($\psi\neq 0$)	35
2.15 Endurecimiento de la superficie de colapso LC al reducirse la succión	37
2.16 a) Trayectorias de disminución de esfuerzo isotrópico neto b) Incremento de deformación volumétrica por descarga	38

2.17 a) Decremento de succión a diferente esfuerzo isotrópico b) Cambio de volumen por decremento de succión.....	39
2.18 Superficie de expansión en el Modelo Expansivo Barcelona	40
3.1 Lugar del muestreo (mapa obtenido de google maps).	45
3.2 Esquema de Prueba de consolidación con ambiente controlado	47
3.3 Matraz con agua y suelo durante la prueba	48
3.4 Realización de prueba de granulometría mediante el hidrómetro	49
3.5 Realización de prueba de límite líquido mediante la copa de Casagrande y límite plástico.....	50
3.6 Muestra montada para prueba triaxial	51
3.7 Muestra de suelo y papel filtro para obtener succión mátrica (papel en contacto).....	52
3.8 Muestras de suelo en frascos herméticos para succión total y muestras selladas para succión mátrica.	53
3.9 Esquema de secado de muestra.....	58
3.10 Muestra de suelo montada y cubierta para evitar contacto con el ambiente .	59
4.1 Curva de compresibilidad saturada donde se obtienen los coeficientes κ y λ .	63
4.2 Esfuerzos que actúan sobre el suelo	65
4.3 Modelo de comportamiento volumétrico utilizando esfuerzos efectivos	66
4.4 Comportamiento en el plano esfuerzos efectivos contra relación de vacíos ...	68
4.5 Plano grado de saturación contra parámetro χ para distintos materiales (Zerhouni, 1991).....	69
4.6 Comportamiento de la SWCC en el plano de esfuerzo efectivo contra succión	69
5.1 Carta de plasticidad SUCS con la clasificación del suelo en estudio	73
5.2 Prueba de resistencia al esfuerzo cortante mediante ensayos triaxiales	74
5.3 Curvas características para humedecimiento y secado ajustadas por el método de proporcionalidad natural.....	75
5.4 Grafica de compresibilidad del material.....	76
5.5 Grafica de compresibilidad comparativa.....	76

5.6 Ensaye de expansión comparado con el modelo de esfuerzos efectivos y proporcionalidad natural y modelo Barcelona partiendo de carga neta de 87.05 kPa	78
5.7 Ensaye de expansión comparado con el modelo de esfuerzos efectivos y proporcionalidad natural y modelo Barcelona partiendo de carga neta de 46.88 kPa	78
5.8 Ensaye de expansión comparado con el modelo de esfuerzos efectivos y proporcionalidad natural y modelo Barcelona partiendo de carga neta de 19.96 kPa	79
5.9 Ensaye de expansión comparado con el modelo de esfuerzos efectivos y proporcionalidad natural y modelo Barcelona partiendo de carga neta de 12.04 kPa	79
5.10 Ensaye de expansión comparado con el modelo de esfuerzos efectivos y proporcionalidad natural y modelo Barcelona partiendo de carga neta de 0.8 kPa	80
8.1 Comparativa entre método de proporcionalidad natural y Van Genuchten para humedecimiento.	88
8.2 Comparativa entre método de proporcionalidad natural y Van Genuchten para humedecimiento.	89

ÍNDICE DE TABLAS

1-1 Ecuaciones de esfuerzo efectivo (Fredlund and Rahardjo, 1993).....	7
3-1 Pruebas Geotécnicas realizadas.....	46
5-1 Propiedades Geotécnicas del suelo de Jurica	72
5-2 Variables λ y κ con error.....	76
5-3 Valores de parámetros para cada modelo y errores cuadrados de cada modelo	80
8-1 Comparación entre método de proporcionalidad natural y de Van Genuchten para determinar la curva característica del suelo por humedecimiento.....	88
8-2 Comparación entre método de proporcionalidad natural y de Van Genuchten para determinar la curva característica del suelo por secado.	89
8-3 Prueba de edométrica en suelo de Jurica.....	90
8-4 Prueba edométrica a succión variable con carga neta inicial de 87.05 kPa....	91
8-5 Prueba edométrica a succión variable con carga neta inicial de 46.88 kPa....	92
8-6 Prueba edométrica a succión variable con carga neta inicial de 19.96 kPa....	93
8-7 Prueba edométrica a succión variable con carga neta inicial de 12.04 kPa....	94
8-8 Prueba edométrica a succión variable con carga neta inicial de 0.83 kPa.....	95

1. INTRODUCCIÓN

Los esfuerzos efectivos se pueden definir como aquellas funciones de los esfuerzos totales y de las presiones intersticiales que controlan todas las relaciones esfuerzo-deformación del suelo (Barrera-Bucio y Garnica-Anguas, 2002).

Tabla 1.1 Ecuaciones de esfuerzo efectivo (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Expresión	Componentes	Referencia
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w)$	χ = parámetro relacionado con el Sr u= presión de gas y fase de vapor	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	β =factor de unión	Croney <i>et al.</i> , (1958)
$\sigma = \sigma a_m + u_a a_a + u_w a_w + R - A$	a_a =fracción del área total que esta en contacto con el aire-aire	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \Psi p''$	Ψ =parámetro de cero a uno p'' presión poro-agua negativa	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	β =factor estadístico	Jennings (1961)
$\sigma = \sigma - u_a + \chi_m (h_m + u_a) + \chi_s (h_s + u_a)$	χ_m =parámetro esfuerzo efectivo (succión matricial) h_m = succión matricial χ_s =parámetro de esfuerzo efectivo (succión soluto) h_s =succión soluto	Richards (1966)

Se han propuesto diversas ecuaciones para determinar el comportamiento volumétrico de los suelos no saturados. La mayor parte de ellas se han desarrollado bajo el principio de las variables independientes de esfuerzo, en especial la succión y el esfuerzo neto, y muy pocas bajo el principio de esfuerzos efectivos.

Una de las principales ventajas de utilizar el principio de esfuerzos efectivos es que el acoplamiento hidromecánico que se observa en los suelos no saturados queda implícito dentro de la formulación.

Sin embargo, adoptando la succión y el esfuerzo neto como las variables de esfuerzo relevantes, muchos aspectos del comportamiento mecánico de suelos no saturados fueron modelados mediante relaciones constitutivas.

Existe una relación esfuerzo - deformación propuesta para establecer la respuesta de deformación en el suelo que combina los cambios de succión (ψ) y esfuerzo neto ($\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}$) (Bishop, 1959; Coleman, 1962). Este es un elemento esencial en la formulación elástica, sin embargo existe un carácter no lineal de los módulos involucrados (Fredlund, 1979).

La descripción del comportamiento volumétrico mediante superficies de estado en el espacio tridimensional [e , $(\sigma - u_a)$, ψ]. Esta superficie puede describir la transición del comportamiento de expansión al colapso cuando se incrementa el esfuerzo total (Matyas y Radhakrishna, 1968). Basado en resultados experimentales (Fredlund, 1978; Lloret y Alonso, 1980), se propusieron expresiones matemáticas para esas superficies, para algunas trayectorias de esfuerzo.

Una extensión del criterio de falla de Mohr-Coulomb para suelos no saturados, mediante la inclusión de un ángulo que considera los cambios en la resistencia al corte por cambios de succión (Fredlund, 1978). La expresión lineal original ha sido cuestionada en vista de la creciente evidencia experimental (Escario y Sáenz, 1986).

La creación de modelos constitutivos de suelos no saturados en general, implica generar modelos para el comportamiento desde el estado saturado al seco. Un modelo constitutivo para suelos parcialmente saturados, formulado en términos de elastoplasticidad y que utiliza como variables fundamentales el esfuerzo neto y la succión de forma independiente, en 1990 se presentó el modelo llamado Modelo Básico de Barcelona (BBM por sus siglas en inglés) y en 1999 en base a este se desarrolló para suelos expansivos el Modelo Expansivo de Barcelona (BExM por sus siglas en inglés) que permiten reproducir de manera unificada, múltiples aspectos del comportamiento observado en los suelos no saturados (Alonso *et al.*, 1990; Alonso *et al.*, 1999) y que hasta el momento se trataban de forma independiente, siendo a partir de aquí, donde la investigación en esta dirección partió y siendo ésta de gran interés (Sheng, 2011).

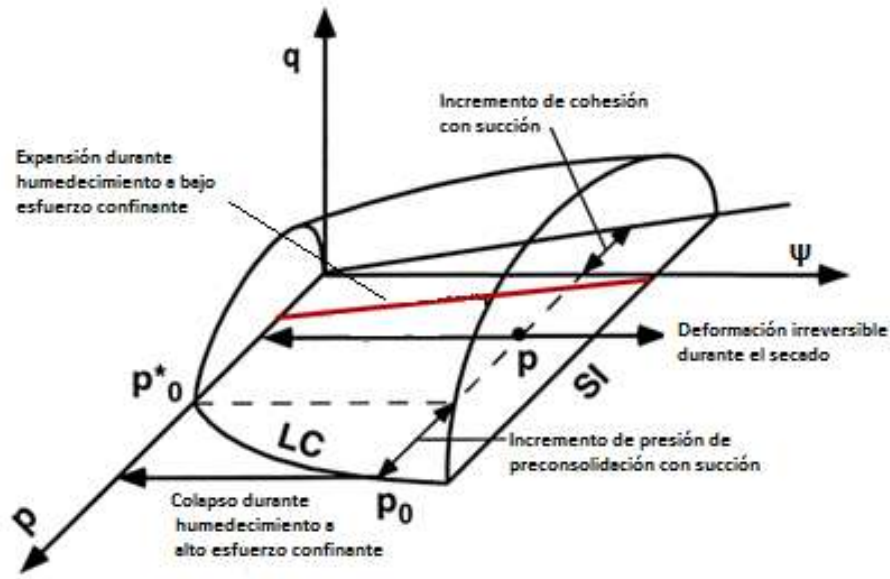


Figura 1.1 Superficie de fluencia en el BExM (Alonso et al., 1999).

En el campo de los suelos no saturados una de las variables principales es la succión, la cual se puede relacionar con el grado de saturación por medio de la curva característica del suelo (Nuth y Laloui, 2008). Basado en una evidencia experimental, se propone que para grados de saturación por arriba del 50%, el parámetro χ de la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop puede adoptar el valor del grado de saturación (G_s) (Öberg y Sälfors, 1995).

1.1. JUSTIFICACIÓN

En el presente trabajo, se pretende mostrar los aspectos más relevantes de la mecánica de suelos no saturados, con la finalidad de incentivar su aplicación en la Geotecnia.

Los suelos en su estado no saturado (rango en el cual el suelo no está completamente seco ni saturado) son como se presentan generalmente en campo. Estos suelos presentan algunos problemas en las obras de Ingeniería Civil tales como la contracción o expansión volumétrica (principalmente las arcillas) (Sudjianto et al., 2012) al presentarse en ellos un cambio en su contenido de agua o esfuerzo. Estos fenómenos causan daños a la cimentación, los cuales se transmiten a la superestructura, al igual que a tuberías subterráneas o vías de

comunicación que se encuentren sobre estos (Barrera-Bucio y Garnica-Anguas, 2002).

La zona urbana del municipio de Querétaro se encuentra situada principalmente sobre arcilla expansiva, generando problemas de cimentaciones en la región frecuentemente (CONCYTEQ, 2002).

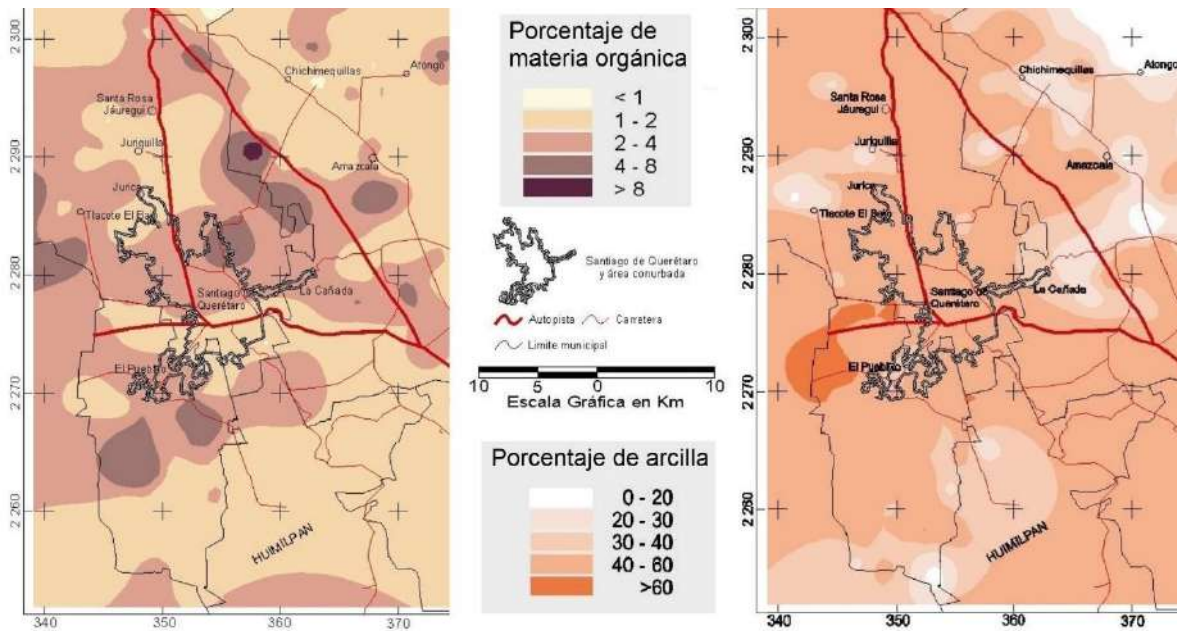


Figura 1.2 Porcentajes de materia orgánica y de arcilla en Querétaro (CONCYTEQ, 2002).

Al ver la gran abundancia de suelos no saturados y la presencia de arcillas que afectan a las obras civiles, se deduce la falta de la predicción del comportamiento de estos y el por qué en la presente tesis se genera un modelo para su comportamiento volumétrico.

1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La mecánica de suelos se ha desarrollado desde sus inicios para el caso de suelos saturados y secos. Sin embargo, el caso más general de estado del suelo es el no saturado, pero el desarrollo de una teoría para dicho estado ha sido notablemente más lento. Se han aducido diferentes razones a este hecho (Fredlund, 1979). Evidentemente se plantea que por ser un estado más general, el caso no saturado presenta mayores problemas para su estudio.

Ello ha originado una falta de base teórica que ha sido sustituida, cuando así es requerido (estructuras con alto riesgo, terrenos muy expansivos, etc.) por estudios específicos. Por esta causa la mecánica del suelo no saturado ha sido durante años el conjunto de conocimientos empíricos y casuísticos derivados de dichos estudios, que se han aplicado en diseño y proyecto de estructuras.

1.3. HIPÓTESIS

Mediante variaciones de esfuerzo efectivo y succión se obtiene una curva en el plano de comportamiento del suelo “esfuerzo efectivo-succión” que al ser sobrepasada ya sea por descarga o reducción de succión ocasiona una expansión.

1.4. OBJETIVO

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Desarrollar un modelo constitutivo del comportamiento de los suelos expansivos no saturados utilizando la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Establecer un programa de ensayos experimentales adecuado para el suelo expansivo de acuerdo a la normativa pertinente y teoría relevante para el comportamiento del suelo no saturado.

Determinar el espacio de estado de esfuerzos en el cual el suelo presente expansión y su comportamiento.

Elaboración de un modelo constitutivo para el comportamiento expansivo del suelo.

2. ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se presenta una revisión bibliográfica de aquellos temas que se encuentran directamente relacionados con el trabajo desarrollado o que enmarcan los puntos fundamentales utilizados o expuestos en él, en lo que se refiere a la descripción y comportamiento de suelos en estado no saturado.

La evaluación del esfuerzo efectivo involucra el esfuerzo aplicado (σ), la presión actuante en la fase gaseosa del suelo (U_a) y la presión actuante en la fase líquida del suelo (U_w) (Bishop, 1959).

$$\sigma' = \sigma - U_a + \chi(U_a - U_w) \quad (1)$$

Se plantea que la ecuación anterior toma el hecho de que el factor $\chi \approx G_s$ (Öberg y Sälfors, 1995) donde G_s representa el grado de saturación que posee la muestra en la trayectoria de humedecimiento o secado según sea el caso.

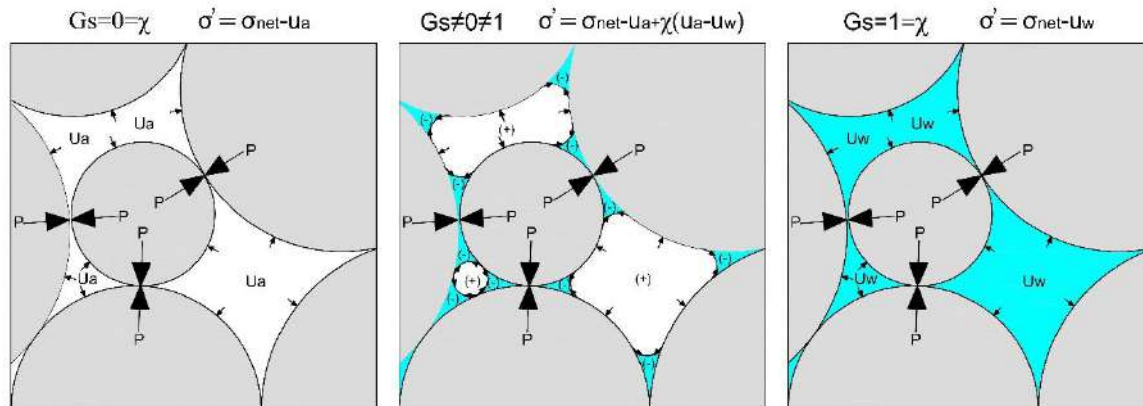


Figura 2.1 Variación de contenido de agua y esfuerzos actuantes en el suelo.

El comportamiento volumétrico de los suelos no saturados se puede analizar por dos tipos de pruebas: (a) bajo carga isotrópica por incrementos en el esfuerzo neto y a succión constante y/o (b) con incrementos de succión y con el esfuerzo neto constante (Rojas-González y Chávez, 2013)

Para evaluar el comportamiento volumétrico del suelo expansivo a partir del concepto de esfuerzo efectivo, se tomará como base la ecuación propuesta por Juárez-Badillo y Butterfield (Juárez-Badillo, 1975; Butterfield, 1979) para el comportamiento de suelos saturados (Alanís-Araiza, 2012; Rojas-González y Chávez, 2013).

2.1. LOS SUELOS NO SATURADOS

Las sustancias puras y las mezclas que constituyen al suelo no saturado pueden encontrarse en tres estados o fases de agregación de la materia: sólido, líquido y gaseoso. Entendiendo por fase a la región de materia homogénea cuyas

propiedades varían en forma continua en función de sus propiedades físicas, las cuales son aquellas que se pueden observar y medir sin provocar cambios en la naturaleza de la materia, es decir, sin inducir transformaciones químicas, y a la representación esquemática de las fases presentes bajo condiciones de equilibrio químico como diagrama.

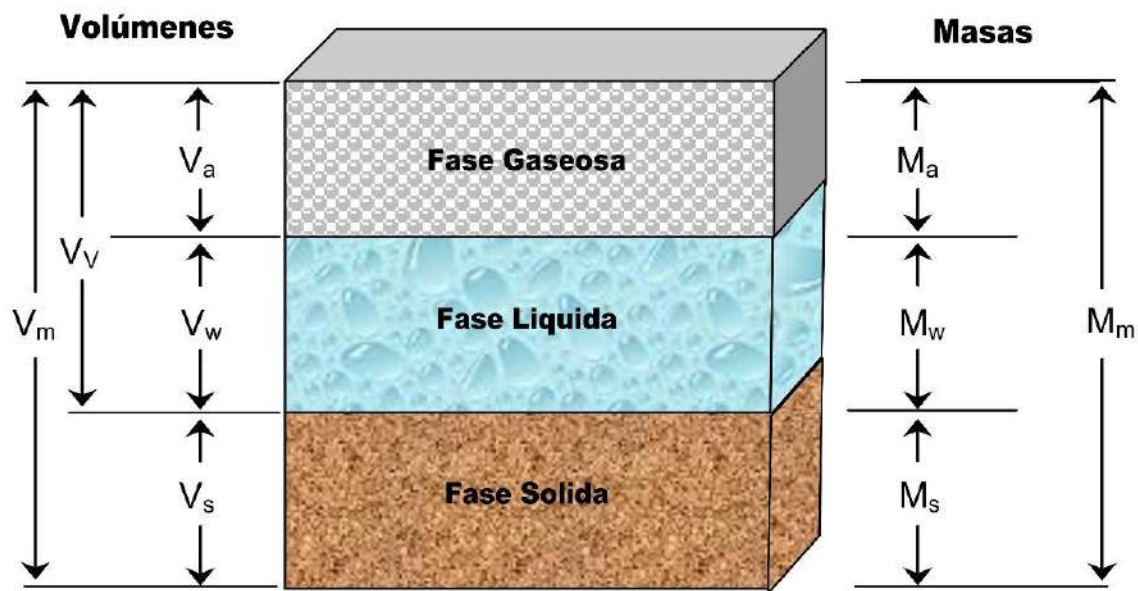


Figura 2.2 Diagrama de 3 fases para una muestra de suelo en condiciones no saturadas (Juárez-Badillo y Rico-Rodríguez, 1999).

Muchas de las propiedades de los materiales que caracterizan a las fases de un suelo no saturado dependen de las variables de estado que gobiernan el sistema, dentro de las cuales se pueden incluir la temperatura, la presión, el contenido de agua, la humedad relativa y los esfuerzos aplicados al sistema.

Se plantea que las propiedades de los materiales en un sentido más riguroso son conocidas como variables del material y pueden dividirse en dos tipos: 1) propiedades físicas y 2) funciones constitutivas (Lu y Likos, 2004). En los primeros podemos citar la densidad, viscosidad, la tensión superficial del agua, la solubilidad del aire en el agua y la densidad del vapor de agua en el aire, propia de los suelos no saturados. En las funciones constitutivas de los suelos no saturados podemos incluir a la curva característica suelo-agua (SWCC), la función de la conductividad hidráulica y la relación succión-esfuerzo, entre otros.

En esta tesis se toma en cuenta el comportamiento del suelo bajo diferentes grados de saturación por medio de la curva característica la cual nos indicará la succión a la que el suelo se encuentra sometida dependiendo su variación de G_s .

Utilizando la ecuación de esfuerzos efectivos propuesta por Bishop (1959) y tomando en cuenta el esfuerzo medio neto, la succión y el parámetro χ que en esta tesis es considerada como el grado de saturación, así, podremos llegar al esfuerzo efectivo al que el suelo se encuentra sometido.

2.2. SUCCIÓN

Debido a la interacción entre las fases sólidas líquidas y gaseosas se presentan fuerzas adicionales en sistemas de poros no saturados. Un suelo no saturado tiene la tendencia a recibir agua y aumentar su grado de saturación, si el suelo tiene determinado grado de saturación se requiere cierta fuerza para remover el agua del espacio poroso y disminuir el grado de saturación del suelo, estos efectos se puede explicar mediante la succión, el cual consiste de dos partes, la capilar y la adsorbente. La parte capilar depende de la distribución y tamaño de poro (DTP), la parte adsorbente está en función de la composición mineralógica de la parte sólida así como también de la composición química del líquido (Bönsch y Lempp, 2007).

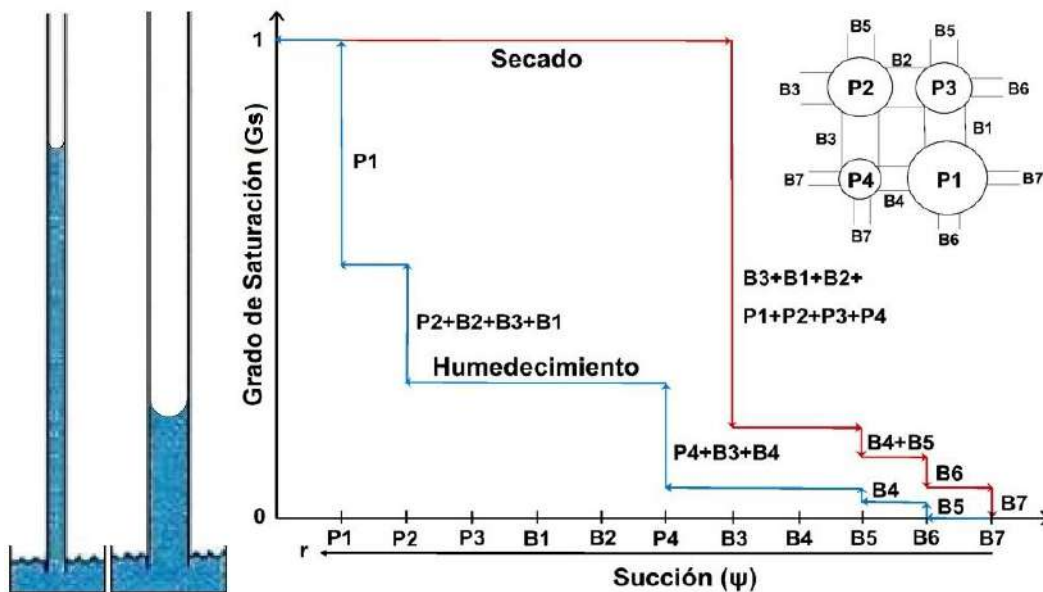


Figura 2.3 Esquema de succión en medio poroso (Galaviz-González et al., 2015).

La succión total del suelo cuantifica el potencial termodinámico del agua de los poros del suelo relativo a un potencial de agua libre, la cual no contiene solutos disueltos, ni interacciones con otras fases que determinan la curvatura de la interfaz aire-agua, ni la presencia de fuerzas externas más que la de gravedad (Lu y Likos, 2004).

La succión mátrica ($u_a - u_w$) se define como la diferencia entre la presión de aire y la presión de agua que actúa en los poros del suelo. Ésta depende de los efectos capilares del agua (tensión superficial y el radio de curvatura del menisco) y de las fuerzas de adsorción (los campos de fuerzas eléctricas y las fuerzas de van der Waals). La succión mátrica es ejercida en las partículas sólidas que forman la estructura del suelo denominada *matriz*.

Entre todos los métodos de medición conocida de succión, la técnica del papel filtro es el único método donde la succión total y mátrica puede inferirse. Usando el método del papel filtro se llega a un equilibrio con la humedad del espécimen de suelo y el papel filtro en contacto (succión mátrica) y cuando no está en contacto directo (succión total) llegando al equilibrio con el ambiente generado por el suelo a temperatura constante.

2.2.1. CURVA CARACTERÍSTICA

La curva característica suelo-agua (SWCC), se define como la relación entre la succión del suelo y el contenido de agua (volumétrico o gravimétrico) o grado de saturación.

La curva característica presenta el fenómeno de histéresis, es decir, describe diversas trayectorias, tales como las trayectorias principales de secado y humedecimiento y una serie infinita de trayectorias secundarias (Figura 2.4). Al graficar la curva característica, uno espera que la curva de humedecimiento describa la misma trayectoria que la curva de secado; sin embargo, éstas no coinciden, para un cierto valor de succión, la trayectoria de humedecimiento presentará siempre un contenido de agua menor a la descrita por la trayectoria de secado.

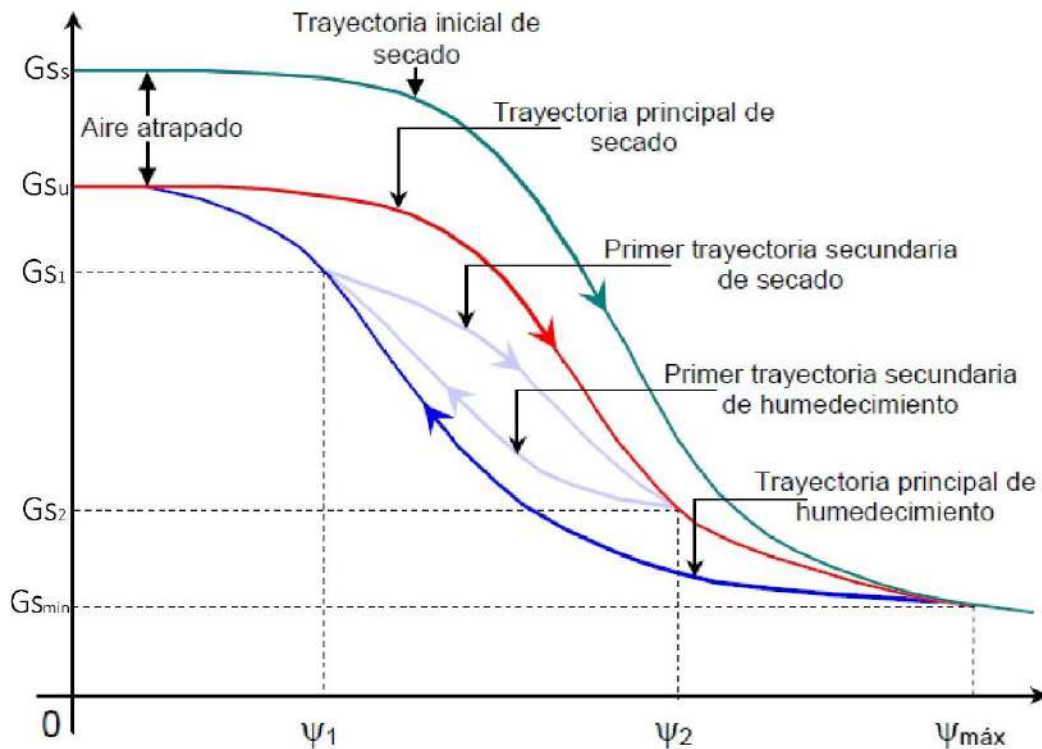


Figura 2.4 Ilustración del fenómeno de histéresis en la curva característica (Pham et al., 2005).

