



Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

Doctorado en Ingeniería

MODELO CONSTITUTIVO PARA SUELOS NO SATURADOS BASADO EN EL PRINCIPIO DE ESFUERZOS EFECTIVOS

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Doctor en Ingeniería

Presenta:

Hiram Arroyo Chávez

Dirigido por:

Dr. Eduardo Rojas González

SINODALES

Dr. Eduardo Rojas González

Presidente

Dr. Jaime Horta Rangel

Secretario

Dra. María de la Luz Pérez Rea

Vocal

Dr. Paul Garnica Anguas

Vocal

Dra. Teresa López Lara

Vocal

Dr. Aurelio Domínguez González

Director de la Facultad

Firma

Firma

Firma

Firma

Firma

Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña

Director de Investigación y Posgrado

Centro Universitario

Querétaro, Qro.

Octubre de 2015

México

Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos

por Hiram Arroyo Chávez

RESUMEN

La simulación del comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos representa una de las tareas de mayor importancia en el campo de la Mecánica de Suelos. En la actualidad, las ecuaciones para predecir el comportamiento de los suelos saturados se encuentran bien establecidas. Por otro lado, los suelos no saturados exhiben una serie de fenómenos propios de su condición no saturada, derivados de la interacción entre las tres fases que los componen, que complican su modelación matemática; sin embargo, en la naturaleza, los suelos transitan de la condición saturada a la no saturada de manera natural. Es por estos motivos que no es válido diferenciar entre las leyes que rigen el comportamiento de los suelos sujetos a cualquiera de estas dos condiciones. En este sentido, es necesaria una teoría que unifique la Mecánica de Suelos Saturados con la Mecánica de Suelos No Saturados.

En este trabajo, se propone un modelo constitutivo de carácter elastoplástico para suelos sometidos a cualquier régimen de saturación. El modelo es formulado en términos de una variable de estado conocida como esfuerzo efectivo; esto permite considerar el acoplamiento hidro-mecánico de manera natural simplificando la formulación matemática sin sacrificar precisión. La ecuación utilizada para obtener el esfuerzo efectivo es válida para cualquier tipo de suelo porque los parámetros que intervienen en ella son obtenidos de manera analítica y no empírica. El modelo es capaz de reproducir una serie de observaciones experimentales tales como el incremento de resistencia del suelo inducido por variaciones en la humedad, así como el colapso volumétrico y la expansión.

Las comparaciones de los resultados numéricos con los experimentales demuestran que el modelo es capaz de reproducir las relaciones esfuerzo-deformación de una serie de resultados experimentales reportados por diversos investigadores para diferentes tipos de suelos. Esto último se basa en un estudio estadístico de los resultados pronosticados donde los parámetros de confianza y correlación se encuentran en rangos aceptables.

Palabras Clave: suelos no saturados, modelo constitutivo, esfuerzos efectivos, resistencia al esfuerzo cortante, comportamiento volumétrico

SUMMARY

The simulation of the mechanical and hydraulic behaviors of soils represents one of the major tasks in Soil Mechanics field. Currently, the equations to predict the behavior of saturated soils are well established. On the other side, unsaturated soils exhibit natural phenomena difficult to model mathematically that arise from the interaction between the three phases they contain within them; nevertheless, in nature, soils go back and forth from saturated to unsaturated condition in a natural way. This is why it is not valid to make a difference between the governing equations depending on whether the soil is saturated or not and, a unifying theory to reconcile Unsaturated Soil Mechanics and Saturated Soil Mechanics is needed.

Herein, we propose a constitutive elastoplastic model which can be used for soils under any degree of saturation. The model is formulated in terms of effective stresses; this allows considering hydro-mechanical coupling in a natural way thus simplifying mathematical relations without compromising precision. The equation used to obtain the effective stresses is valid for any type of soil because the parameters contained within it are derived through analytical procedures and not with empirical considerations. The model is capable of simulating experimental observations like the hardening due to suction variations, collapse and expansion as well.

The numerical-theoretical result comparisons show that the model is capable of simulating the stress-strain characteristics for a series of experimental data reported by several researchers for different types of soils. This asseveration is based on a correlation analysis where it is shown that the values the statistical parameters take are within acceptable ranges.

Key words: unsaturated soils, constitutive model, effective stresses, shear strength, volumetric behavior

- ii Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos

AGRADECIMIENTOS

Nunca un algún otro proyecto personal ha marcado mi vida de manera si quiera cercana, rodeado de un esquema de sucesos que marcan y definen mis intenciones en este mundo y replantean aspiraciones y objetivos que espero no terminen siendo mundanos. Personajes cercanos como mis seres queridos y la combinación con sucesos sociales y mundiales cambian el horizonte de cualquier corazón. Como la reivindicación de la dignidad latinoamericana dirigida por el Comandante Hugo Chávez Frías cuya vida ejemplificadora terminó demasiado pronto, o la vida consecuente de los presidentes Rafael Correa y Evo Morales, la dignidad del pueblo cubano y su dirigente Fidel Castro. Frases célebres que modifican en instantes la vida de cualquiera como la frase de la periodista Carmen Aristegui quien apunta que "... esta batalla, no lo dude nadie, es por nuestra dignidad" y el ejemplo moral de Miguel Ángel Granados Chapa en su virtud infinita dejan una llaga en mi convicción social y moral. La lucha incansable de mi pueblo, los mexicanos en su intento por ser libres de otro Ayotzinapa, crean en cualquiera un ensanchamiento de pecho con las ganas libertadoras a manera del movimiento de autodefensas de mi estado natal de Michoacán de Ocampo, como lo señala el escritor Paco Ignacio Taibo II cuando nos recuerda que "... necesitamos respuesta moral y sentir la afrenta a nuestra nación como una afrenta propia". Un ensayo definitivamente para cada uno de los personajes y sucesos. No es posible aquí. Pero si es posible decir que me siento afortunado de ser contemporáneo.

Esta persona que soy yo, es un reflejo de lo que mis seres queridos y entorno más cercano ha impreso en mí. El trabajo, constancia y amor por los seres queridos han sido señalados en mi familia como las virtudes supremas, las cuales persigo sin alcanzar. En resumidas cuentas, ningún proyecto de vida, ni siquiera este que estoy terminando, hubiera sido posible sin ellos, los "Arroyo Chávez". En estos tiempos en los que pertenecer a un núcleo familiar es suerte de reyes, yo, soy el sultán más afortunado.

A mi padre, el Ingeniero José Arroyo Oseguera, ejemplo de rectitud, mi más cercano amigo. Dedicado a hacer feliz a tu familia desde el momento en que nació tu primogénito. Te agradezco darme todo lo necesario y sin condiciones. Padre mío, necesitaría mil vidas para pagar el apoyo que me has dado.

A mi madre, Carmen Chávez, el ser más tierno de este mundo. Tu abnegada y desinteresada dedicación a tu familia son propios de la madre más virtuosa que jamás pude y podré tener aún si volviera a nacer un millón de veces.

A mi hermano Omar. Imprimiste en mi cabeza el interés por los sucesos sociales permitiéndome ver mucho más allá de lo que todos ven. Hermano, tus gustos son mis gustos, tus objetivos son los míos. Soy, completa y voluntariamente, una copia tuya. Me enseñaste que nuestro mundo puede ser un lugar mejor y que lo más valioso de esta vida es lo que no se puede comprar.

A mi hermana Cindy, mi compañera confidente. Mi vida no pudo estar más completa al tener un cómplice como tú. Te agradezco los desvelos escuchándome y confiándome tus secretos. Eres ejemplo de fidelidad y dedicación a tu familia.

A mi hermano Joel, tu camaradería, tu amistad, cuando pasamos momentos difíciles los dos, hombro con hombro. Eres simplemente la persona en la que más confío en este mundo, en estos tiempos donde caminar en la oscuridad se vuelve sencillo si hay alguien como tú presente. Juntos vamos a cambiar el mundo queridísimo hermano.

A mi hermano José, mil veces gracias por los momentos felices que me has dado. Mil veces gracias por ser la luz más brillante de nuestra familia. Por perdonar mis errores y aun así brindarme todo tu apoyo a la hora que sea, en el momento que sea. Mil veces gracias por ser mi hermano.

A mi compañera María Rodríguez. Las alegrías, tu dulce compañía a lo largo de estos años de infinita paciencia, apoyo incondicional y comprensión, de los cuales nunca nadie se hará merecedor, tú los entregaste sin reservas. Tú estuviste en todos y cada uno de los momentos y circunstancias difíciles por los que atravesé y por eso, y todo lo que viene, quiero dedicar mi vida entera a hacerte feliz.

Finalmente, las personas cercanas a este proyecto. Como el Dr. Eduardo Rojas, parte fundamental y guía certera. El mejor tutor y profesor que pude haber tenido, fundamental para culminar este proyecto.

Agradezco al Dr. Irineo Torres Pacheco por ofrecerme su amistad. Por las horas que dentro de su ocupada agenda dedicó a tomar café conmigo. Es un ejemplo de dedicación a la vida universitaria y a nuestra sociedad. Le agradezco la confianza de depositar en mi persona el relato de ciertos episodios de su vida, que terminan siendo episodios que pertenecen a los mexicanos.

Agradezco a la Dra. María de la Luz Pérez Rea por su paciencia. Dedicada siempre a la vida universitaria. Dedicada como pocos al mejoramiento de nuestra Universidad. Gracias por el tiempo que dedicó siempre a mi persona para hacer todo más fácil. Siempre gracias por ser ejemplo de un docente excelente; una profesora en toda la extensión de la palabra.

Agradezco a los miembros de mi sínodo, el Dr. Jaime Horta Rangel, el Dr. Paul Garnica Anguas y la Dra. Teresa López Lara por sus acertadísimos señalamientos para mejorar este trabajo.

A mi amigo el Maestro en Ciencias Ramiro Guillermo Paz Cruz, gracias hermano por acompañarme a lo largo de este proyecto. Los momentos alegres en Querétaro te los debo a ti.

Al profesor Nasser Khalili de la Universidad de Nueva Gales del Sur y al Dr. Arman Khoshghalb por facilitar todo lo necesario para culminar el programa experimental de esta tesis. Científicos e Ingenieros en toda la extensión de la palabra.

To my great friend Dr. Esmail Adabifiroozjaei and his wife Raheleh, your great support and partnership were crucial to undergo difficult times back there in Sydney. Hope our friendship lasts forever. Our world needs more scientists and people with your skills and dedication.

A mis amigos durante mi estancia en Sídney, el Dr. Hongwei Yang, el Dr. Amin Pasha, el Dr. Tanh Liem Vo, el Dr. Gaofeng Zhao y el Dr. Babak Shahbodagh. Sus consejos e intercambio de ideas fueron importantísimos para llevar a buen término este trabajo de tesis.

En definitiva, y acomodando las palabras de un gigante de nuestros tiempos: esta experiencia *me ha cambiado más de lo que creí*.

El personaje que escribió estas notas murió al pisar de nuevo tierra Argentina, el que las ordena y pule, "yo", no soy yo; por lo menos no soy el mismo yo interior. Ese vagar sin rumbo por nuestra "Mayúscula América" me ha cambiado más de lo que creí

HASTA LA VICTORIA SIEMPRE

Ernesto "Che" Guevara

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESUMEN	i
SUMMARY	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE DE CONTENIDO	vii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS	xiv
SIMBOLOGÍA	xxv
I. INTRODUCCIÓN	1
I.1 Justificación	1
I.2 Planteamiento del problema	2
I.3 Hipótesis y objetivos	2
I.3.1 Hipótesis general	2
I.3.2 Objetivo general	3
I.3.3 Objetivos específicos	3
II. REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE SUELOS NO SATURADOS	4
II.1 Materiales en Ingeniería	4
II.2 El suelo	4
II.3 Estructura interna de un suelo	5
II.4 El suelo como un <i>continuo</i> y el concepto de <i>Esfuerzo Efectivo</i>	5
vii Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos	

II.4.1	Succión.....	10
II.4.2	Curvas de retención agua-suelo (CRAS).	19
II.4.3	Distribución de Tamaño de Poros (DTP).....	21
II.5	Resistencia al esfuerzo cortante y deformación volumétrica de los suelos.....	23
II.5.1	Compresión isotrópica	23
II.5.2	Resistencia al esfuerzo cortante	25
II.5.1	Trayectorias de carga en suelos saturados y no saturados y Estado Crítico	29
III.	REVISIÓN DE MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SUELOS	32
III.1	Tipos de modelos desde el punto de vista de la variable constitutiva	32
III.2	Modelos formulados en términos de variables de estado independientes (clase	33
I)		
III.3	Modelos formulados en esfuerzos efectivos (clase II)	37
III.4	Consideraciones termodinámicas de los modelos	39
III.5	Consideraciones generales de los modelos constitutivos para suelos no	40
saturados		
IV.	EL MODELO SÓLIDO-POROSO	42
IV.1	Geometría de poros.....	42
IV.2	Formulación computacional	43
IV.3	Formulación probabilística.....	49
IV.3.1	Ecuaciones para las curvas límite	49
IV.3.2	Curvas de inversión.....	53
IV.3.3	Fracciones volumétricas (saturada, seca y no saturada)	56
viii	Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos	

IV.3.4	Considerando deformaciones volumétricas en el modelo sólido-poroso....	61
V.	FORMULACIÓN DE UN MODELO CONSTITUTIVO EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS.....	67
V.1	Ecuaciones constitutivas del comportamiento elastoplástico.....	67
V.2	Superficie de fluencia.....	71
V.3	Ecuación de deformación volumétrica y estado crítico.....	73
V.4	Matriz plástica de respuesta esfuerzo-deformación.....	76
V.5	La ecuación de esfuerzos efectivos	77
V.6	Extensión del modelo constitutivo a suelos no saturados.....	80
V.6.1	Comportamiento de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos efectivos.	80
V.6.2	Trayectorias de humedecimiento-secado	82
V.6.3	Colapso volumétrico	85
VI.	VALIDACIÓN DEL MODELO SÓLIDO-POROSO Y DE LA ECUACIÓN DE ESFUERZOS EFECTIVOS.....	88
VI.1	Validación del modelo sólido-poroso.....	88
VI.1.1	Determinación de los parámetros del modelo sólido-poroso.....	89
VI.1.2	Resultados experimentales de un suelo volcánico	90
VI.1.3	Resultados experimentales de una arcilla limosa (Pearl clay)	92
VI.2	Validación de la ecuación de esfuerzos efectivos	97
VI.2.1	Resultados experimentales de una Arcilla de Barcelona	99
VI.3	Resultados experimentales de un gneiss residual (Futai y Almeida, 2005) ..	109
ix	Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos	

VI.3.1	Caracterización del material y evaluación de las propiedades de las muestras compactadas	109
VI.3.2	Medición de la relación succión-humedad (CRAS) y granulometría de las muestras.	109
VI.3.3	Compresión triaxial.....	111
VI.3.4	Interpretación de los resultados de resistencia en términos de esfuerzos efectivos	112
VI.4	Resultados experimentales de una arena limosa.....	114
VI.4.1	Caracterización del material y evaluación de las propiedades de las muestras compactadas	114
VI.4.2	Medición de la relación succión-humedad (CRAS) y granulometría de las muestras.	115
VI.4.3	Compresión triaxial.....	122
VI.4.4	Interpretación de los resultados de resistencia en términos de esfuerzos efectivos	123
VII.	VALIDACIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO PARA SUELOS NO SATURADOS.....	127
VII.1	Resultados experimentales de un gneiss residual (Futai y Almeida, 2005) .	127
VII.1.1	Pruebas de compresión isotrópica bajo succión constante.....	127
VII.1.2	Pruebas de compresión triaxial bajo succión constante	135
VII.2	Resultados experimentales de una arena limosa	155
VII.2.1	Pruebas de compresión isotrópica bajo succión constante.....	155
VII.2.2	Pruebas de compresión triaxial bajo succión constante	162
x	Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos	

VIII. CONCLUSIONES.....	176
REFERENCIAS	181

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II.1 Ecuaciones propuestas para la determinación de esfuerzos efectivos	8
Tabla II.2 Tensión superficial del agua en función de la temperatura (Streeter et al., 2007).	12
Tabla II.3 Dispositivos y técnicas experimentales para medición de la succión en suelos (Alonso et al., 2008).	17
Tabla VI.1 Parámetros utilizados para reproducir las CRAS de un suelo volcánico	91
Tabla VI.2 Parámetros del modelo para la muestra compactada con $e = 1.08$	94
Tabla VI.3 Parámetros del modelo para la muestra compactada a una relación de vacíos $e = 1.78$	96
Tabla VI.4 Propiedades de la Arcilla de Barcelona.	99
Tabla VI.5 Parámetros utilizados para definir las DTP y las DTG de la Arcilla de Barcelona.	101
Tabla VI.6 Esfuerzos confinantes σ_3 para los diferentes especímenes (kPa).	104
Tabla VI.7 Programa experimental para la Arcilla de Barcelona (Buenfil, 2007).	104
Tabla VI.8 Parámetros utilizados para reproducir la distribución granulométrica y la distribución de tamaños de poro del suelo residual.	110
Tabla VI.9 Esfuerzo medio neto inicial para las pruebas de compresión triaxial con succión controlada	111
Tabla VI.10 Propiedades índice del suelo muestreado en la presa Lyell	115
Tabla VI.11 Parámetros utilizados para reproducir la distribución granulométrica y la distribución de tamaños de poro del suelo de la presa Lyell.	119
xii Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos	

Tabla VI.12 Esfuerzo medio neto inicial para las pruebas de compresión triaxial con succión controlada	123
Tabla VII.1 Parámetros constitutivos de resistencia y deformación volumétrica.	136
Tabla VII.2 Parámetros constitutivos de resistencia y deformación volumétrica.	143
Tabla VII.3 Parámetros constitutivos de resistencia y deformación volumétrica.	149
Tabla VII.4 Parámetros constitutivos de resistencia y deformación volumétrica.	162
Tabla VIII.1 Análisis estadístico de correlación y confianza de resultados	177

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II.1 Esquema de permutación del espacio de esfuerzos totales al de esfuerzos efectivos (tomada de (Nuth y Laloui, 2007)).....	6
Figura II.2 a) Molécula de agua al interior de un depósito, b) Molécula de agua en la superficie de un depósito.	11
Figura II.3 Sección circular en estado de tensión superficial (Dullien, 1992).	11
Figura II.4 Idealización de los poros en los suelos como capilares cilíndricos (Or y Tuller, 2005).	12
Figura II.5. Modelo capilar utilizado en Mecánica de Suelos (Or y Tuller, 2005).	13
Figura II.6 Partícula de suelo con moléculas de agua en su superficie.	15
Figura II.7 Presencia de presión osmótica a través de una membrana semipermeable (Levine, 2004).....	16
Figura II.8 Técnica de traslación de ejes.	18
Figura II.9 Representación de la curva de retención agua-suelo en secado (Pérez y Garnica, 2008).....	19
Figura II.10 Representación esquemática de la curva de retención agua-suelo.	20
Figura II.11 Izquierda: fluido que moja; derecha: fluido que no moja.....	21
Figura II.12 Curva de intrusión típica de una prueba de porosimetría hecha con mercurio.	22
Figura II.13 Comportamiento volumétrico de suelos sujetos a distintos niveles de succión. Resultados experimentales publicados por Cunningham et al. (2003).....	24
Figura II.14 Curva de compresibilidad de suelos	25
xiv Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos	

Figura II.15 (Izquierda) resistencia al esfuerzo cortante y (Derecha) comportamiento volumétrico de una muestra de suelo en estado suelto y estado denso.....	25
Figura II.16 Modelo mecánico para entender la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.....	26
Figura II.17 Envolvente resistencia al esfuerzo cortante para los suelos.	27
Figura II.18 Envoltentes de resistencia al esfuerzo cortante para un suelo normalmente consolidado en condiciones saturada y no saturada.....	28
Figura II.19 Comportamiento esfuerzo-deformación al aplicar un esfuerzo desviador .	29
Figura II.20 Comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo no saturado al sufrir cambios en la succión, el esfuerzo isotrópico y el esfuerzo desviador.....	30
Figura II.21 Trayectorias de carga en pruebas triaxiales para suelos.	31
Figura III.1 Superficies de fluencia. a) superficie de fluencia para estados de esfuerzo isotrópico; b) superficie de fluencia para estados de esfuerzo triaxial.	35
Figura III.2 Vista tridimensional de las superficies de fluencia en el espacio de esfuerzos (p_{net}, q, s).....	36
Figura III.3 Superficie de fluencia de (Wheeler et al. (2003)) (Izquierda) Vista plana de la superficie de fluencia en el espacio $p'-s$ *. (Derecha) Vista de la superficie de fluencia para estados de esfuerzo triaxial y estados de compresión isotrópica.	37
Figura III.4 Modelo de comportamiento hidráulico propuesto por Wheeler et al. (2003)	39
Figura IV.1 (a) Sección fina de una arena (Roberts y Schwartz, 1985); (b) microscopía electrónica de barrido tomada a minerales de arcilla; (c) retención de humedad en poros circulares y triangulares.	42
Figura IV.2. Construcción de una malla rectangular.....	44

Figura IV.3. Distribuciones de volumen relativo experimentales (rectángulos negros) y teóricas (línea sólida).....	45
Figura IV.4 Restricciones geométricas para sitios concurrentes.....	46
Figura IV.5. Proceso de humedecimiento visto en una distribución de volumen relativo.	47
Figura IV.6 Proceso de inversión hacia el humedecimiento.	49
Figura IV.7 Barrido de la frontera de humedecimiento para simular los incrementos del grado de saturación (Arroyo et al., 2013).	50
Figura IV.8 Unidad básica para (a) sitios y (b) enlaces.....	50
Figura IV.9 Proceso de secado	53
Figura IV.10 Proceso de inversión hacia el humedecimiento.	54
Figura IV.11 Unidad básica de sólidos.....	56
Figura IV.12 (a) Comparaciones de las distribuciones de frecuencia de volumen de poro de muestras compactadas bajo el mismo contenido de agua y diferentes esfuerzos verticales (Tarantino y De Col, 2008), (b) DTP de un suelo arcilloso sujeto a una succión de 840 kPa (Simms y Yanful, 2001).....	62
Figura IV.13 Modificación de la estructura de muestras de suelo no saturado al incrementar la succión desde 0 hasta 400 kPa (resultados experimentales de Cuisinier y Laloui (2004)).....	62
Figura IV.14 Arreglo estructural de suelos colapsables.	63
Figura IV.15 Evolución de la DTP durante humedecimiento en una (a) muestra de suelo con 70% de arcilla Kunigel y 30% de arena Hostun (resultados experimentales de Cui et al. (2002), (b) arcilla con minerales caolín (resultados experimentales de Thom et al. (2007)).	64
Figura IV.16 Curva de calibración calculada a partir de la distribución de volumen relativo inicial.	65

Figura V.1 Comportamiento esfuerzo-deformación de una muestra de suelo.	67
Figura V.2 Función potencial plástico.....	69
Figura V.3 Criterio de fluencia definido en el espacio de esfuerzos $p-q$	70
Figura V.4 Incremento de la superficie de fluencia.....	71
Figura V.5 Forma de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos $p-q$	72
Figura V.6 Relación de vacíos para diferentes patrones de carga.	73
Figura V.7 Crecimiento de la superficie de fluencia hasta alcanzar el estado crítico de falla.	75
Figura V.8 Sección transversal de un suelo no saturado mostrando las áreas de contacto de las diferentes fases (Rojas, 2014).....	78
Figura V.9 Evolución de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzo medio neto – succión.	80
Figura V.10 Evolución de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzo medio efectivo – succión.	82
Figura V.11 Implicaciones que tienen las trayectorias de secado, humedecimiento y esfuerzo medio neto en la forma de la superficie de fluencia LCYS.....	83
Figura V.12 Evolución de la superficie LCYS cuando ocurre colapso volumétrico.....	86
Figura VI.1 Serie de sitios interconectados mediante enlaces.....	90
Figura VI.2 Ciclos de humedecimiento-secado de un suelo volcánico; resultados experimentales de Ng y Pang (2000).	91
Figura VI.3. Simulaciones de las CRAS. (a) mejor ajuste para la muestra con $e = 0.782$. Resultados numéricos y experimentales para (b) $e = 0.747$ y (c) $e = 0.712$ y (d) evolución del volumen relativo con la relación de vacíos. Datos experimentales de Ng y Pang (2000).	92

Figura VI.4 (a) CRAS experimentales para la muestra compactada a $e = 1.08$ y (b) deformaciones volumétricas. Datos experimentales de Sun et al. (2007).	93
Figura VI.5 Procedimiento para conocer el estado no saturado de la red poroso para la muestra de <i>Pearl clay</i>	94
Figura VI.6 Predicciones (a) numéricas (línea sólida) y predicciones experimentales (E) de las CRAS y (b) evolución de la distribución de volumen relativo.....	94
Figura VI.7 (a) CRAS experimentales para la muestra compactada a $e = 1.78$ y (b) deformaciones volumétricas de la muestra. Datos experimentales de Sun et al. (2007).	95
Figura VI.8 Procedimiento para aproximar la red porosa inicial para el punto A.....	96
Figura VI.9 (a) Comparaciones numéricas (línea sólida) y experimentales (línea punteada) de curvas de retención y (b) evolución de la distribución de volumen relativo en el patrón BC.....	97
Figura VI.10 Evolución de la línea de estado crítico.....	98
Figura VI.11 Granulometría de la Arcilla de Barcelona.....	100
Figura VI.12 Distribución de tamaño de poros de la Arcilla de Barcelona.....	100
Figura VI.13 Curvas de retención agua-suelo teóricas (T) y experimentales (E).	101
Figura VI.14 Distribuciones de tamaño de poro teórica (línea) y experimentales (círculos) de la Arcilla de Barcelona.	102
Figura VI.15 Resistencia al esfuerzo cortante de la Arcilla de Barcelona.	105
Figura VI.16 (a) Fracción saturada, (b) Fracción no saturada y (c) Grado de saturación de la fracción no saturada como función del grado de saturación de la Arcilla de Barcelona. ..	107
Figura VI.17 Parámetro χ para el suelo en humedecimiento y en secado	108
Figura VI.18 Simulación de la resistencia al esfuerzo cortante de la Arcilla de Barcelona en función de esfuerzos efectivos.	108

Figura VI.19 Ajuste numérico y experimental para a) Curva de retención agua-suelo y b) Distribución de tamaños de poro para el gneiss residual.....	109
Figura VI.20 Distribuciones de tamaños teóricas (líneas) y experimentales (círculos) para un suelo residual.....	110
Figura VI.21 CRAS experimentales de un suelo residual.	111
Figura VI.22 Resistencia al esfuerzo cortante de un suelo residual.	112
Figura VI.23 (a) Fracción saturada, (b) Fracción no saturada y (c) grado de saturación de la fracción no saturada como función del grado de saturación.	113
Figura VI.24 Parámetro χ para los patrones de humedecimiento y secado.....	114
Figura VI.25 Resistencia al esfuerzo cortante de un suelo residual a través de esfuerzos efectivos.....	114
Figura VI.26 Marco de carga para fabricar las muestras para este estudio.	116
Figura VI.27 Esquema de la cámara de presión (superior). Imagen de la cámara de presión utilizada (inferior).	117
Figura VI.28 Curvas de retención agua-suelo del suelo muestreado en la presa Lyell.	118
Figura VI.29 Análisis granulométrico de las muestras de suelo utilizadas para la investigación	119
Figura VI.30 Distribuciones de tamaños teóricas y experimentales para las muestras fabricadas a partir del suelo de la presa Lyell.....	120
Figura VI.31 CRAS experimentales del suelo de la presa Lyell.	121
Figura VI.32 Comparación teórico-experimental de las distribuciones de volumen relativo.	122
Figura VI.33 Resistencia al esfuerzo cortante del suelo de la presa Lyell.	123
xix Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos	

Figura VI.34 (a) Fracción saturada, (b) Fracción no saturada y (c) grado de saturación de la fracción no saturada como función del grado de saturación del suelo de la presa Lyell. ..	124
Figura VI.35 Fracción seca como función del grado de saturación del suelo de la presa Lyell.	125
Figura VI.36 Resistencia al esfuerzo cortante de un suelo residual a través de esfuerzos efectivos.	126
Figura VII.1 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión nula (condición saturada).	128
Figura VII.2 Estado inicial de esfuerzos y evolución de la superficie LCYS hacia 300 kPa de succión.	129
Figura VII.3 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión de 300 kPa.	130
Figura VII.4 Estado inicial de esfuerzos y evolución de la superficie LCYS hacia 100 kPa de succión.	131
Figura VII.5 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión de 100 kPa.	132
Figura VII.6 Comparaciones teórico-experimentales entre los estados de fluencia predichos por el modelo propuesto y los obtenidos en laboratorio.	133
Figura VII.7 Influencia de la succión en las curvas de compresibilidad. Comparaciones teórico-experimentales.	134
Figura VII.8 Análisis de correlación de los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo.	135
Figura VII.9 Trayectoria de carga de pruebas drenadas de compresión triaxial en muestras saturadas.	136

Figura VII.10 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 100 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	137
Figura VII.11 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 200 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	138
Figura VII.12 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 400 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	139
Figura VII.13 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 600 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	140
Figura VII.14 Comparaciones teórico-experimentales de pruebas de compresión triaxial en muestras saturadas de un gneiss residual.	141
Figura VII.15 Análisis de correlación de los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo.	142
Figura VII.16 Trayectoria de carga de pruebas drenadas de compresión triaxial en muestras sometidas a succión de 300 kPa.....	143
Figura VII.17 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 100 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	144
Figura VII.18 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 200 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	145
Figura VII.19 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 500 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	146

Figura VII.20 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras con $s = 300$ kPa de un gneiss residual.....	147
Figura VII.21 Análisis de correlación de los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo.	148
Figura VII.22 Trayectoria de carga de pruebas drenadas de compresión triaxial en muestras sometidas a succión de 100 kPa.....	149
Figura VII.23 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 100 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	150
Figura VII.24 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 200 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	151
Figura VII.25 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 400 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	152
Figura VII.26 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras con $s = 100$ kPa de un gneiss residual.....	153
Figura VII.27 Análisis de correlación de los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo.	154
Figura VII.28 Evolución de la superficie de fluencia a medida que el suelo alcanza diferentes estados de succión.....	156
Figura VII.29 Configuración de la superficie de fluencia predicha por el modelo propuesto y expresada eAlonso et al. (1990)n términos de variables de estado independientes.	157
Figura VII.30 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión de 170 kPa.	158

Figura VII.31 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión de 235 kPa.	159
Figura VII.32 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión de 300 kPa.	160
Figura VII.33 Influencia de la succión en las curvas de compresibilidad. Comparaciones teórico-experimentales.	161
Figura VII.34 Análisis de correlación de los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo.	162
Figura VII.35 Trayectoria de carga de pruebas drenadas de compresión triaxial en muestras sometidas a succión de 170 kPa.	164
Figura VII.36 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 123 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	165
Figura VII.37 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 200 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	166
Figura VII.38 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 350 kPa: a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.	167
Figura VII.39 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras sometidas a diversos esfuerzos confinantes con $s = 170$ kPa de una arena limosa.	168
Figura VII.40 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras sometidas a diversos esfuerzos confinantes con $s = 170$ kPa de una arena limosa.	169
Figura VII.41 Trayectoria de carga de pruebas drenadas de compresión triaxial en muestras sometidas a succión de 235 kPa.	170

Figura VII.42 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 167 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial. 171

Figura VII.43 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 260 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial. 172

Figura VII.44 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 465 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial. 173

Figura VII.45 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras sometidas a diversos esfuerzos confinantes con $s = 235$ kPa de una arena limosa. 174

Figura VII.46 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras sometidas a diversos esfuerzos confinantes con $s = 235$ kPa de una arena limosa. 175

SIMBOLOGÍA

B Volumen relativo (integral) de enlaces hasta el radio crítico

c Cohesión aparente del suelo

C Conectividad de la red porosa

e Relación de vacíos

e_{SC} Relación de vacíos al inicio del proceso de colapso

e_M Relación de vacíos de macroporos

e_m Relación de vacíos de microporos

f Distribución de frecuencia

F_{BI} Factor de la fracción de volumen relativo saturado de enlaces antes del radio crítico en humedecimiento

F_{BD} Factor de la fracción de volumen relativo saturado de enlaces antes del radio crítico en secado

F_{SI} Factor de la fracción de volumen relativo saturado de sitios antes del radio crítico en humedecimiento

F_{SD} Factor de la fracción de volumen relativo saturado de sitios antes del radio crítico en secado

F_{SDI} Factor de la fracción de volumen relativo saturado de sitios antes del radio crítico en humedecimiento cuando ya se sufrió una inversión de humedad

F_{SID} Factor de la fracción de volumen relativo saturado de sitios antes del radio crítico en secado cuando ya se sufrió una inversión de humedad

F_{pv} Factor de proporcionalidad volumétrica

f^u Fracción no saturada

f^s Fracción saturada

f^d Fracción seca

\bar{f} Superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos $q - p'$

G Módulo de cortante

G_{PI} Probabilidad para sitios pertenecientes a la fracción seca en humedecimiento

G_{PD} Probabilidad para sitios pertenecientes a la fracción seca en secado

K Módulo de Bulk

k Número de intervalos de la distribución de volumen relativo

L_{BI_1} Probabilidad para enlaces pertenecientes a la fracción saturada en humedecimiento

L_{BD_1} Probabilidad para enlaces pertenecientes a la fracción saturada en secado

L_{BIR} Probabilidad para enlaces saturados al invertir un proceso de secado hacia secado

L_{BI} Probabilidad para enlaces saturados en humedecimiento

L_{SI_1} Probabilidad para sitios pertenecientes a la fracción saturada en humedecimiento

L_{SD_1} Probabilidad para sitios pertenecientes a la fracción saturada en secado

L_{PD} Probabilidad para sitios pertenecientes a la fracción saturada en secado

L_{SIR} Probabilidad para sitios saturados al invertir un proceso de humedecimiento hacia secado

L_{SDR} Probabilidad para sitios saturados al invertir un proceso de secado hacia humedecimiento

L_{SI} Probabilidad para sitios saturados en humedecimiento

L_{SDI} Probabilidad para sitios saturados en humedecimiento cuando ya se ha sufrido inversión de humedad

L_{SD} Probabilidad para sitios saturados en secado

L_{SID} Probabilidad para sitios saturados en secado cuando ya se ha sufrido inversión de humedad

L_{PI} Probabilidad para unidades pertenecientes a la fracción saturada en humedecimiento

$LCYS$ Superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos $s - p'$

M Gradiente de la línea de estado crítico LEC

N Número total de elementos en la malla del Modelo Sólido-Poroso

n Porosidad del suelo

p_0 Esfuerzo de preconsolidación

$(p_0)_{net}$ Esfuerzo de preconsolidación de un suelo no saturado

p_0^* Esfuerzo de preconsolidación de un suelo saturado

p'_{ini} Esfuerzo efectivo medio al inicio de una prueba triaxial

p_f Esfuerzo isotrópico de falla

P Esfuerzo medio

p' Esfuerzo medio efectivo

p_{net} Esfuerzo medio neto

q Esfuerzo desviador

q_f Esfuerzo desviador de falla

R_C Radio crítico

R_{inv} Radio de inversión de humedad

R Radio de poro

R_{max} Radio de poro de mayores dimensiones

R_{min} Radio de poro de mayores dimensiones

S_r^u Grado de saturación de la fracción no saturada del suelo

S_r Grado de saturación del suelo

s Succión en el suelo

s_e Valor de entrada de aire

S_R Volumen relativo (integral) de sitios en el punto de inversión de humedad

S Volumen relativo (integral) de sitios hasta el radio crítico

S_A Volumen relativo (integral) de sitios hasta el radio crítico en un proceso de inversión de humedad

Sol Volumen relativo (integral) de sólidos hasta el radio crítico

T_s Tensión superficial agua-aire

u_w Presión de agua de poro

u_a Presión de aire de poro

V_w Volumen de agua en el suelo

V_w^u Volumen de agua en la fracción no saturada

V_w^s Volumen de agua en la fracción saturada

V_B^s Volumen de enlaces saturado

V_v^s Volumen de la fracción saturada

V_v^d Volumen de la fracción seca

V_B Volumen de los enlaces del suelo

V_S Volumen de sitios

V_S^u Volumen de sitios de la fracción no saturada

V_S^s Volumen de sitios de la fracción saturada

V_S^d Volumen de sitios de la fracción seca

V_{SOL} Volumen de sólidos

V_{SOL}^u Volumen de sólidos de la fracción no saturada

V_{SOL}^s Volumen de sólidos de la fracción saturada

V_{SOL}^d Volumen de sólidos de la fracción seca

V_v^u Volumen de vacíos de la fracción no saturada

V_v Volumen de vacíos del suelo

V_R Volumen relativo

V_{RB} Volumen relativo de enlaces

V_{RS} Volumen relativo de sitios

V_{RSOL} Volumen relativo de sólidos

V Volumen total del suelo

w Contenido de agua

W_s Peso de la fase sólida que forma al suelo

W_w Peso del agua contenida en el suelo

χ Parámetro de esfuerzos efectivos de Bishop

ε_1 Deformación axial

ε_s Deformación desviadora

ε_d^e Deformación desviadora elástica

ε_d^p Deformación desviadora plástica

ε^p Deformación plástica

ε_v Deformación volumétrica

ε_v^e Deformación volumétrica elástica

ε_v^p Deformación volumétrica plástica

φ Ángulo de contacto agua-suelo

γ_w Peso específico del agua

κ Gradiente de compresión normalmente pre-consolidada en escala semi-logarítmica

λ Gradiente de compresión normalmente consolidada en escala semi-logarítmica

- μ Media de la distribución de volumen relativo
- μ_{BM} Media de la distribución de volumen relativo de enlaces mayores
- μ_{Bm} Media de la distribución de volumen relativo de enlaces menores
- μ_{SM} Media de la distribución de volumen relativo de macroporos
- μ_{Sm} Media de la distribución de volumen relativo de mesoporos o microporos
- μ_{SOL_1} Media de la distribución de volumen relativo de sólidos mayores
- μ_{SOL_2} Media de la distribución de volumen relativo de sólidos menores
- σ_{V_R} Desviación estándar de la distribución de volumen relativo
- σ_{BM} Desviación estándar de la distribución de volumen relativo de enlaces mayores
- σ_{Bm} Desviación estándar de la distribución de volumen relativo de enlaces menores
- σ_{SM} Desviación estándar de la distribución de volumen relativo de macroporos
- σ_{Sm} Desviación estándar de la distribución de volumen relativo de mesoporos o microporos
- σ_{SOL_1} Desviación estándar de la distribución de volumen relativo de sólidos mayores
- σ_{SOL_2} Desviación estándar de la distribución de volumen relativo de sólidos menores
- σ Esfuerzo aplicado
- σ' Esfuerzo efectivo
- σ_{net} Esfuerzo neto
- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ Esfuerzos principales aplicados en las direcciones 1, 2 y 3
- τ Resistencia al esfuerzo cortante

CAPÍTULO 1

I. INTRODUCCIÓN

I.1 Justificación

Los suelos son el material de construcción que más abunda en la naturaleza, y sin embargo es el que representa los mayores desafíos. En la práctica es deseable conocer y predecir el comportamiento que tendrán las estructuras construidas con o sobre suelo. Por esto, los modelos matemáticos se implementan para predecir el comportamiento de los suelos. Más aún, para sistemas complejos de carga mecánica o hidráulica, se ha recurrido a la implementación computacional de estos modelos para resolver situaciones que involucran este tipo de sistemas.

La utilización de un esfuerzo efectivo como variable de estado para describir la relación esfuerzo-deformación de los suelos permite simplificar las ecuaciones constitutivas, sin embargo, este enfoque no se ha podido generalizar. El esfuerzo efectivo representa la unificación de todas las teorías de la mecánica de suelos en una sola ecuación.

Los esfuerzos efectivos se han utilizado con éxito en suelos saturados. La ecuación del Dr. Karl von Terzaghi (1925) logró plantear las bases para dar un tratamiento científico y bien cimentado al problema de los suelos. El problema es que los suelos no se pueden considerar siempre saturados. Cuando se trata de suelos no saturados, la implementación trae consigo aparentes contradicciones que han sido solucionadas con la implementación de un marco elastoplástico. Una de las principales complicaciones es la definición de la función del esfuerzo efectivo debido a que este esfuerzo no se puede medir físicamente más que para combinaciones de esfuerzos controladas.

El problema que nos ocupa en esta tesis es arrojar luz en el campo de la utilización del esfuerzo efectivo como variable constitutiva del sistema suelo.

1 Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos

I.2 Planteamiento del problema

Los desafíos que representa la implementación del concepto de esfuerzos efectivos se hace evidente en el número creciente de ecuaciones que se han reportado. El problema es que este esfuerzo no se puede medir físicamente más que para ciertas condiciones de esfuerzo controlado y por ello, una función no se puede aplicar más que por medio de acercamientos teóricos.

Cuando se aplica este concepto a suelos saturados, el Dr. Karl von Terzaghi (1925) propone que la ecuación sea la diferencia entre la presión total ejercida y la presión de agua en los poros. Si la presión de agua se mantiene nula, se puede medir este esfuerzo efectivo como la carga total aplicada.

La extrapolación del concepto de esfuerzo efectivo hacia suelos no saturados debe afrontarse porque no se puede garantizar que la condición saturada se mantendrá. Barbour (1999) establece que alrededor de un tercio del planeta se encuentra en regiones áridas o semi-áridas donde la evaporación excede a la precipitación (Barbour, 1999), por tanto, cualquier suelo cerca de la superficie es susceptible de desecación.

Implementar el concepto de esfuerzos efectivos en suelos no saturados implicaría una generalización automática de la Teoría del Esfuerzo Efectivo en Suelos porque esto significa considerar los estados saturados también.

I.3 Hipótesis y objetivos

I.3.1 Hipótesis general

Dicho lo anterior, la hipótesis que se intentará verificar en este trabajo versa como sigue:

“Las leyes que rigen el comportamiento hidráulico y mecánico de los suelos bajo cualquier grado de saturación se pueden formular en el marco conceptual de esfuerzos efectivos.”

- 2 Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos

I.3.2 Objetivo general

Verificar la hipótesis para este trabajo una vez planteado el problema lleva a establecer el siguiente objetivo general:

Establecer un modelo constitutivo de carácter elastoplástico basado en el principio de esfuerzos efectivos para suelos no saturados que acople el comportamiento mecánico con el hidráulico y que sea capaz de reproducir las características volumétricas, de resistencia al esfuerzo cortante e hidráulicas de los suelos.

I.3.3 Objetivos específicos

- Simplificar las leyes que gobiernan el comportamiento mecánico de los suelos sin sacrificar exactitud en las predicciones arrojadas por el modelo.
- Establecer un marco teórico del comportamiento de suelos saturados y no saturados de carácter elastoplástico para suelos saturados y no saturados.
- Unificar los criterios expuestos por diversos investigadores y especialistas en Mecánica de Suelos en un modelo constitutivo simple y preciso.
- Evaluación teórico-experimental del modelo.
- Contribuir al estudio científico de la Mecánica de Suelos No Saturados en México y particularmente en la Universidad Autónoma de Querétaro cuya Facultad de Ingeniería es precursora y punto de referencia de trabajos desarrollados en este sentido.

CAPÍTULO 2:

II. REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE SUELOS NO SATURADOS

II.1 Materiales en Ingeniería

Los materiales que ofrece la naturaleza siempre han formado parte de los seres humanos. Ellos juegan un papel fundamental en el desarrollo de las sociedades y la interacción entre ellas. Desde los elementos fundamentales de escala atómica, las moléculas constructoras de proteínas y cadenas infinitas de polímeros formando elementos complejos hasta los pesados pilotes que soportan puentes sobre el mar. La naturaleza provee las herramientas para el desarrollo. De entre los materiales utilizados para la construcción, el suelo es el más abundante en la Tierra (Lambe y Whitman, 1969) y el más complejo.

II.2 El suelo

El Dr. Eulalio Juárez Badillo y el Dr. Alfonso Rico definen al suelo como: “todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves” (Juárez-Badillo y Rico Rodríguez, 2008).

El suelo está conformado por distintos constituyentes. Consisten de una fase sólida (minerales y materia orgánica), una fase líquida y una fase gaseosa. El volumen de la fase sólida puede considerarse constante al deformarse el suelo pero las otras dos no.

Más aún, si se quiere describir el estado de esfuerzos del suelo se deben considerar a la película contráctil como una cuarta fase (Fredlund y Rahardjo, 1993). La película contráctil es el resultado de la interacción entre la fase líquida y la fase sólida y tiene fronteras bien definidas y propiedades físicas distintas a las otras fases. Esta cuarta fase actúa como una liga que mantiene

unidas a las partículas entre sí y su resistencia depende del contenido de agua, de la forma y tamaño de las partículas y de la estructura formada por estas partículas.

II.3 Estructura interna de un suelo

El suelo es el resultado de la degradación de las rocas por agentes químicos o agentes mecánicos. Lambe y Whitman (1969) proponen que el suelo sea considerado “inherentemente un sistema de partículas”. Generalmente, los suelos cuyas formas son redondas y relativamente grandes como arenas o gravas se generan por agentes mecánicos naturales. Por otro lado, la degradación química conduce a partículas cristalinas de tamaño coloidal conocidas como arcillas (Collins y McGown, 1974; Murray y Sivakumar, 2010).

La estructura interna de un suelo está determinada por la manera en que se depositan o fueron depositados los granos individuales. El Dr. Leonardo Zeevaert (1997) propone las estructuras *simple*, *panal-cavernosa* y *floculenta* de los suelos. Lambe (1958) a su vez propone que el suelo puede formarse en estructura *floculada* o *dispersa*; estas dos últimas condiciones son el resultado de efecto total ejercido por las fuerzas de atracción y de repulsión ejercidas entre partículas individuales. Las fuerzas de atracción son fuerzas secundarias tipo van der Waals y las fuerzas de repulsión son el resultado de la localización de iones en las superficies de las partículas del suelo.

Estas definiciones surgen para explicar los fenómenos macroscópicos inducidos por los efectos microscópicos. Las teorías recientes dejan de lado estos conceptos que en su momento fueron de gran utilidad, sin embargo, hay consenso en que el suelo lejos de ser un material de construcción convencional como el acero o el concreto, es un medio multifásico en el cual cada fase se comporta de manera distinta y la complejidad para comprenderlo se acentúa por la interacción entre las fases.

II.4 El suelo como un *continuo* y el concepto de *Esfuerzo Efectivo*

Los materiales ingenieriles más utilizados como el acero, el concreto o la madera pueden considerarse homogéneos cuando se analiza su estado de esfuerzos (a pesar de que constan de constituyentes individuales). De esta manera los esfuerzos generados en un material convencional dependen exclusivamente de los esfuerzos externos aplicados y el material en

- 5 Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos

cuestión puede considerarse como un *medio continuo*. Esto es una afirmación válida y trivial para estos materiales, pero no para los medios porosos como los suelos. Si un volumen de suelo se somete a esfuerzos externos, se desarrollan presiones al interior de los poros en la fase líquida y en la gaseosa que inciden directamente en la resistencia del mismo. El estado de esfuerzos depende entonces también de las presiones al interior de los poros. Surge entonces la cuestión de formular el comportamiento de estos materiales donde la compleja estructura interna y las presiones de diferentes naturalezas son dos problemas que no pueden ser despreciados.

Fillunger (1913), trabajando en el problema de asentamiento de presas, sugiere descomponer el estado de esfuerzos de los suelos saturados se en dos partes: “the stress state in the porous solid is additively composed of two parts, namely of the weighted liquid pressure and a stress state that is determined by the motion of the porous solid”. Esto quiere decir que el estado de esfuerzos se puede expresar por medio de una sola variable que más tarde fue denominada *esfuerzo efectivo* por Terzaghi (1925). Terzaghi (1925) a su vez desarrolla una teoría independiente usando el mismo principio del *Esfuerzo Efectivo* que, aunque menos general comparada con la de Fillunger (1913), soluciona el problema de la deformación de un medio poroso saturado conocido como *Consolidación* en Mecánica de Suelos.