La curva característica exhibe la variación más grande de contenido de agua (trayectoria secado-humedecimiento) en la zona de transición donde el agua de poros es retenida por los mecanismos capilares; y su diferencia más pequeña en la zona de agua residual, donde el agua de poros está adsorbida en las partículas sólidas del suelo. Podemos observar además, que la saturación total no se alcanza durante la trayectoria de humedecimiento debido a las burbujas de aire que quedan atrapadas.

El fenómeno de histéresis se atribuye a diversos mecanismos que se presentan tanto a nivel microscópico (a nivel partícula) como a nivel macroscópico (conjunto de partículas). Estos mecanismos son (Lu y Likos, 2004):

- Las irregularidades en la sección transversal del poro asociado con la distribución heterogénea de su tamaño o efecto de botella.
- El ángulo de contacto, el cual es mayor en la trayectoria de secado que en el de humedecimiento.

- El aire atrapado por la formación de burbujas de aire ocluidas, el cual avanza entre el menisco que se genera entre los sólidos durante la correspondiente presión o succión aplicada.

Ajuste de Van Genuchten: Se desarrolló una ecuación empírica para la curva característica en 1980, la cual es una función continua, con tres parámetros de ajuste (Van Genuchten, 1980). La expresión matemática del modelo se expresa de la siguiente forma:

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha\psi)^\eta]^m} \quad (2)$$

Dónde: α , η y m son parámetros de ajuste, ψ es la succión mátrica del suelo en el punto de interés, θ_s es el contenido volumétrico de agua saturado del suelo y θ_r es el contenido volumétrico de agua residual del suelo.

Ajuste de Proporcionalidad Natural: Utilizando el modelo de proporcionalidad natural en el 2013, en el Instituto Mexicano del transporte se desarrolló un modelo para ajuste de la curva característica, este modelo considera la succión para grado de saturación al 50% (ψ^*) y un parámetro de ajuste r . Este modelo de acuerdo a lo publicado tiene dos casos, cuando la succión va de 0 a ∞ y cuando la succión va de 0 a 1000000 (Perez-Garcia *et al.*, 2013). La función que está a continuación es para el caso de 0 a 1000000:

$$Gs = \frac{1}{\left(\frac{\psi^*}{\psi} * \left(\frac{10^6 - \psi}{10^6 - \psi^*}\right)\right)^r + 1} \quad (3)$$

2.3. CAMBIOS VOLUMÉTRICOS

La deformación de los suelos parcialmente saturados ha sido largamente estudiada, principalmente en los análisis del comportamiento de los suelos potencialmente colapsables y expansivos.

Algunos suelos pueden presentar un comportamiento expansivo o colapsable, incluso se pueden combinar los dos fenómenos en un mismo proceso de humedecimiento si las tensiones exteriores son suficientemente bajas o altas. Las

deformaciones consideradas son globales del suelo, que concluyen tanto las componentes recuperables como irre recuperables. (Alanís-Araiza, 2012) analizan las deformaciones volumétricas de los suelos colapsables y expansivos.

El comportamiento esfuerzo-deformación ha sido analizado considerando el espacio de esfuerzos σ - ψ , donde σ es el esfuerzo neto y ψ es la succión. Existe gran cantidad de ensayos publicados, con diferentes trayectorias de esfuerzos en dicho plano. De estos ensayos se pueden extraer los siguientes resultados:

- El aumento de la succión contribuye a un aumento de la rigidez de los suelos, de modo que parece que la carga de pre-consolidación aparente aumenta con la succión.

Por otro lado, este aumento de la succión puede producir deformaciones plásticas irre recuperables, principalmente en suelos arcillosos (Josa, 1988). Sin embargo, el aumento de la rigidez no puede ser indefinido, tal y como se observa en resultados experimentales, la relación entre la rigidez y la succión es no lineal, llegando a un valor máximo de la rigidez, para succiones que superen un cierto valor.

- La carga aplicada controla, en gran medida, la cantidad de hinchamiento de los suelos cuando los sometemos a una disminución en la succión. Cuanto mayor es la carga aplicada, menor es el hinchamiento. En los suelos expansivos, los procesos cíclicos de humedecimiento y secado provocan una expansión irre recuperable (plástica) en el primer humedecimiento y a partir de él, el comportamiento es prácticamente elástico (Yuk-Gehling, 1994).
- La mayoría de los suelos pueden hinchar o colapsar dependiendo de la carga aplicada, cuando se disminuye la succión. Para cargas elevadas el suelo colapsa, pero hincha con cargas bajas. Sin embargo, no es sencillo determinar el valor de la carga a partir del cual el suelo hincha o colapsa, dado que este comportamiento depende del valor de la succión. Es decir, un suelo que inicialmente se hincha al disminuir la succión, puede llegar a

un valor de la succión para el cual empiece a colapsar, aunque el resultado global sea un hinchamiento.

En los suelos compactados, estos fenómenos están relacionados con el hecho de que aquellos que se compactan del lado seco del óptimo presentan una estructura de agregados. Inicialmente se produce un hinchamiento por el humedecimiento, pero la resistencia de los contactos entre los agregados disminuye con la succión de modo que al llegar a un valor crítico (que depende de la carga de forma inversa) la estructura colapsa.

- Los suelos con una estructura abierta experimentan un colapso cuando se disminuye la succión.

A medida que se incrementa la carga aplicada, el colapso producido al saturar un suelo, aumenta hasta llegar a una valor máximo, después del cual el colapso disminuye. El valor de la carga para la cual se produce el colapso máximo depende, entre otros factores, del tipo de suelo, la humedad inicial y la densidad seca inicial.

- Al cargar el suelo progresivamente se pueden producir deformaciones irreversibles, si se supera el valor de la presión de pre-consolidación, de un modo similar a los suelos saturados. Sin embargo este valor aumenta con la succión, como se ha comentado en el primer punto.
- El valor del hinchamiento alcanzado depende de la trayectoria de esfuerzos que se ha seguido, en el plano σ - ψ , sobre todo cuando las trayectorias incluyen incrementos en la succión.

Entre otros, resultados de este tipo pueden encontrarse en (Maswoswe, 1985) ensayos en una arcilla arenosa en muestras compactadas estáticamente y (Justo *et al.*, 1984) ensayos en arcillas expansivas de muestras compactadas. En ensayos odométricos con control de succión, han mostrado, sin embargo, que un comportamiento volumétrico inverso podría ocurrir durante el proceso de humedecimiento. De hecho, microestructuras potencialmente colapsables sujetas a una reducción de la succión de un valor inicial relativamente alto se han

reportado que primeramente experimentan un hinchamiento y después una deformación de compresión (Cox, 1979).

En el estudio del comportamiento de deformación de los suelos parcialmente saturados existen varios planteamientos que consideran el suelo como un material isótropo y elástico (Fredlund y Morgenstern, 1976). refiriéndose a la fase sólida, utilizan distintos módulos elásticos respecto a los esfuerzos y a la succión (Justo *et al.*, 1984; Yuk-Gehling, 1994). Se presentan una revisión de los métodos elásticos y un análisis de los suelos expansivos y colapsables analizando el comportamiento esfuerzo–deformación de los suelos expansivos, propone un modelo que incorpora el comportamiento no lineal, en función de la tensión aplicada y de la succión, histéresis en el comportamiento tensión deformación y las tensiones internas de tracción y corte (Richards, 1984).

2.3.1. MECANISMO DE COLAPSO

El colapso se produce cuando un suelo, que es estable frente a las cargas exteriores que soporta debido a la existencia de enlaces suficientemente fuertes entre sus partículas, pierde la acción de estos enlaces al aumentar el grado de saturación.

El origen de estos enlaces temporales puede ser diverso. Se pueden destacar los siguientes enlaces de tipo capilar. El estado de esfuerzo provocado por los fenómenos de superficie en las interfaces entre el aire, el agua y las partículas sólidas, incrementa los esfuerzos inter-granulares, rigidizando la estructura del suelo y haciéndola más resistente. Este fenómeno es especialmente claro en el caso de arenas, limos, o arenas con algunos enlaces de limos en los que las acciones capilares se producen entre partículas en los contactos arena-arena, limo-limo o arena-limo.

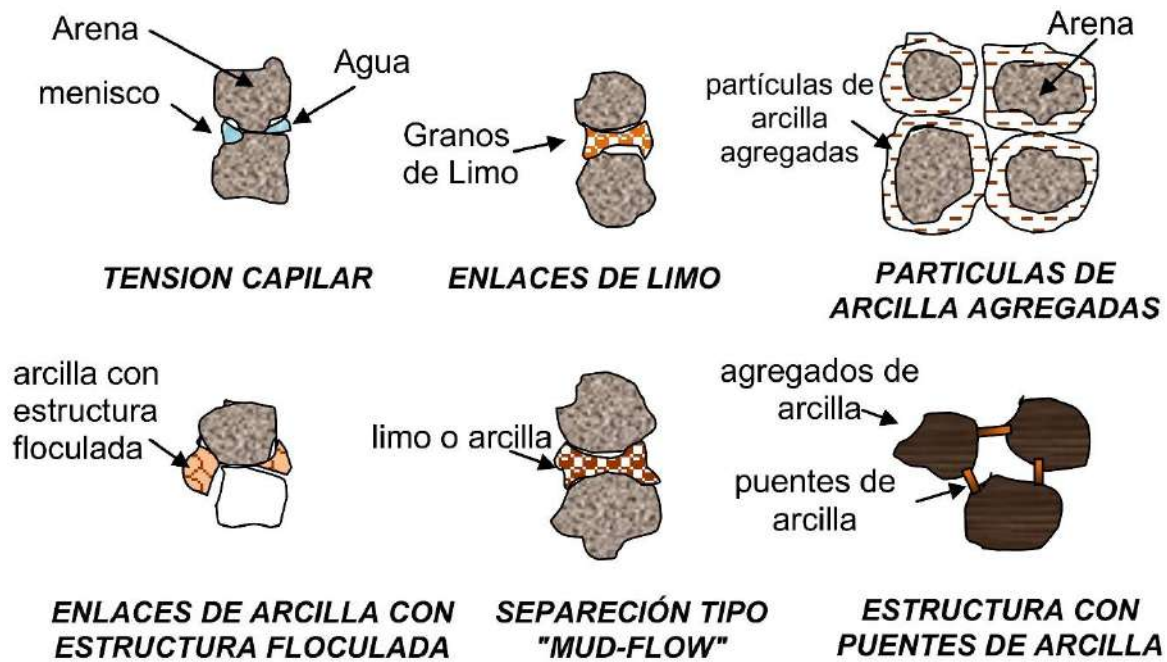


Figura 2.5 Enlaces temporales entre partículas cuya desaparición puede provocar colapso (Dudley, 1970; Maswoswe, 1985).

No ocurre así en el caso de arcillas en las que por su tamaño, forma y propiedades específicas (acciones de superficie) es poco clara la formación de meniscos y la acción de las fuerzas capilares, el aumento del grado de saturación, por ejemplo, al aumentar la humedad o al reducir la relación de vacíos sin drenaje (proceso de corte rápido) hace que se pierdan estos enlaces pudiendo provocar un colapso si las fuerzas exteriores son suficientemente grandes.

El fenómeno de colapso puede ser debido en casos específicos a otros mecanismos aparte de los indicados. (Romero *et al.*, 2005) Se elaboró un modelo físico-químico para explicar el colapso en el caso de rocas, señalando la inexistencia o desconocimiento de mecanismos exclusivamente mecánicos que lo puedan explicar en este caso. El efecto que produce el agua, a causa de su carácter molecular dipolar, es el debilitamiento de la cohesión de la roca al reducir la energía de los enlaces químicos de origen fundamentalmente eléctrico, provocándose fracturas por las zonas más débiles o ya micro fisuradas.

Para comprobarlo utilizaron líquidos diferentes para provocar el colapso, obteniendo una relación aparentemente lineal entre la magnitud del asiento y la constante dieléctrica del líquido utilizado.

Todos los mecanismos indicados producen en realidad el mismo efecto micro estructural: la reducción de la resistencia al corte en los contactos. Si ésta resistencia llega a ser menor que la sollicitación producida por las acciones exteriores, la estructura del suelo se reordena para resistirla, provocando el colapso.

En este trabajo únicamente se considerara el colapso para efecto de la succión mátrica. Esto quiere decir que las partículas que se encuentran en un suelo parcialmente saturado están unidas por meniscos de agua y la acción de la succión entre éstos por la condición de presión de poro de aire, al saturarse estas uniones se hacen frágiles y provocan un colapso por pérdida de succión.

2.3.2. MECANISMO DE EXPANSIÓN

Los depósitos de suelos expansivos pueden ser suelos de tipo lacustre hasta depósitos de lutitas. En general, estos depósitos son altamente plásticos (límite líquido alto) y relativamente rígidos o densos. Esta descripción es típica pero no exclusiva.

La naturaleza del suelo expansivo es más obvia cerca de la superficie donde está expuesto a cambios estacionales y ambientales, aunado a la característica de que las presiones de poro del agua del depósito son negativas. Estos suelos tienen también cierta cantidad de arcilla tipo montmorillonita. Tanto más alta sea la cantidad de cationes monovalentes absorbidos al mineral de arcilla (por ejemplo, sodio) más severos serán los problemas de expansión (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La expansión en los suelos se produce debido a la reducción de esfuerzo soportado por la matriz de suelo o al incremento de su contenido de agua cuando el suelo se encuentra sometido a esfuerzos pequeños, debido a la incorporación de agua entre las partículas del suelo.

En el caso de los suelos expansivos, la descripción del comportamiento requiere identificar y estudiar cuales son los mecanismos internos de cambio de volumen que actúa durante la expansión. Estos materiales se caracterizan por su gran contenido de minerales arcillosos, minerales con una gran superficie específica y que se agrupan formando paquetes de estructura laminar. La observación de la estructura interna de estos materiales muestra que estos paquetes o conglomerados de partículas se pueden combinar dando lugar a diferentes arreglos estructurales (Olphen, 1977).

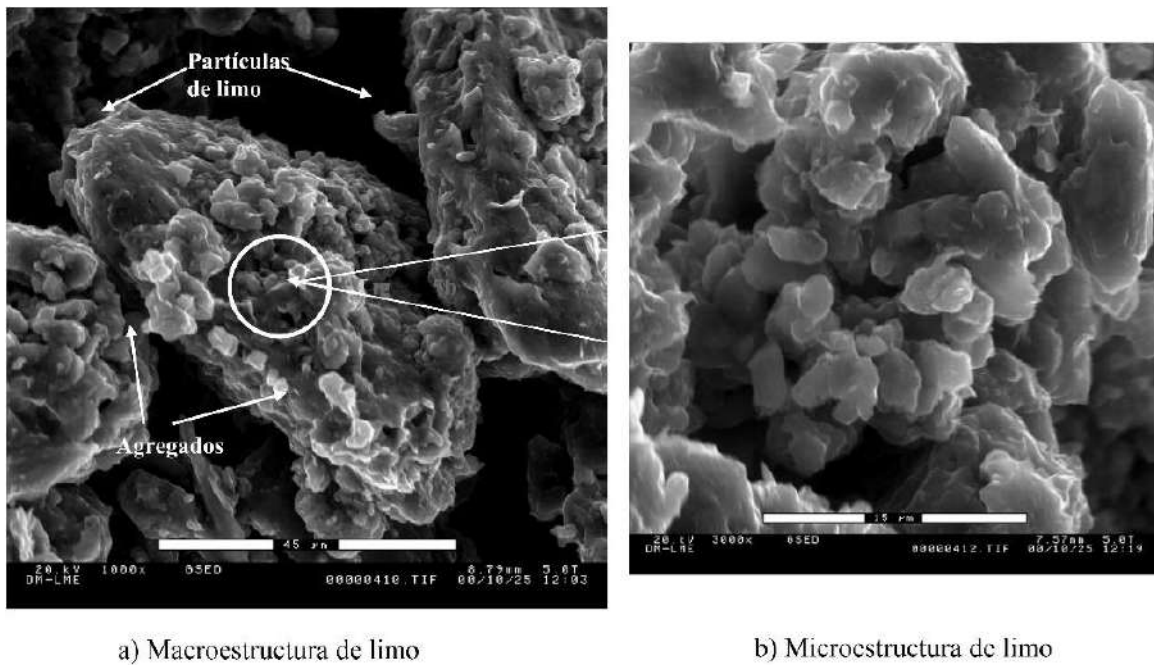


Figura 2.6 Esquema de Micro y macro estructura del suelo (Barrera-Bucio and Garnica-Anguas, 2002).

El fenómeno de expansión está asociado a la incorporación de moléculas de agua entre las láminas de arcilla. Los factores que controlan este fenómeno fueron interpretados por la teoría de la capa doble. La expansión se presenta en suelos conformados de partículas más pequeñas (es decir que tienen una mayor superficie específica como la montmorillonita) ya que las partículas de agua se adhieren a las partículas de suelo debido a las fuerzas de Van Der Waals.

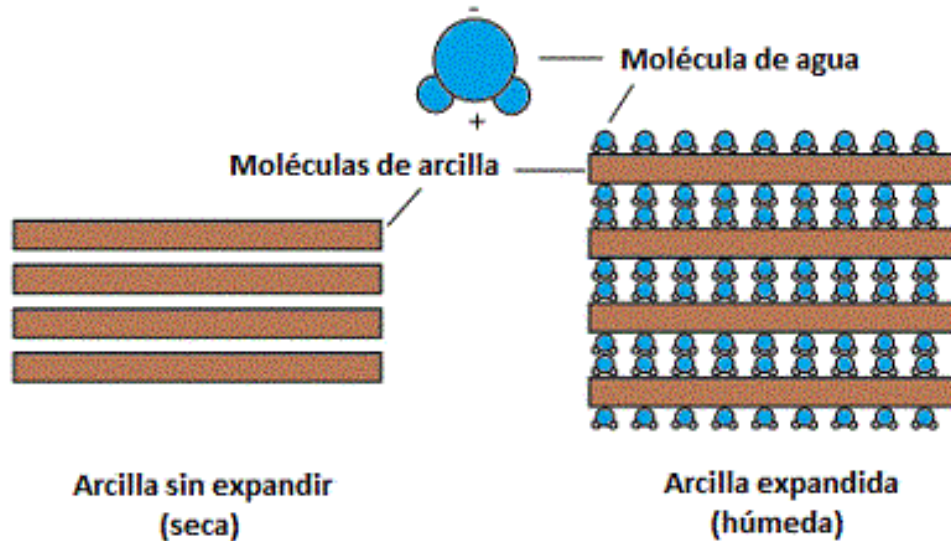


Figura 2.7 Esquema de expansión para moléculas de arcilla (Arkansas, 2015).

Y se deduce que los suelos expansivos se caracterizan por la existencia de múltiples niveles estructurales (Gens y Alonso, 1992), los que se identifican como un nivel micro estructural formado por los conglomerados de partículas de arcilla (donde se genera el fenómeno de expansión) y un nivel macro estructural caracterizado por las acciones entre conglomerados de partículas de arcilla (controlado por el efecto de la succión capilar y por el efecto de la carga).

2.4. MODELOS CONSTITUTIVOS

Para establecer un modelo constitutivo elastoplástico, es necesario definir tres elementos fundamentales:

- La forma de la superficie de fluencia.
- El potencial de flujo o la regla de flujo.
- El endurecimiento o condición de consistencia.

Existen modelos que se han planteado en base a la teoría del estado crítico y al estado de esfuerzo, modelos que condicionan el comportamiento del suelo, siendo éstos los de mayor aplicación en el área ingenieril; sin embargo, existe diversidad de modelos que se han planteado bajo consideraciones termodinámicas, por ejemplo modelos de potenciales plásticos (Rojas-González, 1996), hidráulicas (Zhou *et al.*, 2012) y volumétricas (Rojas-González y Chávez, 2013). A

continuación se mencionan algunos modelos y las consideraciones que tienen en su formulación.

2.4.1. MODELO DEL ESTADO CRÍTICO

La compresión isotrópica de un material tiene una trayectoria de respuesta lineal de pendiente (λ), graficando en el eje logarítmico el esfuerzo efectivo medio (p') contra volumen específico en escala natural como se ve en la siguiente figura. La ecuación que describe el fenómeno es la siguiente:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (4)$$

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 (κ) y que tiene por ecuación:

$$v = v_k - \kappa \ln p' \quad (5)$$

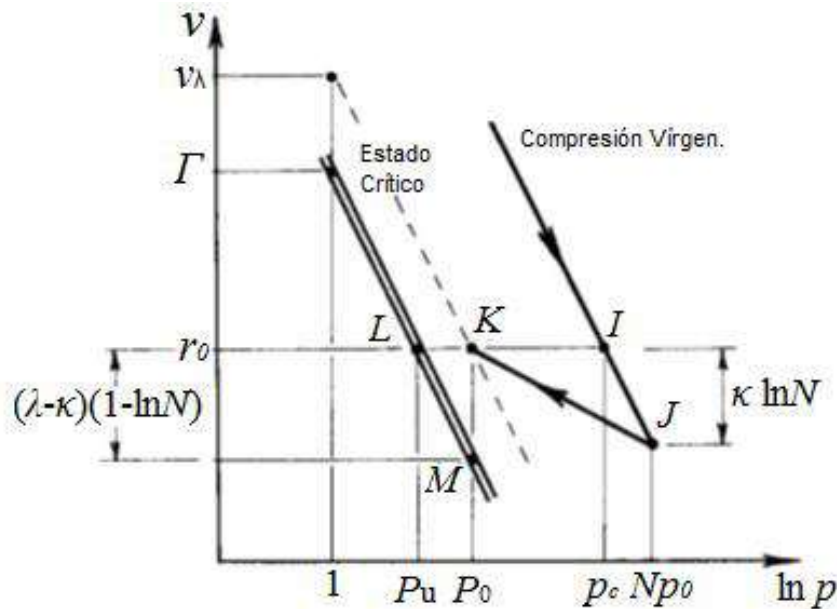


Figura 2.8 Trayectoria de respuesta para compresión virgen isotrópica y línea del estado crítico.

Sin embargo, si en la figura 2.8 se trazan las trayectorias de respuesta del material para ensayos drenados y no drenados en especímenes normalmente consolidados (NC) y pre-consolidados (PC) se obtienen las trayectorias indicadas.

Por último si se unen los puntos finales de todas las trayectorias de respuesta de los últimos ensayos, se observa que se alinean en una recta paralela a la línea de compresión virgen isotrópica (CVI). A ésta línea se le denomina línea 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. La condición de perfecta plasticidad se expresa mediante a ecuación:

$$\frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_q} = 0 \quad (6)$$

Con p' , q , $v=0$ y $d\varepsilon_q \rightarrow \infty$

Con base en un análisis de los mecanismos de disipación de energía dentro del esqueleto de suelo y la observación de resultados experimentales, la teoría del estado crítico propone una superficie de fluencia elíptica cuyo vértice izquierdo se sitúa en el origen y el derecho se coloca en el valor del esfuerzo de pre-consolidación p_o' . La ecuación de esta superficie es:

$$f = q^2 - M^2[p'(p_o' - p')] \quad (7)$$

Donde M representa la pendiente de la línea del estado crítico en el espacio p , q cuyo valor está dado por:

$$M = \eta_{cs} = \frac{q_{cs}}{p'_{cs}} \quad (8)$$

El valor de p_o' controla el tamaño de la superficie de fluencia de tal manera que implícitamente se considera endurecimiento isotrópico dado que la superficie cambia de tamaño pero no de forma. Es decir, la ecuación de la superficie de fluencia representa una familia de superficies de forma elíptica y su eje mayor se encuentra en el eje de los esfuerzos medios, y se puede reescribir de la forma:

$$\frac{p'}{p_o'} = \frac{M^2}{(M^2 + \eta^2)} \quad (9)$$

En donde $\eta=q/p'$. En los ensayos triaxiales ya sean drenados o no drenados, se observan las trayectorias AB y AC respectivamente tanto para materiales normalmente consolidados o ligeramente pre-consolidados, las deformaciones plásticas se inician cuando el vector de esfuerzos hace contacto con la superficie inicial de fluencia. Al incrementarse la carga, el material se endurece y la superficie de fluencia incrementa en su tamaño. El estado crítico se alcanza en la cima de la superficie de fluencia (y/B o y/C) en donde el vector de incremento de deformación plástica es paralelo al eje q , es decir $dEvp/dEqp=0$. El desviador máximo se obtiene en ese mismo punto localizado al centro de la elipse, es decir:

$$p'_{cs} = \frac{p'_0}{2} \quad (10)$$

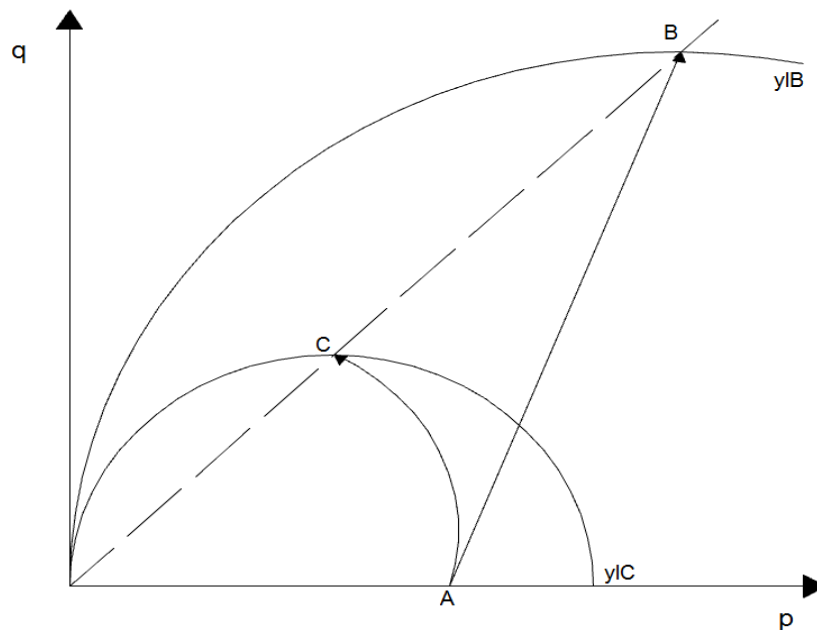


Figura 2.9 Ensayo triaxial drenado (AB) y no drenado (AC) para muestras normalmente consolidadas y ligeramente pre-consolidadas (Schofield y Wroth, 1968)

Cada superficie de fluencia (y/I) está asociada con la línea de carga-descarga (u/I) en el plano (p', v) como se muestra en la figura al inicio de este capítulo. Así la línea de carga-descarga que corresponde a la superficie de fluencia de tamaño p_0' es:

$$v = N - \lambda \ln p'_0 + \kappa \ln \frac{p'_0}{p'} \quad (11)$$

Para el valor del esfuerzo medio $p' = p'_{cs} = p'_0/2$ con el cual se alcanza el estado crítico, el volumen específico es:

$$v_{cs} = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 - \lambda \ln p'_{cs} \quad (12)$$

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:

$$v_{cs} = \Gamma - \lambda \ln p'_{cs} \quad (13)$$

En donde:

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 \quad (14)$$

Representa el volumen específico que se obtiene para una presión de referencia $p'_{cs}=1$ (Fig. 2.8).

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 (Ec.5 a Ec.10). 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 (p'_{cs}, v_{cs}) de forma que se puede trazar la línea del Estado Crítico en un espacio tridimensional (p, q, v) .

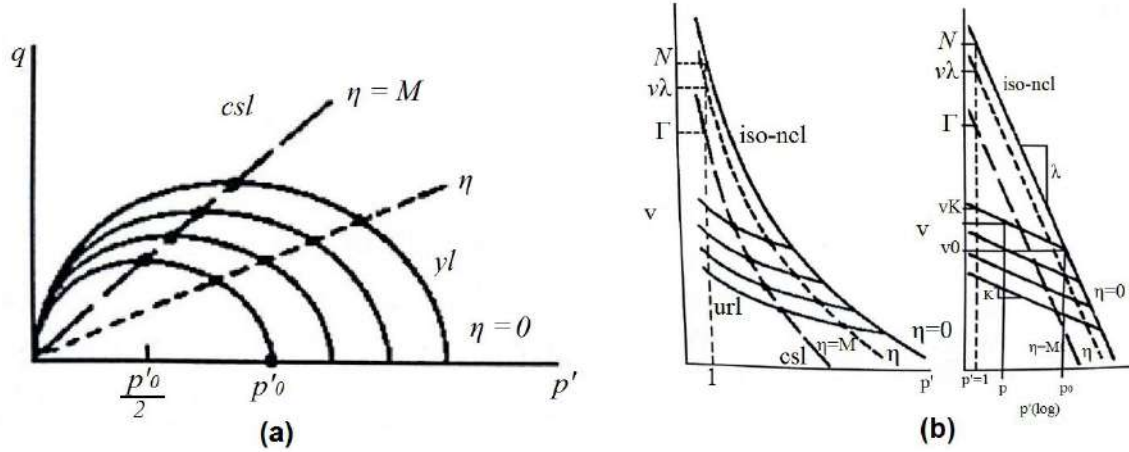


Figura 2.10 Superficies de fluencia asociadas al comportamiento volumétrico del material

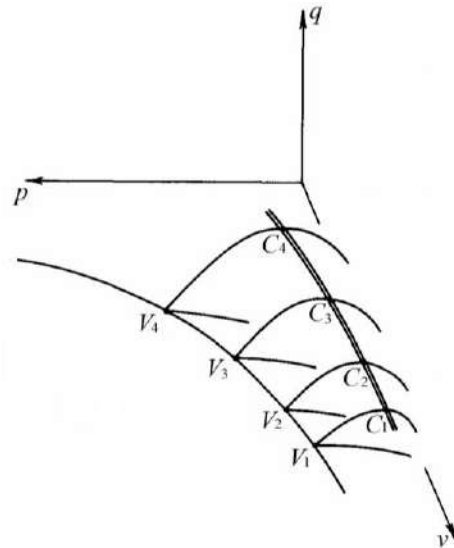


Figura 2.11 Representación tridimensional de la línea de consolidación virgen, de la línea del estado crítico y de la familia de superficies de fluencia

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:

$$\frac{\delta \varepsilon_v^p}{\delta \varepsilon_q^p} = \frac{\partial f / \partial p'}{\partial f / \partial q} = \frac{M^2(2p' - p'_0)}{2q} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (15)$$

El crecimiento de la superficie de fluencia y el endurecimiento del suelo está relacionado con la deformación volumétrica plástica del material. Este valor se puede obtener a partir de la Ec. 11 Y sabiendo que $Evp=dv/v$ de donde se obtiene que:

$$\delta \varepsilon_v^p = \left[\frac{(\lambda - \kappa)}{v} \right] \frac{\delta p'_0}{p'_0} \quad (16)$$

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

$$\partial p'_0 = \frac{vp'_0}{\lambda - \kappa} \partial \varepsilon_v^p \quad (17)$$

Y además puesto que el valor de pre-consolidación del suelo se considera que no depende de la deformación desviadora:

$$\frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_q^p} = 0 \quad (18)$$

En el caso de que el endurecimiento de la superficie de fluencia no dependa de las deformaciones desviadoras (dP_0'/dE_q^p), la ecuación se simplifica a:

$$\begin{Bmatrix} \delta \varepsilon_v^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{Bmatrix} = \frac{1}{\frac{\partial f}{\partial p'_0} \frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_v^p}} \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial p'} & \frac{\partial f}{\partial q} \\ \frac{\partial f}{\partial q} & \left(\frac{\partial f}{\partial q} \right)^2 \frac{\partial p'}{\partial f} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{Bmatrix} \quad (19)$$

Entonces a partir de la ecuación de superficie de fluencia es posible obtener las derivadas necesarias para obtener la matriz de rigidez representada por la ecuación anterior:

$$\frac{\partial f}{\partial p'_0} = -M^2 p' \quad (20)$$

$$\frac{\partial f}{\partial p'} = -M^2 (p'_0 - 2p') \quad (21)$$

$$\frac{\partial f}{\partial q} = 2q \quad (22)$$

Y así obtenemos la matriz de rigidez plástica.

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{vp'(M^2 - \eta^2)} \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta^2}{(M^2 - \eta^2)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (23)$$

Sumando las matrices de comportamiento elástico y plástico, finalmente la matriz de rigidez elastoplástica del modelo del estado crítico se representa como:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{vp'(M^2 - \eta^2)} \begin{bmatrix} \frac{K}{vp} + \langle h \rangle (M^2 - \eta^2) & \langle h \rangle 2\eta \\ \langle h \rangle 2\eta & \frac{1}{3G} + \langle h \rangle \frac{4\eta^2}{(M^2 - \eta^2)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (24)$$

En donde $\langle h \rangle$ representa la función escalón 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 rebasa la superficie de fluencia, es decir $\langle h \rangle = 0$ si $f < 0$ y $\langle h \rangle = 1$ si $f > 0$, donde f es el valor de la ecuación de superficie de fluencia cuando se sustituyen los valores actualizados de p' y q .

En el primer caso el comportamiento es únicamente elástico y puede ocurrir al inicio del ensaye 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 en la superficie de fluencia al cambiar el tamaño de p_0' de tal manera que en su perímetro queda ubicado el nuevo estado de esfuerzos como se ve en la siguiente figura. El cambio de tamaño puede ser de un aumento o disminución dependiendo del signo del incremento de deformación plástica. Por ejemplo, en el caso de un ensaye triaxial drenado para un suelo normalmente consolidado o ligeramente pre-consolidado, 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 de signo positivo y por lo tanto la superficie aumenta de tamaño. En cambio, cuando

se ensaya un material fuertemente pre-consolidado, 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 su condición crítica.

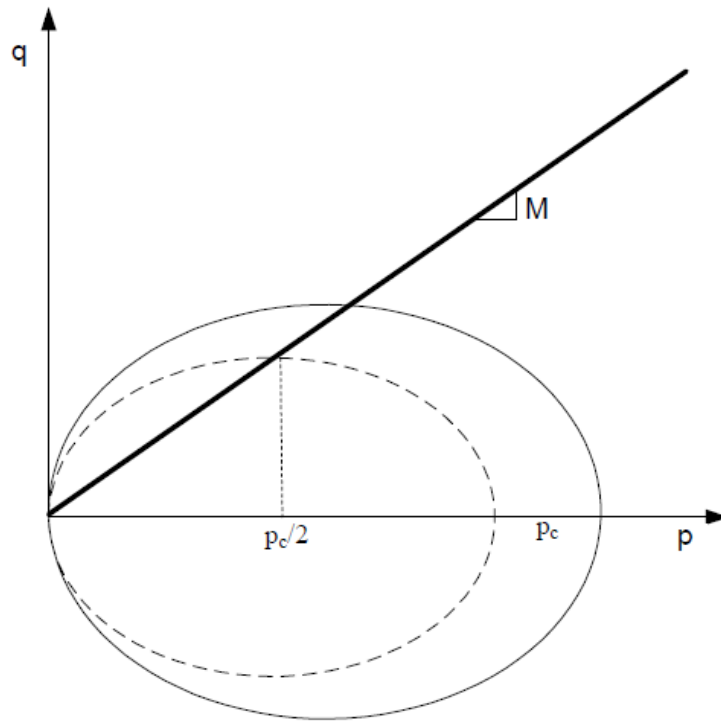


Figura 2.12 Incremento de esfuerzos y endurecimiento de la superficie de fluencia

2.4.2. MODELO BÁSICO DE BARCELONA

Partiendo del modelo del estado Crítico, desarrollaron un modelo más general que considera el comportamiento de los suelos no saturados al incluir a la succión como variable de estado (Alonso *et al.*, 1990). La succión ψ es la diferencia que existe entre la presión de aire (U_a) y la presión de agua dentro de los meniscos del suelo (U_w). Su valor es siempre positivo dado que la presión de agua en los meniscos del suelo no saturado es siempre negativa y menos que la presión de aire. Este modelo puede considerar los casos extremos de suelos secos friccionantes y de suelos saturados al hacer la succión igual a cero. Algunas comparaciones teórico-experimentales muestran que dicho modelo simula adecuadamente el comportamiento del suelo cuando se conocen las trayectorias tanto de los esfuerzos aplicados como de la succión impuesta.

El modelo del Estado Crítico Modificado utilizado como base para el desarrollo del modelo, propone una superficie de fluencia de forma elíptica en el plano de esfuerzo medio (p) contra esfuerzo desviador (q), con sus vértices izquierdo y derecho colocados en el origen y en el esfuerzo de pre-consolidación, respectivamente. Esta superficie se endurece isotrópicamente, es decir, aumenta el tamaño sin cambiar de forma, cuando el estado de esfuerzos impuesto la rebasa, produciendo deformaciones plásticas y desplazando el esfuerzo de pre-consolidación hacia la derecha o hacia la izquierda, dependiendo si el suelo se contrae o dilata. Si el contacto entre la trayectoria de sollicitación y la superficie de fluencia ocurre hacia la izquierda del centro de la elipse, el suelo tiende a dilatarse y en condiciones no drenadas la presión de poro disminuye. Por el contrario, si el contacto ocurre hacia la derecha del centro de la elipse, el suelo tiende a contraerse y en condiciones no drenadas la presión de poro aumenta. Esto provoca que la trayectoria de esfuerzos efectivos tienda siempre hacia el estado crítico representado por la cúspide de la elipse.

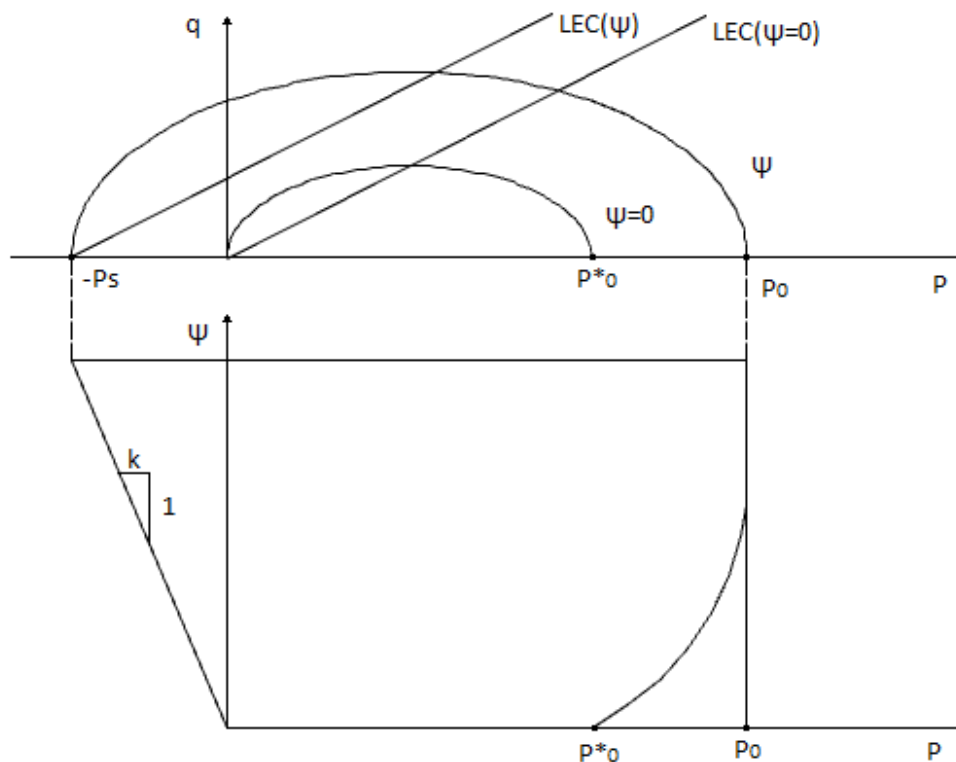


Figura 2.13 Superficies de fluencia en los planos (p, q) y (p, ψ) para condiciones saturadas ($\psi=0$) y no saturadas (ψ) (Alonso et al., 1990)

En el caso de los suelos no saturados, se ha podido observar experimentalmente que su respuesta elástica así como su resistencia se incrementan con la succión. De acuerdo a la teoría elastoplástica, esto significa que la superficie de fluencia aumenta con la succión. Para el modelo constitutivo se considera que la superficie de fluencia elíptica crece isotrópicamente con la succión y que la resistencia del material aumenta básicamente debido al incremento en la cohesión mientras que el ángulo de fricción permanece constante.

En tal caso, la superficie elíptica se define por la ecuación de la elipse de la siguiente forma:

$$f_1 = q^2 - M^2(p - p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (25)$$

$M = 6\text{sen}\Phi/(3-\text{sen}\Phi)$ representa la pendiente de la línea del estado crítico en el plano p, q ; p_s es el vértice izquierdo de la elipse y representa el esfuerzo neto de tensión que un suelo con succión Ψ puede soportar. Este valor se obtiene de la relación $p_s = -k\Psi$, donde k representa un parámetro constante que liga el esfuerzo medio neto de tensión con la succión. Finalmente p_0 representa el esfuerzo de pre-consolidación aparente para una muestra con succión, y está definido por la relación:

$$\left(\frac{p_0}{p_c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p_c}\right)^{[\lambda(0)-\kappa]/[\lambda(\Psi)-\kappa]} \quad (26)$$

P_c es una presión de referencia generalmente igual a la presión atmosférica, P_0^* es la presión de pre-consolidación en condiciones saturadas, $\lambda(0)$ y $\lambda(\psi)$ son las pendientes de las curvas de consolidación virgen en condiciones saturadas y no saturadas asociadas al esfuerzo medio neto. Estos valores se ligan con la relación:

$$\lambda(\Psi) = \lambda(0)[(1 - r)e^{-\beta s} + r] \quad (27)$$

Donde β y r son parámetros adimensionales que regulan la pendiente de la línea de compresión virgen para cualquier valor de la succión. κ representa el valor de la pendiente de la línea de descarga-recarga como se muestra:

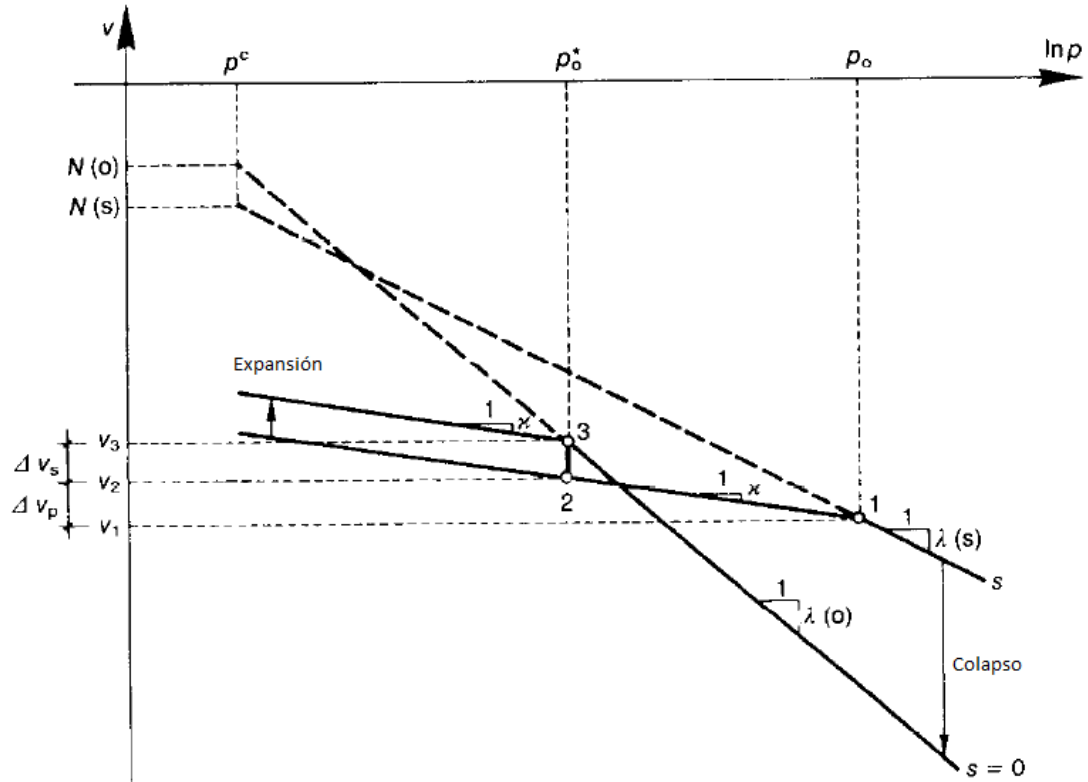


Figura 2.14 Curvas de compresión virgen y de descarga-recarga para condiciones saturadas ($\psi=0$) y no saturadas ($\psi \neq 0$) (Alonso et al., 1990)

Para definir completamente la zona elástica se requiere establecer una superficie adicional en la parte superior del plano p, ψ . Esta superficie es la denominada f_2 . Esta superficie se representa como una línea horizontal cuya posición queda establecida por el valor máximo de la succión experimentada por el suelo hasta ese momento (ψ_0). Cuando el suelo es sometido a succiones mayores a este valor máximo histórico, se representan deformaciones irreversibles en compresión, la zona elástica se amplía y la superficie de fluencia se endurece hasta alcanzar el nuevo valor máximo. La ecuación de la superficie es:

$$f_2 = \Psi - \Psi_0 \quad (28)$$

De esta forma el modelo constitutivo para suelos no saturados propuesto se puede escribir matricialmente (Alonso et al., 1990):

$$[\dot{v}] = \begin{bmatrix} \frac{K}{vp} + \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial p}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} & \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial q}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} & \frac{\kappa_s}{v(s + p_{atm})} + \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial s}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} + \langle h_2 \rangle \frac{\frac{\partial f_2}{\partial s}}{\frac{\partial f_2}{\partial s_0} \frac{\partial s_0^*}{\partial \varepsilon_{vs}^p}} \\ \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial p}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} & \frac{1}{3G} + \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial q}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} & \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial s}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} \eta_q \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp \\ dq \\ ds \end{Bmatrix} \quad (29)$$

K y G representan los coeficientes elástico volumétrico y de cortante respectivamente, v es el volumen específico, ε_{vp}^p y ε_{vs}^p son las deformaciones plásticas volumétricas asociadas al esfuerzo medio neto y a la succión respectivamente, $\langle h_i \rangle$ es la función de fluencia que es igual a cero para $f_i < 0$ e igual a 1 para $f_i \geq 0$. Por otro lado, η_q representa una regla de flujo no asociada dada por:

$$\eta_q = \frac{2q\alpha}{M^2(2p - p_s - p_0)} \quad (30)$$

Donde α es un factor que modifica la inclinación del vector incremento de deformaciones y que queda definido por el criterio de factor de empuje de tierras en reposo. Con las sustituciones adecuadas la ecuación matricial se transforma:

$$\alpha^* = -M^2(p - p_s) \frac{vp_0}{\lambda(s) - \kappa} \quad (31)$$

$$\beta^* = M^2(2p - p_s - p_0) \quad (32)$$

$$\delta^* = M^2(p - p_s) \frac{p_0(\lambda(0) - \kappa)}{(\lambda(s) - \kappa)^2} \ln \frac{p_0^*}{p_c} \lambda(0) [(1 - r)\beta e^{-\beta s}] \quad (33)$$

$$\chi^* = M^2(p_0 - p) \quad (34)$$

$$\eta^* = 2q\alpha \quad (35)$$

Siendo λ_s y κ_s las pendientes de las curvas de compresión virgen y descarga-recarga, respectivamente, asociadas a la succión.

$$[\dot{v}] = \frac{1}{\alpha^*} \begin{bmatrix} \frac{\kappa\alpha^*}{vp} + \langle h_1 \rangle \beta^* & \langle h_1 \rangle 2q & \alpha^* \left(\frac{\kappa_s}{v(s + p_{atm})} - \langle h_2 \rangle \frac{(\lambda_s - \kappa_s)}{v(s_0 + p_{atm})} \right) - \langle h_1 \rangle [k\chi^* + \delta^*] \\ \langle h_1 \rangle \eta^* & \frac{\alpha^*}{3G} + \langle h_1 \rangle \frac{2q\eta^*}{\beta^*} & -\langle h_1 \rangle \frac{\eta^*}{\beta^*} (k\chi^* + \delta^*) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp \\ dq \\ ds \end{Bmatrix} \quad (36)$$

A la frontera derecha de la superficie de fluencia $f1$ (elipse) se le conoce como línea de colapso bajo carga (LC) dado que cuando un suelo incrementa el esfuerzo medio neto al que está sometido, manteniendo la succión constante, esta superficie se desplaza a la derecha lo que significa un endurecimiento pero con una reducción de volumen. Este mismo comportamiento de contracción volumétrica o colapso se obtiene también teniendo el esfuerzo neto constante y reduciendo la succión. Este comportamiento ilustra el mecanismo de falla de los suelos colapsables, los cuales pueden soportar esfuerzos muy elevados mientras se mantienen secos (succión alta) pero se colapsan cuando es reducida la succión.

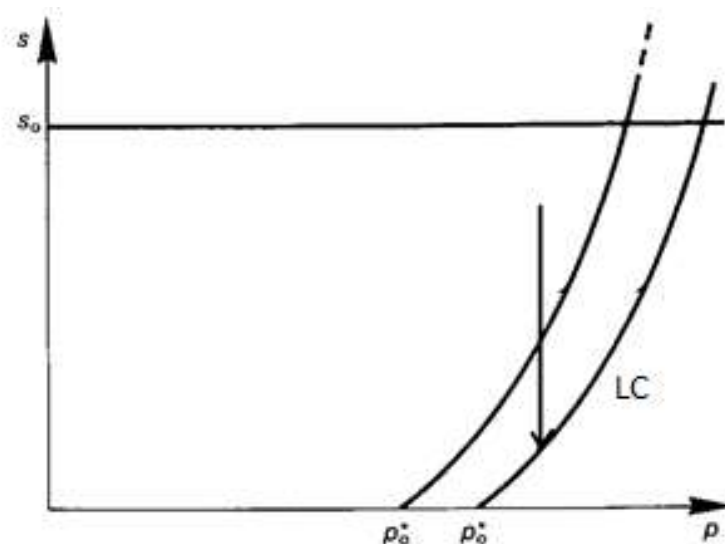


Figura 2.15 Endurecimiento de la superficie de colapso LC al reducirse la succión

2.4.3. MODELO EXPANSIVO BARCELONA

Factores como el tamaño de partícula, su naturaleza mineral y los iones en el agua presente de un suelo pueden provocar fenómenos físicos de superficie que se manifiestan en el suelo como un aumento de volumen al reducir la succión.

Mediante experimentación observaron que realizando trayectorias de descarga de esfuerzo isotrópico y reducciones en la succión se produjeron importantes cambios volumétricos en suelos finos con grandes contenidos de arcillas (Alonso *et al.*, 1999). En la figura siguiente se puede observar que partiendo de diferente

succión (a) y un esfuerzo isotrópico neto aplicado, se disminuye el esfuerzo isotrópico neto y existen puntos en los cuáles la deformación volumétrica comienza a incrementarse rápidamente (b).

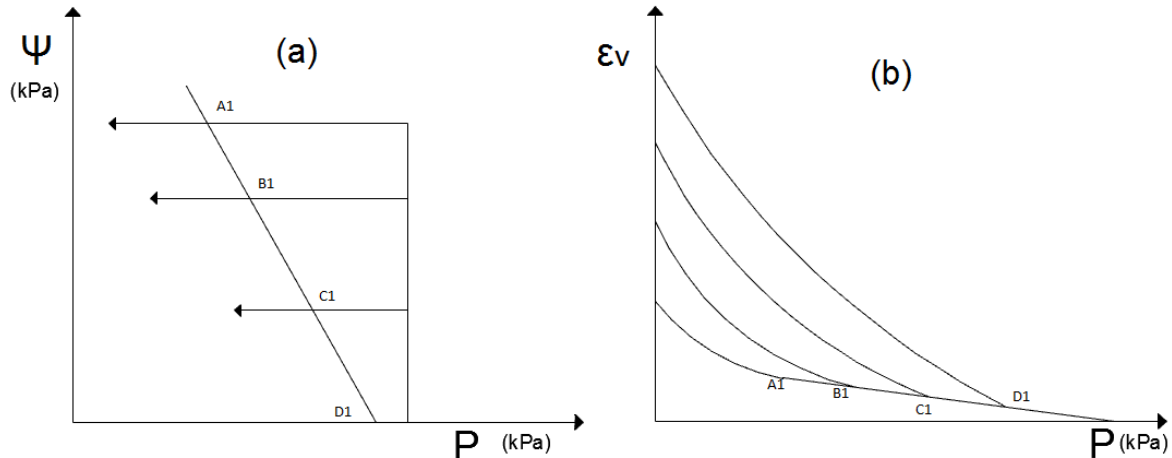


Figura 2.16 a) Trayectorias de disminución de esfuerzo isotrópico neto b) Incremento de deformación volumétrica por descarga

Se observa que en el punto A1 el valor de la succión es grande y debe hacerse una descarga mayor para que presente expansión, contrario al punto C1 donde la succión es menor y con pequeña disminución en el esfuerzo isotrópico se logra elevar la deformación volumétrica; en el plano saturado ($\Psi=0$) es donde se presentan problemas de cambio de volumen pues con pequeñas variaciones del esfuerzo isotrópico se inducen grandes deformaciones volumétricas

Partiendo de diferente esfuerzo isotrópico y a succión constante (a), realizando decrementos de succión (b) como se muestran en la siguiente figura. Observaron que disminuyendo la succión a diferente esfuerzo isotrópico aplicado comienza en diferentes puntos el cambio de volumen y es distinta magnitud.

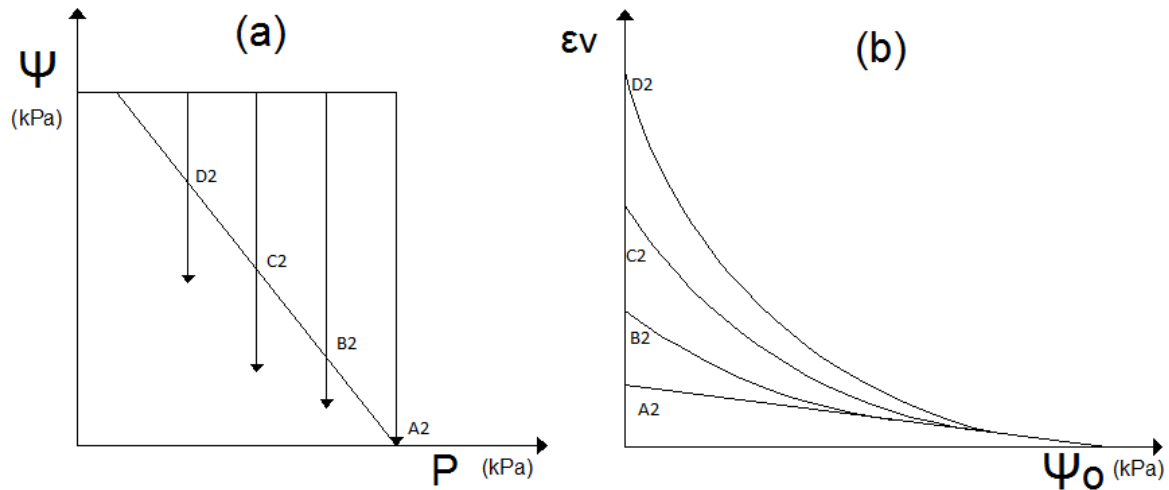


Figura 2.17 a) Decremento de succión a diferente esfuerzo isotrópico b) Cambio de volumen por decremento de succión

El cambio de volumen por reducción de succión está condicionado al estado de esfuerzos presentes en el suelo, es decir que cuando se presenta la condición donde el esfuerzo isotrópico es menor que la presión de expansión se dará el aumento de la deformación volumétrica. En la siguiente figura el punto A2 se encuentra en la presión de expansión y no produce deformación volumétrica mientras que los puntos con un esfuerzo menor a la presión de expansión producen deformación volumétrica con una menor reducción de la succión.

Tomando los puntos anteriores en el plano de esfuerzo isotrópico neto contra succión, Alonso et al definieron una curva de expansión que acoplaron al modelo Barcelona desarrollado por ellos.

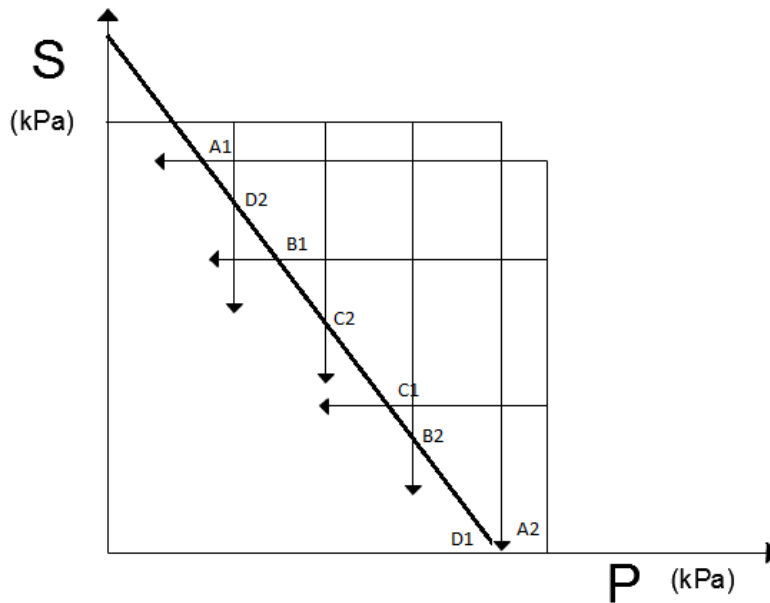


Figura 2.18 Superficie de expansión en el Modelo Expansivo Barcelona

2.5. ESFUERZOS EFECTIVOS Y ESFUERZOS EQUIVALENTES

En 1923 Terzaghi utiliza por primera vez la noción de esfuerzos efectivos. Posteriormente en 1936 (Terzaghi, 1936), establece formalmente este principio de la siguiente manera: Si los vacíos del suelo están saturados con agua sujeta a un esfuerzo u , el esfuerzo total (σ) está formado por dos partes. La primera actúa en el agua y alrededor de las partículas de suelo con intensidad u y se denomina esfuerzo neutro o presión de agua. El balance $\sigma'_1 = \sigma_1 - u$, $\sigma'_2 = \sigma_2 - u$, $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ representa un esfuerzo excedente del neutro que actúa exclusivamente en las partículas del suelo. Esta fracción del esfuerzo total se denominará esfuerzos efectivos principales. Un cambio en el esfuerzo u , prácticamente no produce ningún cambio volumétrico y no tiene influencia en la condición de esfuerzos a la falla. Todos los esfuerzos mensurables debidos a un cambio de esfuerzo, tales como compresión, distorsión y resistencia al cortante son exclusivamente debidos a la acción de los esfuerzos efectivos σ'_1 , σ'_2 y σ'_3 .