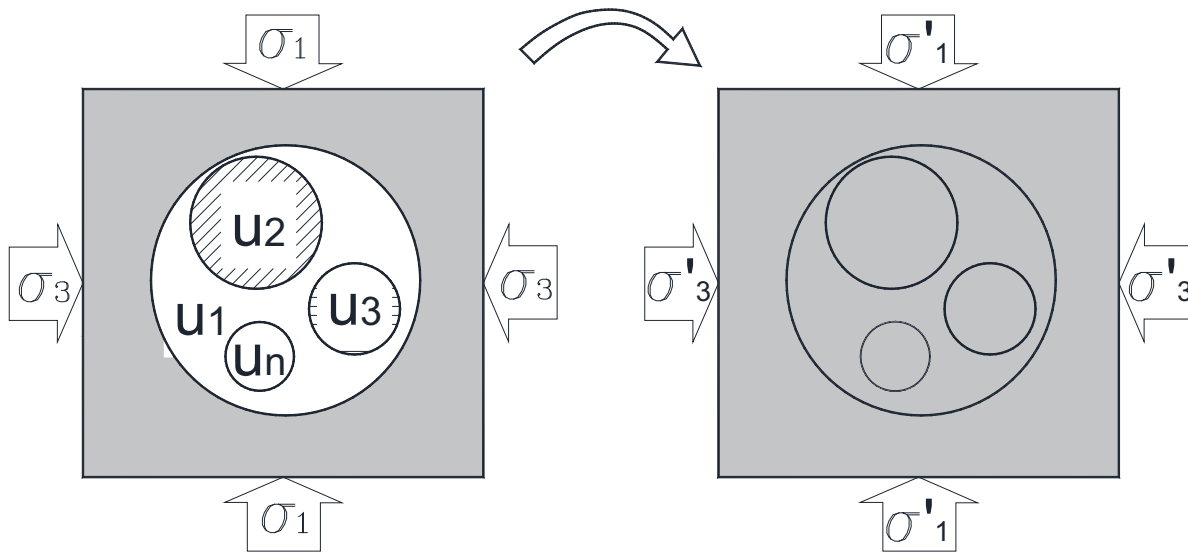


Figura II.1 Esquema de permutación del espacio de esfuerzos totales al de esfuerzos efectivos (tomada de (Nuth y Laloui, 2007))

Dicho lo anterior, se puede decir que los *Esfuerzos Efectivos* son la combinación de los esfuerzos externos aplicados y la presión interna de los fluidos que permite convertir un medio poroso multifásico en un medio continuo equivalente (Nuth y Laloui, 2007). La Figura II.1 esquematiza esta idea.

En la Figura II.1 se puede ver un proceso en el que se *permuta* el espacio de esfuerzos reales o totales hacia el espacio de los esfuerzos efectivos σ' . En esta Figura, se encuentra un medio discontinuo donde las discontinuidades son ocupadas por fluidos que generan n presiones u de diferentes naturalezas (en suelos son de agua y de aire). El *Esfuerzo Efectivo* es por definición, equivalente a los esfuerzos totales aplicados en un material no poroso. Algunas de las acepciones reportadas son las siguientes:

“We define the effective stress as that emanating from the elastic (mechanical) straining of the solid skeleton” (Khalili et al., 2005).

“... the stress that captures the energy dissipation/accumulation within the system” (Houlsby, 1997).

“... the stress that controls the elastic as well as the elastic-plastic responses of the system” (Wheeler y Sivakumar, 1995).

“... the stress that controls the state of the sample” (Fredlund y Morgenstern, 1977).

Las acepciones previas en conjunto implican que es posible estudiar al material *suelo* (y en general cualquier medio poroso que esté sujeto a presiones al interior de sus poros) como un *medio continuo* si se obtiene una ecuación que defina su estado de esfuerzos como función de una sola variable.

Gens et al. (2006) realizan una recopilación de información y señalan que el *Esfuerzo Efectivo* ha sido identificado como un “esfuerzo promedio” que actúa sobre la fase sólida del suelo. Esta conclusión ha sido alcanzada por Rojas (2008) quien utiliza el procedimiento Coleman-Noll para obtener la inequidad de entropía, o a través de realizar un promedio volumétrico por Cunningham et al. (2003).

Terzaghi (1925) concluye que al interior de un suelo saturado se reportan dos tipos de esfuerzos derivados de las presiones exteriores totales: i) presiones del agua en exceso de la hidrostática u_w contenida en los poros de los suelos y ii) esfuerzos ejercidos entre las partículas que componen los suelos donde; ambas generadas por los esfuerzos externos ejercidos sobre el suelo. Las primeras se generan por la baja permeabilidad de los suelos y eventualmente desaparecen si los esfuerzos externos ejercidos no cambian; los segundos son conocidos en Mecánica de Suelos como esfuerzos efectivos σ' y son las presiones intergranulares que ocurren entre las partículas de un suelo; los esfuerzos σ' son los que gobiernan los cambios volumétricos o la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos (Juárez-Badillo y Rico Rodríguez, 2008) y Terzaghi (1925) dice al respecto que “todos los efectos medibles derivados del cambio de esfuerzos tales como compresión, distorsión o el cambio en la resistencia al esfuerzo cortante se deben exclusivamente a cambios en los esfuerzos efectivos”. De manera implícita, Terzaghi (1925) está considerando que existe un acoplamiento entre las propiedades hidráulicas y las mecánicas en los suelos. La ecuación de esfuerzos efectivos para suelos saturados tiene la forma:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (1)$$

El éxito de (1) se debe entre otras cosas a que es independiente del tipo de suelo, ya sea arena, limo o arcilla (Fredlund y Rahardjo, 1993). En este sentido, diversos investigadores, particularmente en las décadas de los 60's llevan a cabo arduos intentos por encontrar la ecuación que conduzca a la determinación de los esfuerzos efectivos para suelos bajo cualquier condición de saturación; misma que describa correctamente tanto los cambios volumétricos como la resistencia al esfuerzo cortante. La Tabla II.1 contiene algunas de las propuestas más utilizadas.

Tabla II.1 Ecuaciones propuestas para la determinación de esfuerzos efectivos

$\sigma' = \sigma - \beta' u$	(Croney et al., 1958)
$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$	(Bishop, 1959)
$\sigma' = \sigma + \psi p''$	(Aitchison, 1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	(Jennings y Burland, 1962)

Solamente la ecuación que Bishop (1959) propone trasciende a las demás por las razones que se exponen a continuación. La ecuación de Bishop (1959) tiene la forma:

$$\sigma' = \sigma_{net} + \chi s \quad (2)$$

Donde los términos $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$ se conocen respectivamente como esfuerzo medio neto σ_{net} y succión mátrica s . En forma tensorial, la Ecuación (2) se escribe:

$$\sigma'_{ij} = \sigma^t_{ij} - u_a \delta_{ij} + \chi s \delta_{ij} \quad (3)$$

Donde σ^t_{ij} representa el esfuerzo total aplicado en las fronteras del suelo, δ_{ij} es la *delta de Kroenecker* y χ se conoce como *parámetro de Bishop* el cual está íntimamente relacionado con el grado de saturación. Si se multiplica la Ecuación (3) por la delta de Kroenecker, se obtiene el esfuerzo efectivo medio expresado en términos del esfuerzo medio neto p_{net} y la succión:

$$p' = p_{net} + \chi s \quad (4)$$

El parámetro χ juega un papel fundamental en la determinación del esfuerzo efectivo. Si se utiliza de manera correcta, es la relación directa que existe entre el comportamiento mecánico y el comportamiento hidráulico de un suelo. Como se verá más adelante, la relación succión-humedad conocida como la *Curva de Retención Agua-Suelo* (CRAS) es la liga inmediata para lograr el acoplamiento hidro-mecánico. En términos volumétricos, la CRAS se puede expresar en contenido volumétrico de agua o en grado de saturación S_r .

Inicialmente se sugirió (Schrefler, 1984) que el parámetro $\chi = S_r$ debido a que en un suelo cuyo grado de saturación es 100%, si se hace $S_r = \chi = 1$ se recupera el esfuerzo efectivo de Terzaghi (1925) (Ecuación (1)). Por otro lado, si se elige $S_r = \chi = 0$ se recupera la ecuación de esfuerzos efectivos para una material seco $\sigma' = \sigma - u_a$. En este sentido, una opción atractiva resulta asumir que $\chi = S_r$, sin embargo, no son pocas las observaciones experimentales que señalan que esta elección se aleja de la realidad (Jennings, 1960). En particular Khalili y

Zargarbashi (2010) evalúan el parámetro χ en tres distintos tipos de suelo en diversos patrones de humedecimiento-secado concluyendo que resulta inexacto proponer $\chi = S_r$.

Otras investigaciones sugieren vincular la respuesta hidro-mecánica de los suelos al hacer χ una función del valor de entrada de aire del suelo. Por ejemplo, Aitchison (1961) propone:

$$\chi = \begin{cases} 1 & \text{si } S_r = 1 \\ (\alpha/s)s_e & \text{si } S_r < 1 \end{cases} \quad (5)$$

Donde s_e es el valor de entrada de aire del suelo y α es un coeficiente que varía entre 0.3 y 0.35 (Nuth y Laloui, 2008). En este sentido, parece que la elección más difundida en años recientes pertenece a Khalili y Khabbaz (1998):

$$\chi = \begin{cases} \left(\frac{s}{s_e}\right)^{-0.55} & \text{si } s > s_e \\ 1 & \text{si } s \leq s_e \end{cases} \quad (6)$$

La validez de la ecuación (2) de Bishop (1959) fue cuestionada por su incapacidad para predecir el fenómeno de *colapso* de suelos compactados. El fenómeno de colapso consiste en que, una vez que el suelo no saturado es cargado a niveles por encima de su presión de preconsolidación, sufre una compresión plástica (irreversible) si se permite que drene agua hacia su interior. A la luz del concepto del esfuerzo efectivo, una disminución de volumen se interpreta como el resultado de un incremento de esfuerzos efectivos, sin embargo, el esfuerzo de Bishop (1959) se reduce en lugar de incrementar cuando se humedece el material. Esta aparente contradicción puede ser sorteada si se modela el comportamiento volumétrico en el marco de un modelo constitutivo de carácter elastoplástico (Rojas, 2008).

II.4.1 Succión

Se dice que un suelo se encuentra en estado no saturado cuando el agua de los poros está en tensión (Fredlund y Rahardjo, 1993). El estado general de agua en tensión (o presión negativa) se da debido a los fenómenos de interfase aire-agua. Por un lado, las fuerzas a las que una molécula de agua se ve sometida están en equilibrio con las fuerzas de las moléculas que la rodean. En la interfase agua-aire, las moléculas ubicadas en la superficie se presenta una fuerza

neta perpendicular debido a que las fuerzas de adhesión con las moléculas de aire son menores que las de cohesión con las de su misma naturaleza (Figura II.2).

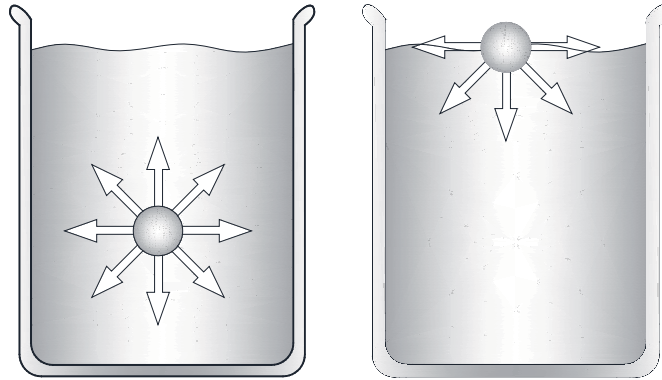


Figura II.2 a) Molécula de agua al interior de un depósito, b) Molécula de agua en la superficie de un depósito.

Considérese una sección vertical de algún líquido como una burbuja (Figura II.3), la cual está sujeta a tres esfuerzos: la tensión T_s y las dos presiones P' y P'' donde estas dos últimas tienen la misma dirección pero sentidos opuestos. Se dice que la sección mostrada en la Figura II.3 está en un estado de tensión uniforme si:

- a) T_s es perpendicular a la sección en todos los puntos y
- b) T_s tiene el mismo valor en todos los puntos de la superficie. En este caso se le puede llamar tensión superficial.

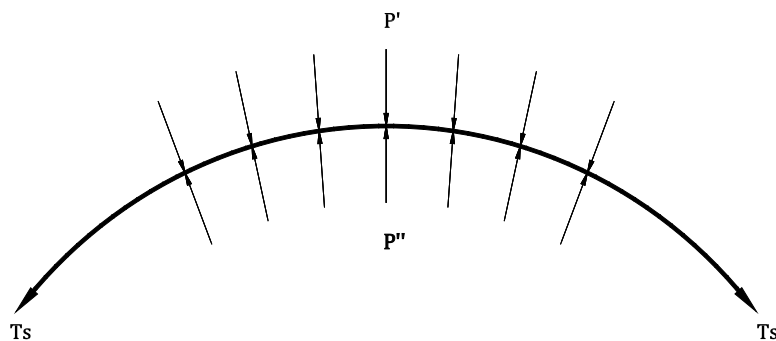


Figura II.3 Sección circular en estado de tensión superficial (Dullien, 1992).

Es evidente que el efecto de T_s sería el de reducir el tamaño de la burbuja y esto sucederá a menos que se le oponga una fuerza neta igual a $(P'-P'')$ lo suficientemente grande.

Tabla II.2 Tensión superficial del agua en función de la temperatura (Streeter et al., 2007).

Temperatura (°C)	$T_s \times 10^{-2}$ (N/m)
10	7.48
15	7.41
20	7.36
25	7.26
30	7.18

Las unidades de T_s se expresan en MT^{-2} (fuerza por unidad de longitud). Como es de esperarse, el valor de la tensión superficial depende de las propiedades de los componentes localizados en la interfase y por lo tanto varía con la temperatura. La Tabla II.2 contiene algunos valores de este parámetro en función de la temperatura del agua en la interfase con el aire. En relación a los valores de la tensión superficial mercurio-aire, Giesche (2006) señala que se puede utilizar un valor de 0.485 N/m a 25°C.

En Mecánica de Suelos una de las simplificaciones respecto de la matriz porosa consiste en reemplazar la complicada estructura interna de los suelos por figuras regulares. Un ejemplo de ello es asignar cilindros a los canales del suelo (Figura II.4) y esferas a los poros.

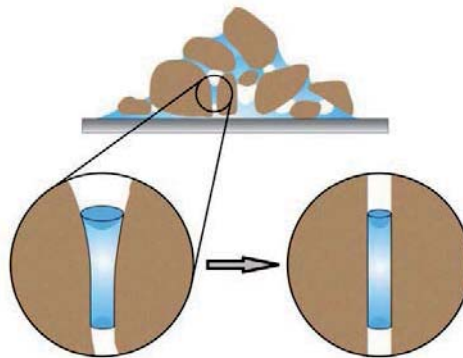


Figura II.4 Idealización de los poros en los suelos como capilares cilíndricos (Or y Tuller, 2005).

Esto ayuda a plantear análisis para la matriz porosa como el de la Figura II.5. Aquí, los canales del suelo son representados por el llamado modelo capilar (Or y Tuller, 2005).

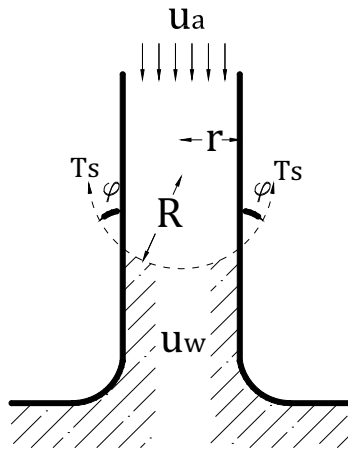


Figura II.5. Modelo capilar utilizado en Mecánica de Suelos (Or y Tuller, 2005).

En el capilar de la Figura II.5, la presión del aire u_a , la presión de agua u_w y la geometría del medio se relacionan mediante la expresión:

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \varphi}{r} \quad (7)$$

Donde R es el radio del menisco formado al interior del capilar, r es el radio del capilar, u_a es la presión del aire, u_w es la presión del agua y φ tiene el significado previamente señalado. El líquido al interior de un tubo capilar tiende a ascender debido a un desequilibrio entre las fuerzas. Una vez que le llega a la condición límite de equilibrio, el radio del menisco formado al interior del capilar es igual al radio del capilar $R \rightarrow r$ (Juárez-Badillo y Rico Rodríguez, 2008). A medida que se evoluciona la curvatura del menisco, la altura de ascensión capilar se puede conocer mediante la relación $h = 2T_s \cos \varphi / r \gamma_w$; γ_w representa el peso específico del agua contenida en el tubo capilar. En este sentido, la altura máxima de ascensión se da cuando $h = 2T_s / R \gamma_w$. En lo que sigue de este trabajo de tesis, no se hará distinción entre R y r , queriendo decir que se asume siempre que el radio del menisco se ha desarrollado por completo.

Lord Kelvin derivó en 1871 una ecuación notablemente simple la cual correlaciona el cambio de presión a través de una interfase aire-agua con la presión de vapor sobre la interfase (Lu y Likos, 2004). Para el caso de un tubo capilar como el mostrado en la Figura II.5, la ecuación de Kelvin se puede expresar como:

$$u_a - u_w = \frac{\bar{R}T}{v_w} \ln RH \quad (8)$$

En donde RH representa a la humedad relativa ($RH = u_{v1}/u_{v0}$); u_{v0} es el cociente de la presión de vapor saturada a la temperatura T en grados Kelvin y u_{v1} es la presión de vapor en el tubo capilar; \bar{R} es la constante universal de los gases y le corresponde el valor de $8.314 \text{ N}\cdot\text{m}/\text{mol}\cdot\text{K}$ (Levine, 2004); v_w expresa al volumen molar parcial del vapor de agua y es igual a $1.8 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{mol}$ (Lu y Likos, 2004).

El término succión o *potencial de agua* designa a la integrante del estado de esfuerzo que tiene en cuenta aquellos efectos de superficie capaces de retener agua dentro de la estructura de un suelo (Barrera y Garnica, 2002) y es una consecuencia de la interacción entre fases del medio no saturado, de su estructura y de las propiedades de las fases sólida, líquida y gaseosa (Lu y Likos, 2004; Juárez-Badillo y Rico Rodríguez, 2008).

Despreciando el potencial gravitacional, se puede considerar como primera aproximación que la succión en suelos no saturados se compone por la succión matricial y la succión osmótica. El potencial mátrico o succión es generado por los efectos conjuntos de capilaridad y adsorción donde los efectos capilares provienen de las presiones desarrolladas por el menisco capilar (Alfaro, 2008). La atracción por adsorción se origina como consecuencia de las superficies de sólidos descompensados eléctricamente donde las moléculas del agua actúan como dipolos y son atraídas por fuerzas electrostáticas sobre la superficie de las partículas de los constituyentes del suelo (Figura II.6), por tanto, la adsorción es la resultante de la diferencia entre las fuerzas de atracción y de repulsión que se presentan entre moléculas e iones de diferentes fases (sólida y líquida) al ser puestas en contacto sus superficies.

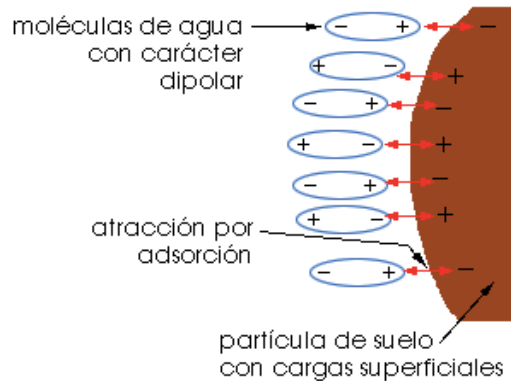


Figura II.6 Partícula de suelo con moléculas de agua en su superficie.

En realidad, es difícil discernir entre las contribuciones que a la succión ofrecen los efectos de capilaridad y los de adsorción por separado y se ha convenido en llamarlos potencial mátrico en su conjunto.

El potencial osmótico es inducido por la diferencia de concentraciones iónicas en el líquido intersticial de las partículas de arcilla (Richards, 1966). Al separarse de la roca madre, los átomos de oxígeno del cristal quedan en la superficie y sus cargas negativas crean un campo eléctrico en la superficie de la partícula con resultante hacia el exterior. De este modo, las moléculas del agua vecina se ionizan y puede atraer a los iones positivos de hidrógeno y a los cationes que pudiera haber en disolución en el agua. La atracción eléctrica del cristal disminuye con la distancia de manera que la concentración de cationes en la atmósfera del cristal disminuye también (Juárez-Badillo y Rico Rodríguez, 2008). La atmósfera de cationes muy cercanos y fuertemente unidos al cristal por vínculos eléctricos, así como el grupo de cationes ya ligeramente más desvinculados por su lejanía a la superficie de la partícula suelen considerarse como dos diferentes capas. Al sistema en conjunto se le suele llamar de la *doble capa difusa*. El espesor de dicha atmósfera se ha estimado en 0.1 a 1 micrones en soluciones muy diluidas y se considera mucho más pequeño en soluciones concentradas.

El agua pura atraviesa la membrana hasta igualar las concentraciones en ambos lados

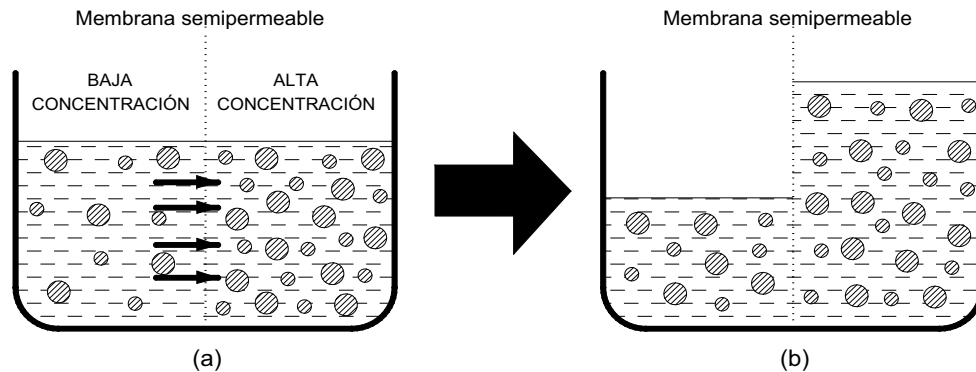


Figura II.7 Presencia de presión osmótica a través de una membrana semipermeable (Levine, 2004).

Como se puede ver en la Figura II.7, el potencial químico de la solución en una atmósfera con concentraciones menores de iones es mayor que la que posee mayor concentración de iones (Figura II.7a) y por tanto fluirá a través de la membrana semipermeable de izquierda a derecha hasta que se igualen las concentraciones (Figura II.7b), de manera que, Alfaro (2008) define la succión osmótica en los suelos como la presión negativa de agua pura a la que habría que someter a una masa de agua con la misma composición que la intersticial, para estar en equilibrio a través de una membrana semipermeable (membrana idealizada permeable únicamente al agua y no a los iones disueltos en ella).

En este contexto, la magnitud de la succión o potencial total corresponde al trabajo de las fuerzas de capilaridad, adsorción y osmosis. La succión total, se representa en unidades de presión y puede ser expresada:

$$s = \text{succión mátrica} + \text{succión osmótica} \quad (9)$$

Debe notarse de lo dicho previamente que ambos lados de (9) pudieran estar igualados al potencial mátrico si la concentración iónica de sales disueltas en el agua tendiera a cero, es decir, si el agua contenida en la matriz porosa del suelo fuera por ejemplo, agua destilada; esto último eliminaría la posibilidad de poseer concentraciones iónicas diferenciales en las colindancias directas y en las cercanías de las partículas de suelo y por tanto, la contribución del potencial osmótico sería nula.

Las técnicas experimentales más utilizadas para medir la succión, ya sea su componente total o las contribuciones mátrica u osmótica por separado, se exponen en la Tabla II.3. De esta Tabla se puede constatar la inviabilidad de utilizar únicamente una técnica para medir el estado de succión en todos los suelos y esto se debe principalmente a los rangos tan amplios sobre los cuales se mueven los valores de esta variable de estado de los suelos no saturados que a su vez están relacionados con el rango tan amplio de tamaños de poro que se pueden encontrar en sus matrices.

Según Alonso et al. (2008), las técnicas para medir la succión se pueden dividir en dos grupos principales: métodos de medición directa y los de medición indirecta. Generalmente las metodologías indirectas toman mucho más tiempo para alcanzar el equilibrio y poder establecer un valor de succión correcto. Todas las metodologías que se basan en la medición de la humedad relativa generada por los poros de los suelos, están consideradas en el primer grupo así como aquellas que miden la fuerza de tracción ejercida por el agua (Tensiómetros y Mini – Sonda).

Tabla II.3 Dispositivos y técnicas experimentales para medición de la succión en suelos (Alonso et al., 2008).

Equipo	Succión medida	Fenómeno asociado	Rango de succión medido (MPa)	Tiempo para que se establezca el equilibrio
Psicrómetro de transistor	Total	Humedad relativa	0.3 – 70	Minutos
Psicrómetro termopar	Total	Humedad relativa	0.3 – 7	Minutos
Higrómetro capacidad / resistivo	Total	Humedad relativa	10 – 400	Minutos
Higrómetro de espejo (punto de rocío)	Total	Humedad relativa	3 – 400	Minutos
Papel filtro	Total o mátrica	Contenido de agua	0.4 – 40	7 a 15 días
Tensiómetro	Mátrica	Tensión del agua	0 – 0.08	Minutos
Mini – sonda	Total y mátrica	Tensión del agua	0 – 2.1	Minutos

Celulosa Porosa	Mátrica	Resistencia eléctrica	0 – 1.5	Días / Semanas
Sensor de conductividad térmica	Mátrica	Conductividad térmica	0 – 1.5	Días / Semanas
Sensor TDR	Mátrica	Constante dieléctrica	0 – 0.3	Horas / Días
Técnica de "Squeezing"	Osmótica	Conductividad eléctrica	0 – 3	Horas / Días

Debajo de la presión atmosférica, las presiones negativas en el agua menores a 100 kPa conducen a que entre en estado de cavitación (Figura II.8a), y de esta manera, cualquier intento de medir la presión del agua de poro es inútil. Esto último se debe a que no existe continuidad entre el agua en cavitación y el agua dentro del dispositivo de medición. Por lo anterior, se considera la aplicación de la llamada *técnica de traslación de ejes*, que se refiere a la práctica de elevar la presión atmosférica manteniendo la presión de agua de poro en un valor de referencia medible, típicamente la atmosférica.

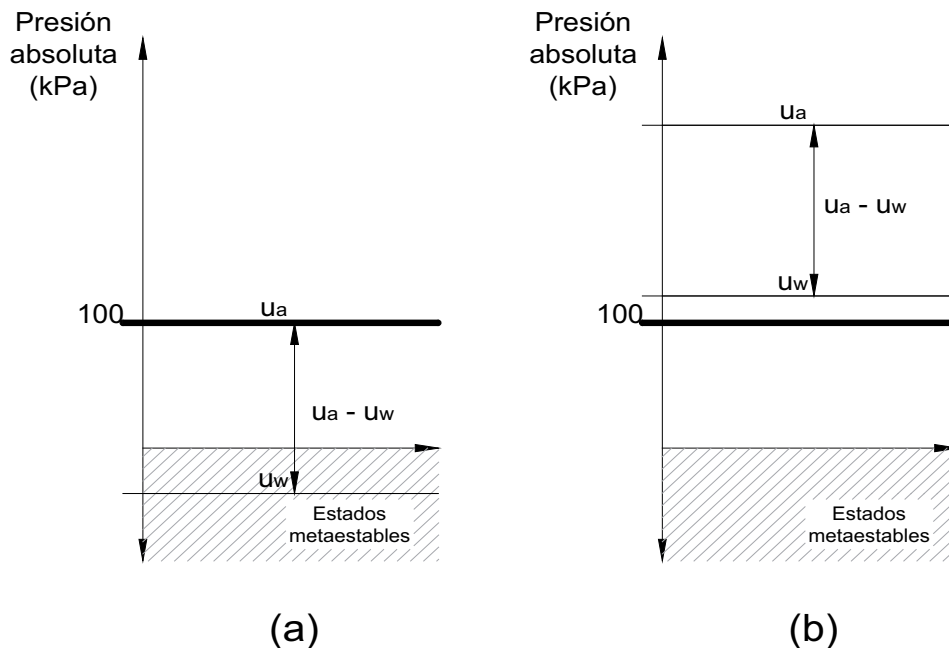


Figura II.8 Técnica de traslación de ejes.

Esta técnica hace uso del hecho de que la presión del agua de poro se ve incrementada si el aire del ambiente se incrementa también; la magnitud del incremento de la presión de agua de poro es igual al incremento del aire del ambiente que se efectúa por sobre la presión atmosférica (Figura II.8b). La presión del agua de poro del espécimen se lleva a la presión atmosférica (0 kPa) y la succión mátrica del espécimen del suelo se evalúa como la diferencia entre la presión del aire en la cámara de presión y la presión del agua de poro (Rahardjo y Leong, 2006).

II.4.2 Curvas de retención agua-suelo (CRAS).

Estas curvas introducen, mediante la succión y alguna propiedad directamente relacionada con la humedad o contenido de agua $w = W_w/W_s$ en el suelo, una manera gráfica que permite visualizar las etapas de humedecimiento y secado de los suelos no saturados; W_w es el peso del agua y W_s es el peso de los sólidos. Las CRAS reflejan la capacidad que tiene el suelo de retener agua, misma que depende de la estructura del suelo, de su composición granulométrica y del tamaño y distribución de sus poros (Fredlund y Rahardjo, 1993).

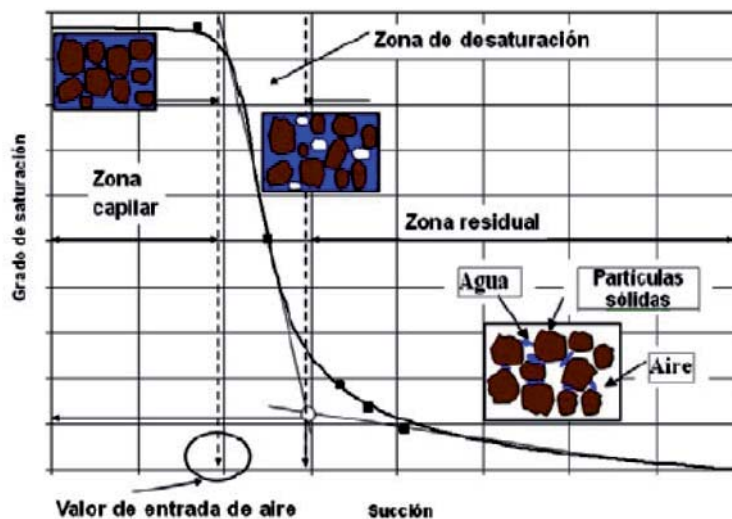


Figura II.9 Representación de la curva de retención agua-suelo en secado (Pérez y Garnica, 2008).

Como se puede observar en la Figura II.9, la curva de retención agua-suelo se divide en tres zonas dependiendo de la condición en la que se encuentre el agua. La zona capilar es donde el agua se encuentra en forma libre y puede fluir ante valores de succión muy bajos. En la zona de desaturación, cierta cantidad de aire empieza a desplazar el agua, por tanto, el grado de

saturación del suelo empieza a disminuir y lo hace en forma más rápida a partir de cierto valor conocido como *valor de entrada de aire* s_e . La zona residual es donde el agua que se encuentra en la estructura de suelo es muy escasa y los niveles de succión requeridos para poder extraerla son muy altos.

El patrón seguido por la CRAS puede ser en secado o en humedecimiento. En la Figura II.10 se puede observar la diferencia que existe al secar desde la condición saturada o viceversa y por lo tanto la relación succión-humedad no es única y depende de los patrones de secado-humedecimiento; el patrón A-A' indica el secado de la muestra y el A'-A indica el humedecimiento de la misma.

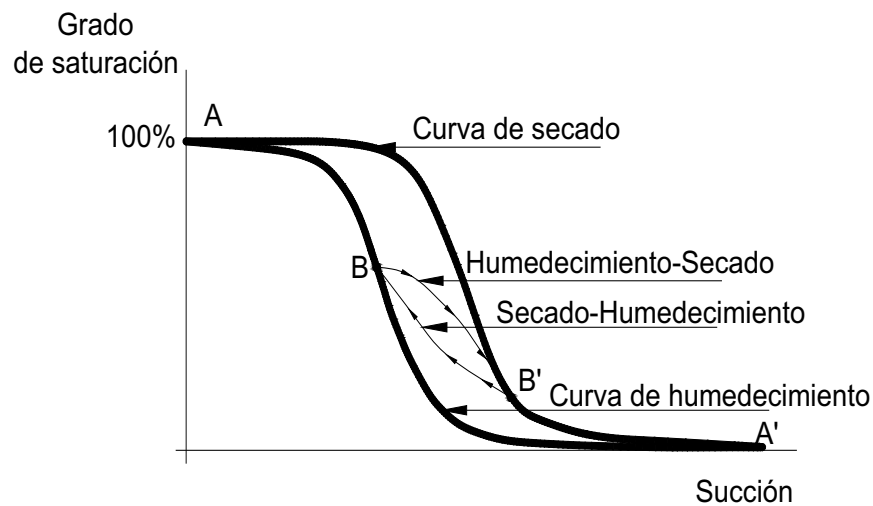


Figura II.10 Representación esquemática de la curva de retención agua-suelo.

En relación a las características básicas de los patrones seguidos por las curvas de retención agua-suelo, es obligada la mención del fenómeno de histéresis hidráulica (patrones B-B'); el patrón B-B' representa el secado en humedecimiento y el B'-B representa el humedecimiento en secado. Este fenómeno cobra importancia en las obras civiles en particular cuando se dan procesos cíclicos de humedecimiento y secado debido a fluctuaciones atmosféricas o variaciones fortuitas de la humedad en el suelo como lo es por ejemplo una fractura de una tubería.

En la práctica, es muy probable que no se alcance el 100% de grado de saturación, esto se puede deber entre otras cosas a que al intentar saturar el suelo, algunas burbujas de aire queden atrapadas entre la matriz porosa.

II.4.3 Distribución de Tamaño de Poros (DTP)

2.4.3.1 Porosimetría de mercurio

Un fluido que “moja” es aquel cuyo ángulo de contacto con el recipiente que lo contiene, es menor a 90° (Figura II.11). Por el contrario, en un líquido que “no moja”, el ángulo de contacto es mayor a 90° porque las fuerzas intermoleculares son mayores a las fuerzas de adhesión con el recipiente que lo contiene.

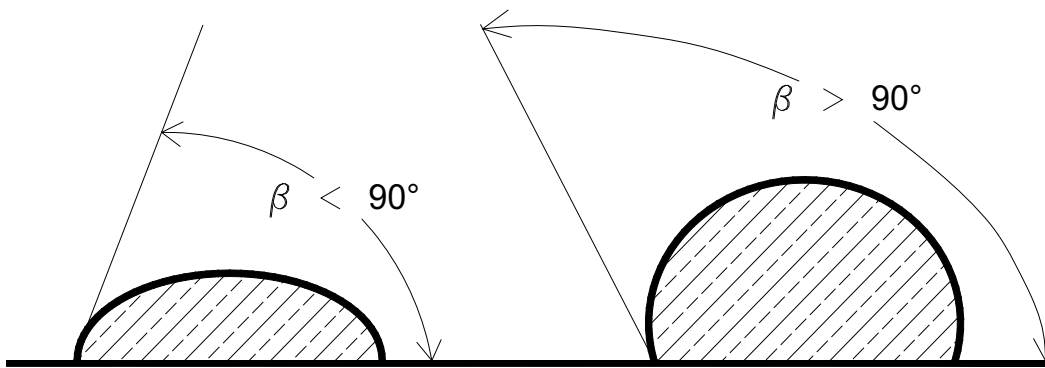


Figura II.11 Izquierda: fluido que moja; derecha: fluido que no moja.

La porosimetría de los suelos se obtiene comúnmente por medio de la técnica de intrusión de mercurio que se basa en el hecho de que el mercurio es un fluido que “no moja” y por lo tanto es necesario forzarlo a que penetre sus poros aplicando una presión dada por la expresión $2T_s \cos \beta / R$; R es el radio de los poros invadidos por mercurio, T_s es la tensión superficial del mercurio y es igual a 0.480 gf/cm ; β es el ángulo de contacto entre el mercurio y la superficie del suelo y es aproximadamente 130° . La Figura II.12 resulta de registrar los volúmenes introducidos de mercurio para cada presión ejercida a la muestra.

De esta técnica se puede obtener información del volumen de mercurio inyectado y, por lo tanto, de la porosidad conectada. El intervalo de radios de poros que se puede determinar

comprende desde 0.002 a 100 μm . Este procedimiento trae consigo ciertas limitaciones, sin embargo, esto no significa que su utilización no sea adecuada para el estudio del sistema poroso. Por el contrario, es una técnica muy resolutive siempre que se lleve a cabo combinada con otras técnicas adicionales. Se recomienda que el desarrollo e implementación de este procedimiento de análisis de la porosimetría en suelos siga los lineamientos especificados en la norma ASTM D 4404, la cual contiene las recomendaciones pertinentes para caracterizar el sistema poroso.

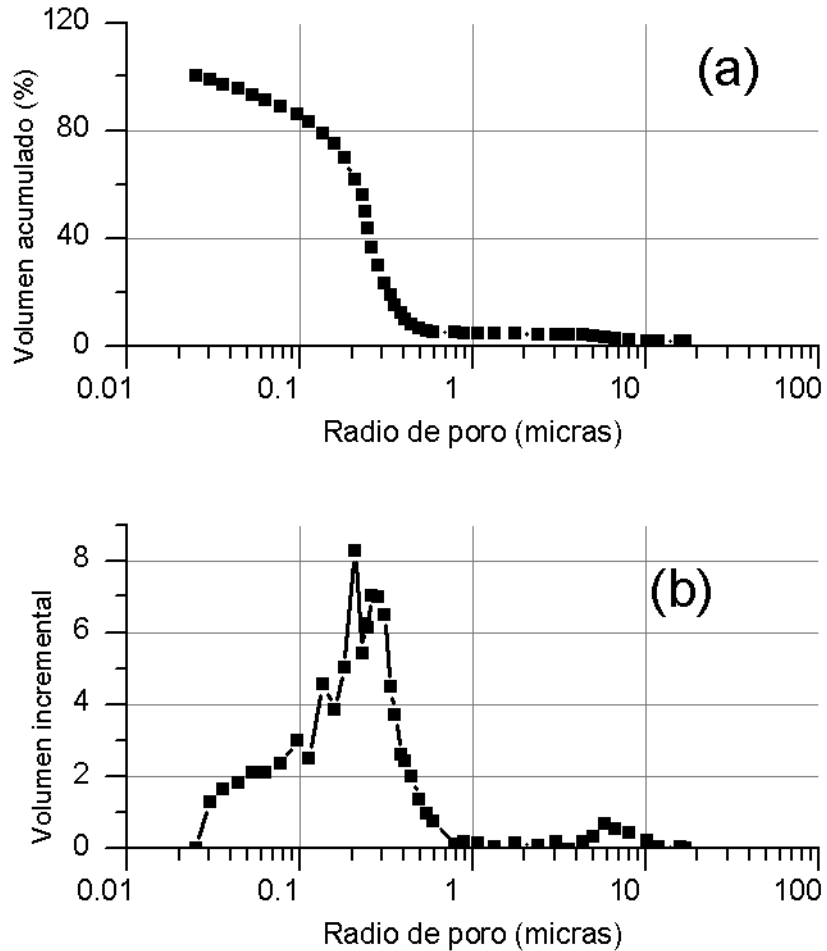


Figura II.12 Curva de intrusión típica de una prueba de porosimetría hecha con mercurio.

La Figura II.12a es un ejemplo del volumen inyectado acumulado en una muestra de suelo. Inicialmente el mercurio invade los poros de mayores dimensiones comenzando por un radio de 20 micras. Después el sistema de poros interconectados va llenándose paulatinamente hasta que se alcanza el 100% de llenado del sistema. La Figura II.12b muestra la misma información pero de manera diferencial; aquí, es posible identificar las clases de poros que

presenta mayor incidencia. Para este caso, la clase de poros que ocupa el mayor volumen es aquella que pertenece a los radios de poro de entre 0.2 y 0.3 micras.

A pesar de que la información proporcionada por la prueba de inyección de mercurio es de gran utilidad para caracterizar el sistema poroso, se ha utilizado con fines prácticos con poca frecuencia y más bien sido utilizada para estimar ciertas propiedades de manera cualitativa (Berre, 1982; Ho y Fredlund, 1982; Futai y Almeida, 2005; Giesche, 2006; Buenfil, 2007). En el presente trabajo se utiliza la información proporcionada por esta técnica de manera directa en la formulación del modelo constitutivo.

II.5 Resistencia al esfuerzo cortante y deformación volumétrica de los suelos

II.5.1 Compresión isotrópica

De acuerdo a sus características de compresibilidad, los suelos se clasifican en normalmente consolidados y preconsolidados. A la luz de la teoría elastoplástica, los suelos preconsolidados desarrollan deformaciones elásticas exclusivamente. Por otro lado, los suelos normalmente consolidados han alcanzado un nivel crítico de esfuerzos más allá del cual sus deformaciones son la suma de deformaciones elásticas y plásticas. Evidentemente, las deformaciones del material son inferiores para el material preconsolidado. Al valor crítico de esfuerzos se le conoce como esfuerzo de preconsolidación $(p_0)_{net}$. El esfuerzo de preconsolidación depende de la historia de carga-descarga mecánica del suelo y de la succión y es análogo al esfuerzo de fluencia observado al someter un elemento de acero a esfuerzos de tensión.

En general, el comportamiento volumétrico de un suelo es función de la succión (Zhou y Sheng, 2009); las generalidades se describen a continuación. En la Figura II.13 se muestra una serie de resultados de pruebas de compresión isotrópica ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) sobre muestras de suelo sujetas a niveles paulatinamente mayores de succión (0, 400, 650 y 1000 kPa). Pueden identificarse tres aspectos del comportamiento volumétrico de los suelos. El primero tiene que

ver con el esfuerzo de preconsolidación del material. Todas las curvas presentan un esfuerzo de preconsolidación que crece a medida que va creciendo la succión del suelo.

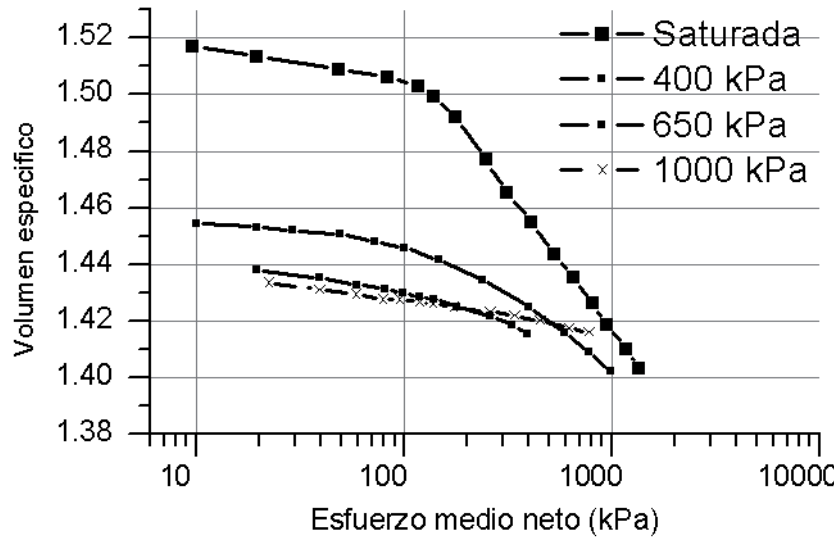


Figura II.13 Comportamiento volumétrico de suelos sujetos a distintos niveles de succión. Resultados experimentales publicados por Cunningham et al. (2003).

Otro aspecto que es necesario señalar es la variación de la compresibilidad del suelo en etapas previas al esfuerzo de preconsolidación (estado preconsolidado) donde se asume que básicamente es la misma y por lo tanto independiente de la succión. Por otro lado, la compresibilidad es menor a medida que la succión del suelo crece. Esto indica que el material se rigidiza por acción de la succión y por lo tanto, la compresibilidad es función de la succión.

Con las ideas previamente expuestas, se puede conceptualizar el comportamiento volumétrico de un suelo sujeto a compresión isotrópica con el esquema de la Figura II.14. El suelo se comprime inicialmente como indican las flechas en su etapa de *recompresión* \overline{ab} para luego continuar en la etapa \overline{bc} en estado *normalmente consolidado*. El suelo luego se descarga para seguir el patrón \overline{cd} ; λ y κ son las pendientes de los estados normalmente consolidado y preconsolidado, respectivamente. El esfuerzo de preconsolidación $(p_0)_{net}$ distingue las etapas de recompresión-recarga del de carga.

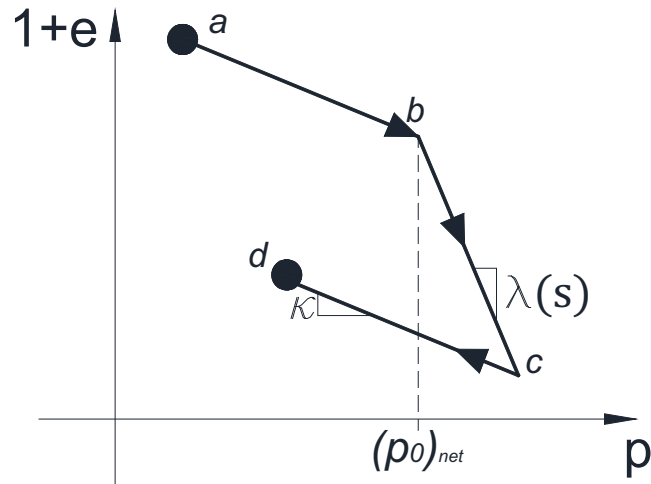


Figura II.14 Curva de compresibilidad de suelos

Al aplicar esfuerzos de corte a los suelos se debe vencer la resistencia al desplazamiento relativo que existe entre sus partículas. La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se puede entender por medio del modelo mecánico de la Figura II.16 la cual depende de varios factores.

II.5.2 Resistencia al esfuerzo cortante

El comportamiento inicial de un suelo normalmente consolidado y el de otro preconsolidado difieren principalmente en las etapas tempranas de la compresión triaxial. La Figura II.15 muestra la evolución del comportamiento volumétrico y de resistencia al esfuerzo cortante de una muestra preconsolidada y otra normalmente consolidada.

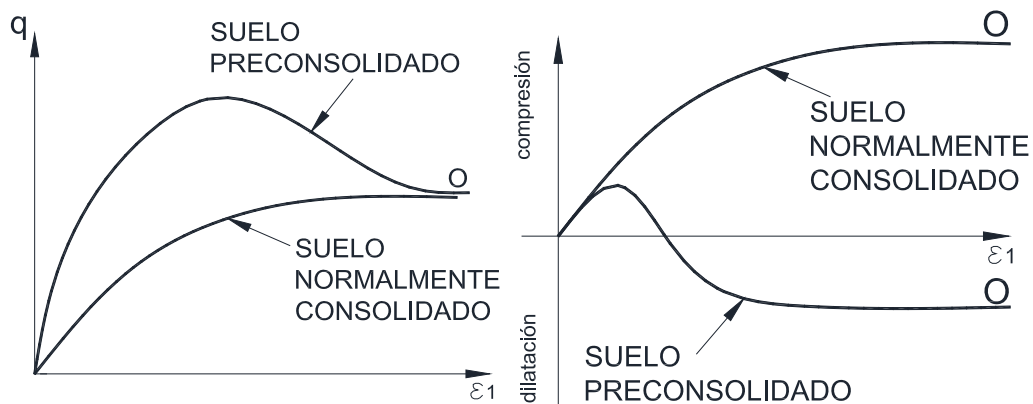


Figura II.15 (Izquierda) resistencia al esfuerzo cortante y (Derecha) comportamiento volumétrico de una muestra de suelo en estado suelto y estado denso.

El modelo de la Figura II.16 explica el comportamiento volumétrico que exhibe un suelo preconsolidado en etapas tempranas de una prueba de corte, mismo que es debido al desplazamiento relativo que entre sus partículas debe darse para vencer la fricción. Dos bloques cuya posición inicial están en equilibrio se someten a esfuerzos de corte por acción de la fuerza F . Para iniciar el desplazamiento de uno sobre otro, el bloque superior debe “subir” sobre el otro. La dificultad que se tenga para subir indica el grado de preconsolidación del modelo de bloques. Si la pendiente es pronunciada o la fuerza F es demasiado débil, el bloque está altamente preconsolidado. Inicialmente el bloque tiene un volumen $V_{inicial}$. Si el suelo es altamente preconsolidado, se observará un efecto de dilatación que derivaría en un suelo de volumen mayor V_{final} . Por otro lado, si el grado de preconsolidación es bajo, no habrá problema para desplazar un bloque sobre otro y el comportamiento será de compresión como se puede ver en la Figura II.15.