El término “esfuerzo equivalente” se diferencia del de “esfuerzo efectivo” en que el primero toma en consideración únicamente la fuerza cortante del suelo y el segundo término considera, además, los cambios volumétricos.

2.6. ECUACIONES DE ESFUERZO EFECTIVOS EN SUELOS NO SATURADOS

En 1936 Terzaghi estableció el principio de esfuerzos efectivos para suelos saturados (Terzaghi, 1936). Este principio considera implícitamente las siguientes dos hipótesis:

- Las partículas sólidas son incompresibles.
- El área de contacto entre dos partículas es independiente de la presión de confinamiento y puede ser despreciada.

Si una de estas hipótesis no es aceptada, entonces pueden ser obtenidas diferentes ecuaciones. Por ejemplo, si se toma en cuenta el área de contacto entre partículas, el esfuerzo que regula el esfuerzo cortante de los suelos puede escribirse como:

$$\sigma' = \sigma - k u_w \quad (37)$$

Donde σ' y σ representan el esfuerzo efectivo y total, respectivamente; u_w presión de agua en el poro y $k=1-(\tan\Psi)/(\tan\phi)$. En esta última ecuación k representa el área de contacto entre partículas por unidad de área; ψ ángulo de fricción del material que comprende a las partículas de suelo; y ϕ ángulo de fricción interna del medio granular. Por otro lado (De Boer y Lade, 1997), el valor del parámetro k para el comportamiento volumétrico de un medio con poros saturados debería ser $k=1-(1-n)C_s/C_e$, donde n representa la porosidad del suelo; C_s compresibilidad del material sólido comprendido por las partículas sólidas; y C_e compresibilidad de la estructura del suelo.

Las expresiones de arriba muestran que un esfuerzo efectivo no representa una cantidad física medible sino que es un esfuerzo artificial usado para simplificar las relaciones volumétricas y el comportamiento de los esfuerzos de materiales y puede incluir propiedades mecánicas de las variables de estado. Esto quiere decir, que representa una variable constitutiva. Sin embargo, para rangos de esfuerzos usados frecuentemente en la ingeniería geotécnica, la variación del parámetro k es tan pequeña que es muy difícil de determinar, incluso con equipo sofisticado.

Por tanto, la ecuación de esfuerzos efectivos de Terzaghi representa una muy buena aproximación para el esfuerzo cortante y el comportamiento volumétrico de los suelos saturados.

A finales de la década de los 50's algunos investigadores se centraron en el comportamiento de los suelos no saturados y propusieron diferentes ecuaciones para los esfuerzos efectivos. Sin embargo, únicamente prevaleció la propuesta que considera el efecto de la succión en el esfuerzo efectivo por medio del factor χ (Bishop, 1959). Esta ecuación se escribe:

$$\sigma' = \sigma - U_a + \chi(U_a - U_w) \quad (38)$$

Donde U_a presión del aire; χ parámetro relacionado al el grado de saturación (Gs). El término $\sigma - U_a$ es llamado el esfuerzo neto (también escrito como σ_{net}) y la succión del suelo ($U_a - U_w$ también escrito como Ψ).

La validez de la ecuación de Bishop fue cuestionada porque ésta no puede predecir el fenómeno de colapso ante el humedecimiento una vez que el suelo es secado y cargado con valores por arriba la presión de pre-consolidación (Burland y Jennings, 1962). Este comportamiento fue interpretado como el resultado del incremento del esfuerzo efectivo aplicado a una muestra de suelo, mientras que la ecuación de Bishop predice la reducción del esfuerzo efectivo ante el humedecimiento. Sin embargo, ahora se sabe que a causa de que el colapso representa una respuesta volumétrica plástica del suelo, éste puede ser explicado con base en un marco elastoplástico como lo propone Alonso (Alonso *et al.*, 1990) y no por una sola variable constitutiva como representa la ecuación de esfuerzo efectivo de Bishop.

Basados en una evidencia experimental, Öberg y Sälfors (1995) proponen que para materiales granulares y grados de saturación por arriba del 50%, el parámetro χ puede adoptar el valor del grado de saturación (Gs), esto quiere decir que el parámetro χ puede ser considerado igual al grado de saturación ($\chi = G_s$). De esta forma, aparece la versión simplificada de la ecuación de Bishop. Algunos autores han propuesto otras expresiones empíricas para el parámetro χ basados

en los resultados de pruebas hechas sobre arenas, limos y arcillas. Es interesante hacer notar que todas estas expresiones están relacionadas con la curva de retención suelo-agua, también llamada curva característica del suelo.

Algunos estudios teóricos realizados (Houlsby, 1997; Murray, 2002) a partir de algunos principios de la termodinámica, han dejado entrever la posibilidad de que exista una ecuación de esfuerzos efectivos para suelos no saturados. Desafortunadamente estos planteamientos se han hecho de manera incompleta, dado que idealizan a estos materiales ya sea como un medio constituido por partículas ligadas entre sí por meniscos de agua o bien como un conjunto de glomérulos o paquetes que permanecen esencialmente saturados. Sin embargo, los suelos reales presentan ambas estructuras, es decir poseen una macroestructura y una microestructura integrada por glomérulos con poros muy pequeños.

Otra forma de atacar el problema es por medio de la aplicación de los principios termo-mecánicos y en especial al analizar la forma en que la energía se disipa cuando se aplica una carga a un medio multifásico. Se sabe que el comportamiento de un material refleja la manera en que la energía se almacena y/o disipa y dado que el comportamiento de los suelos está regido por los esfuerzos efectivos, entonces al escribir la ecuación de energía interna de un suelo no saturado es posible identificar la ecuación de los esfuerzos efectivos.

Este desarrollo ha sido realizado por Houlsby tanto para el caso de suelos saturados como no saturados (Houlsby, 1979; Houlsby, 1997). En el caso de los suelos saturados, la ecuación que se obtiene es la ecuación de los esfuerzos efectivos de Terzaghi. Para el caso de suelos no saturados, la relación que obtiene es la ecuación simplificada de Bishop.

Para el caso de ésta tesis se tomó el parámetro χ como el grado de saturación (G_s) de la muestra, ya que se encuentra dentro de los parámetros y rangos en los cuales se puede suponer igual y no se realizó un análisis más a fondo de la poro simetría del suelo para aplicar otras teorías ya que la finalidad de esta tesis se enfoca al aspecto de deformación del suelo.

3. METODOLOGÍA

En base a una investigación y revisión de la literatura del tema, con ayuda y orientación de los profesores competentes en el área, se definen las pruebas a realizar durante el desarrollo de la investigación, las cuales se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería perteneciente a la Universidad Autónoma de Querétaro. Las pruebas se realizaron con el equipo adecuado y necesario para su realización, el cual se encuentra en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y con el apoyo del personal del laboratorio.

Se obtuvo el material para las pruebas en el valle de Querétaro, obteniendo una arcilla de comportamiento expansivo la cual es la apropiada para el desarrollo de la investigación en cuestión.

Las etapas que conforman la metodología de este proyecto son: la revisión del estado del arte, obtención de material para las pruebas (muestreo), realización de pruebas (laboratorio) y análisis e interpretación de resultados.

3.1. ZONA DE ESTUDIO

Se obtuvieron muestras de suelo expansivo no saturado, realizando un pozo a cielo abierto a una profundidad de 1.5 metros, en un predio baldío ubicado en el fraccionamiento de Jurica (20.647607, -100.436673), situado en la ciudad de Santiago de Querétaro, Querétaro, México. El procedimiento de realización del pozo se desarrolló mediante el uso de retroexcavadora (maquinaria) con el debido cuidado como dicta la norma NMX-C431-ONNCCE-2002. Posterior a la abertura del pozo se procedió a la extracción de muestras inalteradas y alteradas mediante pico, pala, cuchillo y machete. Una vez concluida la obtención de las muestras el pozo se rellenó con el material producto de la excavación.

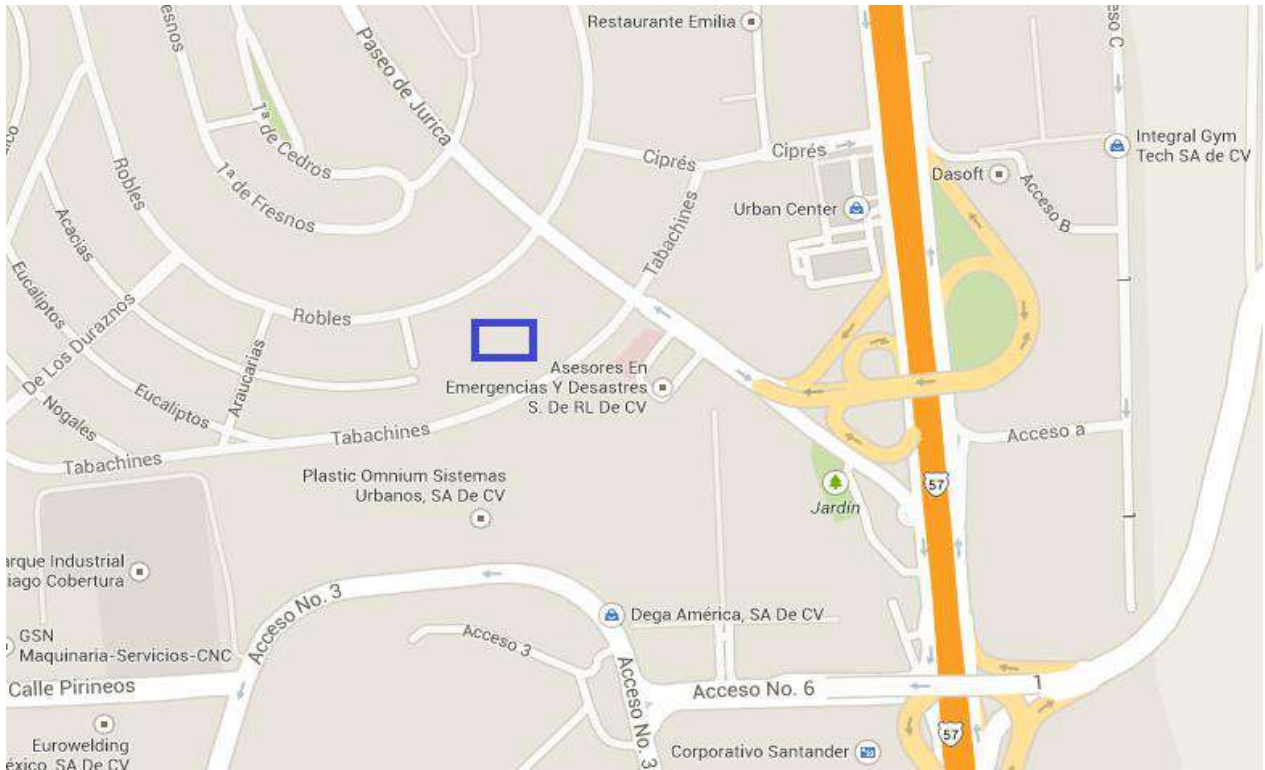


Figura 3.1 Lugar del muestreo (Google maps. 2014).

3.2. CARACTERIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Las muestras obtenidas fueron almacenadas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, en donde estas se protegieron para que conservaran sus propiedades de campo mediante papel plástico para conservar su contenido de agua y mantenerlas en el sentido que éstas se encontraban al momento de extraerlas.

El material se clasificó mediante las pruebas de:

Tabla 3.1 Pruebas Geotécnicas realizadas.

Prueba	Equipo	Resumen	Norma
Toma de muestra inalterada	pico, pala, barra, cuchillo, machete, plástico para envolver	Obtener una muestra representativa de suelo del lugar conservando sus condiciones de campo	NMX-C431-ONNCCE-2002
Humedad natural	recipientes para el horno, horno, balanza	Obtener la humedad a la que se encuentra el suelo en el lugar	ASTM D-2216-10
Peso específico	cuchillo, vernier, balanza (.01g)	Obtener el peso con relación del volumen del suelo en campo	ASTM D-4531-86(2008)
Densidad de sólidos	balanza(.01g), matraz aforado, bomba de vacío, embudo de cuello fino, trapo, estufa, olla para calentar el matraz	Obtener la densidad de la parte sólida del suelo	ASTM D-854-10
Granulometría (hidrómetro)	mallita #200, horno, balanza (.01g), recipiente para el horno, hidrómetro, probeta (1L), tapón de caucho y cronometro	Obtener la distribución de tamaño de partículas en un suelo con un tamaño de partículas menor al que pasa por la mallita #200	ASTM D-422-63(2007)
Límites de Consistencia	Copa de Casagrande, ranurador, recipiente para mezclar suelo, horno, recipientes para el horno, barra para contracción lineal, recipiente para contracción volumétrica, espátula de cuchillo,	Obtener el límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, contracción lineal y contracción volumétrica del suelo analizado	ASTM D-4318-10
Consolidación unidimensional	Consolidometro, dispositivo para aplicar carga, piedras porosas, ambiente de temperatura controlada, cuchillo, balanza, horno, deformimetro, recipiente para horno	Este método se refiere al procedimiento para determinar la consolidación de muestras de suelos cuando se confinan lateralmente y se drenan axialmente mientras se someten a incrementos controlados de esfuerzo vertical.	ASTM D-2435-11
SWRC (papel filtro)	papel filtro, recipientes para muestras de vidrio, hielera, balanza, horno, desecador, pinzas, guantes, tijeras, separadores para el papel	Este método de ensayo establece el procedimiento para determinar la succión	ASTM D-5298-10

Ya teniendo los parámetros generales del suelo se procedió a realizar pruebas de para la determinación del comportamiento del suelo. En las cuales se verificó el comportamiento expansivo del material variando los parámetros de succión-esfuerzo efectivo, agregando pequeñas cantidades de agua a la muestra, permitiendo que ésta se homogenizara y carga neta del suelo, llevando la muestra a un estado de carga determinado mediante cálculos. Posteriormente se descargó el espécimen controladamente, permitiendo en cada descarga que la muestra se estabilizara para el cambio de esfuerzo.

Se realizó la prueba de presión de expansión mediante el método C, señalado en la norma (ASTM Standard D4546, 2014) análogamente variando la succión con incrementos controlados en el contenido de agua a la que se encuentren las muestras al momento de determinar su potencial. Esto con el fin de determinar un valor de inicio de una curva que representará el momento en que el suelo empieza a expandirse en un plano esfuerzo efectivo-succión.

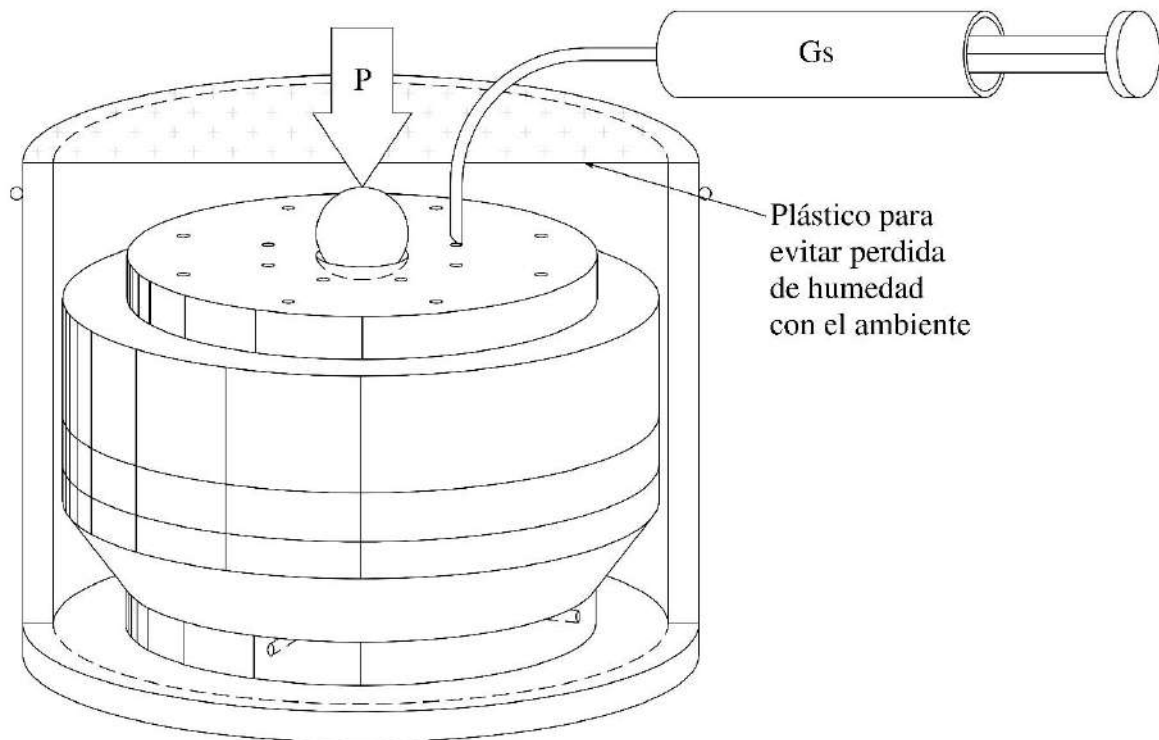


Figura 3.2 Esquema de Prueba de consolidación con ambiente controlado

Llevando la muestra a un valor de succión máxima ($G_s=0$) se cargó y posteriormente esta se humedeció progresivamente determinando un valor de expansión para cada determinado valor de contenido de agua adquirido por la muestra. Mediante este valor de contenido de agua con la curva característica se determinó la succión actuante para determinar el esfuerzo efectivo en la muestra.

A una carga constante mayor que el valor de inicio de la curva de expansión y bajo succión variable se alivió la carga periódicamente para determinar el valor de esfuerzo efectivo-succión con la cual el suelo pasa a la expansión.

3.3. PROPIEDADES ÍNDICE DEL SUELO ESTUDIADO

3.3.1. DENSIDAD DE SÓLIDOS

Con esta prueba se determina la densidad de los sólidos (ASTM Standard D854, 2014) a la profundidad de muestreo. La densidad de los sólidos es necesaria para determinar el volumen de la fracción sólida en la muestra analizada y así obtener parámetros del suelo como: grado de saturación, relación de vacíos del material en estudio, etc.

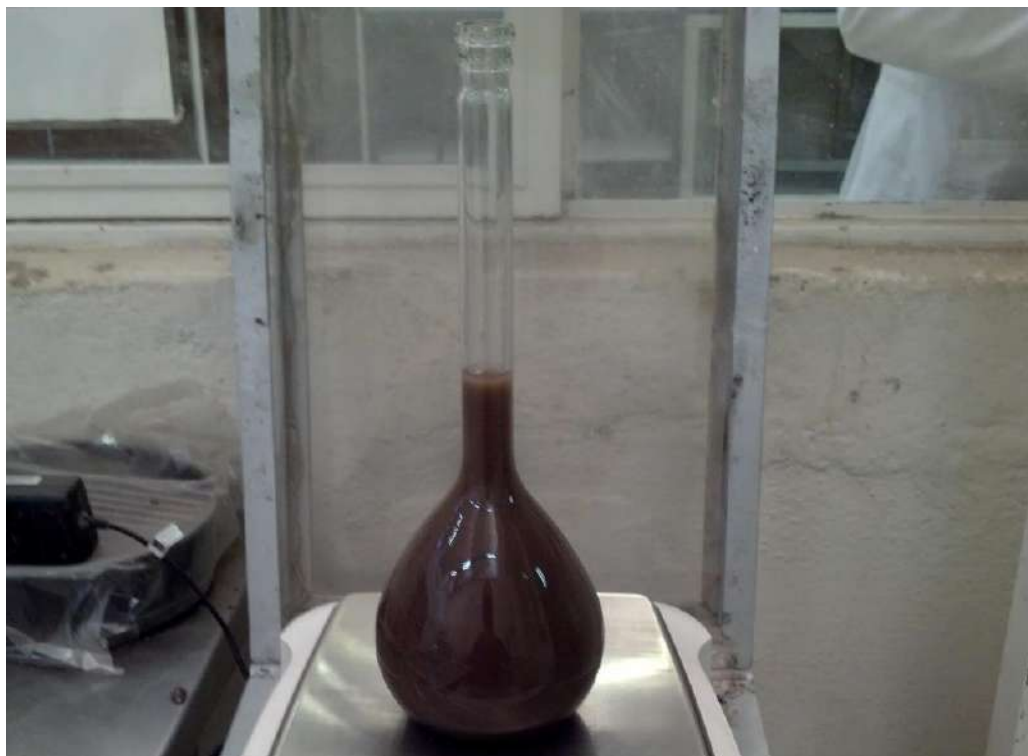


Figura 3.3 Matraz con agua y suelo durante la prueba

3.3.2. GRANULOMETRÍA

En la distribución cuantitativa de la distribución de los tamaños del material fino baso en la ley de Stokes, ley fundamental de que hace uso en el procedimiento del hidrómetro, en donde se proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en el fluido y el tamaño de esas partículas (ASTM Standard D2487, 2006; ASTM Standard D422, 2007).



Figura 3.4 Realización de prueba de granulometría mediante el hidrómetro

3.3.3. LÍMITES DE CONSISTENCIA

La determinación de las fronteras entre estos estados se hace de forma convencional mediante lo que Atterberg llamó límites de consistencia. El límite líquido, es el límite entre los estados semilíquido, y plástico, y el límite plástico es el la frontera entre los estados plástico y semisólido (ASTM Standard D4318, 2010).



Figura 3.5 Realización de prueba de límite líquido mediante la copa de Casagrande y limite plástico.

3.4. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La resistencia de un suelo a esfuerzo cortante está gobernada por dos parámetros que se obtienen de pruebas triaxiales de laboratorio las cuales se realizan a diferentes esfuerzos confinantes para obtener círculos de Mohr en el plano de esfuerzos normales contra esfuerzos cortantes (σ - τ) y poder dibujar así la envolvente de falla, los parámetros que son el ángulo de fricción y la cohesión y se obtienen mediante análisis geométrico o gráficamente obteniendo resultados similares. Se presenta el diagrama de Mohr para los ensayos realizados, así como los valores de ángulo de fricción y cohesión tanto calculados como obtenidos por el método gráfico.

La ley de resistencia general para suelos establecida por Karl Terzaghi es:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (39)$$

Donde τ es el esfuerzo cortante, c es la cohesión, σ es el esfuerzo normal aplicado y φ el ángulo de fricción del suelo.

Por el nivel de esfuerzos al que se piensa llevar la experimentación se realizaron las pruebas a los esfuerzos confinantes de 50, 100 y 200 kPa.



Figura 3.6 Muestra montada para prueba triaxial

De manera gráfica y analítica se obtuvieron la cohesión y el ángulo de fricción, Parámetros utilizado en la modelación del fenómeno de expansión.

3.5. SUCCIÓN

Esta prueba es mediante el método de papel filtro (ASTM Standard D5298, 2010), el cual puede medir la succión total mediante el equilibrio de humedad del papel suspendido con el ambiente generado por la muestra o la succión mátrica mediante el equilibrio entre la muestra y el papel en contacto con ésta.



Figura 3.7 Muestra de suelo y papel filtro para obtener succión mátrica (papel en contacto).

3.5.1. CURVA CARACTERÍSTICA

Para esta tesis se obtuvieron datos experimentales los cuales generaron una curva característica experimental, como adicional se realizaron la comprobación y realización de una curva característica teórica la cual simulará el comportamiento experimental pero esto con la finalidad de obtener más datos de succión a diferentes grados de saturación requeridos, también se obtuvieron las curvas de humedecimiento y de secado secundarias siguiendo las diferentes metodologías que se explican a continuación.



Figura 3.8 Muestras de suelo en frascos herméticos para succión total y muestras selladas para succión mátrica.

- Se labraron 22 muestras inalteradas (20 son el mínimo) de las cuales se determina su peso y el peso del recipiente hermético donde será colocadas cada una de ellas.
- Se tomaron 11 para realizar una curva mediante humedecimientos y 11 para realizar otra curva mediante secado, por lo que 11 son llevadas a la saturación total ($G_s=1$) y 11 secadas completamente ($G_s=0$). Las 11 muestras saturadas y secas serán secadas y humedecidas respectivamente. Las 11 muestras de cada curva (humedecimiento y secado) serán llevadas a grados de saturación diferentes (respetando el hecho de que sean mediante humedecimiento o secado) que cubran todo el rango (grado de saturación de cero a uno).
- A medida que se llega a la humedad deseada en cada muestra, a esta se le realizó la prueba de succión de acuerdo al método del papel filtro.
- Una vez finalizada la prueba del papel filtro se determinó el peso volumétrico (ASTM Standard D4531, 2008) de la muestra para así obtener su grado de saturación (G_s).
- Una vez que se obtuvo la succión y el grado de saturación de todas las muestras para humedecimiento y secado, se grafican éstas en el plano succión (en kPa y el eje logarítmico) contra el grado de saturación.

3.5.2. CURVA CARACTERÍSTICA AJUSTADA

Se realizó una comparativa entre ajustes para la curva característica tomando tres ecuaciones para realizar esta comparativa y seleccionar cuál es la que realiza mejor este ajuste y seleccionar el que mejor ajuste y menor error nos arroje.

- Se realizó una única modificación en el modelo de Van Genuchten en lugar de utilizar el contenido volumétrico de agua, se utilizó el grado de saturación, como se muestro en la sección 2.2.1. Así que a continuación se muestran solamente las ecuaciones que se utilizaran en esta investigación sin explicación de cómo se obtuvieron, ya que esta explicación ya se anexa en la sección comentada anteriormente.

Se desarrolló una ecuación empírica para la curva característica, la cual es una función continua, con tres parámetros de ajuste. La expresión matemática del modelo se expresa de la siguiente forma:

$$G_s = G_{s_r} + \frac{G_{s_s} - G_{s_r}}{[1 + (\alpha\psi)^\eta]^m} \quad (40)$$

Dónde: α , η y m son parámetros de ajuste, ψ es la succión mátrica del suelo en el punto de interés, G_{s_s} es el grado de saturación saturado del suelo y G_{s_r} es el grado de saturación residual del suelo.

El término de succión que aparece en la parte derecha de la ecuación se expresa en unidades de presión (kPa).

El desarrollo matemático de la ecuación de Van Genuchten se basa en la expresión de Mualem para el contenido de agua normalizada (θ) y se utilizara con grado de saturación (G_s):

$$G_s = \frac{G_s - G_{s_r}}{G_{s_s} - G_{s_r}} \quad (41)$$

Se relacionó el contenido de agua normalizada con la succión mátrica por medio de la siguiente expresión:

$$G_s = \frac{1}{[1 + (\alpha\psi)^\eta]^m} \quad (42)$$

Sustituyendo la ecuación de contenido de agua normalizado de la siguiente manera:

$$\frac{G_s - G_{s_r}}{G_{s_s} - G_{s_r}} = \frac{1}{[1 + (\alpha\Psi)^\eta]^m} \quad (43)$$

Obtenemos la expresión matemática del modelo:

$$G_s = G_{s_r} + \frac{G_{s_s} - G_{s_r}}{[1 + (\alpha\Psi)^\eta]^m} \quad (44)$$

El parámetro α está relacionado con el valor de entrada de aire, por su parte, el parámetro η está relacionado con la distribución de tamaño de poro y es un índice de la pendiente de la curva característica (Van Genuchten, 1980).

- En México, el Dr. Eulalio Juárez Badillo ha propuesto el modelo de proporcionalidad natural para modelar varios fenómenos. Algunos fenómenos que se han modelado con tal propuesta son: Asentamientos, Comportamiento esfuerzo-deformación, La permeabilidad en un suelo no saturado y La deformación desarrollada en una prueba de carga cíclica, etc. En este capítulo se deriva la expresión para modelar la curva característica para dos casos: 1) suponiendo que el valor máximo que puede alcanzar la succión en un suelo es de 1 000 000 kPa y 2) considerando que la succión alcanza un valor máximo de infinito.

La derivación inicia con las siguientes consideraciones:

- La succión (Ψ) varía entre 0 y 1 000 000 kPa.
- El grado de saturación varía entre 0 y 1.

Uno de los requisitos que deben cumplir las variables que se relacionan en el modelo de proporcionalidad natural es que deben ser variables propias, es decir, deben de variar entre ∞ y 0. Si esta condición no se cumple entonces se tiene que llevar a cabo un cambio de variables. Para este caso es necesario realizar dicho cambio, por lo que se tiene lo siguiente:

Para la succión el cambio de variable es:

$$y = \frac{1}{\Psi} - \frac{1}{\Psi_{max}} \quad (45)$$

Para el grado de saturación se utiliza la variable z que se escribe como:

$$z = \frac{1}{G_s} - 1 \quad (46)$$

Si en las ecuaciones anteriores se sustituyen los valores máximo y mínimo que toman las variables, entonces, se determina que las variables y y z varían entre 0 e ∞ .