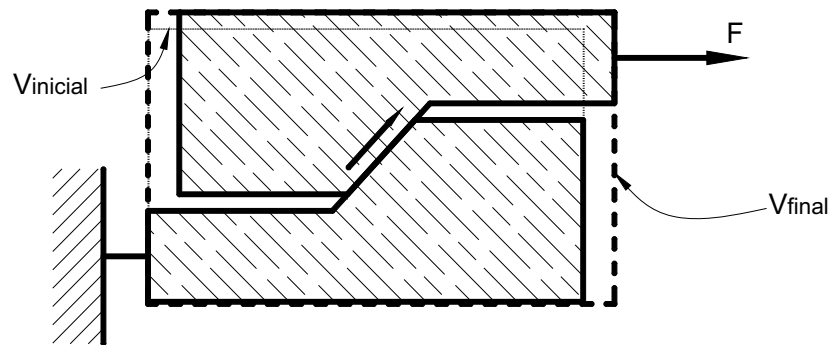


Figura II.16 Modelo mecánico para entender la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

La resistencia al esfuerzo cortante obliga a considerar dos tipos de prueba triaxial desde el punto de vista de la velocidad de aplicación del esfuerzo desviador; se trata de pruebas drenadas y de pruebas no drenadas. La diferencia es que en las primeras, el esfuerzo desviador se aplica a bajas velocidades para permitir que se disipe cualquier gradiente de presión y que drene el agua contenida en los poros. Así, se puede medir de manera experimental las contribuciones que el esqueleto de suelo ofrece a la resistencia al esfuerzo cortante.

Los resultados de las prueba de compresión triaxial se representan de manera gráfica en términos de una envolvente de falla como la de la Figura II.17.

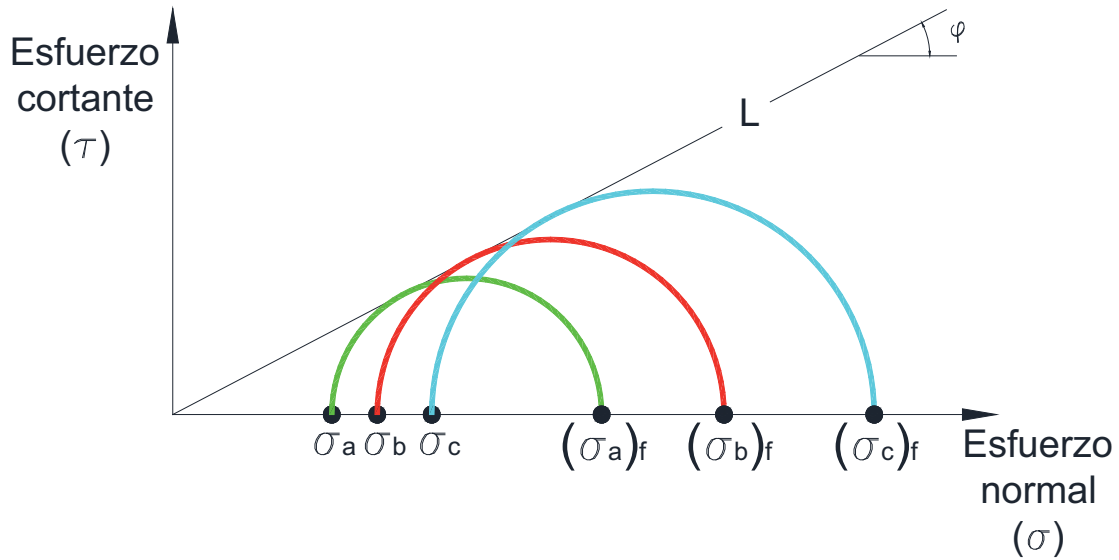


Figura II.17 Envolvente resistencia al esfuerzo cortante para los suelos.

En la Figura II.17, φ es el ángulo de fricción interna del suelo. La envolvente “L” se ha trazado con la ausencia de tres círculos derivados de tres pruebas de tipo triaxial bajo tres diferentes esfuerzos confinantes (σ_a , σ_b y σ_c). En la falla, a cada uno de los esfuerzos últimos se les conoce como esfuerzo de falla y estará dado por $q_f = (\sigma)_f - \sigma$. Si se incluye la aportación que la cohesión aparente c ofrece a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, la ecuación de la línea “L” se puede escribir como:

$$\tau = \sigma \tan(\varphi) + c \quad (10)$$

Juárez-Badillo y Rico Rodríguez (2008) señalan que ambos sumandos al lado derecho de (10) contribuyen de manera diferente, siendo el primero característico de suelos “friccionantes” y la cohesión propia de los suelos cohesivos; en general la resistencia de los suelos se debe a ambas.

En suelos con $s > s_e$, la inclusión de la fase gaseosa interviene para generar el fenómeno de capilaridad. La tensión superficial en la interface aire-agua-sólido modifica, no sólo las fuerzas de contacto entre las partículas, sino también genera una resistencia al desplazamiento

relativo entre ellas cuando se aplica un esfuerzo de corte (como ya se explicó con el modelo de la Figura II.16). Esto último se debe a que existe una superficie contráctil que las liga y que se encuentra en estado de tensión. La Figura II.18 muestra la evolución de la envolvente de falla para suelos con $s > s_e$.

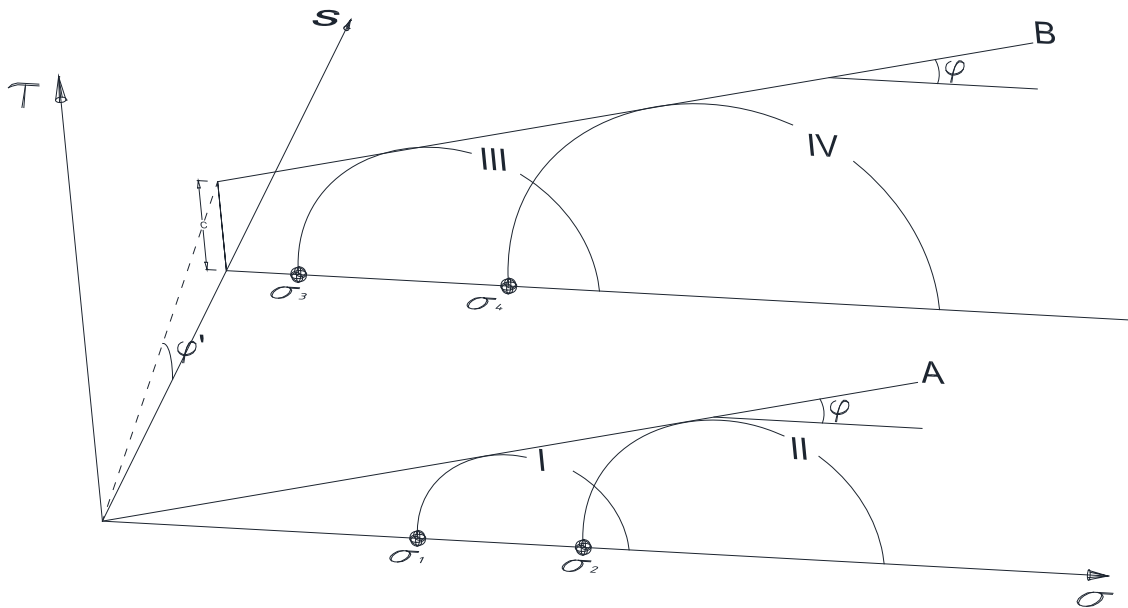


Figura II.18 Envolventes de resistencia al esfuerzo cortante para un suelo normalmente consolidado en condiciones saturada y no saturada.

La línea de falla A se traza tangente a los círculos de Mohr-Coulomb I y II que son resultado de conducir pruebas drenadas al material en condición saturada bajo los esfuerzos confinantes σ_1 y σ_2 hasta la falla. Los círculos III y IV sirven de base para la envolvente B y hacen lo propio para el material en condición no saturada bajo los esfuerzos netos confinantes σ_3 y σ_4 . Es importante señalar de esta Figura que la envolvente B sí exhibe comportamiento cohesivo, mientras que la envolvente A no. La cohesión se debe a la participación de la película contráctil que nace de los meniscos de agua generados al interior del suelo no saturado (Wang et al., 2002), misma que se localiza en las fronteras de las partículas sólidas y que se encuentra en estado de tensión debido a la tensión superficial.

II.5.1 Trayectorias de carga en suelos saturados y no saturados y Estado Crítico

Para visualizar la respuesta esfuerzo-deformación que el suelo ofrece a las diferentes combinaciones de q , p_{net} y s , se presenta la Figura II.19 y la Figura II.20. En la Figura II.19a se observa el camino seguido por tres diferentes patrones de carga con p_{net} y s constantes. Se puede apreciar que la succión contribuye a la rigidez del suelo porque el esfuerzo necesario para llegar a la falla es mayor si la succión es mayor. En la Figura II.19b se muestran las deformaciones tangenciales ε_s que el suelo ofrece en respuesta a la aplicación de q hasta llegar a la falla correspondiente a los puntos D, C y B. Estos puntos se caracterizan por mostrar deformaciones tangenciales que crecen indefinidamente. Se dice que se ha alcanzado el *Estado Crítico* cuando se alcanza la condición D, C o B.

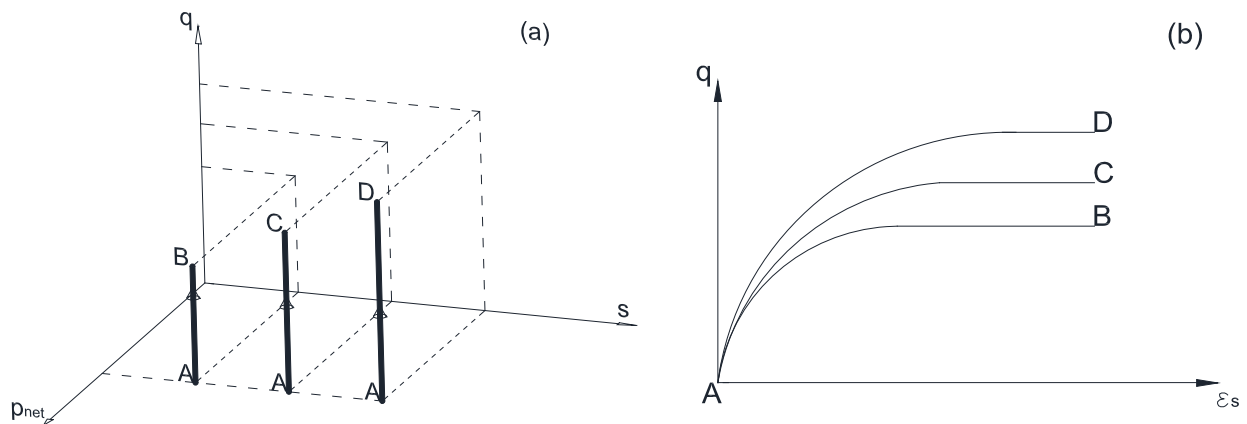


Figura II.19 Comportamiento esfuerzo-deformación al aplicar un esfuerzo desviador

La respuesta combinada de succión, esfuerzo desviador y esfuerzo isotrópico se muestra en la Figura II.20. El material parte de las condiciones iniciales planteadas por el estado de esfuerzo A. Seguidamente, se induce un incremento en la succión del material hasta alcanzar el punto B. Este incremento puede darse por cambio en el grado de saturación o por variaciones del contenido de agua solamente. A continuación, el material sufre un incremento en el esfuerzo isotrópico bajo succión constante hasta el punto C que no induce deformaciones desviadoras ε_s . Un estado de deformación bajo succión constante se logra en la práctica modificando las presiones de agua y de aire de la cámara triaxial en una manera conveniente para mantener la

diferencia de presiones de aire y agua constantes. A continuación, la succión se reduce nuevamente partiendo desde el punto D al punto E; en el espacio. Las deformaciones desviadoras crecen hasta alcanzar un punto de equilibrio conocido como estado crítico.

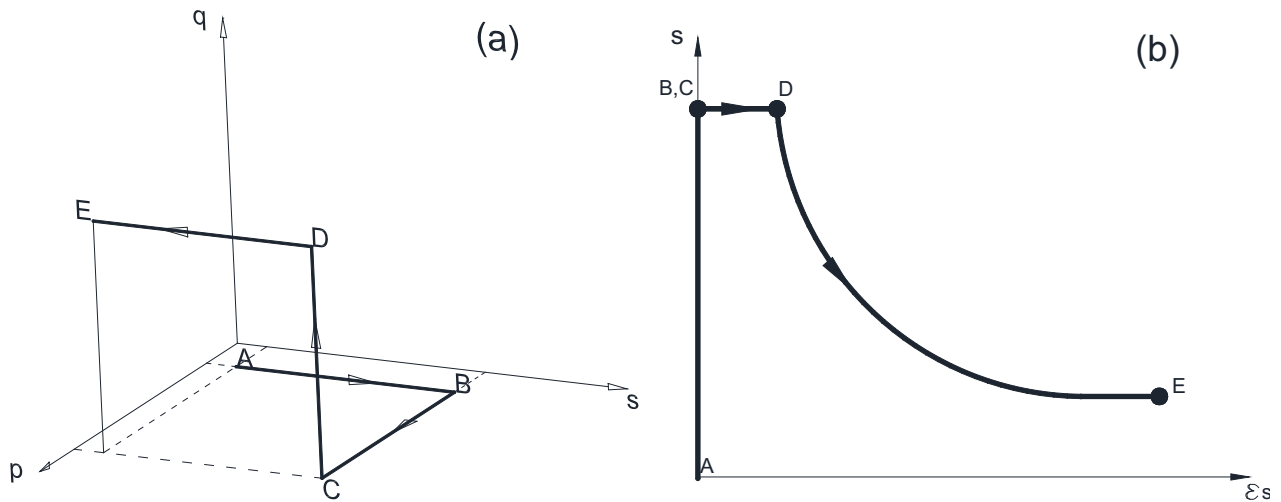


Figura II.20 Comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo no saturado al sufrir cambios en la succión, el esfuerzo isotrópico y el esfuerzo desviador.

En este sentido, el estado de esfuerzos de los suelos se puede estudiar y describir convenientemente en términos del esfuerzo isotrópico $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ y el esfuerzo desviador ($q = \sigma_1 - \sigma_3$). Estas dos variables ya han sido utilizadas a lo largo de este capítulo para describir el comportamiento mecánico de los suelos. Un importante motivo para utilizar estas dos variables es porque en los laboratorios convencionales de Mecánica de Suelos, las cámaras de compresión triaxial pueden aplicar precisamente estos esfuerzos. Cuando se incluye la fase gaseosa, es más conveniente trabajar con esfuerzos netos $p_{net} = [(\sigma_1)_{net} + (\sigma_2)_{net} + (\sigma_3)_{net}]/3$, donde el esfuerzo neto es igual a la diferencia de la presión total y la presión del aire $(\sigma)_{net} = \sigma - u_a$.

La Figura II.21 muestra la denominada Línea de Estado Crítico (LEC) de un material, la cual está definida por la pendiente M y es función del ángulo de fricción del material $M = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$ (Rojas, 2004). En la misma Figura, se muestran dos trayectorias de carga cuyos estados finales son el punto B y el C. La característica de la LEC es que agrupa todos los

estados de falla del suelo. De manera que, si esta línea se conoce, se podrá predecir el nivel de esfuerzos que alcanzará al final. El concepto de estado crítico fue inicialmente utilizado por Rendulic (1936), quien realizó numerosas pruebas en condiciones drenadas y no drenadas, observando contornos de relaciones de vacíos constantes en el plano triaxial.

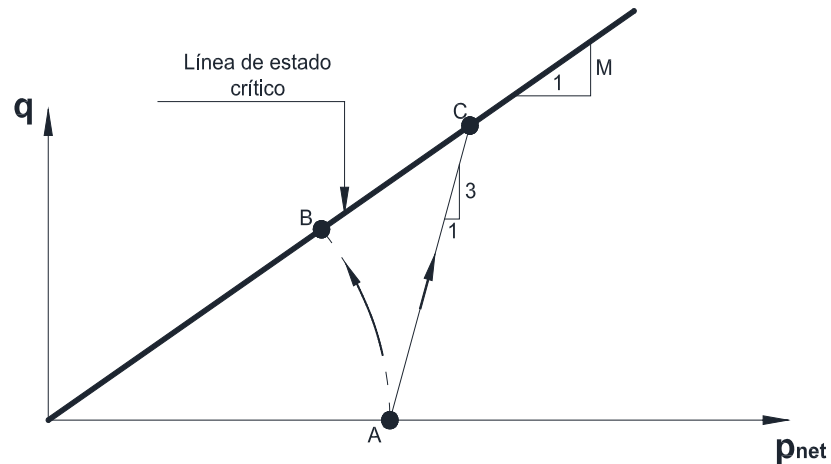


Figura II.21 Trayectorias de carga en pruebas triaxiales para suelos.

En resumen, cuando una muestra de suelo alcanza el estado crítico se presentan dos condiciones de deformación que lo caracterizan:

1. Las deformaciones desviadoras ε_s crecen indefinidamente.
2. Las deformaciones volumétricas ε_v son despreciables.

CAPÍTULO 3:

III. REVISIÓN DE MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SUELOS

Los modelos constitutivos para suelos tienen la finalidad de capturar y describir las características esenciales de su comportamiento esfuerzo-deformación y descartar lo que se considere de importancia menor (Chen y Mizuno, 1990).

La necesidad de predecir la respuesta de los suelos ante solicitaciones externas ha llevado a desarrollar modelos que persiguen predecir el comportamiento de los suelos fundamentalmente de tres aspectos particulares de estos materiales: i) el estado de deformación (volumétrica y desviadora), ii) la resistencia a los esfuerzos cortantes y iii) el comportamiento hidráulico. Por separado, es posible proponer ecuaciones matemáticas para describirlos y predecirlos, sin embargo, en los suelos estos aspectos están acoplados y debe considerarse la influencia de uno sobre los demás. Es por esto que se plantean *modelos constitutivos* cuya finalidad es la de correlacionar estas leyes y describir el comportamiento del material en estudio bajo cualquier sollicitación externa.

A continuación se hace una revisión de los modelos constitutivos que se han utilizado para modelar el comportamiento de los suelos. Se centra la atención en los modelos de carácter elastoplástico.

III.1 Tipos de modelos desde el punto de vista de la variable constitutiva

Considerando la variable de esfuerzo utilizada para formular un modelo constitutivo, Gens et al. (2006) propone que las dos variables de esfuerzo más utilizadas para modelos constitutivos no saturados pueden ser expresadas como

$$\begin{aligned} & (\sigma_{ij} - u_a) + \mu_1(s, \dots) \delta_{ij} \\ & \mu_2(s, \dots) \end{aligned} \quad (11)$$

Se considera una primera clase de modelos cuando las funciones $\mu_1 = 0$ y $\mu_2 = 1$. Las dos variables obtenidas de esta manera tienen implicaciones diferentes en la deformación del suelo. Si se asume que no existe acoplamiento entre las relaciones esfuerzo-deformación derivadas de estas variables, se les denomina *variables de estado independientes* y así también a los modelos formulados en estos términos.

Por otro lado, una segunda clase de modelos se obtiene cuando se asignan los valores $\mu_1 = \mu_1(s, S_r)$ $\mu_2 = 0$. Aquí, μ_1 es función de la succión y/o del grado de saturación. De ser función única de la succión, la variable aquí considerada tendrá complicaciones para incluir el acoplamiento hidro-mecánico teniendo que hacerlo de manera explícita. Por otro lado, si la variable de esta clase de modelos es función también del grado de saturación, la formulación considera de manera natural el acoplamiento hidro-mecánico debido a que se encuentra implícita la CRAS en las relaciones constitutivas. La variable manejada en esta clase de modelos es precisamente el esfuerzo efectivo y si se tiene que $\mu_1 = \chi(s, S_r)$ se está utilizando la ecuación de Bishop (1959) (Ecuación (2)). Dangla et al. (1997) así como Zhou y Sheng (2009) sugieren la necesidad de implementar un modelo específico para el comportamiento hidráulico. Estas propuestas incluyen el hecho de que la relación entre el grado de saturación y la succión es diferente cuando el suelo sigue un patrón de humedecimiento o cuando se sobrelleva un patrón de secado.

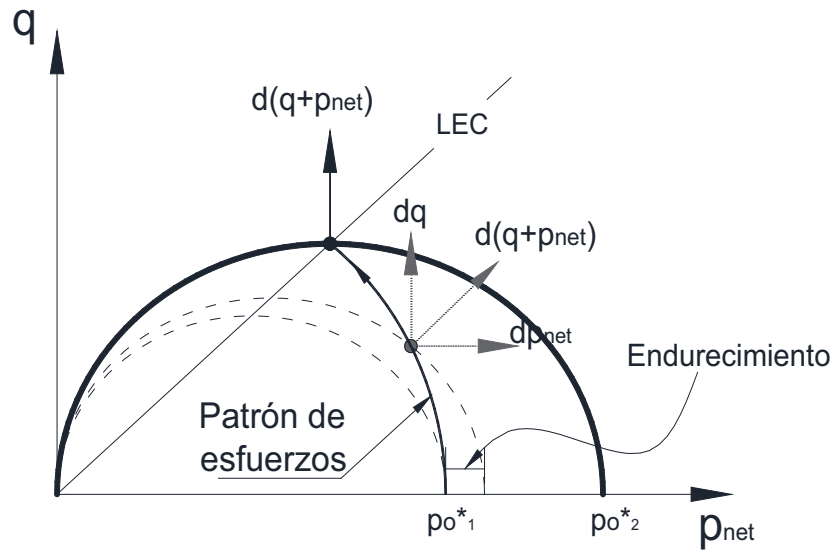
III.2 Modelos formulados en términos de variables de estado independientes (clase I)

Alonso et al. (1990) propone un modelo constitutivo para suelos no saturados el cual es conocido por sus siglas en inglés *BBM* (Barcelona Basic Model). Las relaciones constitutivas del modelo están formuladas en términos del *esfuerzo medio neto* p_{net} y la *succión* s las cuales son *variables de estado independientes* cuya función es la de describir los estados de esfuerzo de los suelos (Fredlund y Morgenstern, 1977; Houlsby, 1997). Por *variable de estado independiente* se debe entender que se trata de las variables necesarias para describir completamente algún sistema

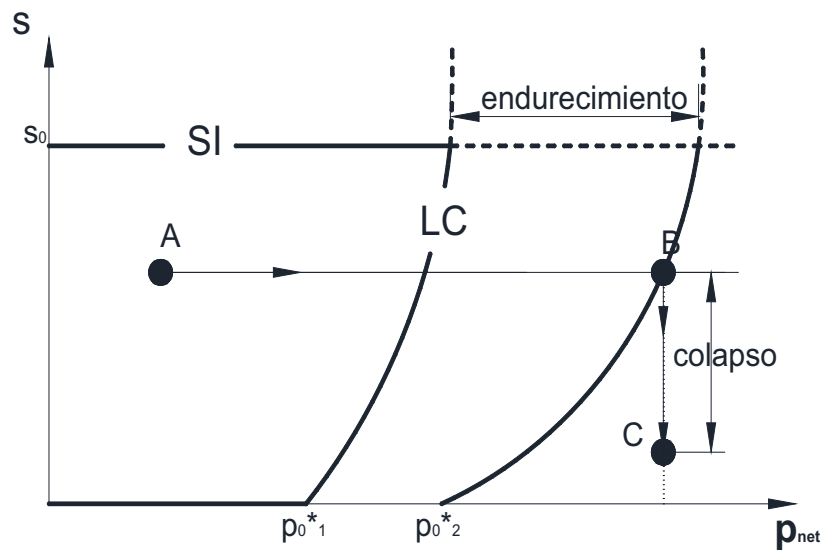
físico. En los modelos constitutivos para suelos, la independencia viene desde el punto de vista de la no correlación entre los efectos derivados de la succión y la aplicación de esfuerzo neto.

Para estados de deformación triaxial, el modelo BBM retoma la superficie de fluencia propuesta por Roscoe y Burland (1968). Por simplicidad, la forma que se adopta es una elipse. El tamaño de la elipse estará controlada por un parámetro de endurecimiento el cual será el esfuerzo de pre-consolidación. La forma de la elipse estará controlada por la línea de estado crítico LEC, la cual a su vez es función del ángulo de fricción del material (ver Figura III.1a). El parámetro de endurecimiento corresponde al esfuerzo de preconsolidación neto del suelo $(p_0)_{net}$. Se muestra en la Figura III.1a un patrón de esfuerzos correspondiente a una prueba triaxial convencional no drenada. El estado último de falla se alcanza cuando el patrón de esfuerzos alcanza la línea de estado crítico. La configuración la curva esfuerzo-deformación dependerá de la forma que se adopte para la superficie de fluencia (en este caso elíptica). Se ha propuesto adoptar otras formas diferentes a la elipse (Cui y Delage, 1996; Wheeler et al., 2003; Futai et al., 2004; Futai y Almeida, 2005), sin embargo a pesar de acercarse a más a la realidad, la simplicidad del modelo se ve comprometida.

Como lo indica Sheng (2010): “el comportamiento volumétrico es una de las propiedades fundamentales de los suelos. Es de hecho la única componente necesaria que es necesario adicionar para extender un modelo saturado hacia estados no saturados”. El modelo propuesto por Roscoe y Burland (1968) es exitoso para predecir el comportamiento de un suelo suponiendo que la succión del suelo no cambia. De hecho, su popularidad se debe a la precisión y éxito con que se ha aplicado a la predicción de las relaciones esfuerzo-deformación de suelos saturados (con succión nula). En este sentido, Alonso et al. (1990) extiende el modelo hacia estados no saturados considerando una superficie de fluencia en el espacio succión-esfuerzo medio neto (Figura III.2b).



(a)



(b)

Figura III.1 Superficies de fluencia. a) superficie de fluencia para estados de esfuerzo isotrópico; b) superficie de fluencia para estados de esfuerzo triaxial.

La Figura III.2 resume el modelo constitutivo propuesto por Alonso et al. (1990). El modelo es capaz de predecir de manera cualitativa los efectos derivados de la succión como deformaciones volumétricas o el incremento del esfuerzo de preconsolidación del material.

Algunos ejemplos de lo anterior, es la predicción de los niveles de expansión como función del humedecimiento del material, o el incremento de los niveles de colapso volumétrico como función del esfuerzo medio neto aplicado.

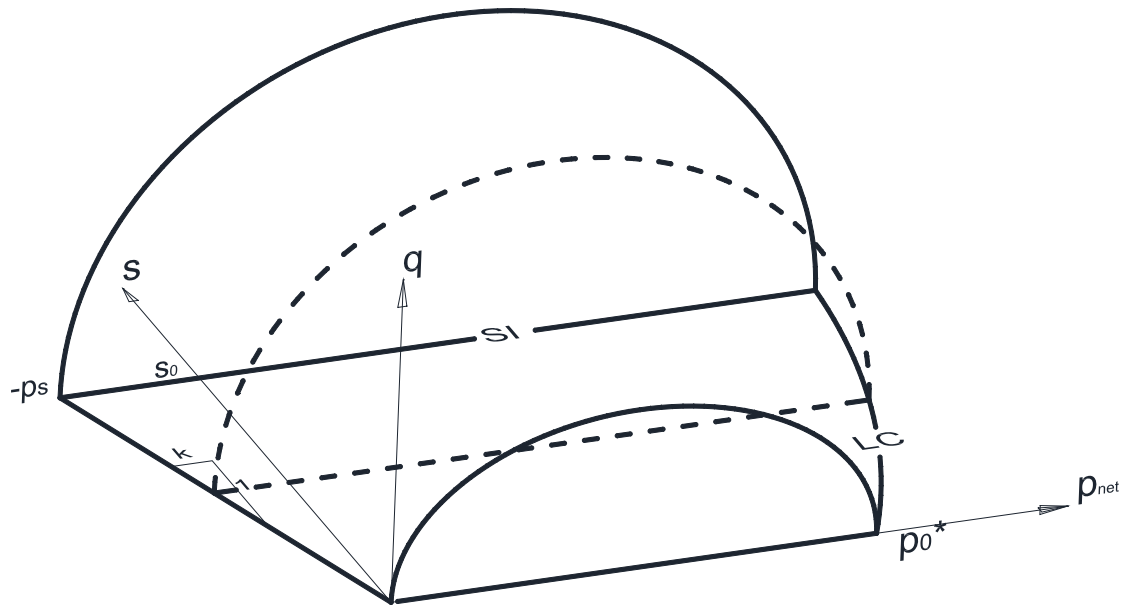


Figura III.2 Vista tridimensional de las superficies de fluencia en el espacio de esfuerzos (p_{net}, q, s) .

Si bien, la popularidad del modelo se debe a su simplicidad, falla al tomar en cuenta el comportamiento hidráulico del suelo. Esto último tiene que ver con que el modelo ignora que el patrón de humedecimiento-secado en el eje de las abscisas nunca será el mismo debido a las características de histéresis de los suelos.

Las primeras objeciones al BBM fueron hechas por Wheeler y Sivakumar (1995) y tienen que ver con que este modelo no toma en cuenta el comportamiento hidráulico de los suelos. Esta deficiencia se acentúa cuando las observaciones experimentales evidencian la fuerte relación que existe entre las propiedades hidráulicas y las mecánicas de los suelos (Sun et al., 2007; Miller et al., 2008; Zhou, 2009). Precisamente estos razonamientos han motivado estudios más profundos en torno a la aplicabilidad del *esfuerzo efectivo de Bishop* (Wheeler et al., 2003).

III.3 Modelos formulados en esfuerzos efectivos (clase II)

En estos modelos, la ecuación de Bishop (1959) es la ecuación de esfuerzo utilizada. Aquí, como se señaló en el capítulo II, el parámetro χ podrá ser función tanto de la succión como del grado de saturación.

El modelo propuesto por Wheeler et al. (2003) es uno de los casos más emblemáticos de los modelos formulados en términos del *esfuerzo efectivo* porque fueron de las primeras propuestas que han capturado la mayor cantidad de características esfuerzo-deformación e hidráulicas de los suelos. Aquí, Wheeler et al. (2003) considera expresar el espacio de fluencia a través de la variable $s^* = ns$ denominada succión modificada y a través de la variable de esfuerzo $p' = \sigma - (S_r u_w + (1 - S_r) u_a)$. Para proponer su modelo, Wheeler et al. (2003) se basa en el trabajo de Houlsby (1997) quien sugiere una formulación de esfuerzo efectivo apropiada que permitiría la implementación de modelos constitutivos para suelos saturados, incluyendo la predicción de los cambios de grado de saturación, ingrediente faltante hasta ese momento.

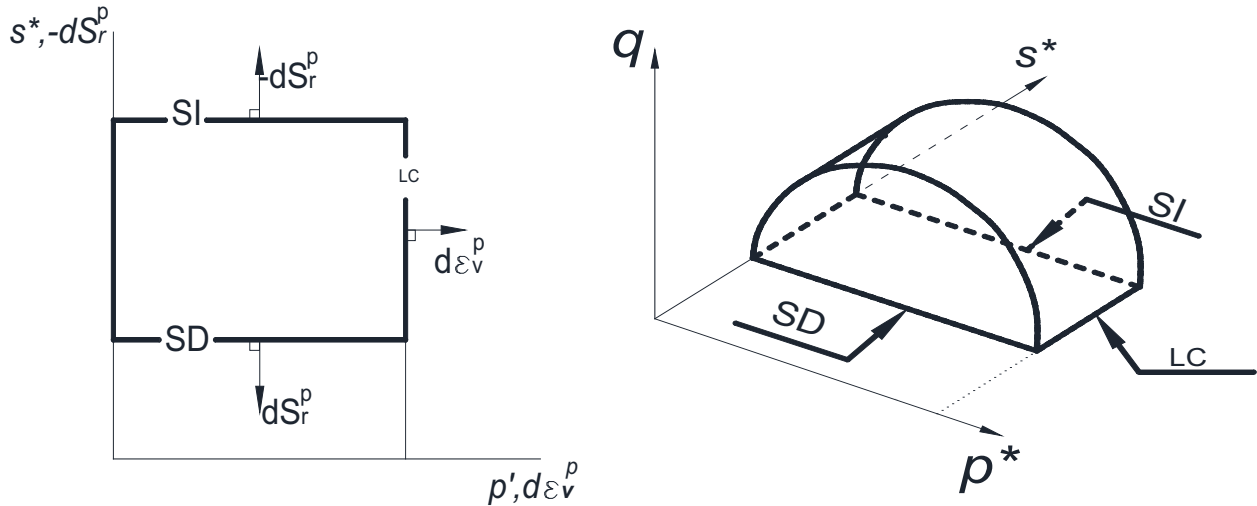


Figura III.3 Superficie de fluencia de (Wheeler et al. (2003)) (Izquierda) Vista plana de la superficie de fluencia en el espacio $p'-s^*$. (Derecha) Vista de la superficie de fluencia para estados de esfuerzo triaxial y estados de compresión isotrópica.

La

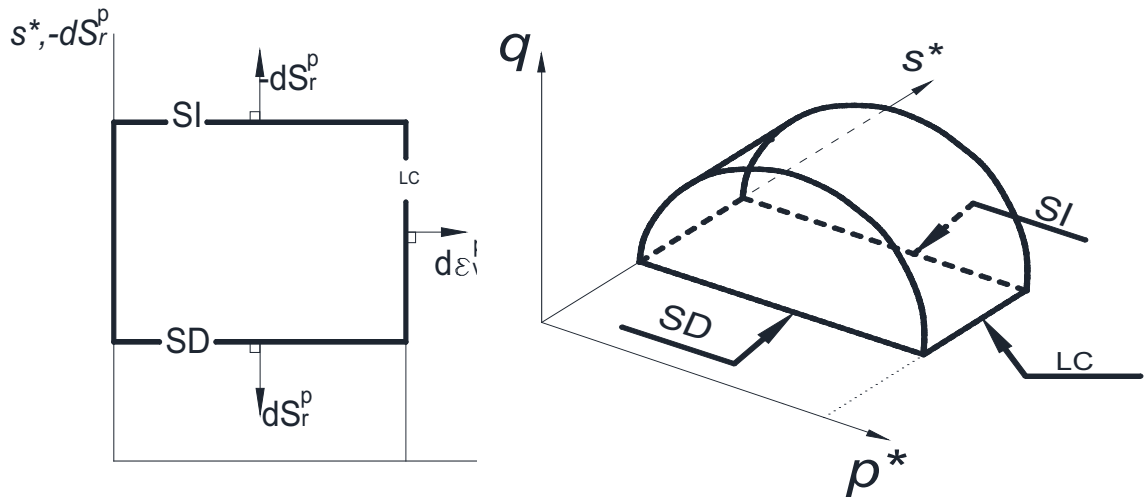


Figura III.3 resume el modelo constitutivo planteado por Wheeler et al. (2003) el cual se deriva también de un marco elastoplástico producto de las observaciones reportadas en Wheeler y Sivakumar (1995). El modelo se construye básicamente en el modelo de Alonso et al. (1990) pero incorpora dos superficies de fluencia adicionales. Una superficie define los cambios volumétricos irreversibles que ocurren en el proceso de secado (SI) y la otra define los cambios volumétricos irreversibles en humedecimiento (SD).

Una novedad en la formulación de Wheeler et al. (2003), es que cuenta con un modelo explícito para el comportamiento hidráulico a través de la CRAS. Con esto, el modelo puede tomar en cuenta los cambios irreversibles (plásticos) del grado de saturación.

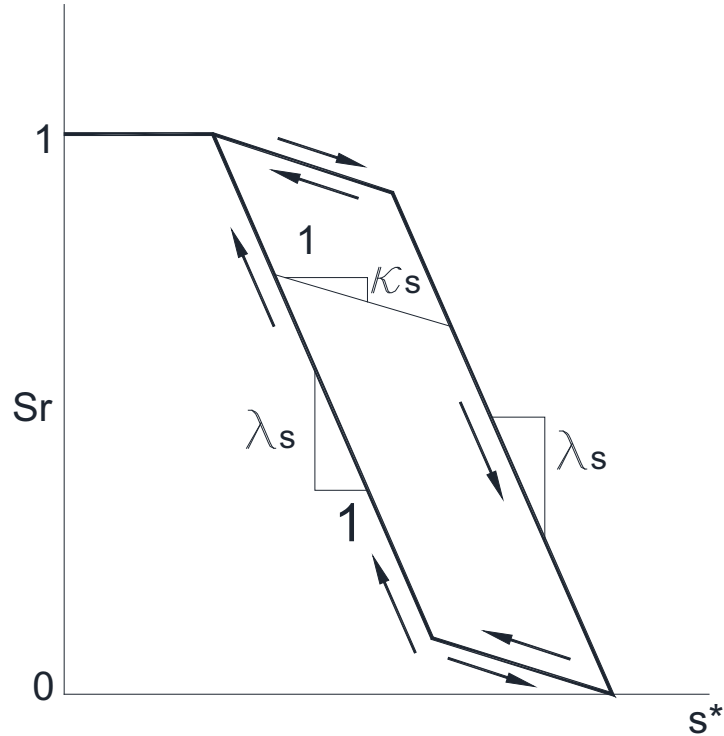


Figura III.4 Modelo de comportamiento hidráulico propuesto por Wheeler et al. (2003)

A pesar de Wheeler et al. (2003) complementan sus características descriptivas al incorporar un modelo explícito para la CRAS, desestima la influencia de la relación de vacíos en la CRAS. En este sentido, el acoplamiento hidro-mecánico no se logra completamente.

Khalili et al. (2008) proporcionan un modelo para la CRAS análogo. Su modelo proporciona un vínculo directo entre la relación de vacíos y la CRAS a través del valor de entrada de aire de la CRAS. En este sentido, si la densidad del material disminuye, el valor de entrada de aire del suelo lo hace también; si la densidad del material crece, el valor de entrada de aire del suelo crece también.

III.4 Consideraciones termodinámicas de los modelos

Los principios termodinámicos pueden ser aplicados al estudio y validez de las relaciones constitutivas de los suelos no saturados. En primera instancia, una vez derivadas las relaciones esfuerzo-deformación, se puede estudiar un modelo constitutivo desde el punto de vista termodinámico. El trabajo realizado por Houlsby (1997) así como la contribución de Barla

y Antolini (2015) sientan un precedente que sirve para verificar los modelos constitutivos en forma incremental utilizando principios termodinámicos.

Laloui y Nuth (2009) proponen un modelo constitutivo y presentan los ingredientes necesarios para implementar el modelo en un código de elemento finito. Así mismo, toma en cuenta los ciclos histeréticos hidráulicos. Inicialmente obtienen las relaciones incrementales esfuerzo-deformación para después analizar el modelo a la luz de los principios termodinámicos. Concluyen que el modelo presentado satisface los principios termo-mecánicos y que la histéresis hidráulica no contribuye a la disipación plástica.

III.5 Consideraciones generales de los modelos constitutivos para suelos no saturados

En general, los modelos constitutivos para suelos no saturados se han construido basándose en los trabajos de Roscoe y Burland (1968) y Alonso et al. (1990). Los trabajos de Roscoe y Burland (1968) permiten conocer la relación esfuerzo-deformación para estados de deformación triaxial de muestras de suelo sometidas a un grado de saturación constante o succión invariable. La viabilidad de este modelo es y ha sido aplicable para suelos saturados precisamente porque las condiciones de rigidez proporcionadas por la interfaz agua-aire son prácticamente las mismas hasta succiones menores al valor de entrada de aire.

Cuando el estado de succión va más allá del valor de entrada de aire, el suelo comienza a desaturarse rápidamente y la interfaz agua-aire se incrementa. Esto produce un incremento en la rigidez del material porque los meniscos de agua funcionan como puentes que ligan las partículas sólidas de suelo. En este sentido, debido a que la succión no es constante debido a las deformaciones volumétricas, es necesario implementar un esquema que describa tanto el incremento de rigidez como las deformaciones volumétricas. Estos dos aspectos son considerados en el modelo de Alonso et al. (1990) quien fue más lejos e incluso propuso una superficie de fluencia capaz de predecir aspectos relacionados con los cambios de humedad y la compresibilidad de suelos no saturados, como lo es el colapso.

Una omisión demasiado importante del modelo de Alonso et al. (1990) (Barcelona Basic Model) y de otros modelos con formulación análoga, tiene que ver con la falta de la

inclusión de un modelo específico para describir la variación del contenido de agua y el grado de saturación, es decir, de la curva de retención agua-suelo. En el modelo de Alonso et al. (1990), el comportamiento hidráulico, es definido en términos de una superficie de fluencia.

Una deficiencia adicional del BBM viene en el sentido de lo descrito anteriormente. Al proponer un modelo para la CRAS, el modelo BBM debe incluirlo explícitamente y de alguna manera introducir la formulación en las relaciones constitutivas. Es en este punto que la ecuación de Bishop (1959) gana popularidad debido a que considera de manera natural el comportamiento hidráulico del material.

CAPÍTULO 4:

IV. EL MODELO SÓLIDO-POROSO

IV.1 Geometría de poros

Estudios micrográficos han revelado que los poros en los suelos distan de tener geometrías regulares (Li y Wardlaw, 1986; Mason y Morrow, 1991; Tuller y Or, 2004). Sin embargo, asignar geometrías complejas complica la modelación. Entender el proceso de humedecimiento o secado brinda la posibilidad de simplificar dichas geometrías.

La Figura IV.1 muestra que las cavidades que provee la unión de las partículas sólidas se asemeja más en el caso bidimensional a un triángulo que a un círculo. Tuller y Or (2004) describen el proceso de secado de un poro triangular saturado.

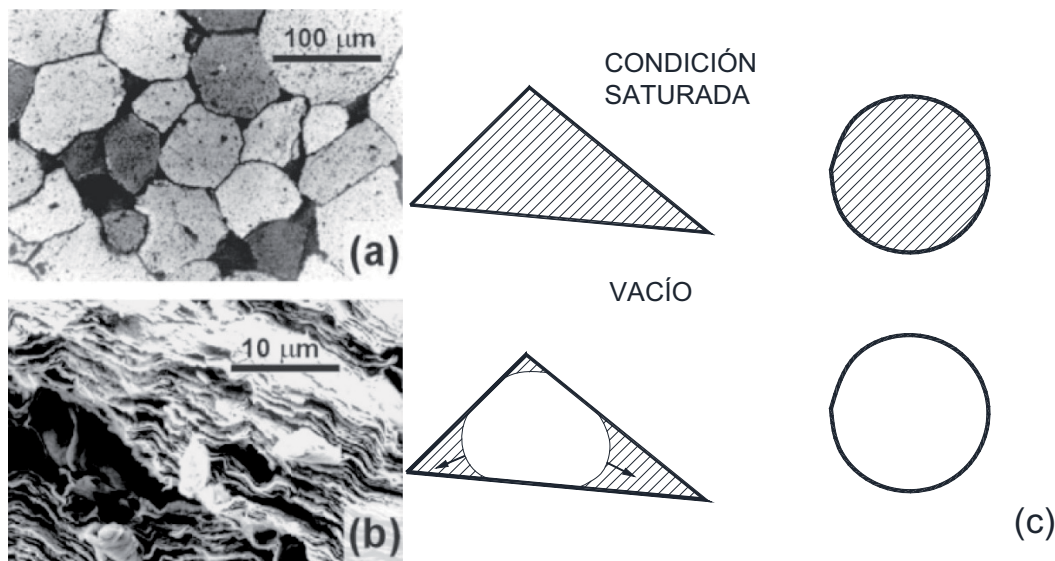


Figura IV.1 (a) Sección fina de una arena (Roberts y Schwartz, 1985); (b) microscopía electrónica de barrido tomada a minerales de arcilla; (c) retención de humedad en poros circulares y triangulares.

Inicialmente el poro se encuentra saturado y su grado de saturación permanece inalterado a medida que cambia el estado de succión de todo el material. De manera espontánea, el poro se seca describiendo un poro circular concéntrico al triángulo que lo contiene. El radio

del poro dependerá de la geometría del poro real. Lo que se observa es que una fracción del volumen inicial de líquido que contenía el poro se mantiene en las fronteras y más definidamente en las esquinas del poro triangular. Este líquido remanente actúa como vínculo entre los poros adyacentes y de hecho provee conectividad entre la red porosa siendo crucial para modelar fenómenos hidráulicos. A medida que se incrementa el estado de succión, las fronteras del líquido remanente van desapareciendo paulatinamente.

En este sentido, se ha convenido que la asignación de círculos para el caso bidimensional (esferas para el caso tridimensional) puede considerarse para simular el volumen del poro. La conectividad que el líquido remanente provee puede ser simplificada de la misma manera. Para este último caso, se ha convenido que la geometría sea rectangular para el caso bidimensional, o cilíndrica para el caso tridimensional. La conveniencia de estas aseveraciones se verificará en este capítulo.

El proceso de humedecimiento progresa de manera similar. Inicialmente las esquinas de los poros que confieren conectividad permanecen inmutables hasta que el estado energético del suelo genera condiciones necesarias para que la succión mátrica descienda a niveles tales que el poro pueda saturarse espontáneamente.

IV.2 Formulación computacional

El modelo poroso presentado aquí incluye dos tipos de entidades: los sitios y los enlaces. Los sitios (o cavidades) son los poros de mayor dimensión los cuales contienen la mayoría del volumen vacío (ver Figura IV.2). Los denominados enlaces interconectan a los sitios. Su volumen puede ser despreciado si se compara con el volumen total de cavidades dentro del suelo.

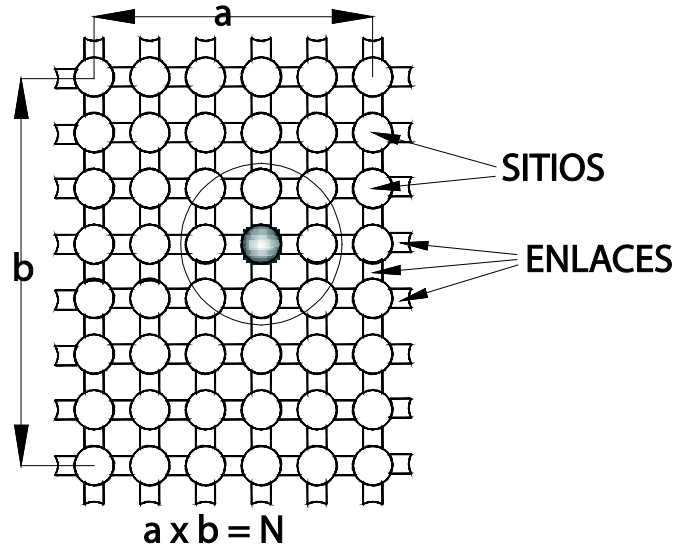


Figura IV.2. Construcción de una malla rectangular.

Aquí se propone que las DTP de un suelo se puede aproximar por medio de la función f normal logarítmica para la cual la media μ y la desviación estándar σ_{V_R} son los parámetros necesarios para definirla. Se utilizará la palabra *elemento* para denominar a un solo sitio o a un solo enlace. Por definición, la i -ésima frecuencia de f (caracterizada por el i -ésimo radio) resulta de dividir el número total de elementos con i -ésima frecuencia entre el número total de elementos N de la malla rectangular.

En este sentido, la DTP de la malla rectangular se puede expresar en el dominio de la frecuencia o en el dominio volumétrico. En términos volumétricos, el volumen relativo V_{Ri} resulta de dividir el volumen total de elementos con i -ésima frecuencia entre el volumen total de los elementos que componen la malla rectangular (Rojas, 2011; Rojas et al., 2011; Arroyo et al., 2013):

$$V_{Ri} = \frac{R_i^2 f_i}{\sum_{i=1}^{i=k} R_i^2 f_i} \quad (12)$$

En (12), k es el número de intervalos en los que se divide el eje de las abscisas donde se contiene las dimensiones expresadas en función del radio. El procedimiento para construir la función volumen relativo es la siguiente. Se construyen tres vectores los cuales contendrán k

elementos ordenados en orden descendente: un vector R_i que contenga todos los radios posibles de los poros, un vector que contenga las i -ésimas frecuencias correspondientes y un vector que contendrá los correspondientes volúmenes relativos V_{R_i} (mismos que se obtienen con la Ecuación (12)). La Figura IV.3 es un ejemplo de una gráfica del primer vector vs. el tercer vector. Es importante señalar que estos vectores deben establecerse para ambos tipos de entidades (sitios y enlaces).