Una vez que se han definido las variables propias, se plantea la siguiente ecuación:

$$\frac{dz}{z} = \gamma \frac{dy}{y} \quad (47)$$

Dónde: γ es el coeficiente de proporcionalidad, por lo tanto Integrando la ecuación anterior entre un punto conocido (z_1, y_1) y otro desconocido (z, y) se obtiene la siguiente ecuación:

$$\int_{z_1}^z \frac{dz}{z} = \gamma \int_{y_1}^y \frac{dy}{y} \quad (48)$$

Resolviendo la ecuación se obtiene:

$$\ln z - \ln z_1 = \gamma(\ln y - \ln y_1) \quad (49)$$

Simplificando la ecuación mediante propiedades de logaritmos naturales se obtiene:

$$\ln \frac{z}{z_1} = \ln \left(\frac{y}{y_1} \right)^\gamma \quad (50)$$

Empleando el concepto de base neperiana en ambos miembros de la ecuación se obtiene que:

$$\frac{z}{z_1} = \left(\frac{y}{y_1} \right)^\gamma \quad (51)$$

Sustituyendo x y y en la ecuación anterior se tiene:

$$\frac{\frac{1}{G_{s_r}} - 1}{\frac{1}{G_{s_{r1}}} - 1} = \left(\frac{\frac{1}{\psi} - \frac{1}{\psi_{max}}}{\frac{1}{\psi_1} - \frac{1}{\psi_{max}}} \right)^\gamma \quad (52)$$

Simplificando términos y definiendo ψ_1 de tal forma que el grado de saturación G_{s1} sea 0.5 entonces se obtiene la ecuación final para predecir la curva característica y la succión para el $G_s=0.5$:

$$G_s = \frac{1}{\left(\frac{\psi^*}{\psi} * \left(\frac{10^6 - \psi}{10^6 - \psi^*} \right) \right)^r + 1} \quad (53)$$

Igualando esta ecuación al contenido de agua normalizada en términos de grado de saturación obtenemos:

$$\frac{G_s - G_{s_r}}{G_{s_s} - G_{s_r}} = \frac{1}{\left(\frac{\psi^*}{\psi} * \left(\frac{10^6 - \psi}{10^6 - \psi^*} \right) \right)^r + 1} \quad (54)$$

Para finalmente al despejar:

$$G_s = G_{s_r} + \frac{G_{s_s} - G_{s_r}}{\left(\frac{\psi^*}{\psi} * \left(\frac{10^6 - \psi}{10^6 - \psi^*} \right) \right)^r + 1} \quad (55)$$

3.6. PRUEBAS ODOMÉTRICAS DEL SUELO ESTUDIADO

Se realizaron una serie de ensayos en el odómetro sobre suelos no saturados sujetos a diversas cargas y diversas succiones en trayectoria de secado y humedecimiento. Esto con el objetivo de determinar la influencia que tiene la succión en el fenómeno de expansión y cambio volumétrico de los suelos. Todas estas pruebas se llevaron a cabo en la cámara de temperatura constante ya que se requiere que la humedad deseada no se altere por factores ambientales externos.

Primero, como se trabajó con suelo expansivo, se labró un cubo de suelo de dimensiones sobrantes en comparación a las del anillo de consolidación. Posteriormente el cubo es colocado dentro de un recipiente cubierto con un trapo húmedo

para que el secado de la muestra de suelo labrada se seque lentamente y evitar la formación de grietas.

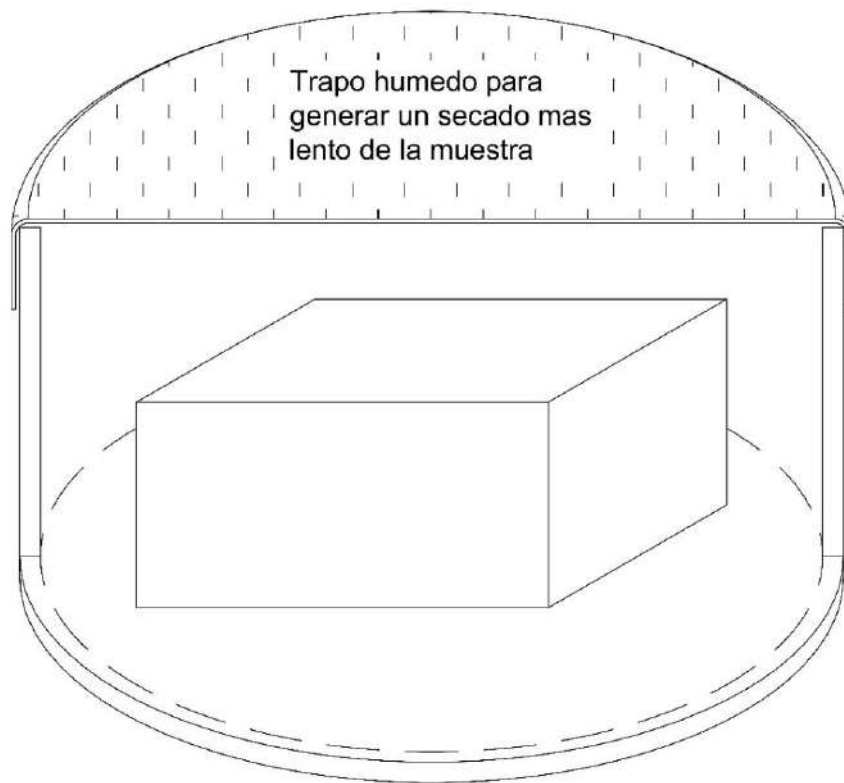


Figura 3.9 Esquema de secado de muestra

Una vez que la muestra se encontró completamente seca, se labró en el anillo de consolidación y al momento de ejecutar la prueba seguir la trayectoria de humedecimiento y obtener el comportamiento del suelo en esta trayectoria.

Una vez montada la muestra completamente seca ($G_s=0$) en el anillo de consolidación, ésta se colocó en una charola de consolidación y fue cubierta con plástico para que la muestra no sufriera ningún cambio en su contenido de agua por contacto con el ambiente.



Figura 3.10 Muestra de suelo montada y cubierta para evitar contacto con el ambiente

Posteriormente, el anillo con la muestra de suelo se montó en el marco de carga y se le aplicó una carga inicial para realizar los incrementos en el contenido de agua (ver figura 3.2), esto con el fin de observar el comportamiento del suelo sometido a una reducción en su valor de succión. Al finalizar el incremento en el contenido de agua, se dejaba deformar la muestra hasta que el comportamiento en la curva de consolidación ($\log(\text{tiempo})$ vs e) presentaba un cambio significativo en su pendiente (como se ve en la figura 3.11 y como lo marca la norma de consolidación para un paso de consolidación primaria a consolidación secundaria). Una vez que ocurría el cambio de pendiente se realizaba el próximo incremento del contenido de agua.

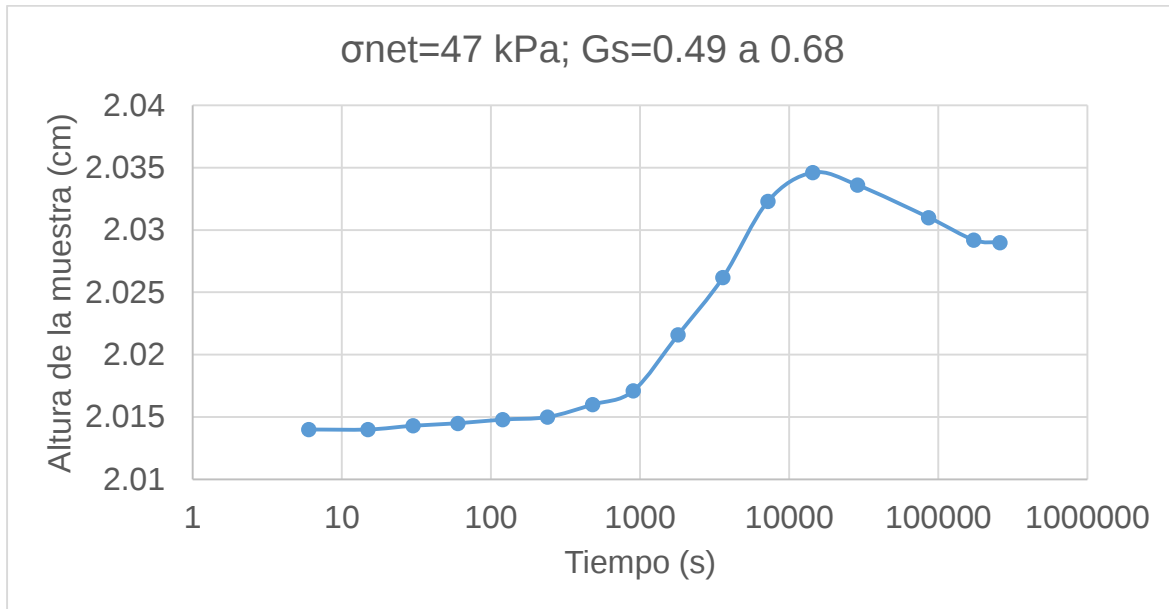


Figura 3.11 Expansión por reducción de succión.

La muestra se saturó gradualmente hasta llegar a un grado de saturación aproximado al valor de entrada de aire (ya que para este valor la muestra se supone saturada) y posteriormente se inundaba ($G_s=1$), para luego ser descargada y concluir la prueba.

4. ECUACIONES PROPUESTAS PARA COMPORTAMIENTO ELASTO-PLÁSTICO

4.1. INTRODUCCIÓN

Para la ecuación realizada en ésta tesis se tomó en cuenta el modelo de proporcionalidad natural propuesta por Juárez Badillo en 1965, pero con ciertas variaciones aplicadas para el comportamiento de un suelo no saturado, así como términos y variables diferentes.

La presión ejercida σ puede variar de cero a infinito. Por su parte, el volumen de la masa del gas varía de tal manera que a cada presión le corresponde un cierto volumen (Juárez-Badillo and Rico-Rodríguez, 1999).

4.2. MODELO DE PROPORCIONALIDAD NATURAL

Para analizar el comportamiento del cambio de volumen en la investigación realizada por Juárez Badillo en la arcilla se realizaron pruebas triaxiales drenadas

bajo esfuerzos isotr3picos (de igual magnitud en las 3 direcciones) o pruebas de compresi3n unidimensional (consolidaciones).

Sea el diferencial de volumen entre volumen igual al coeficiente de proporcionalidad por el diferencial de presi3n sobre presi3n:

$$\frac{dv}{v} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (56)$$

Integrando la ecuaci3n entre un punto conocido (v_0, σ_0) y otro desconocido (v, σ) se obtiene:

$$\int_{v_0}^v \frac{dv}{v} = \int_{\sigma_0}^{\sigma} -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (57)$$

Evalutando la integral resulta:

$$\ln v - \ln v_0 = -\gamma (\ln \sigma - \ln \sigma_0) \quad (58)$$

Simplificando la ecuaci3n mediante propiedades de los logaritmos naturales se consigue:

$$\ln \left(\frac{v}{v_0} \right) = \ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} \quad (59)$$

Empleando el concepto de base neperiana en ambos lados de la ecuaci3n nos queda:

$$e^{\ln \left(\frac{v}{v_0} \right)} = e^{\ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma}} \quad (60)$$

$$\frac{v}{v_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} \quad (61)$$

Despejando v obtenemos la expresi3n:

$$v = v_0 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} \quad (62)$$

Donde v_0, σ_0 es un estado conocido que nos ayuda a conocer el nuevo volumen v a partir de la aplicaci3n de un nuevo valor de la presi3n σ .

4.3. ECUACIÓN PROPUESTA

Para analizar el comportamiento del suelo no saturado en ésta tesis se tomaron diferentes consideraciones:

- El modelo de proporcionalidad natural se utilizó no en términos de volumen específico, si no en términos de la relación de vacíos, ya que la relación de vacíos está en función del volumen de vacíos y el volumen de sólidos no cambiarán ya que ese espacio no puede desaparecer o variar, ya que siempre será el mismo. Es decir, se considera la fracción sólida del material como incompresible.
- Para tomar en cuenta el comportamiento elástico y plástico del material no saturado, se tomaron en cuenta los factores κ y λ los cuales serán tomados de la curva de compresibilidad (escala logarítmica) del material saturado en su tramo virgen y de descarga respectivamente. El método para obtenerlas es gráfico, ya que más adelante se especifica en que tramo de su curva de compresibilidad se toma como elástico o plástico, ya que cuando el material se somete a un esfuerzo uniaxial, se produce una deformación de éste tipo. Si el material vuelve a sus dimensiones originales cuando la fuerza cesa se dice que el material ha sufrido una deformación elástica. El número de deformaciones elásticas en un material es limitado ya que aquí los átomos del material son desplazados de su posición original, pero no hasta el extremo de que tomen nuevas posiciones fijas. Así cuando la fuerza cesa, los átomos vuelven a sus posiciones originales y el material adquiere su forma original.
Si el material es deformado hasta el punto que los átomos no pueden recuperar sus posiciones originales, se dice que ha experimentado una deformación plástica.

Para obtener los valores de λ y κ respectivamente de cada tramo correspondiente a su comportamiento elástico y plástico se utiliza la curva saturada de compresibilidad, así como también sobre la misma se utilizaron las ecuaciones de

deformación volumétrica propuestas para simular la misma curva con sus respectivas propiedades, esto con las siguientes ecuaciones.

$$\kappa = \frac{\log\left(\frac{e_3}{e_1}\right)}{\log\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)} \quad (63)$$

$$\lambda = \frac{\log\left(\frac{e_3}{e_1}\right)}{\log\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)} \quad (64)$$

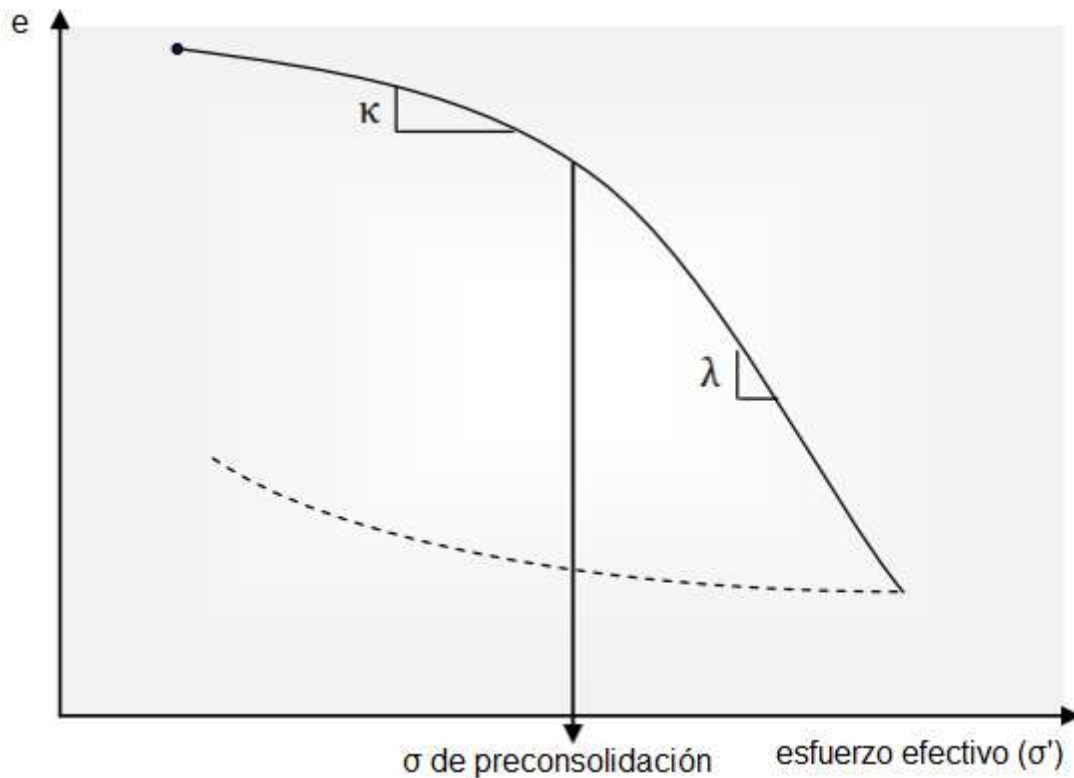


Figura 4.1 Curva de compresibilidad saturada donde se obtienen los coeficientes κ y λ

Se tomó en cuenta la relación de vacíos inicial, así como sus respectivas cargas y nuevas relaciones de vacíos generadas por incrementos de esfuerzo.

Los esfuerzos que se utilizaron en la ecuación fueron esfuerzos efectivos los cuales se obtuvieron por medio de la ecuación de Bishop, la cual se explicó en el capítulo 2.

El cambio de volumen en cualquier material no saturado se puede estudiar con pruebas triaxiales drenadas bajo esfuerzos isotrópicos (de igual magnitud en las 3 direcciones) o pruebas de compresión (consolidaciones) (Alanís-Araiza, 2012).

En el caso de ésta tesis se realizaron pruebas de compresión unidimensional (consolidaciones), llamándola prueba odométrica por ser con una muestra no saturada y variando el grado de saturación.

De acuerdo a lo anterior la ecuación para el caso de descarga-recarga se escribe:

$$\frac{de}{e} = -\kappa \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (65)$$

Integrando la ecuación entre un punto conocido (e_0, σ_0) y otro desconocido (e, σ) se obtiene:

$$\int_{e_0}^e \frac{de}{e} = \int_{\sigma_0}^{\sigma} -\kappa \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (66)$$

Evalutando la integral resulta:

$$\ln e - \ln e_0 = -\kappa(\ln \sigma - \ln \sigma_0) \quad (67)$$

Simplificando la ecuación mediante propiedades de los logaritmos naturales se consigue:

$$\ln \left(\frac{e}{e_0} \right) = \ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\kappa} \quad (68)$$

Empleando el concepto de base neperiana en ambos lados de la ecuación nos queda:

$$e^{\ln \left(\frac{e}{e_0} \right)} = e^{\ln \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\kappa}} \quad (69)$$

$$\frac{e}{e_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\kappa} \quad (70)$$

Despejando e nos obtenemos la expresión:

$$e = e_0 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\kappa} \quad (71)$$

Donde e_0 , σ_0 son un estado conocido que nos ayuda a conocer el nuevo volumen e a partir de la aplicación de un nuevo valor de la presión σ .

Para obtener la ecuación de deformación unitaria en el suelo no saturado, en la etapa elastoplástica se utiliza el parámetro λ , y la ecuación para dicho comportamiento es con el mismo procedimiento para el caso anterior solo que con el parámetro λ en lugar de κ ya que es dependiendo de la etapa (elástica o elastoplástica) de su comportamiento.

Entonces para la parte elastoplástica queda:

$$e = e_0 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\lambda} \quad (72)$$

Después de obtener las ecuaciones para las deformaciones plásticas y elásticas, se calculan sus deformaciones utilizando y obteniendo el esfuerzo medio utilizado para poder calcular el esfuerzo efectivo real aplicado a la muestra.

Así que podemos calcular el esfuerzo medio, utilizando esfuerzo vertical, el esfuerzo horizontal aplicado en la muestra y siguiendo la siguiente teoría, por medio de una prueba triaxial se obtuvo el ángulo de fricción del material en estudio el cual es de 23.75° .

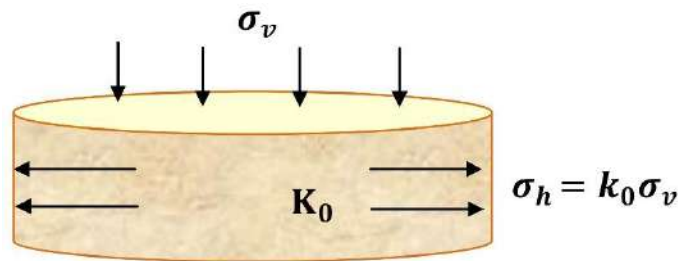


Figura 4.2 Esfuerzos que actúan sobre el suelo (Alanís-Araiza, 2012)

Como observamos los esfuerzos que actúan sobre la muestra en la figura, podemos calcular nuestro K_0 de la siguiente manera:

$$k_0 = 1 - \sin \phi \quad (73)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material y K_0 el “coeficiente de presión de la tierra en reposo” (Jaky, 1944).

Después que obtenemos K_0 podemos calcular nuestro esfuerzo horizontal el cual se calcula con la siguiente ecuación, la cual nos dice:

$$\sigma_h = k_0 * \sigma_v \quad (74)$$

Donde σ_v es el esfuerzo vertical aplicado directamente sobre la muestra en el laboratorio.

Ya que obtenemos el σ_v y σ_h podemos calcular el esfuerzo medio neto promediando el esfuerzo que se ejerce en la muestra en los 3 sentidos, el cual convertiremos en efectivo con la ecuación de Bishop, tomando en cuenta el χ como el G_s .

$$\sigma_{net} = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} \quad (75)$$

4.4. MARCO ELASTOPLÁSTICO

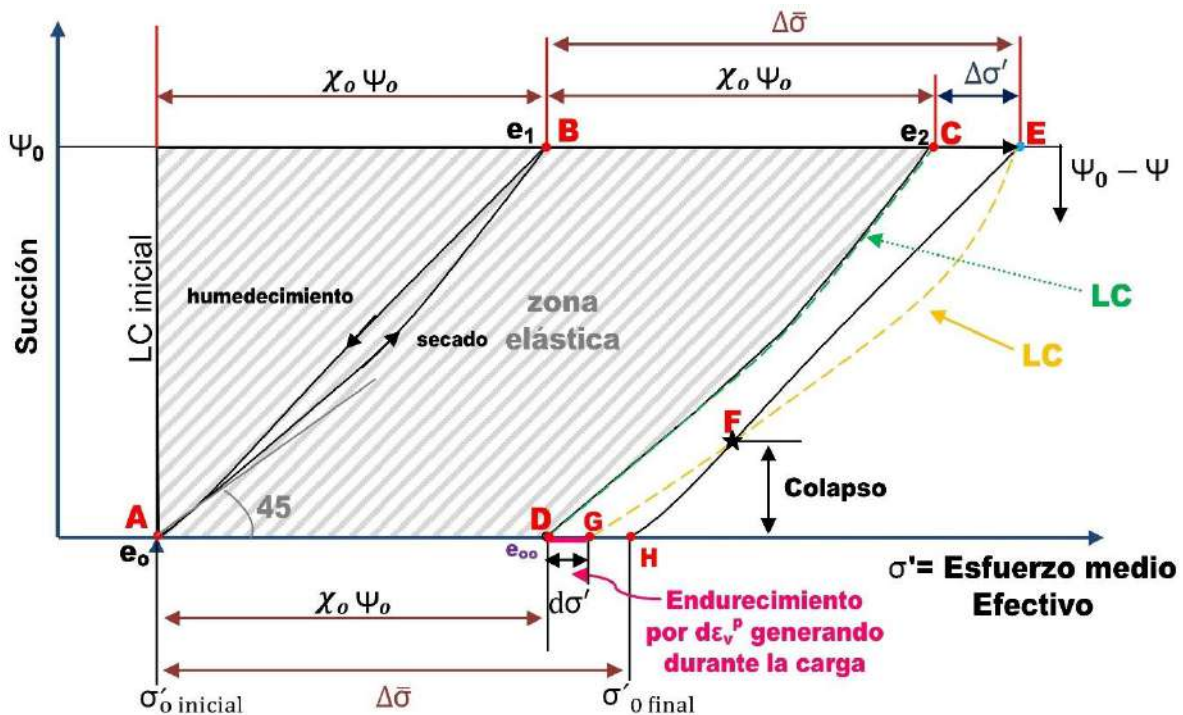


Figura 4.3 Modelo de comportamiento volumétrico utilizando esfuerzos efectivos
(Alanís-Araiza, 2012)

Con el fin de elaborar y exponer el modelo elastoplástico propuesto en ésta tesis se va a hacer uso en éste apartado de los diferentes comportamientos y conclusiones que sobre suelos no saturados han sido descritos en capítulos anteriores.

El planteamiento realizado, se expresó de acuerdo con el comportamiento que deben de tener los obtenidos, en términos de $(\sigma' - \Psi)$.

Los esfuerzos efectivos en este modelo fueron calculados con la ecuación de Bishop la cual se indicó en el capítulo 2, ésta nos indica que:

$$\sigma' = \sigma_{net} + \chi\Psi \quad (76)$$

Donde:

σ' = esfuerzo efectivo

σ_{net} =esfuerzo neto

χ = parámetro que se toma igual al grado de saturación (ecuación de Bishop)

Ψ = succión

El modelo que se explica a continuación es para determinar el comportamiento volumétrico de los suelos no saturados bajo el principio de esfuerzos efectivos, tomando la ecuación de Bishop para calcularlos.

Este modelo considera que el suelo sujeto a cierta succión y cargado por incremento de esfuerzo efectivo o medio neto muestra un comportamiento volumétrico como se muestra en la Figura 4.3 y genera la zona elástica que se muestra en la figura siguiente, donde λ representa la pendiente de la carga virgen del suelo saturado y κ es la pendiente de carga descarga, tanto para el suelo saturado, como para él no saturado, esto en los ejes de logaritmo de esfuerzo efectivo contra la relación de vacíos.

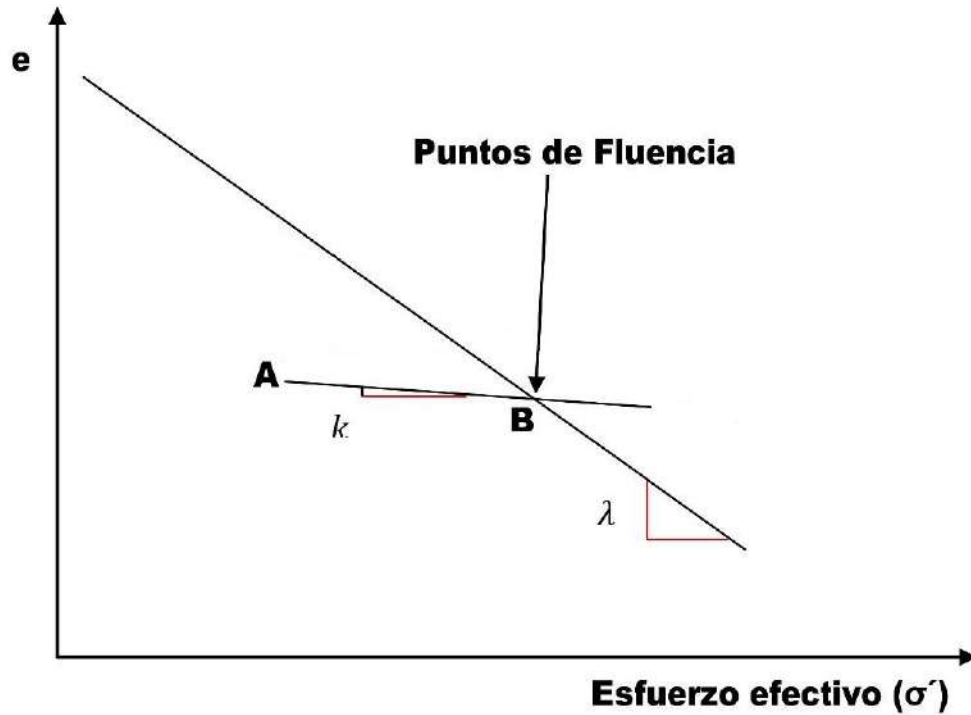


Figura 4.4 Comportamiento en el plano esfuerzos efectivos contra relación de vacíos.

En este modelo llamaremos LC a la superficie de fluencia carga-colapso (loading-collapse), con la cual seguiremos la continuidad del comportamiento bajo carga (representa el cambio de comportamiento elástico a comportamiento elastoplástico) en humedecimiento y secado.

Observamos que la superficie de fluencia del tramo AB (ver Figura 4.3) tiende en su comienzo a 45°, esto se debe a que suponemos en ésta que χ es igual al grado de saturación (como se ve en la siguiente figura), por lo tanto al tomar el valor de G_s , lo hacemos de la curva característica del suelo, la cual posee un valor de entrada de aire, de ahí resulta el pequeño tramo recto de la curva AB de la Figura 4.3. Si observamos, después va adquiriendo una curvatura que resulta del tramo en que se encuentre la superficie ya sea en secado o humedecimiento.