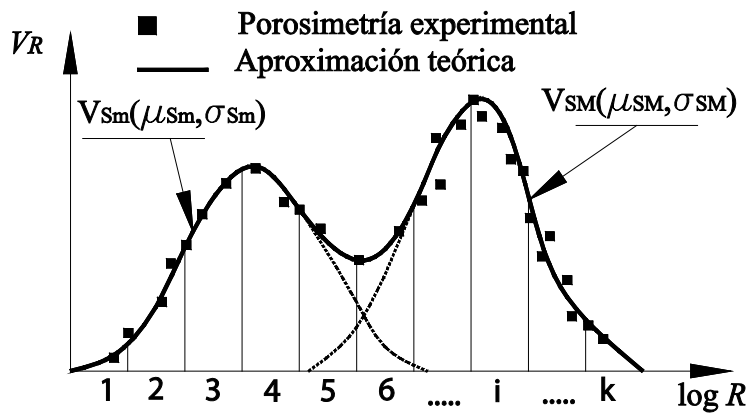


Figura IV.3. Distribuciones de volumen relativo experimentales (rectángulos negros) y teóricas (línea sólida).

Una vez discretizada la función de volumen relativo se construye la malla rectangular. El procedimiento es el siguiente. Elegimos de manera aleatoria uno de los n_i elementos el cual se colocará en la malla. La posición de este elemento en la malla se elegirá también de manera aleatoria. Debido a que los suelos contienen estructuras extremadamente complejas, la aleatoriedad es muy importante, sin embargo, algunas restricciones deben imponerse para construir la malla porosa para que sea físicamente real. Para evitar que dos enlaces concurrentes se superpongan, Rojas et al. (2009) propone la siguiente restricción geométrica:

$$R_{st} \geq \sqrt{R_{b1}^2 + R_{b2}^2} \quad (13)$$

Donde R_{b1} y R_{b2} son los radios de dos enlaces adyacentes que se conectan a un sitio de radio R_{st} (Figura IV.4). La condición establecida por la Ecuación (13) también asegura que los enlaces serán siempre más chicos que los sitios que conectan. Aquellos elementos que no

cumplan con esta condición serán redistribuidos en la red porosa hasta que todos los nodos satisfagan esta condición.

Cuando las distribuciones de sitios y enlaces se superponen, ocurre un fenómeno denominado *segregación* de partículas donde diferentes zonas con poros pequeños, medianos y grandes coexisten dentro del modelo. Este fenómeno permite simular suelos reales para los cuales las partículas se aglutinan de manera natural formando agregados.

El número n_i de elementos de cada tamaño se puede obtener mediante la relación $n_i = f_i \times N$, donde N es el número total de nodos de la malla.

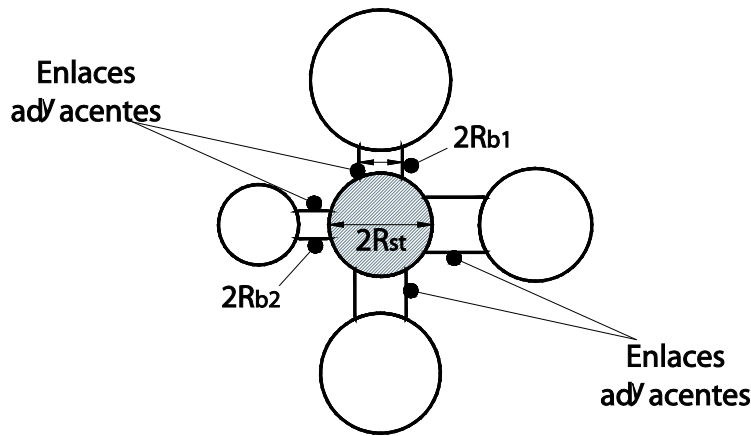


Figura IV.4 Restricciones geométricas para sitios concurrentes

Una vez construida la malla, se pueden simular los procesos de humedecimiento y secado y así obtener sus CRAS características. El proceso de humedecimiento se simula empezando con una malla completamente seca (o saturada de aire) para la cual la succión se reduce en etapas. Los poros más pequeños son los primeros en llenarse de agua. Durante el humedecimiento, el límite de los tamaños de poros que se pueden llenar de agua está dado por el radio crítico R_c de la Figura IV.5. A esta posición se le denominará frontera de humedecimiento.

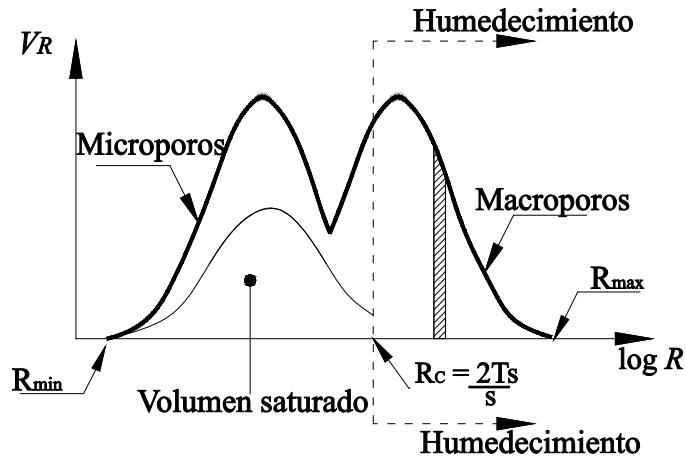


Figura IV.5. Proceso de humedecimiento visto en una distribución de volumen relativo.

Los enlaces se podrán llenar de agua si y solo si cumplen con dos condiciones: (a) al menos uno de los sitios a los cuales se encuentra conectado ya se encuentra saturado y (b) su radio es menor o igual al radio crítico R_c . Los enlaces localizados en la frontera solamente requieren de cumplir con la segunda condición porque uno de sus extremos ya se encuentra conectado al volumen de agua. De manera semejante, las condiciones para que un sitio se llene de agua serán: (a) al menos uno de los enlaces a los cuales se encuentra conectado de deberá estar lleno de agua y (b) su radio será menor o igual que el radio crítico R_c .

En cada decremento de succión, todas las entidades son analizadas para verificar las dos condiciones. Si un enlace cumple, se dice que se *activa*, y sus sitios conectados son analizados para buscar activaciones subsecuentes. Cuando un sitio es analizados, automáticamente todos sus enlaces se activan (debido a que siempre son menores que los sitios que conectan). El proceso termina cuando no quedan otros elementos por activar, entonces un nuevo decremento de succión se aplica.

Para cada decremento de la succión, la frontera de humedecimiento va indicando cuáles enlaces y cuáles sitios se pueden saturar. Observe en la Figura IV.5 que solamente una fracción del volumen detrás de la frontera se ha saturado. Esto implica que no todos los sitios de la red porosa cumplieron con las dos condiciones establecidas anteriormente. Si se considera que no existen burbujas atrapadas y que todos los poros están conectados, eventualmente todos los enlaces y las cavidades alcanzarán la condición de saturación. El grado de saturación se calcula

como la cantidad de agua que ha invadido a los poros, dividido por el volumen total de los vacíos:

$$S_r = V_w/V_v \quad (14)$$

Por otro lado, durante un proceso de secado, la frontera se mueve desde el extremo derecho hacia la izquierda. Inicialmente, todos los poros están saturados, la succión es nula y la frontera se ubica en R_{\max} . Un sitio se secará si y solo si cumple con las dos siguientes condiciones: a) al menos uno de sus enlaces ya se encuentra seco y, b) su radio es igual o mayor que el tamaño crítico definido por la frontera de secado. De manera semejante, un enlace se secará si cumple con las dos siguientes condiciones: a) al menos uno de sus sitios conectados ya se encuentra seco y b) su radio es mayor que el radio definido por la frontera de secado. Cuando un enlace se seca, automáticamente todos los sitios a los cuales se encuentra conectado también se secan porque éstos son siempre mayores que los primeros.

Las curvas *de inversión* son procesos intermedios que se llevan a cabo cuando un patrón de secado o de humedecimiento es invertido antes de alcanzar R_{\max} o R_{\min} . Considere por ejemplo una frontera de secado que parte desde R_{\max} hacia R_{\min} pero se detiene en R_{inv} (ver Figura IV.6). En este punto, el área sombreada representa el volumen de poros que permanece saturado durante el proceso de secado. Después de la inversión, el proceso para determinar los poros que saturarán es exactamente igual al que se siguió durante el proceso normal de humedecimiento para el cual las entidades en la malla se analizan para verificar que cumplan las condiciones correspondientes para saturar. De esta manera, cuando el grado de saturación se calcula, naturalmente converge hacia la curva principal. Puede ocurrir que durante el secado, se presente un clúster de poros saturados debido a que estarían rodeados de poros más pequeños que requerirían niveles de succión más elevados para secarse. Esto se conoce como *efecto frasco de tinta* (ink-bottle effect) para medios porosos (Lu y Likos, 2004) y puede ser simulado correctamente por el modelo.

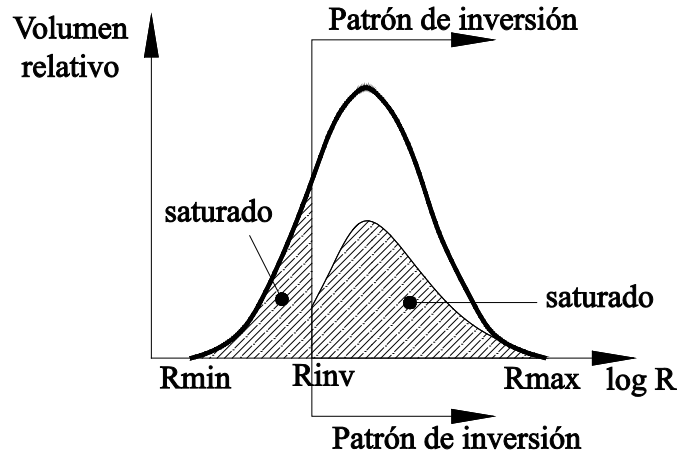


Figura IV.6 Proceso de inversión hacia el humedecimiento.

IV.3 Formulación probabilística

A continuación se presenta un Modelo Sólido-Poroso análogo al modelo computacional de la malla rectangular descrito en la sección anterior (Rojas et al., 2011). El Modelo Sólido-Poroso se basa en las mismas premisas que lo hace el modelo de la malla rectangular para simular los ciclos de humedecimiento y secado pero con ecuaciones analíticas, las cuales al ser resueltas, permite obtener los mismos resultados que el modelo de la malla cuadrada pero de manera pronta y expedita.

IV.3.1 Ecuaciones para las curvas límite

La Figura IV.7 muestra las distribuciones de volumen relativo para los sitios y los enlaces (V_{RS} y V_{RB}). El área debajo de cada una de estas curvas será la unidad. Debido a esto, se puede dar un tratamiento de tipo probabilístico a las ecuaciones siguientes. El volumen relativo en la ubicación del radio crítico R_C es la integral de todos los volúmenes relativos iguales o menores que el radio crítico y, para el caso de los sitios, está dado por:

$$S(R_C) = \int_0^{R_C} V_{RS} dR \quad (15)$$

En el caso de los enlaces:

$$B(R_C) = \int_0^{R_C} V_{RB} dR \quad (16)$$

En el mismo sentido, es posible definir la distribución de volumen relativo de los sólidos:

$$Sol(R_c) = \int_0^{R_c} V_{SOL} dR \quad (17)$$

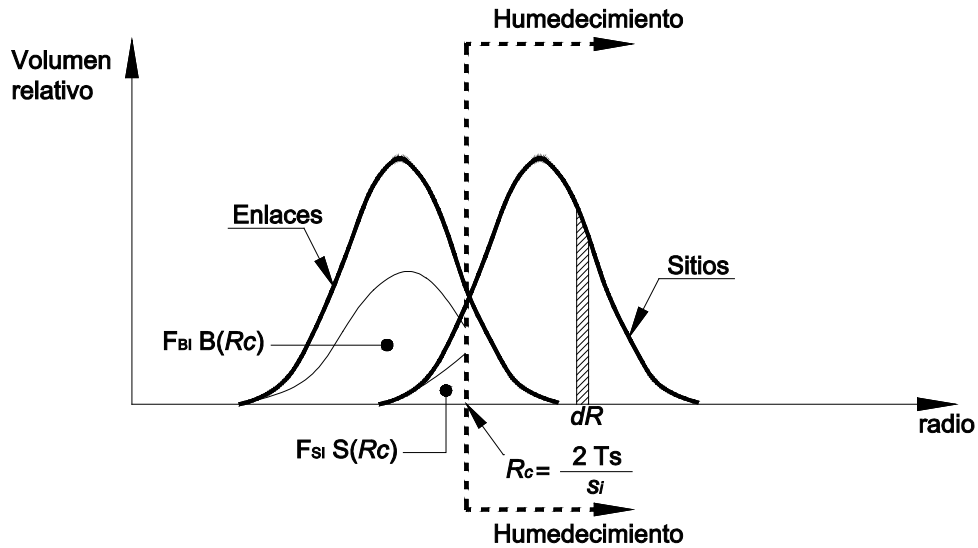


Figura IV.7 Barrido de la frontera de humedecimiento para simular los incrementos del grado de saturación (Arroyo et al., 2013).

Adicionalmente, la conectividad C se define como el número de enlaces concurrentes a un sitio. En una malla regular bidimensional, la conectividad es 4, mientras que en una malla tridimensional la conectividad es 6.

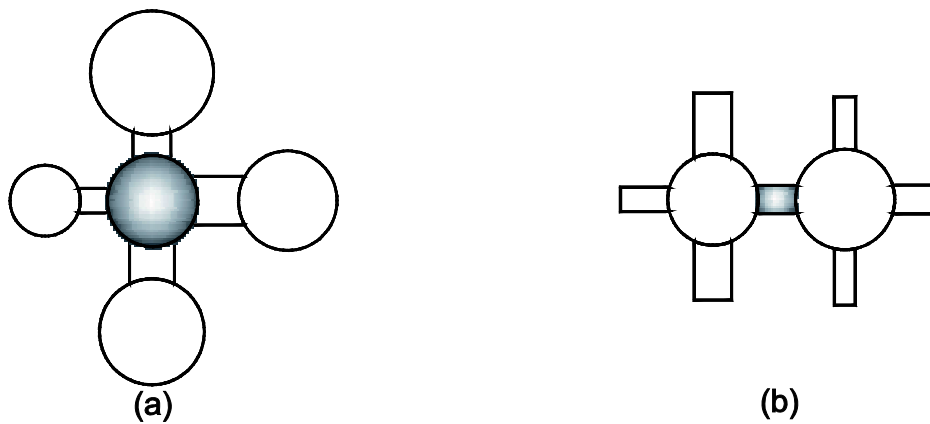


Figura IV.8 Unidad básica para (a) sitios y (b) enlaces.

Considere la unidad básica de sitios para el caso bidimensional presentada en la Figura IV.8(a) la cual consiste de un sitio central con cuatro enlaces concurrentes conectados al mismo número de sitios externos. Para que la unidad básica pueda saturarse, se deben cumplir las dos condiciones siguientes:

1. El radio de poro es menor o igual al radio crítico, de manera que el agua puede penetrarlo. Esto se puede escribir como $S(R)$.
2. Al menos un enlace conectado al sitio ya se encuentra saturado y conectado al volumen total de agua, lo cual se puede escribir como $1 - (1 - L_{BI}(R_C))^C$. Aquí, $L_{BI}(R_C)$ representa la probabilidad de que un sitio esté saturado durante un proceso de humedecimiento.

De manera que si $L_{SI}(R_C)$ es la probabilidad de que un sitio se sature durante un proceso de humedecimiento, su valor estará dado por el producto de las dos condiciones anteriores debido a que deben presentarse de manera simultánea:

$$L_{SI}(R_C) = S(R_C) \left[1 - (1 - L_{BI}(R_C))^C \right] \quad (18)$$

De manera semejante, la Figura IV.8(b) contiene una unidad básica para los enlaces. Ésta consiste de un enlace central el cual se encuentra vinculado a dos sitios, cada uno de los cuales estaría conectado a $C - 1$ enlaces adicionales. De esta manera, se puede establecer que un enlace debe cumplir las dos siguientes condiciones para saturarse:

1. Su radio debe ser menor o igual al radio crítico, lo cual se puede escribir como $B(R_C)$.
2. Al menos uno de los dos sitios a los que se encuentra conectado ya se encuentra saturado, lo cual se puede escribir como $1 - (1 - L_{SI}(R_C))^2$.

Por lo tanto, si $L_{BI}(R_C)$ es la probabilidad para que un enlace se encuentre saturado durante un proceso de humedecimiento, su valor estará dado por el producto de las dos condiciones ya mencionadas debido a que deben ocurrir de manera simultánea.

$$L_{BI}(R_C) = B(R_C) \left[1 - (1 - L_{SI}(R_C))^2 \right] \quad (19)$$

La ecuación (19) puede ser reescrita como $L_{BI}(R_C) = S(R_C) F_{SI}(R_C)$, donde $F_{SI}(R_C)$ es un factor no constante que define la fracción de los sitios saturados durante el proceso de

humedecimiento (ver Figura IV.7). Estas consideraciones son de mucha ayuda para establecer la siguiente condición para calcular el volumen total de sitios saturados durante un proceso de humedecimiento:

$$V_{SI}^s = F_{SI}(R_C) \left(\int_0^{R_C} V_{RS} dR \right) V_S \quad (20)$$

Donde V_S representa el volumen total de sitios de la muestra de suelo. En Mecánica de Suelos, para caracterizar un material se trabaja con una muestra con volumen de sólidos unitario y volumen de vacíos igual a su relación de vacíos e , de manera que $V_S = e$ si el volumen de los sólidos es unitario. De manera semejante, la ecuación (19) puede ser reescrita como $L_{BI}(R_C) = B(R_C)F_{BI}(R_C)$ donde $F_{BI}(R_C)$ representa un factor no constante que define el valor de la fracción saturada de enlaces durante un proceso de humedecimiento. Por lo tanto, $L_{BI}(R_C)$ es la distribución de probabilidades de los sitios saturados cuando el radio crítico alcanza el valor R_C . De manera semejante, el volumen total de sitios saturados durante el proceso de humedecimiento se obtiene a través de la relación:

$$V_{BI}^s = F_{BI}(R_C) \left(\int_0^{R_C} V_{RB} dR \right) V_B \quad (21)$$

Donde, V_B representa el volumen total de enlaces de la muestra de suelo. Este volumen puede despreciarse como se señaló en la sección IV.1.

Para las trayectorias de secado, el procedimiento para obtener las ecuaciones correspondientes es análogo. Las condiciones para determinar las probabilidades para que un sitio $L_{SD}(R_C)$ o un enlace se sature durante un proceso de secado pueden escribirse como:

$$L_{SD}(R_C) = S(R_C) + [1 - S(R_C)] [L_{BD}(R_C)]^C \quad (22)$$

$$L_{BD}(R_C) = B(R_C) + [1 - B(R_C)] [L_{SD}(R_C)]^2 \quad (23)$$

La ecuación (22) puede ser reescrita en la forma $L_{SD}(R_C) = S(R_C) + [1 - S(R_C)]F_{SD}(R_C)$, donde $F_{SD}(R_C)$ denota la fracción de sitios que permanecen saturados durante el secado. De la misma manera, la Ecuación (23) puede ser reescrita de la forma $L_{BD}(R_C) = B(R_C) + [1 - B(R_C)]F_{BD}(R_C)$, donde $F_{BD}(R_C)$ representa un factor no constante que

define la fracción de enlaces que permanecen saturados en el proceso de secado (ver Figura IV.9).

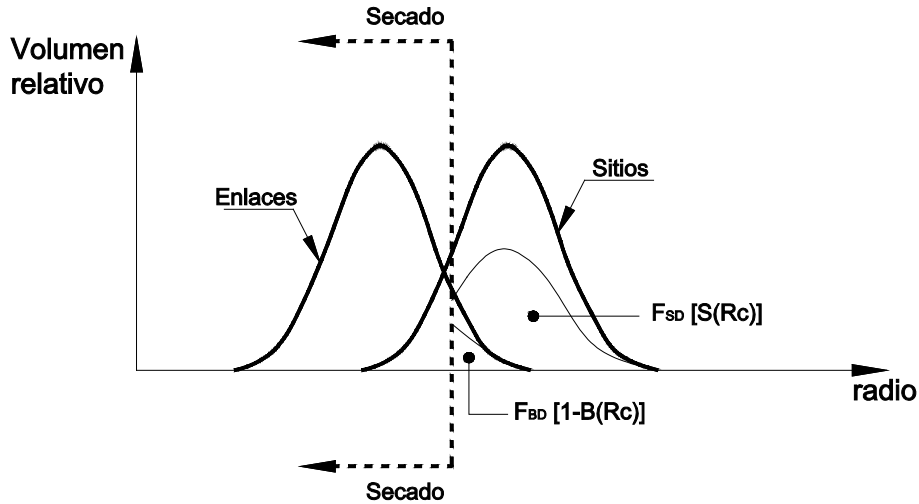


Figura IV.9 Proceso de secado

Los parámetros $L_{SD}(R_C)$ y $L_{BD}(R_C)$ pueden ser obtenidos al resolver simultáneamente las Ecuaciones (22) y (23).

Una vez que el volumen total de agua $(V_S^s + V_B^s)$ se conoce para las trayectorias de secado y humedecimiento como función de R_C , las curvas de retención se pueden graficar al obtener la succión correspondiente $s = 2T_s/R_C$.

IV.3.2 Curvas de inversión

Se presentan las ecuaciones correspondientes a las curvas *de inversión* (Rojas et al., 2011). Considere un suelo que sigue en proceso de secado. Si la inversión se lleva a cabo en R_{inv} (hacia el humedecimiento), la distribución de sitios que queda para que sea humedecida sería $1-S$ ($1-B$ para enlaces). Estas nuevas distribuciones deben ser normalizadas para que puedan variar entre 0 y 1 y que sean consistentes con las formulaciones probabilísticas:

$$S_A(R_C) = \frac{S - S_R}{1 - S_R} \quad (24)$$

$$B_A(R_C) = \frac{B - B_R}{1 - B_R} \quad (25)$$

Note que el término S en (24) variará dentro de los límites S_R y 1, mientras que el término S_A lo hará entre 1 y 0 (lo mismo aplica para la ecuación (25)).

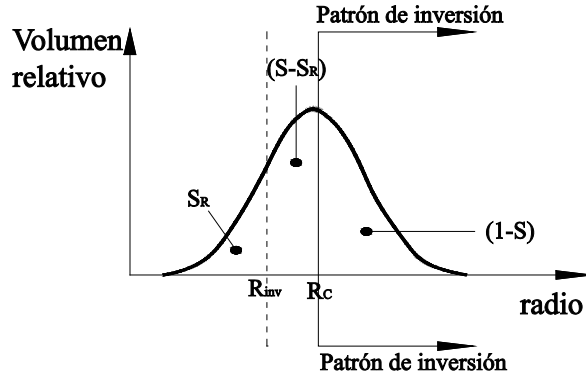


Figura IV.10 Proceso de inversión hacia el humedecimiento.

Cuando el proceso se detiene en el radio R_{inv} , se obtienen ciertos valores para $L_{SD}(R)$ y $L_{BD}(R)$ (ecuaciones (22) y (23)). Ese punto en particular será denominado L_{SDR} . Debido a que este se ha convertido en un proceso de humedecimiento, las ecuaciones (18) y (19) serán utilizadas. Si la ecuación (19) es reemplazada en la ecuación (18) se obtiene:

$$L_{SI}(R_C) = S(R_C) \left[1 - (1 - B(R_C)L_{SI}(R_C))^C \right] \quad (26)$$

Nótese que el exponente 2 de la Ecuación (18) ha sido reemplazado por 1 en la Ecuación (26) debido a que el hecho de reemplazar implica que un sitio ya ha sido saturado por agua quedando solamente uno disponible.