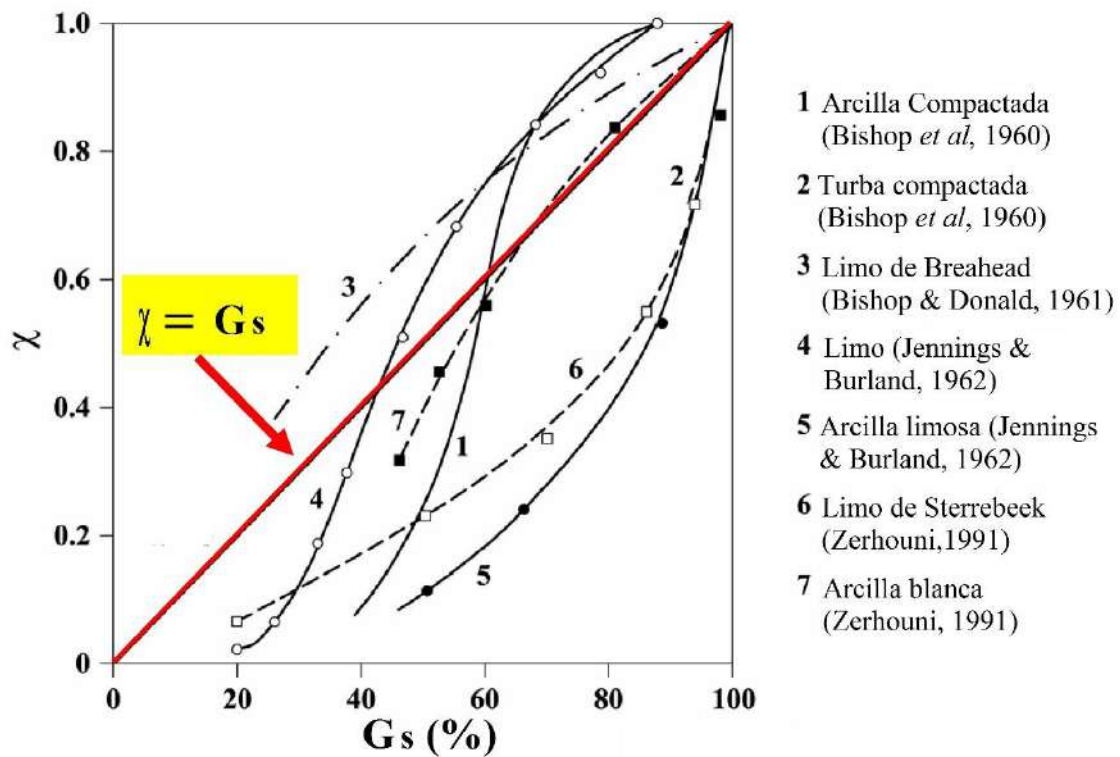


Figura 4.5 Plano grado de saturación contra parámetro χ para distintos materiales (Zerhouni, 1991)

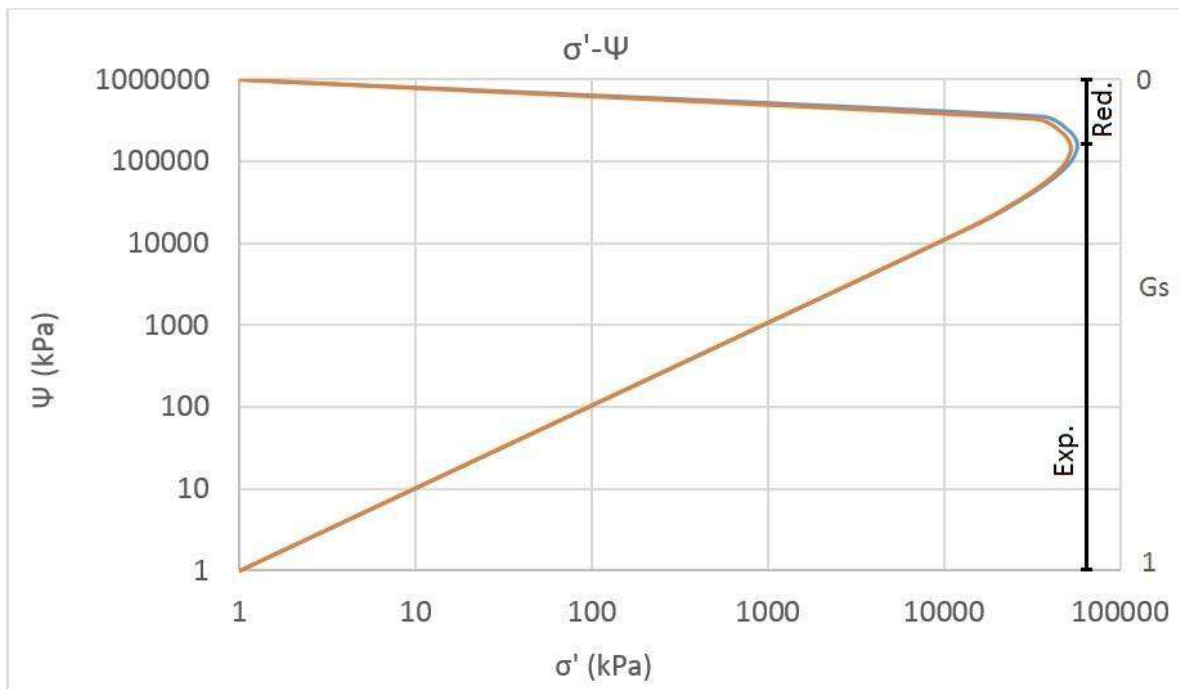


Figura 4.6 Gráfica de esfuerzo efectivo contra succión

Observamos una LC inicial, la cual comienza en el σ'_0 y observaremos su comportamiento en la figura 4.3 donde se muestra el tramo en secado (se representa de *A* hasta *B*). El suelo sujeto a una cierta succión inicial y cargando por incremento de esfuerzo efectivo a una succión ψ_0 , por lo tanto teniendo una relación de vacíos e_0 en el punto *A* la cual comienza agregando un esfuerzo efectivo hasta *B* por incremento de succión, se tiene una nueva relación de vacíos e_1 .

En la superficie de fluencia el tramo *B-C* del suelo después de secado se le agrega una carga mecánica. Esta ocasiona un desfase en la superficie de fluencia la cual continua teniendo el mismo comportamiento ya que no cambia su succión, así generando desde la superficie LC inicial hasta la superficie *EG*, pero al reducir la succión por humedecimiento, antes de esto nosotros tenemos una zona elástica para el material la cual llega hasta la superficie *CD*, nosotros la conocemos ya que sabemos hasta cuándo estará en su zona elástica, por lo tanto sabemos que al pasar de esta superficie se generara un endurecimiento.

Cabe mencionar que el esfuerzo de pre consolidación es mayor en el tramo de secado que en saturado, así que la muestra o el suelo se rigidiza más, al cargarlo, así que con esto observamos que el suelo se vuelve a secar después del tramo *DC* y al cargarlo se observa el comportamiento *EG* el cual cambia de comportamiento ya que en este punto el suelo sufre un endurecimiento por la carga aplicada esto ocasiona una deformación volumétrica plástica (d_v^p) la cual nos indica una deformación no recuperable.

Podemos identificar el colapso en la intersección de las superficies de fluencia

EG y *GH*, generando el punto *F* el cual nos indica el colapso del suelo por carga después de humedecido el suelo.

Sin dejar de lado que sabemos que en cada punto del trayecto se tendrán diferentes relaciones de vacíos para cada incremento de carga o tramo de secado o humedecimiento, vemos que para el punto *A* existe una relación de vacíos e ,

para el punto *B* una relación de vacíos e_1 , para el punto *C* una relación de vacíos e_2 y para *D* una relación de vacíos e_{00} .

Para obtener el endurecimiento será en función de los esfuerzos efectivos y sus respectivas relaciones de vacíos como se muestra a continuación.

Sabemos que la deformación volumétrica plástica es:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{de^p}{1+e} \quad (77)$$

Despejando obtenemos:

$$de^p = (\lambda - \kappa) * e_2 * \frac{d\sigma'}{\sigma'} = (\lambda - \kappa) * e_2 * \frac{\Delta\sigma' - \chi_0 * \Psi_0}{\sigma_0' + 2 * \chi_0 * \Psi_0} \quad (78)$$

$$de^p = (\lambda - \kappa) * e_{00} * \frac{d\sigma'}{\sigma_0' + \chi_0 * \Psi_0} \quad (79)$$

Igualando las dos ecuaciones anteriores:

$$(\lambda - \kappa) * e_2 * \frac{\Delta\sigma' - \chi_0 * \Psi_0}{\sigma_0' + 2 * \chi_0 * \Psi_0} = (\lambda - \kappa) * e_{00} * \frac{d\sigma'}{\sigma_0' + \chi_0 * \Psi_0} \quad (80)$$

$$d\sigma' = \left[\frac{(\lambda - \kappa) * e_2 * \frac{\Delta\sigma' - \chi_0 * \Psi_0}{\sigma_0' + 2 * \chi_0 * \Psi_0}}{(\lambda - \kappa) * e_{00}} \right] * (\sigma_0' + \chi_0 * \Psi_0) \quad (81)$$

$$d\sigma' = \left[\frac{e_2 * (\Delta\sigma' - \chi_0 * \Psi_0)}{e_{00} * (\sigma_0' + 2 * \chi_0 * \Psi_0)} \right] * (\sigma_0' + \chi_0 * \Psi_0) \quad (82)$$

Obteniendo con la ecuación anterior para el endurecimiento *DG* en la Figura 4.3.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Este capítulo contiene los resultados experimentales de las diversas técnicas empleadas. La primera parte corresponde a la caracterización del suelo, objeto de este estudio, desde el punto de vista de la geotecnia, después se muestran las curvas características obtenidas y se indica la utilizada para obtener los valores de λ y κ , así como también las curvas de compresibilidad seleccionadas con

diferentes grados de saturación y una breve explicación de los valores obtenidos de los parámetros λ y κ .

5.1. CARACTERIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL SUELO EMPLEADO.

En el momento de la selección e inicio de la excavación para la obtención de muestras se inicia con la caracterización, ya que se realizó una excavación hasta una profundidad de 2.1 metros observando el material y buscando el punto donde el material se encontrara lo más homogéneo posible para la experimentación con la muestra obtenida (buscando características en campo para la obtención de arcilla expansiva, como: color oscuro, no apreciación de las partículas del material, consistencia plástica y aroma a humedad y materia orgánica). Donde las muestras se tomaron de una profundidad de 1.5 metros.

Con estas muestras se realizaron pruebas de laboratorio para determinar sus propiedades geotécnicas e índice, las cuales son reportadas en la Tabla:

Tabla 5.1 Propiedades Geotécnicas del suelo de Jurica

PROPIEDADES	MAGNITUD	
LIMITE LIQUIDO (LL)	80.6	%
LIMITE PLÁSTICO (LP)	29.15	%
ÍNDICE PLÁSTICO (IP)	51.45	%
LÍMITE DE CONTRACCIÓN (LC)	15.85	%
EXPANSIÓN VOLUMÉTRICA (CV)	36.50	%
DENSIDAD DE SOLIDOS (Ss)	2.62	
CONTENIDO DE GRAVAS	0	%
CONTENIDO DE ARENAS	1.38	%
CONTENIDO DE FINOS	98.62	%
HUMEDAD EN CAMPO	40.25	%
PESO VOLUMÉTRICO EN CAMPO (γ_{nat})	15458	N/m ³

Las propiedades índice (LL , LP , IP , LC y humedad in situ reportadas en la Tabla anterior, nos permiten a los ingenieros darse una idea muy buena del tipo de suelo con el que se trabaja.

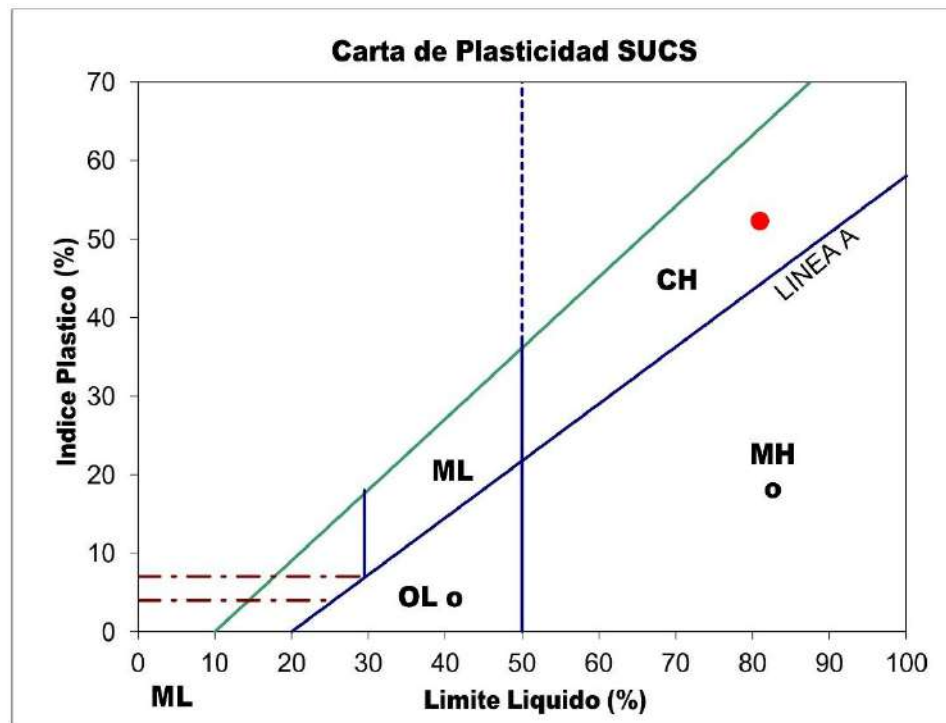


Figura 5.1 Carta de plasticidad SUCS con la clasificación del suelo en estudio

De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el suelo estudiado se trata de una arcilla de alta compresibilidad (CH), debido a que su LL es mayor que 50% y su IP está sobre la “línea A”, esto significa que en condiciones extremas de humedad, puede retener enormes cantidades de agua por lo que se deduce que es un suelo que puede llegar a tener una gran porosidad, es decir grandes cambios de volumen ante humedecimiento, como podemos ver en la expansión volumétrica del material.

5.2. TRIAXIALES

Se realizaron tres pruebas consolidadas-drenadas (CD) para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del material (cohesión y ángulo de fricción) como lo dice la norma para esta prueba (ASTM Standard D7181, 2011).

A continuación se muestra el plano esfuerzo efectivo contra esfuerzo cortante, donde se representan 3 probetas ensayadas a diferentes esfuerzos confinantes para poder obtener la superficie de fluencia del material y con esta el ángulo de fricción interna y la cohesión del material.

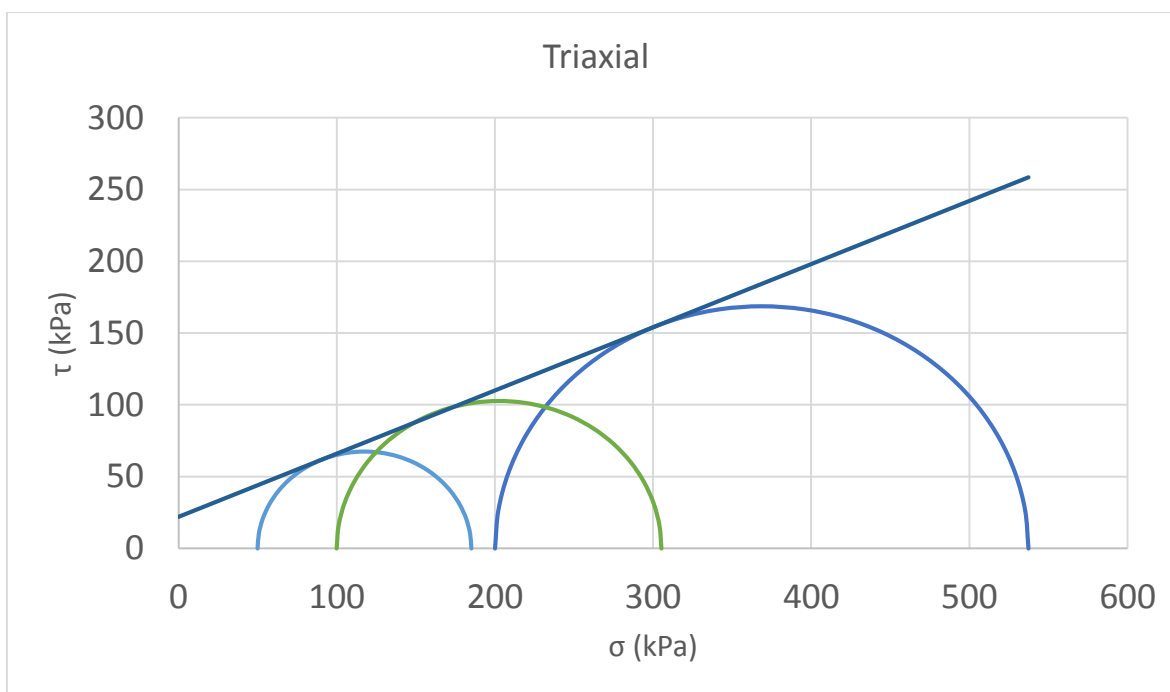


Figura 5.2 Prueba de resistencia al esfuerzo cortante mediante ensayos triaxiales

El resultado de las pruebas fue un ángulo de fricción (ϕ) de 23.75° y una cohesión interna de 22.07 kPa.

5.3. SUCCIÓN

La curva característica obtenida por medio de la prueba de papel filtro para medir la succión del suelo se realizó con el papel filtro Wathman No. 42 con el tamaño de 5.5 cm de diámetro indicado en la norma (ASTM Standard D5298, 2010).

En este apartado se muestran las diferentes curvas de retención obtenidas para esta tesis, podemos observar a continuación, la curva característica experimental obtenida en términos de succión contra grado de saturación en el suelo (G_s), y en esta misma se observa la curva simulada por las ecuaciones de Van Genuchten y el método de proporcionalidad natural, y se seleccionara el que mejor se ajuste.

En este caso la que se usara para tomar el parámetro χ será la de grado de saturación contra logaritmo de succión.

La siguiente figura es la que se utilizara para el parámetro χ a la hora de calcular los esfuerzos efectivos con la ecuación de Bishop para complementar el comportamiento de la deformación volumétrica del suelo no saturado en estudio.

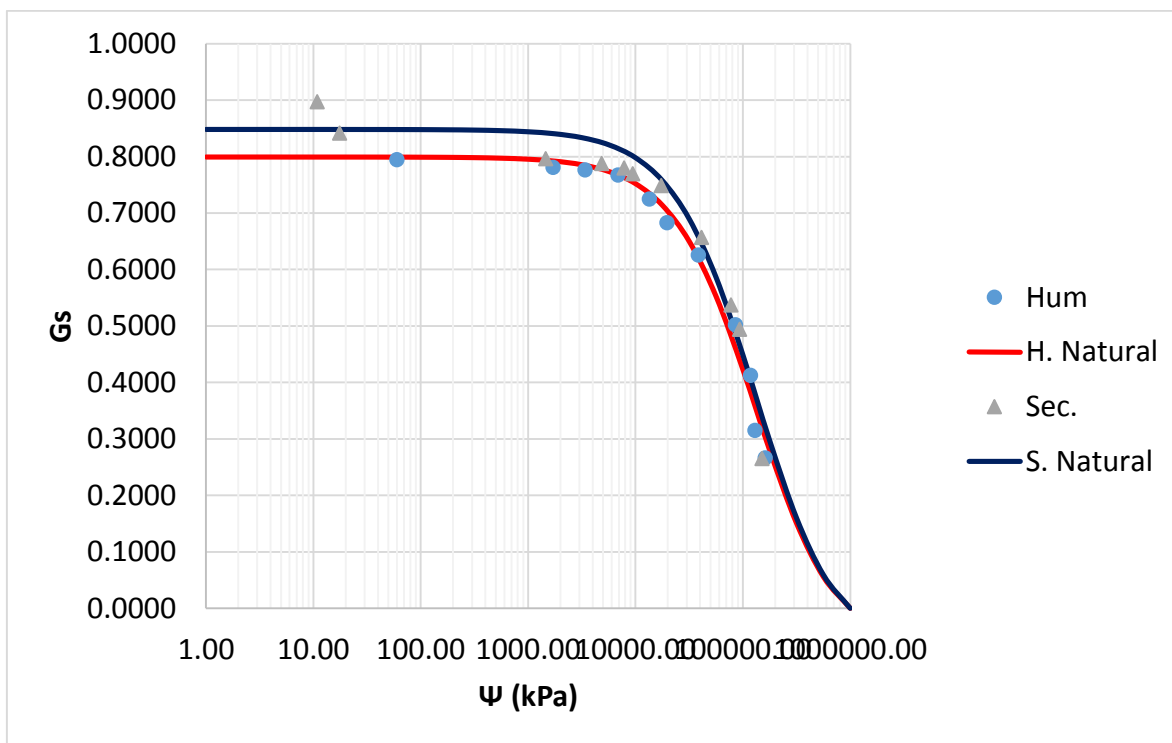


Figura 5.3 Curvas características para humedecimiento y secado ajustadas por el método de proporcionalidad natural

5.4. PRUEBAS ODOMÉTRICAS EN EL SUELO ESTUDIADO

5.4.1. CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO ESTUDIADO

En esta sección se muestra el análisis del suelo inalterado como lo marca la norma (ASTM Standard D4546, 2014), esta prueba se realizó para determinar el valor de λ y κ para el Modelo de Esfuerzos Efectivos y para el Modelo Básico de Barcelona (BBM).

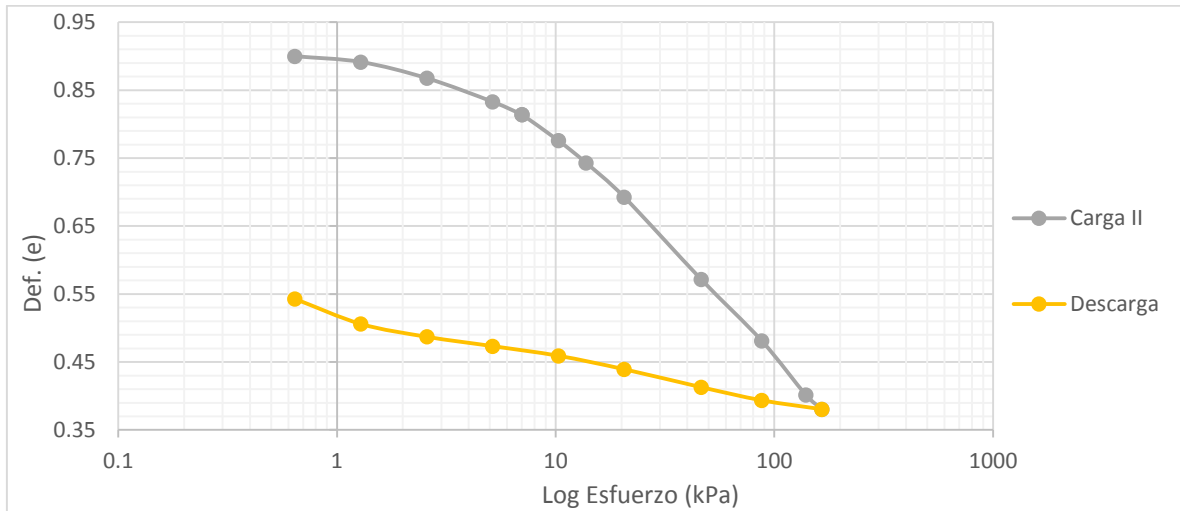


Figura 5.4 Curva semi-logarítmica de compresibilidad del suelo de Jurica.

En donde se toma una prueba saturada (ya que es más sencillo determinar los esfuerzos efectivos en una muestra saturada) para determinar los parámetros de comportamiento volumétrico λ y κ para el método de proporcionalidad natural (para el modelo planteado en esta tesis) y mediante una recta tangente a cada tramo (elástico y plástico para el BBM).

Tabla 5.2 Variables λ y κ con error

Método	K	λ	$\Sigma e-e_{calc.} $
P. Natural	-0.04768	-0.30211	0.35866
Tangente	-0.06708	-0.32705	0.15944

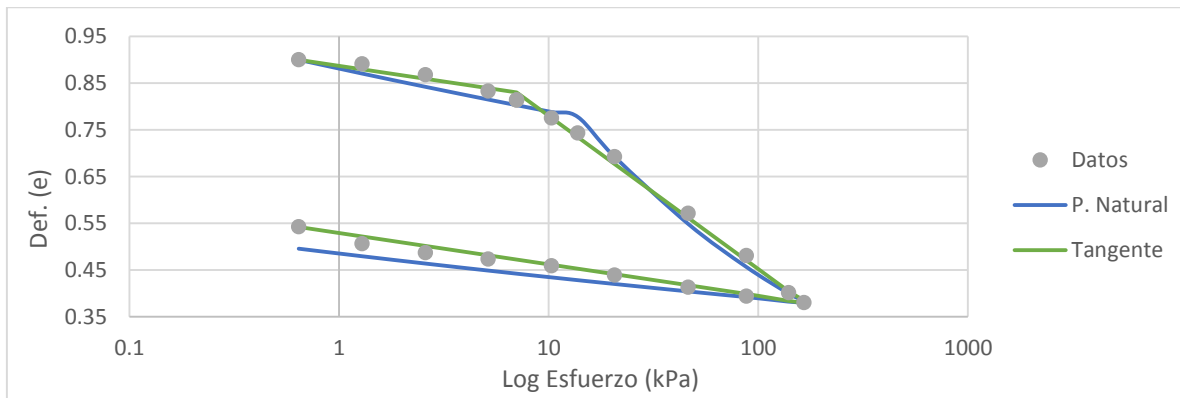


Figura 5.5 Curva de compresibilidad teórica-experimental

En la tabla anterior se muestran los parámetros que fueron utilizados para simular o realizar la curva de compresibilidad teórica de este suelo mediante las ecuaciones propuestas en esta tesis para la deformación volumétrica.

5.5. COMPARACIONES TEÓRICO-EXPERIMENTALES

Una vez que se obtienen los parámetros λ y κ para el comportamiento volumétrico del material (tabla 5.2), se realizaron 5 pruebas de expansión (reduciendo la succión), partiendo desde un grado de saturación de 0 (en las gráficas el punto inferior del lado izquierdo) a la saturación del suelo de acuerdo a la curva característica (para el caso de humedecimiento $G_s=0.8$).

Estas pruebas se realizaron de acuerdo a lo descrito en el apartado 3.6 para cargas netas promedio de 0.8, 12.04, 19.96, 46.88 y 87.05 kPa. Donde se utilizaron los parámetros obtenidos de la prueba de compresibilidad saturada para el comportamiento de las pruebas como se muestra a continuación. Donde los puntos son los datos experimentales, la línea de color naranja representa el modelo en términos de esfuerzos efectivos y para el cambio volumétrico el modelo de proporcionalidad natural, mientras que la línea azul nos da el comportamiento mediante el BBM.

En los primeros incrementos de humedad el suelo reduce ligeramente su volumen, para posteriormente incrementarlo, esta reducción de volumen genera una pérdida de contacto con las paredes del odómetro (generando una deformación volumétrica medida de solo 1/3 de la que ocurre realmente) que posteriormente al expandirse se recupera el contacto del material con las paredes del odómetro, esta reducción de volumen se debe al incremento de esfuerzos efectivos que se genera en los primeros humedecimientos como se aprecia en la figura 4.6, ya que al incrementarse el grado de saturación partiendo de cero, el factor χ se incrementa de igual forma haciendo que los esfuerzos por succión se hagan presentes en los esfuerzos efectivos actuantes en el material.

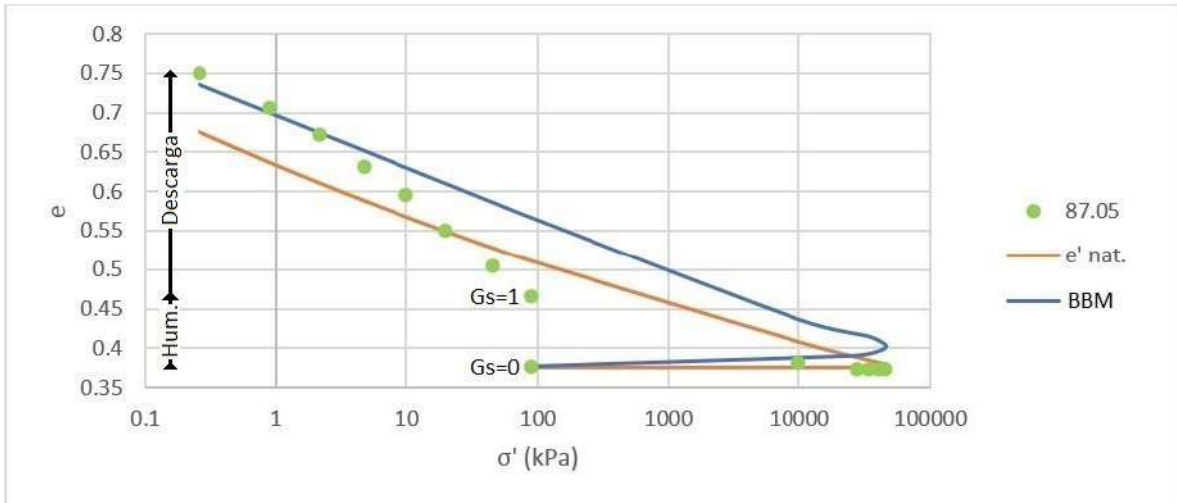


Figura 5.6 Ensaye de expansión comparado con el modelo de esfuerzos efectivos y proporcionalidad natural y modelo Barcelona partiendo de carga neta de 87.05 kPa.

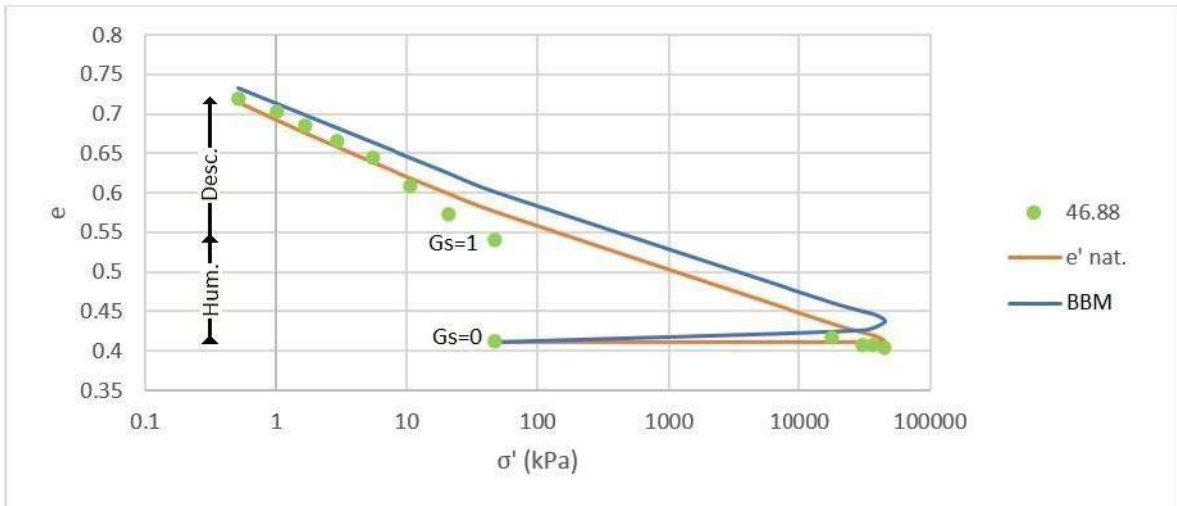


Figura 5.7 Ensaye de expansión comparado con el modelo de esfuerzos efectivos y proporcionalidad natural y modelo Barcelona partiendo de carga neta de 46.88 kPa

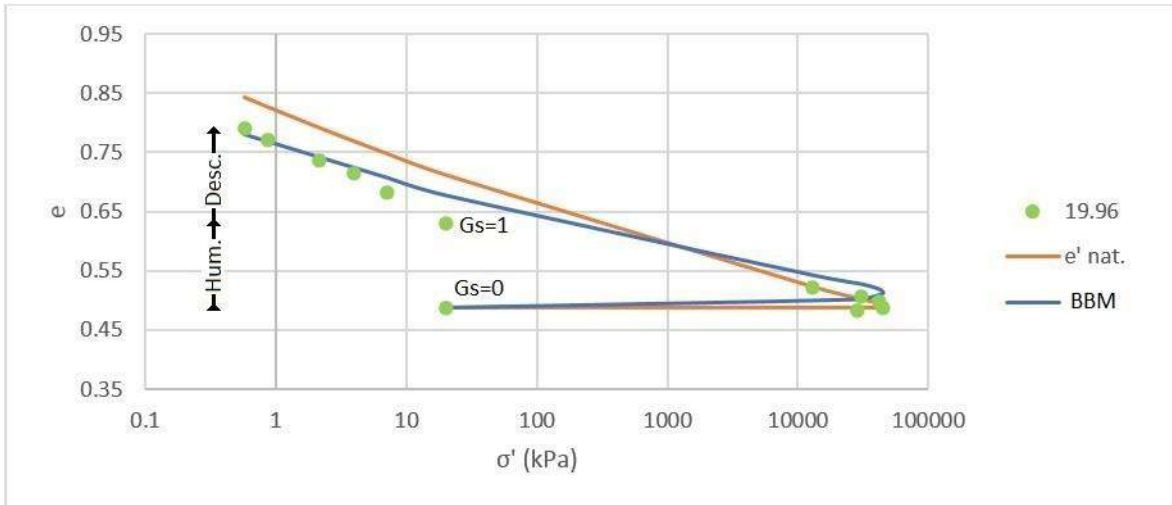


Figura 5.8 Ensaye de expansión comparado con el modelo de esfuerzos efectivos y proporcionalidad natural y modelo Barcelona partiendo de carga neta de 19.96 kPa

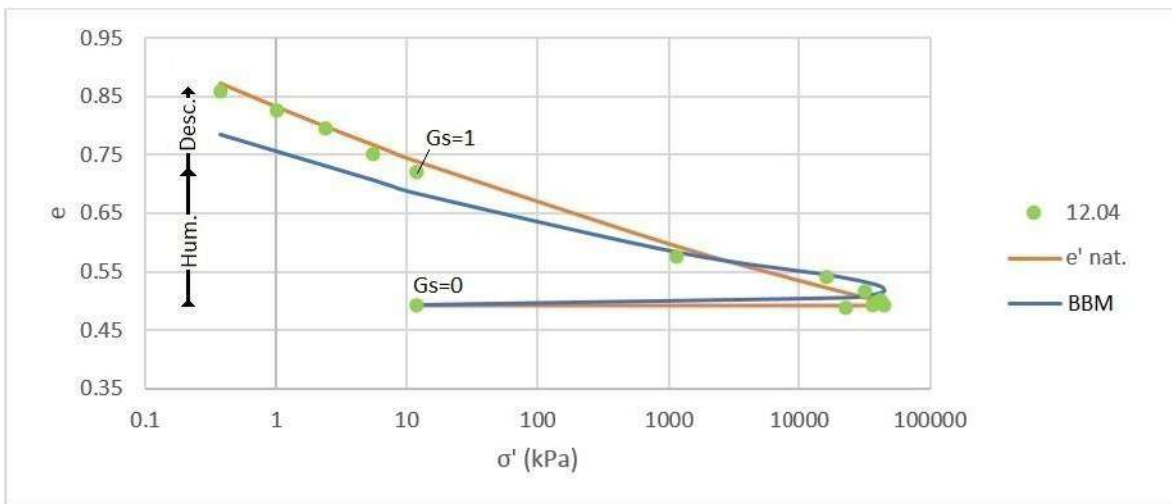


Figura 5.9 Ensaye de expansión comparado con el modelo de esfuerzos efectivos y proporcionalidad natural y modelo Barcelona partiendo de carga neta de 12.04 kPa

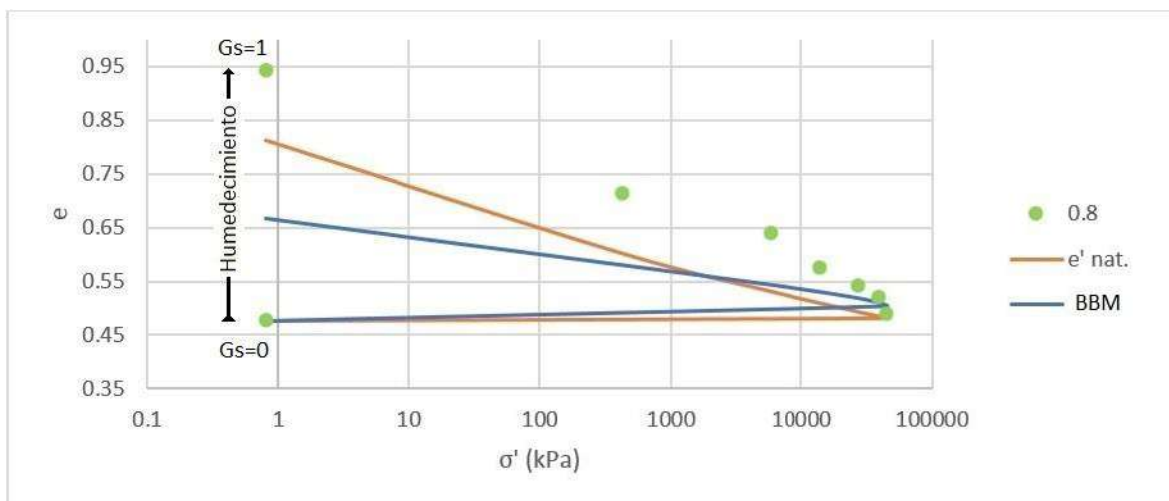


Figura 5.10 Ensaye de expansión comparado con el modelo de esfuerzos efectivos y proporcionalidad natural y modelo Barcelona partiendo de carga neta de 0.8 kPa.

A continuación la tabla 5.3 muestra los parámetros utilizados para las pruebas odométricas realizadas en este capítulo y la sumatoria de error al cuadrado (donde el error es la diferencia entre el punto experimental y el punto calculado de relación de vacíos) que arroja cada método con respecto a cada prueba y la sumatoria, ya que se trata del mismo material inalterado en todas.

Tabla 5.3 Valores de parámetros para cada modelo y errores cuadrados de cada modelo

$\sigma_{net.}$	87.05	46.88	19.96	12.04	0.8	Σ
$^k efec$	0.04768	0.04768	0.04768	0.04768	0.04768	0.04768
$\Sigma e^2 $	0.01984	0.00281	0.02286	0.00152	0.05019	0.09721
k_{suc}	0.03184	0.03184	0.03184	0.03184	0.03184	0.03184
$k_{esf.}$	0.06708	0.06708	0.06708	0.06708	0.06708	0.06708
$\Sigma e^2 $	0.02871	0.01391	0.00534	0.01937	0.10670	0.17403

6. CONCLUSIONES

La hipótesis planteada en ésta tesis, (Mediante variaciones de esfuerzo efectivo y succión se obtiene una curva en el plano de comportamiento del suelo “esfuerzo efectivo-succión” que al ser sobrepasada ya sea por descarga o reducción de succión ocasiona una expansión) tras analizar el comportamiento del suelo en términos de esfuerzo efectivo, nos arroja que es falsa ya que vemos que el comportamiento se tiene una tendencia lineal.

El diseño del anillo y seguimiento de pruebas realizadas para las pruebas odométricas a succión variable arrojaron buenos resultados y un comportamiento esperado para la realización de esta investigación.

Se llega a la conclusión general de que se puede establecer una ecuación del comportamiento volumétrico de suelos no saturados a partir del principio de esfuerzos efectivos y considerando el valor de $\chi = G_s$ para la obtención de dichos esfuerzos aplicados.

El modelo constitutivo para suelos expansivos a partir de la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop arroja valores muy próximos al comportamiento real de los materiales, así que esta ecuación se da como válida para la reproducción de deformaciones volumétricas para cualquier tipo de suelo parcialmente saturado ya que anteriormente se vio para suelos colapsable y ahora se ve en expansivos.

Con respecto a la simulación de las curvas de compresibilidad se concluye que la ecuación para la deformación volumétrica obtenida es válida, ya que se corroboró el modelo utilizado con los resultados obtenidos y este simuló las curvas de manera semejante a las experimentales. Con la variación de χ que partiendo desde un estado completamente seco y humedeciendo se llega a un valor máximo de esfuerzo efectivo donde en dicho rango se considera que no existen deformaciones volumétricas.

Se indica que también se pudo haber tenido un arrastre de error representativo probablemente por el método de sellado y humedecimiento de las cazuelas o platos para prueba de consolidación, ya que no fueron selladas en su totalidad con

un sello hermético adecuado para la situación requerida, además que se omitió el agua que toma el papel filtro ya que al pesarlo seco y saturado tenían una diferencia de menos de medio gramo.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alanís-Araiza, A. O. 2012. Deformación volumétrica en suelos no saturados. Universidad Autónoma de Querétaro. Tesis de Maestría. Disponible en: <http://ri.uaq.mx/handle/123456789/2317>

Alonso, E. E., A. Gens, and A. Josa. 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40:405–430.

Alonso, E. E., J. Vaunat, and A. Gens. 1999. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Eng. Geol.* 54:173–183.

Arkansas. 2015. Expansive Soils Info. Arkansas Geol. Surv. Available from: http://www.geology.ar.gov/geohazards/expsoils_geninfo.htm

ASTM Standard D2487. 2006. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA. Available from: www.astm.org

ASTM Standard D422. 2007. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. West Conshohocken, PA. Available from: www.astm.org

ASTM Standard D4318. 2010. Standard Test Methods for Liquid Limit , Plastic Limit , and Plasticity Index of Soils. West Conshohocken, PA. Available from: www.astm.org

ASTM Standard D4531. 2008. Standard Test Methods for Bulk Density of Peat and Peat Products. West Conshohocken, PA. Available from: www.astm.org

ASTM Standard D4546. 2014. Standard test methods for one-dimensional swell or collapse of soils. West Conshohocken, PA. Available from: www.astm.org

ASTM Standard D5298. 2010. Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. West Conshohocken, PA. Available from: www.astm.org

ASTM Standard D7181. 2011. Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. West Conshohocken, PA. Available from: www.astm.org

ASTM Standard D854. 2014. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. West Conshohocken, PA. Available from: www.astm.org

Barrera-Bucio, M., y P. Garnica-Anguas. 2002. Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres. Instituto Mexicano del Transporte.

Disponible en:

<http://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt198.pdf>

Bishop, A. W. 1959. The principles of effective stress. Tek. Ukebl. 106:859–863.

Available from:

<http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:The+principles+of+effective+stress#0>

De Boer, R., and P. V. Lade. 1997. The concept of effective stress for soil, concrete and rock. *Géotechnique* 47:61–78. Available from:

<http://www.icevirtuallibrary.com/content/article/10.1680/geot.1997.47.1.61>

Bönsch, C., and C. Lempp. 2007. Shear Strength Affected by Suction Tension in Unsaturated Fine Grained Soils? Exp. Unsaturated Soil Mech. Available from:

http://link.springer.com/chapter/10.1007/3-540-69873-6_13

Burland, J. B., and J. E. B. Jennings. 1962. Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils. *Géotechnique* 12:125–144. Available from:

<http://www.icevirtuallibrary.com/content/article/10.1680/geot.1962.12.2.125>

Butterfield, R. 1979. A natural compression law for soils (an advance on e -log p').

Géotechnique. Available from: <http://trid.trb.org/view.aspx?id=154102>

Coleman, J. D. 1962. Correspondence. *Géotechnique*. Available from:

http://scholar.google.es/scholar?q=Stress+strain+relations+for+partly+saturated+oil.+Correspondence+to+Geotechnique&btnG=&hl=es&as_sdt=0,5#1

CONCYTEQ. 2002. Uso actual y potencial del suelo en los municipios conurbados de Querétaro. Querétaro.

Cox, D. W. 1979. Volume change of compacted clay fill. In: *Proceedings from the Clay Fills Conference, held at the Institution of Civil Engineers*. p. 79–86. Available

from: <http://trid.trb.org/view.aspx?id=153812>

Dudley, J. H. 1970. Review of collapsing soils. *J. Soil Mech. Found. Div* 96:925–

947. Available from: <http://trid.trb.org/view.aspx?id=122726>

Escario, V., and J. Sáenz. 1986. The shear strength of partly saturated soils.

Géotechnique 36:453–456. Available from: <http://trid.trb.org/view.aspx?id=276459>

Fredlund, D. G., and N. R. Morgenstern. 1976. Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 13:261–276.

Fredlund, D. G., and H. Rahardjo. 1993. *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons, Inc.

Fredlund, D. G. 1978. The shear strength of unsaturated soils. Can. Geotech. J. Available from: <http://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/t78-029>

Fredlund, D. G. 1979. Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Can. Geotech. J. Available from: <http://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/t79-011>

Galaviz-González, R., J. Horta-Rangel, E. Rojas-González, M. de la L. Pérez-Rea, y J. Robles-Sotelo. 2015. Determinacion de la succion del suelo de jurica mediante la prediccion de los ciclos de histeresis. En: Avances en la investigación y el desarrollo tecnologico de la facultad de ingeniería. Querétaro, México. p. 150–159. Disponible en: https://dl.dropboxusercontent.com/u/52369688/Larios-Obregon_15_Avances_en_la_FI.pdf

Gens, A., and E. E. Alonso. 1992. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. Can. Geotech. J. 29:1013–1032. Available from: <http://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/t92-120>

Van Genuchten, M. T. 1980. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Sci. Soc. Am. J. 44:892.

Houlsby, G. T. 1979. The work input to a granular material. Géotechnique 29:354–358.

Houlsby, G. T. 1997. The work input to an unsaturated granular material. Géotechnique 47:193–196. Available from: <http://www.icevirtuallibrary.com/content/article/10.1680/geot.1997.47.1.193>

Jaky, J. 1944. The coefficient of earth pressure at rest. J. Soc. Hungarian Archit. Available from: <https://scholar.google.com/scholar?hl=es&q=jaky+1944&btnG=&lr=#0>

Josa, A. 1988. Un modelo elastoplastico para suelos no saturados. Tesis de Doctorado. Universidad Politecnica de Cataluña.

Juárez-Badillo, E., y A. Rico-Rodríguez. 1999. Mecánica de suelos: fundamentos de la mecanica de suelos. Mexico. Disponible en: <http://books.google.com/books?id=3OPOaDHQC8wC&pgis=1>

Juárez-Badillo, E. 1975. Constitutive relationships for soils. Symp. Recent Dev. Anal. soil Behav. their Appl. to Geotech. Struct.:231–257. Available from: http://scholar.google.es/scholar?q=Constitutive+relationships+for+soils&btnG=&hl=es&as_sdt=0,5#1

Justo, J. L., A. Delgado, and J. Ruiz. 1984. The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory. In: International Conference on

Expansive Soils. Adelaide, Australia. p. 67–71. Available from:
<http://search.informit.com.au/documentSummary;dn=826707075531321;res=IELENG>

Lloret, A., and E. E. Alonso. 1980. Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour. *Géotechnique*. Available from:
<http://www.icevirtuallibrary.com/content/article/10.1680/geot.1980.30.4.449>

Lu, N., and W. J. Likos. 2004. *Unsaturated Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.

Maswoswe, J. 1985. Stress paths for compacted soil during collapse due to wetting. Imperial College London. Available from:
<http://ethos.bl.uk/OrderDetails.do?uin=uk.bl.ethos.320896>

Matyas, E. L., and H. S. Radhakrishna. 1968. Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*. Available from:
<http://www.icevirtuallibrary.com/content/article/10.1680/geot.1968.18.4.432>

Murray, E. J. 2002. An equation of state for unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 39:125–140.

Nuth, M., and L. Laloui. 2008. Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils. *Comput. Geotech.* 35:835–844. Available from:
<http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266352X08000840>

Öberg, A. L., and G. Sälfors. 1995. A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils. In: *First International Conference on Unsaturated Soils*. A.A. Balkema, Paris. p. 151–158. Available from:
<http://trid.trb.org/view.aspx?id=468422>

Olphen, H. Van. 1977. *An introduction to clay colloid chemistry, for clay technologists, geologists, and soil scientists*. 2nd ed. John Wiley & Sons. Available from: <http://agris.fao.org/agris-search/search.do?recordID=US201300148939>

Perez-Garcia, N., P. Garnica-Anguas, y J. C. Pola-Velazquez. 2013. Predicción de la curva característica con el modelo de proporcionalidad natural. Instituto Mexicano del Transporte. Disponible en:
<http://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt361.pdf>

Pham, H. Q., D. G. Fredlund, and S. L. Barbour. 2005. A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves. *Can. Geotech. J.* 42:1548–1568.

Richards, B. G. 1984. Finite element analysis of volume change in expansive clays. In: *Proceedings of the Fifth International Conference on Expansive Soils*. Adelaide, South Australia. p. 141–148. Available from:

<http://search.informit.com.au/documentSummary;dn=827750521921781;res=IELENG>

Rojas-González, E., and O. Chávez. 2013. Volumetric behavior of unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 222:209–222. Available from: <http://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/cgj-2012-0341>

Rojas-González, E. 1996. Modelos constitutivos para suelos no saturados a partir de potenciales plasticos. En: *Memorias de la XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Morelia, Michoacan.

Romero, E., M. V. Villar, and A. Lloret. 2005. Thermo-hydro-mechanical behaviour of two heavily overconsolidated clays. *Eng. Geol.* 81:255–268. Available from: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0013795205001298>

Schofield, A. N., and C. P. Wroth. 1968. *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill. Available from: http://people.seas.harvard.edu/~viesca/articles/Schofield_%26_Wroth_CriticalStateSoilMechanics.pdf

Sheng, D. 2011. Review of fundamental principles in modelling unsaturated soil behaviour. *Comput. Geotech.* 38:757–776. Available from: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266352X11000681>

Sudjianto, A. T., M. Cakrawala, and C. Aditya. 2012. The Effects of Water Contents on Free Swelling of Expansive Soil. *Int. J. Civ. Environ. Eng.* 12:13–17. Available from: http://www.ijens.org/Vol_12_I_06/1210906-7474-IJCEE-IJENS.pdf

Terzaghi, K. 1936. A fundamental fallacy in earth pressure computations. *Bost. Soc. Civ. Eng. J.* Available from: <http://trid.trb.org/view.aspx?id=123765>

Yuk-Gehling, W. Y. 1994. Suelos expansivos: estudio experimental y aplicación de un modelo teórico. Tesis de Doctorado. Universidad Politecnica de Cataluña. Disponible en: <https://scholar.google.com.mx/scholar?hl=es&q=Suelos+Expansivos%3A+Estudio+experimental+y+aplicaci%C3%B3n+de+un++modelo+te%C3%B3rico&btnG=&lr=#0>

Zerhouni, M. 1991. Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols: application au calcul des routes. Available from: <http://www.theses.fr/1991ECAP0159>

Zhou, A.-N., D. Sheng, S. W. Sloan, and A. Gens. 2012. Interpretation of unsaturated soil behaviour in the stress – Saturation space, I: Volume change and water retention behaviour. *Comput. Geotech.* 43:178–187. Available from: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266352X12000663>

8. ANEXOS

Tabla 8.1 Comparación entre método de proporcionalidad natural y de Van Genuchten para determinar la curva característica del suelo por humedecimiento.

			$\Psi^*(Gs=.5)$	r			α	N	M
			95613.968	1.145044			8.82E-06	1.2133816	1.175857
Ψ (kPa)	γ (N/m ³)	Gs	Gs nat	m ²	Error	Gs V.G.	m ²	Error	
59.80	15431	0.7948	0.7991	0.9892	0.0043	0.7992	0.9890	0.0044	
1708.67	16296	0.7811	0.7922	0.9721	0.0111	0.7935	0.9689	0.0124	
3393.33	16456	0.7764	0.7840	0.9808	0.0076	0.7862	0.9753	0.0098	
6873.26	16674	0.7676	0.7656	1.0054	0.0020	0.7691	0.9962	0.0015	
13515.92	17204	0.7248	0.7290	0.9884	0.0042	0.7335	0.9763	0.0087	
19698.61	17453	0.6828	0.6954	0.9641	0.0126	0.6998	0.9519	0.0170	
38390.48	17642	0.6259	0.6019	1.0812	0.0240	0.6041	1.0735	0.0218	
85592.66	17809	0.5024	0.4275	1.3814	0.0749	0.4250	1.3976	0.0774	
118104.65	17826	0.4129	0.3459	1.4251	0.0670	0.3434	1.4456	0.0695	
130116.69	17854	0.3154	0.3213	0.9637	0.0059	0.3193	0.9758	0.0039	
162181.01	18343	0.2665	0.2665	1.0000	0.0000	0.2665	1.0000	0.0000	
			Σ	1.0683	0.2138	Σ	1.0682	0.2265	

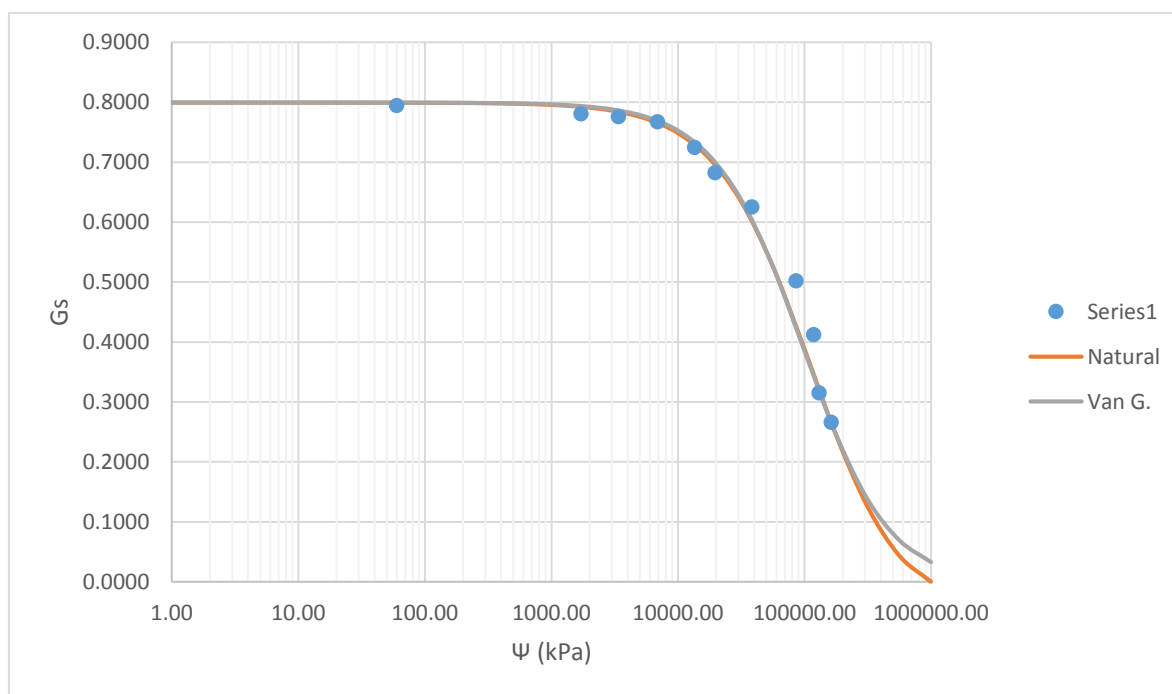


Figura 8.1 Comparativa entre método de proporcionalidad natural y Van Genuchten para humedecimiento.

Tabla 8.2 Comparación entre método de proporcionalidad natural y de Van Genuchten para determinar la curva característica del suelo por secado.

			$\Psi^*(G_s=.5)$	r			α	n	m
			127806.02	0.9516644			9.31E-06	0.870155	0.8507795
Ψ (kPa)	γ (N/m ³)	G_s	G_s nat	m^2	Error	G_s V.G.	m^2	Error	
10.89	15901	0.8971	0.8481	1.1190	0.0490	0.8479	1.1194	0.0492	
17.62	15980	0.8417	0.8480	0.9852	0.0063	0.8478	0.9857	0.0061	
1463.10	16055	0.7963	0.8377	0.9036	0.0414	0.8314	0.9174	0.0351	
4848.94	15438	0.7881	0.8162	0.9324	0.0281	0.8023	0.9649	0.0142	
7827.81	15853	0.7800	0.7986	0.9539	0.0186	0.7806	0.9984	0.0006	
9407.79	15481	0.7699	0.7897	0.9504	0.0198	0.7701	0.9995	0.0002	
17343.09	16664	0.7490	0.7483	1.0018	0.0007	0.7239	1.0706	0.0251	
41172.24	17403	0.6569	0.6470	1.0309	0.0099	0.6240	1.1081	0.0329	
77690.96	17408	0.5374	0.5333	1.0155	0.0041	0.5257	1.0451	0.0117	
93623.85	17820	0.4940	0.4940	1.0000	0.0000	0.4940	1.0000	0.0000	
151275.64	17726	0.2655	0.3847	0.4764	0.1192	0.4103	0.4186	0.1448	
Σ				0.9426	0.2972	Σ	0.9661	0.3199	

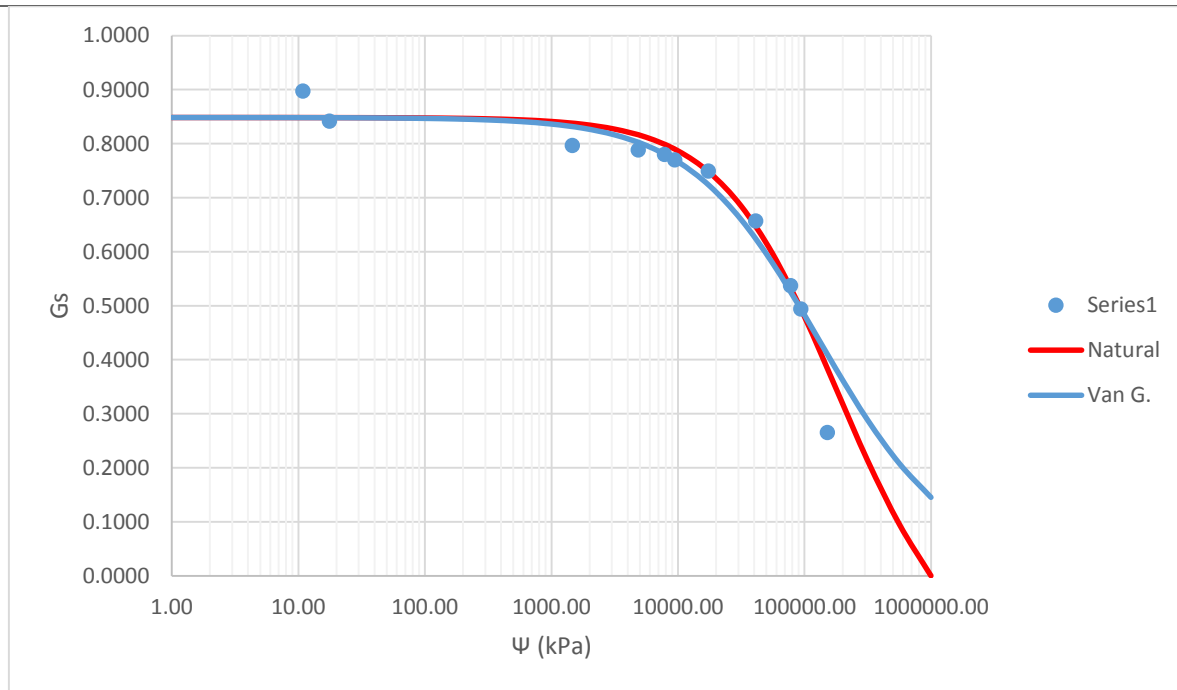


Figura 8.2 Comparativa entre método de proporcionalidad natural y Van Genuchten para humedecimiento.

Tabla 8.3 Prueba odométrica en suelo de Jurica

Datos del suelo																			
PO (N)		D (cm)		h0 (cm)		Wd (N)		Ws(N)		w %		Ss(N/m3)		ϕ					
0.50031		5.954		2.0933		1.074		1.58		47.11%		25693		23.75					
Compresibilidad																			
Δ P (N)	2.443	0	2.453	4.915	9.79	19.62	39.15	97.71	157.3	196.9	98.69	-296	-157	-97.7	-39.2	-19.6	-9.79	-4.91	-2.45
P (N)	2.943	2.943	5.396	10.31	20.1	39.72	78.87	176.6	333.8	530.7	629.4	333.8	176.6	78.87	39.72	20.1	10.31	5.395	2.943
h (cm)	2.089	2.852	2.839	2.803	2.751	2.665	2.54	2.359	2.223	2.104	2.072	2.092	2.121	2.16	2.19	2.211	2.232	2.26	2.316
e	0.391	0.899	0.891	0.867	0.832	0.775	0.692	0.571	0.481	0.401	0.38	0.393	0.412	0.439	0.459	0.473	0.486	0.505	0.542
σv (kPa)	0.773	0.773	1.418	2.709	5.281	10.44	20.72	46.39	87.71	139.4	165.4	87.71	46.39	20.72	10.44	5.281	2.709	1.418	0.773
Consolidaciones																			
t (s)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)
0	2.093	2.089	2.852	2.839	2.803	2.751	2.665	2.54	2.359	2.223	2.104	2.072	2.092	2.121	2.16	2.19	2.211	2.232	2.26
5	2.09	2.087	2.844	2.829	2.791	2.728	2.625	2.481	2.323	2.205	2.104	2.078	2.098	2.128	2.164	2.194	2.213	2.233	2.261
10	2.09	2.084	2.844	2.828	2.79	2.726	2.623	2.478	2.321	2.204	2.104	2.078	2.098	2.128	2.164	2.194	2.213	2.233	2.261
15	2.09	2.092	2.843	2.827	2.789	2.724	2.622	2.476	2.319	2.203	2.104	2.079	2.099	2.128	2.165	2.194	2.213	2.233	2.261
30	2.09	2.102	2.843	2.826	2.787	2.721	2.618	2.471	2.316	2.201	2.103	2.079	2.099	2.128	2.165	2.194	2.214	2.233	2.261
60	2.09	2.12	2.843	2.825	2.785	2.718	2.613	2.463	2.313	2.199	2.102	2.08	2.099	2.129	2.165	2.194	2.214	2.233	2.261
120	2.089	2.148	2.843	2.824	2.782	2.713	2.608	2.455	2.308	2.195	2.102	2.08	2.099	2.129	2.165	2.194	2.214	2.233	2.261
240	2.089	2.184	2.842	2.822	2.78	2.709	2.6	2.446	2.303	2.19	2.101	2.081	2.1	2.13	2.166	2.194	2.214	2.233	2.262
480	2.089	2.239	2.842	2.82	2.777	2.703	2.592	2.436	2.295	2.185	2.1	2.082	2.101	2.131	2.166	2.194	2.214	2.233	2.262
900	2.089	2.313	2.842	2.818	2.774	2.699	2.585	2.425	2.287	2.178	2.098	2.083	2.102	2.132	2.167	2.195	2.215	2.233	2.262
1800	2.089	2.425	2.841	2.815	2.771	2.692	2.577	2.412	2.275	2.168	2.097	2.084	2.104	2.133	2.167	2.195	2.215	2.233	2.263
3600		2.557	2.84	2.813	2.768	2.687	2.57	2.398	2.262	2.158	2.095	2.085	2.106	2.135	2.169	2.196	2.216	2.234	2.263
7200		2.717	2.839	2.811	2.764	2.682	2.563	2.387	2.251	2.145	2.091	2.087	2.108	2.139	2.17	2.197	2.217	2.235	2.268
14400		2.801	2.839	2.809	2.761	2.677	2.557	2.378	2.239	2.131	2.087	2.088	2.111	2.143	2.173	2.199	2.218	2.239	2.277
28800		2.821	2.839	2.807	2.758	2.673	2.551	2.371	2.232	2.123	2.083	2.09	2.114	2.147	2.176	2.202	2.221	2.244	2.286
86400		2.844		2.804	2.754	2.668	2.544	2.364	2.223	2.111	2.077	2.091	2.118	2.154	2.183	2.207	2.227	2.253	2.303
172800		2.852		2.803	2.752	2.665	2.54	2.36		2.106	2.073	2.092	2.12	2.158	2.188	2.21	2.231	2.258	2.313
259200					2.751			2.359		2.104	2.072		2.121	2.159	2.19	2.211	2.232	2.26	2.316
345600														2.16					

Tabla 8.4 Prueba odométrica a succión variable con carga neta inicial de 87.05 kPa.

Datos																					
WO (N)		PO (N)		D (cm)		h0 (cm)		Ss(N/m³)		ϕ		ψ* (Gs=5)									
1.018278		0.9881613		5.956		2.097		25693		23.75		111358.732 -1.10038703									
Compresibilidad a succión variable																					
Δ P (N)	330.6	0	0	0	0	-157	-97.3	-39.2	-19.5	-9.8	-4.89	-2.45	2.455	4.892	9.799	19.62	49.34	97.32	157.4	196.5	
Δ w (ml)	0	1.084	1.49	2.022	3.265	3.223	2.636	1.544	1.822	1.783	1.407	1.619	1.304	1.75	-0.08	-0.2	-0.3	-0.6	-1.45	-2.48	-3.08
P (N)	331.6	331.6	331.6	331.6	331.6	331.6	174.2	76.88	37.66	18.13	8.334	3.443	0.988	3.443	8.334	18.13	37.75	87.1	184.4	341.8	538.3
w (%)	0	0.01	0.025	0.044	0.076	0.107	0.178	0.193	0.21	0.227	0.241	0.257	0.269	0.286	0.285	0.283	0.28	0.275	0.261	0.237	0.21
v (N/m³)	18669	18897	19184	19547	20117	20590	20647	20366	20053	19764	19548	19310	19127	18891	18902	18929	18968	19049	19250	19615	20050
h (cm)	1.958	1.954	1.952	1.953	1.954	1.965	2.085	2.14	2.206	2.27	2.32	2.378	2.425	2.488	2.485	2.478	2.467	2.445	2.393	2.304	2.206
Gs	0	0.073	0.174	0.311	0.53	0.734	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
e	0.376	0.374	0.373	0.373	0.374	0.381	0.466	0.505	0.551	0.596	0.631	0.672	0.705	0.749	0.747	0.742	0.734	0.719	0.682	0.62	0.551
on (kPa)	87.05	87.05	87.05	87.05	87.05	87.05	87.05	45.74	20.19	9.887	4.761	2.188	0.904	0.259	0.904	2.188	4.761	9.912	22.87	48.42	89.73
Gs opt	0	0.091	0.218	0.389	0.663	0.917	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ψ (kPa)	1E+06	5E+05	3E+05	2E+05	63441	13878	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Chi	0	0.073	0.174	0.311	0.53	0.734	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
σ' (kPa)	87.05	36862	49931	49532	33736	10271	87.05	45.74	20.19	9.887	4.761	2.188	0.904	0.259	0.904	2.188	4.761	9.912	22.87	48.42	89.73
Consolidación a succión variable																					
t (s)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)
0	2.097	1.958	1.954	1.952	1.953	1.954	1.99	2.085	2.14	2.206	2.27	2.32	2.378	2.425	2.488	2.485	2.478	2.467	2.445	2.393	2.304
6	1.979	1.958	1.954	1.952	1.953	1.955	1.99	2.1	2.155	2.213	2.275	2.324	2.381	2.427	2.486	2.482	2.473	2.463	2.436	2.38	2.289
15	1.978	1.958	1.954	1.952	1.953	1.955	1.99	2.101	2.156	2.214	2.276	2.325	2.381	2.427	2.486	2.482	2.473	2.462	2.436	2.379	2.288
30	1.976	1.958	1.954	1.952	1.953	1.955	1.99	2.102	2.157	2.215	2.276	2.325	2.382	2.427	2.486	2.482	2.473	2.462	2.435	2.378	2.287
60	1.975	1.958	1.954	1.952	1.953	1.955	1.991	2.103	2.158	2.215	2.277	2.325	2.382	2.428	2.486	2.482	2.472	2.461	2.434	2.376	2.285
120	1.973	1.958	1.954	1.953	1.953	1.955	1.991	2.104	2.159	2.216	2.277	2.326	2.383	2.428	2.486	2.482	2.471	2.461	2.433	2.374	2.284
240	1.972	1.958	1.954	1.953	1.953	1.955	1.991	2.105	2.161	2.217	2.278	2.326	2.383	2.429	2.486	2.481	2.471	2.46	2.431	2.372	2.282
480	1.97	1.958	1.954	1.953	1.954	1.956	1.992	2.106	2.162	2.218	2.279	2.327	2.384	2.429	2.486	2.481	2.47	2.459	2.428	2.368	2.279
900	1.969	1.958	1.954	1.953	1.954	1.956	1.992	2.108	2.164	2.219	2.28	2.328	2.385	2.43	2.486	2.48	2.469	2.458	2.424	2.364	2.275
1800	1.967	1.957	1.954	1.953	1.955	1.957	1.993	2.109	2.166	2.221	2.281	2.329	2.387	2.432	2.485	2.48	2.468	2.457	2.419	2.357	2.27
3600	1.966	1.957	1.954	1.954	1.956	1.958	1.995	2.111	2.169	2.223	2.283	2.331	2.389	2.434	2.485	2.479	2.468	2.456	2.415	2.348	2.262
7200	1.965	1.957	1.954	1.954	1.957	1.96	1.999	2.114	2.173	2.227	2.286	2.334	2.391	2.437	2.485	2.479	2.467	2.454	2.409	2.339	2.252
14400	1.964	1.956	1.955	1.955	1.958	1.962	2.007	2.118	2.177	2.231	2.29	2.338	2.394	2.44	2.485	2.478	2.467	2.453	2.404	2.33	2.24
28800	1.963	1.956	1.955	1.955	1.958	1.964	2.023	2.123	2.182	2.237	2.295	2.344	2.398	2.445	2.485	2.478	2.467	2.452	2.4	2.321	2.229
86400	1.961	1.955	1.954	1.955	1.958	1.966	2.065	2.131	2.194	2.249	2.307	2.357	2.409	2.458	2.485	2.478	2.467	2.45	2.396	2.311	2.215
172800	1.959	1.955	1.954	1.953	1.957	1.966	2.082	2.137	2.202	2.258	2.315	2.367	2.418	2.471		2.478	2.467	2.447	2.394	2.306	2.209
259200	1.958	1.954	1.953	1.953	1.956	1.965	2.085	2.14	2.206	2.263	2.32	2.373	2.425	2.481			2.467	2.447	2.393	2.304	2.206
345600	1.958		1.953		1.955	1.965		2.14		2.267		2.378		2.488			2.467				2.097
432000		1.952			1.954	1.965		2.27		2.378							2.467				2.096
518400																	2.467				2.096

Tabla 8.5 Prueba odométrica a succión variable con carga neta inicial de 46.88 kPa.

		Datos															
		W0 (N)		PO (N)		D (cm)		h0 (cm)		Ss(N/m3)		ϕ		Ψ* (Gs=.5)		r	
		1.0232811		1.960038		5.954		2.093		25693		23.75		111358.732		-1.10038703	
Compresibilidad a succión variable																	
Δ P (N)	176.5	0	0	0	0	0	-98.7	-39.3	-19.6	-9.72	-4.9	-2.43	-1.81	12.21	22.16	49.69	79.26
Δ w (ml)	0	1.464	3.262	3.263	3.264	2.233	1.345	1.414	1.437	0.813	0.777	0.693	0.652	-0.15	-0.53	-1.19	-1.57
P (N)	178.4	178.4	178.4	178.4	178.4	178.4	79.73	40.39	20.81	11.1	6.196	3.771	1.96	14.17	36.33	86.02	165.3
w (%)	0	0.014	0.045	0.077	0.108	0.206	0.219	0.233	0.246	0.254	0.262	0.268	0.274	0.273	0.268	0.257	0.241
γ(N/m3)	18210	18521	19130	19648	20068	20125	19903	19680	19464	19346	19235	19139	19050	19071	19143	19310	19540
h (cm)	2.018	2.012	2.008	2.014	2.029	2.203	2.251	2.302	2.353	2.383	2.411	2.435	2.459	2.453	2.434	2.392	2.335
Gs	0	0.09	0.294	0.492	0.675	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
e	0.411	0.407	0.404	0.408	0.418	0.54	0.574	0.609	0.645	0.666	0.685	0.703	0.719	0.715	0.702	0.672	0.632
σn(kPa)	46.88	46.88	46.88	46.88	46.88	46.88	20.95	10.61	5.468	2.915	1.628	0.991	0.515	3.724	9.546	22.6	43.43
Gs opt	0	0.113	0.367	0.615	0.844	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ψ (kPa)	1E+06	4E+05	2E+05	75711	26293	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Chi	0	0.09	0.294	0.492	0.675	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
σ' (kPa)	46.88	40640	50118	37289	17803	46.88	20.95	10.61	5.468	2.915	1.628	0.991	0.515	3.724	9.546	22.6	43.43
Consolidaciones a succion variable																	
t (s)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)
0	2.093	2.018	2.012	2.008	2.014	2.123	2.203	2.251	2.302	2.353	2.383	2.411	2.435	2.459	2.453	2.434	2.392
6	2.022	2.018	2.012	2.008	2.014	2.123	2.211	2.258	2.305	2.356	2.384	2.411	2.436	2.457	2.447	2.421	2.381
15	2.022	2.018	2.013	2.009	2.014	2.123	2.212	2.258	2.305	2.356	2.384	2.411	2.436	2.457	2.446	2.42	2.38
30	2.022	2.018	2.013	2.009	2.014	2.123	2.213	2.259	2.305	2.356	2.384	2.411	2.436	2.456	2.445	2.42	2.378
60	2.021	2.018	2.013	2.009	2.015	2.123	2.214	2.259	2.306	2.357	2.384	2.412	2.436	2.456	2.445	2.419	2.377
120	2.021	2.018	2.013	2.009	2.015	2.123	2.215	2.26	2.306	2.357	2.384	2.412	2.437	2.456	2.444	2.418	2.375
240	2.021	2.018	2.014	2.009	2.015	2.123	2.216	2.261	2.307	2.357	2.385	2.412	2.437	2.456	2.443	2.417	2.373
480	2.02	2.018	2.015	2.01	2.016	2.123	2.217	2.261	2.307	2.357	2.385	2.412	2.437	2.455	2.442	2.415	2.371
900	2.02	2.018	2.016	2.011	2.017	2.123	2.218	2.263	2.308	2.358	2.386	2.413	2.438	2.455	2.442	2.413	2.368
1800	2.02	2.018	2.018	2.014	2.022	2.124	2.22	2.264	2.309	2.359	2.386	2.414	2.438	2.455	2.441	2.41	2.365
3600	2.02	2.017	2.019	2.018	2.026	2.127	2.222	2.266	2.311	2.36	2.387	2.414	2.44	2.454	2.44	2.407	2.359
7200	2.019	2.016	2.018	2.022	2.032	2.13	2.225	2.269	2.313	2.362	2.389	2.416	2.441	2.454	2.438	2.403	2.353
14400	2.019	2.015	2.016	2.022	2.035	2.137	2.228	2.271	2.317	2.364	2.391	2.417	2.443	2.454	2.437	2.399	2.348
28800	2.019	2.014	2.015	2.02	2.034	2.147	2.232	2.275	2.322	2.367	2.394	2.419	2.445	2.454	2.436	2.396	2.343
86400	2.018	2.013	2.011	2.017	2.031	2.171	2.242	2.285	2.331	2.372	2.401	2.425	2.449	2.453	2.435	2.394	2.339
172800		2.012	2.009	2.014	2.029	2.195	2.248	2.292	2.338	2.378	2.406	2.43	2.454	2.453	2.435	2.393	2.336
259200		2.012	2.008	2.014	2.029	2.2	2.251	2.297	2.342	2.381	2.411	2.433	2.459		2.435	2.393	2.335
345600						2.203	2.251	2.3	2.345	2.383		2.435			2.434	2.392	
432000								2.302	2.348							2.392	
518400									2.35								
604800									2.353								
691200									2.353								

Tabla 8.6 Prueba odométrica a succión variable con carga neta inicial de 19.96 kPa.

	Datos																
	W0 (N)	P0 (N)		D (cm)		h0 (cm)		Ss(N/m3)		ϕ		Ψ* (Gs=.5)		r			
	1.0037592	2.213136		5.956		2.097		25693		23.75		111358.732		-1.10038703			
Compresibilidad a succión variable																	
Δ P (N)	73.81	0	0	0	0	0	0	-49.1	-12.2	-6.48	-4.89	-1.18	9.717	21.35	39.23	78.72	157.1
Δ w (ml)	0	1.462	3.264	3.242	3.264	3.265	1.92	1.897	1.332	0.88	1.312	0.797	-0.65	-0.98	-1.52	-2.55	-4.19
P (N)	76.03	76.03	76.03	76.03	76.03	76.03	76.03	26.98	14.76	8.282	3.391	2.213	11.93	33.28	72.51	151.2	308.3
w (%)	0	0.014	0.046	0.078	0.11	0.142	0.241	0.26	0.273	0.281	0.294	0.302	0.295	0.286	0.271	0.246	0.205
γ(N/m3)	17278	17567	18080	18507	18894	19263	19545	19264	19076	18956	18782	18680	18764	18892	19099	19468	20141
h (cm)	2.085	2.08	2.085	2.098	2.116	2.135	2.288	2.356	2.404	2.435	2.482	2.511	2.487	2.452	2.398	2.306	2.156
Gs	0	0.077	0.249	0.411	0.565	0.71	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
e	0.487	0.484	0.487	0.496	0.509	0.523	0.631	0.68	0.714	0.737	0.77	0.791	0.774	0.749	0.71	0.645	0.537
σn (kPa)	19.96	19.96	19.96	19.96	19.96	19.96	19.96	7.083	3.876	2.174	0.89	0.581	3.132	8.737	19.04	39.7	80.95
Gs opt	0	0.097	0.311	0.514	0.706	0.887	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ψ (kPa)	1E+06	5E+05	2E+05	1E+05	53534	18874	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Chi	0	0.077	0.249	0.411	0.565	0.71	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
σ' (kPa)	19.96	37817	51076	43807	30251	13415	19.96	7.083	3.876	2.174	0.89	0.581	3.132	8.737	19.04	39.7	80.95
Consolidaciones a succion variable																	
t (s)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)	h(cm)
0	2.097	2.085	2.08	2.085	2.098	2.116	2.219	2.288	2.356	2.404	2.435	2.482	2.511	2.487	2.452	2.398	2.306
6	2.091	2.085	2.08	2.085	2.098	2.116	2.219	2.3	2.36	2.407	2.44	2.484	2.5	2.474	2.436	2.387	2.268
15	2.091	2.086	2.08	2.085	2.099	2.117	2.219	2.301	2.36	2.407	2.44	2.485	2.499	2.473	2.434	2.38	2.266
30	2.091	2.086	2.081	2.086	2.099	2.117	2.219	2.302	2.361	2.408	2.441	2.485	2.498	2.472	2.432	2.374	2.264
60	2.091	2.086	2.081	2.086	2.099	2.117	2.219	2.304	2.361	2.408	2.441	2.485	2.497	2.471	2.43	2.369	2.262
120	2.09	2.086	2.081	2.086	2.099	2.117	2.219	2.305	2.362	2.409	2.442	2.485	2.496	2.469	2.428	2.363	2.259
240	2.09	2.087	2.081	2.086	2.1	2.118	2.22	2.307	2.363	2.409	2.443	2.485	2.495	2.467	2.425	2.358	2.256
480	2.09	2.087	2.082	2.087	2.1	2.119	2.221	2.309	2.364	2.41	2.444	2.486	2.494	2.465	2.422	2.353	2.253
900	2.09	2.086	2.082	2.087	2.101	2.12	2.224	2.311	2.365	2.411	2.446	2.487	2.493	2.464	2.419	2.348	2.249
1800	2.089	2.086	2.083	2.088	2.102	2.122	2.228	2.313	2.366	2.412	2.448	2.487	2.492	2.462	2.416	2.342	2.243
3600	2.089	2.085	2.084	2.09	2.104	2.124	2.234	2.317	2.368	2.414	2.451	2.488	2.492	2.46	2.413	2.336	2.233
7200	2.088	2.085	2.085	2.093	2.107	2.127	2.242	2.321	2.37	2.416	2.454	2.49	2.491	2.459	2.41	2.33	2.223
14400	2.088	2.084	2.086	2.095	2.111	2.131	2.251	2.325	2.372	2.418	2.458	2.491	2.49	2.457	2.408	2.324	2.21
28800	2.087	2.083	2.087	2.098	2.115	2.134	2.261	2.33	2.375	2.421	2.462	2.493	2.49	2.456	2.405	2.319	2.2
86400	2.086	2.081	2.086	2.099	2.117	2.139	2.277	2.339	2.382	2.424	2.47	2.499	2.489	2.454	2.402	2.313	2.19
172800	2.085	2.08	2.085	2.099	2.117	2.139	2.283	2.346	2.388	2.426	2.477	2.504	2.488	2.452	2.4	2.309	2.17
259200		2.08	2.085	2.098	2.116	2.138	2.286	2.35	2.392	2.43	2.482	2.508	2.487		2.399	2.307	2.165
345600						2.135	2.288	2.354	2.395	2.433		2.511			2.398	2.306	2.162
432000								2.356	2.398	2.435							2.159
518400									2.4								2.157
604800									2.402								2.156
691200									2.404								

Tabla 8.7 Prueba odométrica a succión variable con carga neta inicial de 12.04

kPa.

Datos																
WO (N)		PO (N)		D (cm)		h0 (cm)		Ss(N/m3)		φ		ψ* (Gs=,5)		r		
0.9883575		1.4015547		5.954		2.093		25693		23.75		111358.732		-1.10038703		

Compresibilidad a succión variable																		
Δ P (N)	44.41	0	0	0	0	0	0	0	-24.8	-12.2	-4.92	-2.47	2.424	4.912	12.21	24.81	49.74	98.59
Δ w (ml)	0	1.081	1.471	2.007	3.22	3.255	3.269	3.274	10.08	1.278	1.64	1.172	1.281	-0.04	-0.15	-0.43	-1.81	-2.06
P (N)	45.81	45.81	45.81	45.81	45.81	45.81	45.81	45.81	45.81	21	8.79	3.872	1.402	3.826	8.738	20.95	45.76	95.5
w (%)	0	0.011	0.025	0.045	0.077	0.11	0.142	0.174	0.275	0.287	0.304	0.315	0.328	0.327	0.326	0.322	0.313	0.295
γ(N/m3)	17208	17425	17672	17988	18437	18799	19026	19142	19049	18874	18659	18511	18355	18360	18378	18430	18543	18776
h (cm)	2.063	2.059	2.06	2.063	2.074	2.095	2.131	2.178	2.375	2.421	2.48	2.522	2.568	2.567	2.561	2.546	2.513	2.448
Gs	0	0.057	0.135	0.24	0.404	0.555	0.686	0.793	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
e	0.493	0.49	0.491	0.493	0.501	0.516	0.542	0.576	0.719	0.752	0.795	0.825	0.859	0.858	0.854	0.843	0.819	0.772
σn(kPa)	12.04	12.04	12.04	12.04	12.04	12.04	12.04	12.04	12.04	5.518	2.309	1.017	0.368	1.005	2.296	5.505	12.02	25.09
Gs opt	0	0.072	0.169	0.301	0.504	0.694	0.857	0.991	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ψ (kPa)	1E+06	6E+05	3E+05	2E+05	1E+05	56130	23970	1763	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Chi	0	0.057	0.135	0.24	0.404	0.555	0.686	0.793	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
σ' (kPa)	12.04	32248	47019	51129	44311	31186	16453	1410	12.04	5.518	2.309	1.017	0.368	1.005	2.296	5.505	12.02	25.09

Consolidaciones a succión variable																		
t (s)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)
0	2.093	2.063	2.059	2.06	2.063	2.074	2.095	2.131	2.178	2.375	2.421	2.48	2.522	2.568	2.567	2.561	2.546	2.448
6	2.067	2.063	2.059	2.06	2.066	2.076	2.096	2.134	2.178	2.381	2.425	2.482	2.524	2.567	2.566	2.556	2.536	2.433
15	2.067	2.063	2.06	2.06	2.066	2.077	2.096	2.134	2.178	2.382	2.425	2.482	2.525	2.567	2.565	2.556	2.535	2.431
30	2.066	2.063	2.06	2.06	2.066	2.077	2.096	2.134	2.178	2.382	2.426	2.483	2.525	2.567	2.565	2.555	2.534	2.428
60	2.066	2.063	2.06	2.061	2.067	2.077	2.097	2.134	2.178	2.383	2.426	2.483	2.525	2.567	2.564	2.555	2.532	2.491
120	2.066	2.063	2.061	2.061	2.067	2.078	2.098	2.135	2.178	2.383	2.427	2.484	2.526	2.567	2.564	2.554	2.531	2.489
240	2.066	2.063	2.062	2.063	2.068	2.079	2.099	2.136	2.179	2.384	2.428	2.484	2.526	2.567	2.564	2.553	2.528	2.487
480	2.065	2.063	2.063	2.065	2.071	2.081	2.101	2.137	2.181	2.385	2.429	2.485	2.527	2.567	2.564	2.553	2.528	2.484
900	2.065	2.063	2.064	2.067	2.075	2.084	2.104	2.139	2.184	2.387	2.43	2.486	2.528	2.567	2.564	2.552	2.527	2.481
1800	2.065	2.062	2.064	2.068	2.082	2.09	2.109	2.143	2.189	2.388	2.431	2.487	2.529	2.567	2.563	2.551	2.525	2.477
3600	2.064	2.061	2.063	2.068	2.085	2.097	2.118	2.147	2.2	2.391	2.434	2.488	2.53	2.567	2.563	2.55	2.523	2.473
7200	2.064	2.061	2.062	2.067	2.083	2.101	2.124	2.157	2.225	2.394	2.438	2.491	2.532	2.567	2.562	2.549	2.521	2.469
14400	2.064	2.06	2.061	2.065	2.081	2.1	2.127	2.164	2.253	2.398	2.442	2.494	2.535	2.567	2.562	2.548	2.519	2.464
28800	2.063	2.06	2.061	2.064	2.078	2.098	2.129	2.169	2.289	2.402	2.447	2.498	2.539	2.567	2.562	2.548	2.517	2.459
86400	2.063	2.059	2.06	2.063	2.075	2.096	2.131	2.176	2.355	2.41	2.458	2.507	2.549	2.567	2.562	2.546	2.515	2.453
172800	2.063	2.059	2.06	2.063	2.074	2.095	2.131	2.178	2.37	2.417	2.467	2.516	2.558	2.567	2.561	2.546	2.514	2.45
259200		2.059	2.06	2.063	2.074	2.095	2.131	2.178	2.374	2.421	2.474	2.522	2.563		2.561	2.546	2.513	2.448
345600					2.063	2.074	2.131		2.375		2.478		2.568				2.448	2.374
432000					2.063	2.074					2.48		2.568				2.448	

Tabla 8.8 Prueba odométrica a succión variable con carga neta inicial de 0.83 kPa.

	Datos							
	W0 (N)	P0 (N)	D (cm)	h0 (cm)	Ss(N/m3)	ϕ	Ψ* (Gs=.5)	r
	1.0099395	0.1	5.956	2.093	25693	23.75	111358.73	-1.100387
Compresibilidad a succión variable								
Δ P (N)	3.0535587	0	0	0	0	0	0	0
Δ w (ml)	0	6.39	3.001	3.2735	3.2594	3.2605	3.2615	8.149131
P (N)	3.1535587	3.1535587	3.1535587	3.1535587	3.1535587	3.1535587	3.1535587	3.1535587
w (%)	0	0.062069	0.091219	0.123016	0.1546761	0.1863468	0.2180272	0.3605977
γ (N/m3)	17393.122	18320.617	18452.885	18698.367	18810.777	18576.195	18234.193	17978.461
h (cm)	2.0841	2.1014	2.1436	2.1771	2.2251	2.315	2.4214	2.7433
Gs	0	0.3321294	0.4599998	0.5932245	0.701929	0.7615688	0.7972244	0.999999
e	0.4771931	0.4894552	0.5193662	0.5431107	0.5771328	0.6408531	0.7162686	0.9444287
σnet (kPa)	0.8279751	0.8279751	0.8279751	0.8279751	0.8279751	0.8279751	0.8279751	0.8279751
Gs opt	0	0.4151618	0.5749997	0.7415307	0.8774112	0.951961	0.9965305	1
ψ (kPa)	1000000	146098.97	86935.519	45881.466	20521.925	8235.8191	730.66859	0
Chi	0	0.3321	0.46	0.5932	0.7019	0.7616	0.7972	1
σ' (kPa)	0.8279751	48520.297	39991.167	27217.714	14405.167	6273.2278	583.31698	0.8279751
Consolidaciones a succion variable								
t (s)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)	h (cm)
0	2.093	2.0841	2.1014	2.1436	2.1771	2.2251	2.315	2.5774
6	2.0861	2.0841	2.1166	2.1624	2.1933	2.2398	2.3297	2.5741
15	2.0861	2.0841	2.1192	2.1636	2.1944	2.2406	2.3305	2.5774
30	2.0859	2.0841	2.1217	2.1654	2.1954	2.2416	2.3313	2.5807
60	2.0859	2.0841	2.1243	2.1674	2.1964	2.2429	2.332	2.584
120	2.0856	2.0844	2.1293	2.17	2.1982	2.2449	2.3338	2.5876
240	2.0856	2.0844	2.1471	2.174	2.2012	2.2482	2.3369	2.5942
480	2.0856	2.0846	2.1552	2.1789	2.2055	2.2525	2.3407	2.6036
900	2.0854	2.0849	2.1573	2.1819	2.2111	2.2574	2.3452	2.6127
1800	2.0846	2.0851	2.1578	2.1832	2.2157	2.2614	2.3516	2.6259
3600	2.0841	2.0869	2.1568	2.1834	2.2182	2.2665	2.3597	2.6399
7200		2.0892	2.154	2.1829	2.2203	2.2726	2.3681	2.6551
14400		2.091	2.1497	2.1817	2.2228	2.2787	2.3808	2.6754
28800		2.0922	2.1464	2.1804	2.2241	2.2868	2.3986	2.6932
86400		2.0943	2.1441	2.1784	2.2251	2.3066	2.4189	2.71
172800		2.0955	2.1436	2.1771	2.2251	2.3137	2.4214	2.7212
259200		2.0973				2.315	2.4214	2.7288
345600		2.0986						2.7344
432000		2.0999						2.7402
518400		2.1014						2.7433