Para lograr la consistencia con las formulaciones probabilísticas, L_{SI} será reemplazado por $(L_{SDI} - L_{SDR}) / (1 - L_{SDR})$. Con estas consideraciones, podemos construir la ecuación (27):

$$L_{SDI} = L_{SDR} + (1 - L_{SDR}) S_A \left\langle 1 - \left\{ 1 - B_A \left[\frac{(L_{SDI} - L_{SDR})}{(1 - L_{SDR})} \right] \right\}^C \right\rangle \quad (27)$$

Para obtener el volumen saturado durante la inversión, la ecuación (27) puede ser reescrita para obtener $L_{SDI} = L_{SDR} + (1 - L_{SDR}) S_A(R_C) F_{SDI}(R_C)$, lo cual significa que F_{SDI} es la

fracción de volumen de sitios disponible para ser humedecida (que es la que ha sido secada hasta R_{inv}). Por lo tanto, el volumen saturado puede ser obtenido integrando:

$$V_{SDI}^s = V_{SD}^s(R_{inv}) + \left((1 - L_{SDR}) F_{SDI} \int_{R_{inv}}^{R_C} V_{RS} dR / (1 - S_R) \right) V_S \quad (28)$$

De nuevo, el volumen saturado para los enlaces puede ser obtenido, sin embargo, su volumen puede ser despreciado. Nótese que el término L_{SDR} ha sido reemplazado por el volumen saturado hasta el radio de inversión porque representa el volumen saturado hasta antes de la inversión.

El mismo procedimiento puede ser utilizado para formular las ecuaciones para simular los procesos humedecimiento-secado. De nuevo, considere un proceso de humedecimiento que se detiene en un punto R_{inv} . Aquí podemos establecer que el volumen relativo total hasta R_{inv} es S_R . Entonces, una conversión se lleva a cabo para considerar estos dos volúmenes totales que son las nuevas distribuciones de volumen:

$$S_A(R_C) = \frac{S_R - S}{S_R} \quad (29)$$

$$B_A(R_C) = \frac{B_R - B}{B_R} \quad (30)$$

Las nuevas distribuciones de probabilidad serán denotadas por L_{SIR} y L_{BIR} . Ahora, si (23) se reemplaza en (22), se obtiene:

$$L_{SD}(R_C) = S(R_C) + [1 - S(R_C)] [B(R_C) + [1 - B(R_C)] [L_{SD}(R_C)]]^C \quad (31)$$

Ahora, es posible reemplazar L_{SD} por el término L_{SID}/L_{SIR} . Esto asegura la consistencia en la formulación del modelo a través de la ecuación siguiente:

$$L_{SID}(R_C) = \left(S_A(R_C) + [1 - S_A(R_C)] [B_A(R_C) + [1 - B_A(R_C)] [L_{SID}(R_C)/L_{SIR}(R_C)]]^C \right) L_{SIR}(R_C) \quad (32)$$

La ecuación (32) puede ser reescrita para obtener la fracción de poros que permanecen saturados durante un patrón de inversión hacia el secado como

$L_{SID}(R_C) = S_A L_{SIR} + [1 - S_A] L_{SIR} F_{SID}$. Y, por tanto, el volumen saturado en este caso puede ser obtenido integrando:

$$V_{SID}^s = V_{SID}^s(R_{inv}) + \left(\int_{R_{inv}}^{R_C} V_{RS} dR / S_R \right) L_{SIR} F_{SID} V_S \quad (33)$$

IV.3.3 Fracciones volumétricas (saturada, seca y no saturada)

Considérese la unidad básica de sólidos de la Figura IV.11. La figura está formada por un sólido rodeado de cuatro sitios BU, conectados a su vez por sitios BU; ocho sitios externos E y dieciséis sitios FE con sus respectivos enlaces. Nótese que la Figura IV.11 muestra solamente un enlace FE con un sitio FE en líneas punteadas.

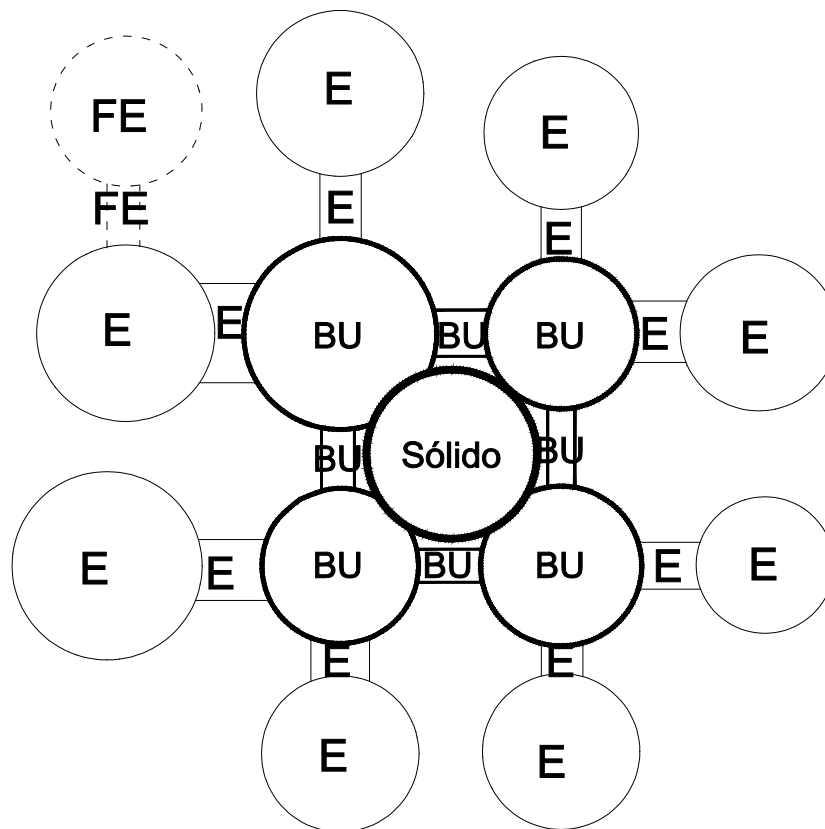


Figura IV.11 Unidad básica de sólidos

Suponiendo que inicialmente todos los poros se encuentran secos y que el suelo está sobrellevando un proceso de humedecimiento, se puede establecer que todos los sitios BU se saturan cuando se cumplen las dos siguientes condiciones: (a) todos los sitios y los enlaces que

rodean a un sólido son menores que el radio crítico y (b) al menos un enlace E ha saturado y está conectado al volumen global de agua. Dado que $2(C-2)$ y $4(C-3)$ representan respectivamente el número de sitios y enlaces relacionados al sólido de la Figura IV.11, la primera condición podrá ser expresada como $S(R_C)^{2(C-2)} B(R_C)^{4(C-3)}$. Entonces, si $L_{BI_1}(R_C)$ es la probabilidad de que un enlace E sature, entonces la segunda condición podrá ser escrita como $\{1 - [1 - L_{BI_1}(R_C)]^{C(C-2)}\}$. En este caso $C(C-2)$ representa el número de enlaces E.

Ahora, si $L_{PI}(R_C)$ representa la probabilidad de que todos los sitios BU de la unidad básica de la Figura IV.11 estén saturados, la relación que lo expresa es:

$$L_{PI}(R_C) = S(R_C)^{2(C-2)} B(R_C)^{4(C-3)} \{1 - [1 - L_{BI_1}(R_C)]^{C(C-2)}\} \quad (34)$$

La Ecuación (34) podrá ser reescrita en la forma $L_{PI}(R_C) = F_{SI}^{\tilde{S}}(R_C) S(R_C)$, donde $L_{PI}(R_C) = S(R_C)^{2(C-2)} B(R_C)^{4(C-3)} \{1 - [1 - L_{BI_1}(R_C)]^{C(C-2)}\}$ es un factor que es utilizado para obtener el volumen de sólidos saturados hasta el radio crítico.

El parámetro $L_{BI_1}(R_C)$ podrá ser obtenido de la siguiente forma: combinando las Ecuaciones (18) y (19) resulta en:

$$L_{BI_1}(R_C) = B(R_C) \left[1 - \left(1 - S(R_C) \left[1 - (1 - L_{BI_1}(R_C))^{C-1} \right] \right)^2 \right] \quad (35)$$

Nótese que el exponente C de la Ecuación (19) ha sido reemplazado por $C-1$ en la Ecuación (35). Esto es debido a que el enlace en consideración está conectado por dos sitios, cada uno solamente con un número $C-1$ de enlaces adicionales capaces de saturar.

Ahora, el número de enlaces FE conectados a los sitios E en la Figura IV.11 es $C(C-2)^2 + 2(6-C)$. Más aún, el número de sitios E en esta misma figura es $C(C-2)$, por lo tanto, si $L_{BI_1}(R_C)$ es la probabilidad para que un sitio E sature, el exponente $C-1$ deberá ser reemplazado por $\frac{C(C-2)^2 + 2(6-C)}{C(C-2)}$, resultando en:

$$L_{BI_1}(R_C) = B(R_C)S(R_C) \left[1 - \left(1 - L_{BI_1}(R_C) \right)^{\frac{C(C-2)^2 + 2(6-C)}{C(C-2)}} \right] \quad (36)$$

Nótese que el exponente 2 en la Ecuación (35) ha sido reemplazado por 1 en la Ecuación (36) porque todos los enlaces externos están conectados a un solo sitio E. La Ecuación (36) puede ser sustituida en la Ecuación (34) para poder calcular $L_{PI}(R_C)$, que representa la probabilidad de que los sólidos saturen durante un proceso de humedecimiento.

Más aún, $2(C-2)$ representa el número de sitios que rodean un sólido (Figura IV.11), entonces, la probabilidad para que un sólido permanezca seco durante un proceso de humedecimiento puede ser calculada con la relación:

$$G_{PI}(R_C) = \left(1 - L_{SI_1}(R_C) \right)^{2(C-2)} \quad (37)$$

El procedimiento para obtener $L_{SI_1}(R_C)$ es similar al de obtener $L_{BI_1}(R_C)$ y empieza por combinar las Ecuaciones (18) y (19). En este caso, la conectividad C será sustituida por el valor $C/2$ porque representa el número de enlaces E conectados a un solo sitio S (ver Figura IV.11).

$$L_{SI_1}(R_C) = S(R_C) \left\{ 1 - \left[1 - B(R_C)L_{SI_1}(R_C) \right]^{C/2} \right\} \quad (38)$$

El procedimiento para obtener la fracción saturada y la seca durante un proceso de secado es similar al utilizado para un proceso de humedecimiento. Por ejemplo, considere que el suelo sigue un proceso de secado. Entonces, $L_{PD}(R_C)$ representa la probabilidad de que todos los sitios que rodean a un sólido permanezcan saturados, y puede ser calculado con las relaciones:

$$L_{PD}(R_C) = L_{SD_1}(R_C)^{2(C-2)} \quad (39)$$

Con $L_{SD_1}(R_C)$ dado por

$$L_{SD_1}(R_C) = S(R_C) + \left[1 - S(R_C) \right] \left\{ B(R_C) + \left[1 - B(R_C) \right] L_{SD_1}(R_C) \right\}^{C/2} \quad (40)$$

El parámetro $L_{SD_1}(R_C)$ representa la probabilidad de que un sitio BU permanezca saturado.

Para calcular el volumen total de sitios y enlaces S secos durante un proceso de secado, es necesario establecer su distribución de probabilidad correspondiente $G_{PD}(R_C)$ de la siguiente manera. Un sólido pertenece a la fracción seca cuando cumple con las dos siguientes condiciones: todos sus sitios y enlaces deben ser capaces de secar y al menos un enlace E deberá estar conectado al volumen global de gas. Estas dos condiciones se pueden expresar como $\left([1-S(R_C)]^{2(C-2)}[1-B(R_C)]^{4(C-3)}\right)$ y $[1-L_{BD_1}(R_C)^{C(C-2)}]$ respectivamente. Debido a que ambas condiciones deben ocurrir simultáneamente:

$$G_{PD}(R_C) = [1-S(R_C)]^{2(C-2)}[1-B(R_C)]^{4(C-3)}[1-L_{BD_1}(R_C)^{C(C-2)}] \quad (41)$$

Donde $L_{BD_1}(R_C)$ representa la probabilidad de que un sitio S permanezca saturado durante un proceso de secado. La Ecuación (41) puede ser reordenada para obtener $G_{PD}(R_C) = F_{SD}^d(R_C)[1-S(R_C)]$, donde $F_{SD}^d(R_C)$ representa la fracción de aquellos sitios secos que rodean a sólidos (secos) durante un proceso de secado, consecuentemente, su volumen total puede ser obtenido mediante $V_{SD}^d(R_C) = V_S F_{SD}^d(R_C) \left(\int_{R_C}^{R_{max}} S(R_C) dR \right) = V_S F_{SD}^d(R_C) [1-S(R_C)]$. Esta misma Ecuación (41) puede ser reordenada para obtener el volumen de enlaces secos que rodean a un sólido durante un proceso de secado $V_{BD}^d(R_C) = V_B F_{BD}^d(R_C) \left(\int_{R_C}^{R_{max}} B(R_C) dR \right)$ donde el parámetro $F_{BD}^d(R_C)$ puede ser obtenido al aislar el factor $[1-B(R_C)]$ de la Ecuación (41). Nótese que $G_{PD}(R_C)$ puede ser aplicado a sitios o enlaces de manera indistinta porque la probabilidad de tener un solo sólido seco es la misma que la de tener cuatro sitios conectado por cuatro enlaces secos (en el caso bidimensional).

El valor de $L_{BD_1}(R_C)$ puede ser calculado al combinar las Ecuaciones (22) y (23) para obtener $L_{BD}(R_C) = B(R_C) + [1-B(R_C)][S(R_C) + [1-S(R_C)][L_{BD}(R_C)]^C]^2$. Aquí, el exponente C deberá ser cambiado por el valor $\frac{C(C-2)^2 + 2(6-C)}{C(C-2)}$, lo cual representa el número de enlaces FE conectados a un solo sitio externo, mientras que el exponente 2 es cambiado por 1 debido a que representa el número de enlaces externos conectados a un solo sitio externo.

Adicionalmente, el factor $[1-B(R_C)]S(R_C)$ será removido porque este producto implicaría que algunos sitios están conectados a enlaces mayores, condición de por sí inválida por el principio constructivo. Estas consideraciones finalmente derivan en:

$$L_{BD_1}(R_C) = B(R_C) + [1-B(R_C)] \left\{ [1-S(R_C)] L_{BD_1}(R_C) \frac{C(C-2)^2 + 2(6-C)}{C(C-2)} \right\} \quad (42)$$

Más aún, el grado de saturación de la fracción saturada para cualquier valor de succión puede ser calculado con la forma $S_r^u = V_w^u / V_v^u$, donde V_w^u representa el volumen de agua de la fracción no saturada el cual se calcula con $V_w^u = V_w - V_w^s$, donde V_w es el volumen total de agua de la muestra y V_w^s es el volumen de agua de la fracción saturada. El volumen de vacíos de la fracción no saturada (V_v^u) puede ser obtenido calculando $V_v^u = V_v - V_v^s - V_v^d$, donde V_v , V_v^s y V_v^d representan respectivamente, el volumen total de vacíos, el volumen de vacíos de la fracción saturada y el volumen de vacíos de la fracción seca. Nótese que de esta manera, el volumen de cualquier sitio o enlace es asignado a una sola fracción.

Las fracciones correspondientes a la parte saturada y seca pueden obtenerse integrando la contribución de la fase sólida. Por ejemplo, durante el proceso de humedecimiento, la fracción seca puede obtenerse integrando:

$$f^d(R_C) = \frac{V_{SOL} G_{PI} Sol + V_S G_{PI} S}{V_{SOL} + V_S} \quad (43)$$

Donde $S_{SOL} = \int_0^{R_C} V_{RSOL}(R) dR$ y $S = \int_0^{R_C} V_{RS}(R) dR$. La fracción saturada por su parte puede calcularse como:

$$f^s(R_C) = \frac{V_{SOL} L_{PI} Sol + V_S L_{PI} S}{V_{SOL} + V_S} \quad (44)$$

El sumando de la izquierda del numerador en las Ecuaciones (43) y (44) es la contribución a la fracción seca y saturada que tiene la parte sólida durante un proceso de humedecimiento. El proceso para obtener dichas fracciones durante un proceso de secado es análogo:

$$f^d(R_C) = \frac{V_{SOL} G_{PD} Sol + V_S G_{PD} S}{V_{SOL} + V_S} \quad (45)$$

$$f^s(R_C) = \frac{V_{SOL} L_{PD} Sol + V_S L_{PD} S}{V_{SOL} + V_S} \quad (46)$$

Donde $Sol = \int_{R_C}^{R_{max}} V_{RSOL}(R) dR$ y $S = \int_{R_C}^{R_{max}} V_{RS}(R) dR$.

La correspondiente fracción no saturada para ambas trayectorias puede conocerse ya que $f^s + f^d + f^u = 1$.

IV.3.4 Considerando deformaciones volumétricas en el modelo sólido-poroso

Los tamaños de poros en los suelos pueden variar entre rangos de miles a cientos de micras. Las arenas gruesas y limpias exhiben poros relativamente grandes y de tamaños uniformes. En comparación, las partículas de arcilla se atraen unas con otras por fuerzas electroquímicas formando agregados. Es por esto que los suelos arcillosos muestran generalmente una doble estructura con poros pequeños dentro de los agregados (microporos) y poros grandes entre los agregados (macroporos) (Delage et al., 1996). Este tipo de estructura puede ser observada a través de los resultados de pruebas de intrusión de mercurio donde se obtendría la DTP. Como se ha demostrado experimentalmente por Simms y Yanful (2005) y luego por Romero et al. (2006), la DTP se ve modificada al aplicar carga o succión. Cuisinier y Laloui (2004) observaron modificaciones de consideración en la estructura del suelo con la succión.

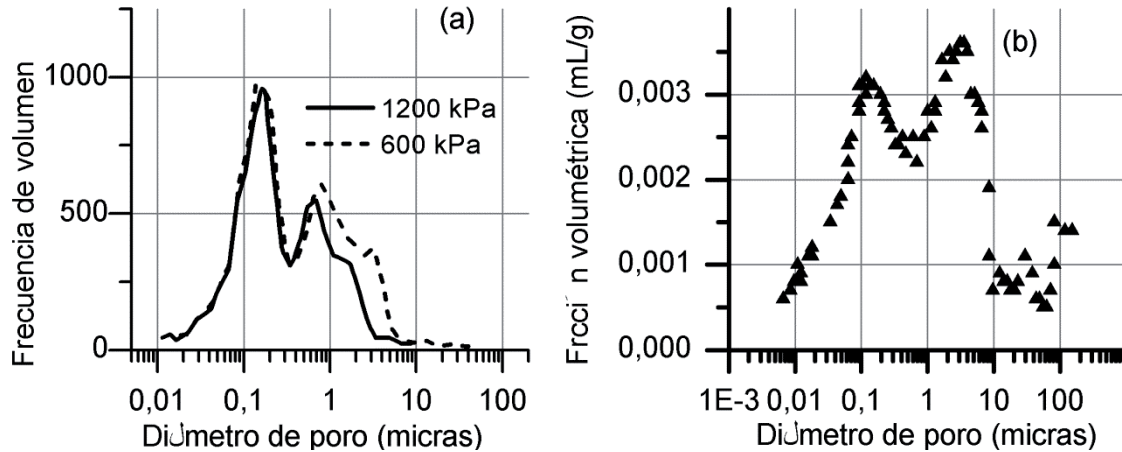


Figura IV.12 (a) Comparaciones de las distribuciones de frecuencia de volumen de poro de muestras compactadas bajo el mismo contenido de agua y diferentes esfuerzos verticales (Tarantino y De Col, 2008), **(b)** DTP de un suelo arcilloso sujeto a una succión de 840 kPa (Simms y Yanful, 2001).

La Figura IV.12 muestra las variaciones de volumen con el tamaño de los poros de un depósito glacial de arcilla. Nótese que la Figura IV.12(a) y (b) muestran dos picos máximos a dos niveles estructurales: la micro y la macroporosimetría. Los poros que pertenecen a tamaños grandes serán llamados macroporos (denotado por el subíndice M) y aquellos correspondientes a tamaños menores serán llamados microporos (denotado por el subíndice m).

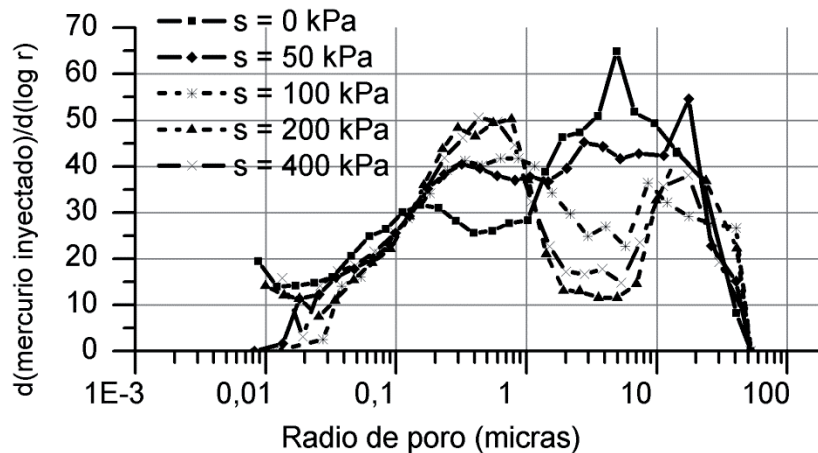


Figura IV.13 Modificación de la estructura de muestras de suelo no saturado al incrementar la succión desde 0 hasta 400 kPa (resultados experimentales de Cuisinier y Laloui (2004))

La Figura IV.13 muestra la DTP de muestras de suelo sujetas a diversos valores de succión incluyendo la condición saturada. En esta figura, el eje vertical representa la razón de

cambio del volumen de mercurio inyectado con el logaritmo del radio de poro. Esta figura indica la contribución de cada tamaño al total del volumen de poros. La curva de $s = 0$ muestra un pico local máximo en aproximadamente 5 micras correspondiente a la macroporosimetría. A medida que se incrementa la succión, los macroporos reducen su volumen y el pico se desplaza a tamaños menores del orden de 0.45 micras (microporosimetría). En otras palabras, mientras que el volumen de macroporos se reduce, el volumen de microporos se incrementa.

La reducción de la succión (humedecimiento) podrá inducir expansión o colapso volumétrico de la estructura. Considérese un suelo sujeto a cierto nivel de succión. En tal caso, las partículas sólidas están vinculadas unas a otras por meniscos de agua que inducen una fuerza de contacto adicional entre partículas. Cuando el material se humedece, se destruyen los meniscos de agua y generalmente se observa un rebote elástico de las deformaciones volumétricas del material.

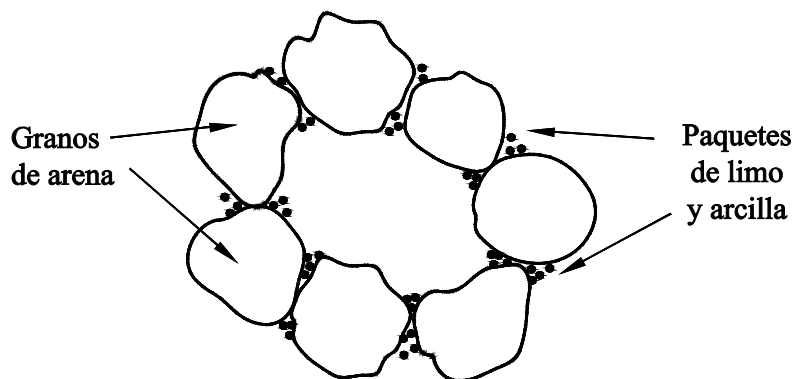


Figura IV.14 Arreglo estructural de suelos colapsables.

El colapso volumétrico ha sido relacionado frecuentemente en arenas limosas bajo ciertas combinaciones de carga y succión (Barden et al., 1973; El Howayek et al., 2011). En este caso, granos de material relativamente grandes (arena) están vinculados por paquetes pequeños de limo y arcilla (ver Figura IV.14), lo que mantiene los granos grandes prácticamente inmóviles (Barden et al., 1973; Coduto, 1994) cuando el suelo se somete a cargas mayores. Debido a que la resistencia de los paquetes dependen de la cantidad de agua, cuando el volumen de agua se incrementa en la muestra, la estructura completa colapsa induciendo deformaciones volumétricas plásticas. La cantidad de colapso depende del nivel de carga externa.

Desde un punto de vista elastoplástico, las deformaciones elásticas que ocurren durante el humedecimiento o descarga mecánica no generan cambios importantes en la DTP del suelo. Sin embargo, las deformaciones plásticas que ocurren durante el colapso y sobre la línea virgen de consolidación, generan cambios irreversibles de la DTP debido a la reducción de volumen de los macroporos.

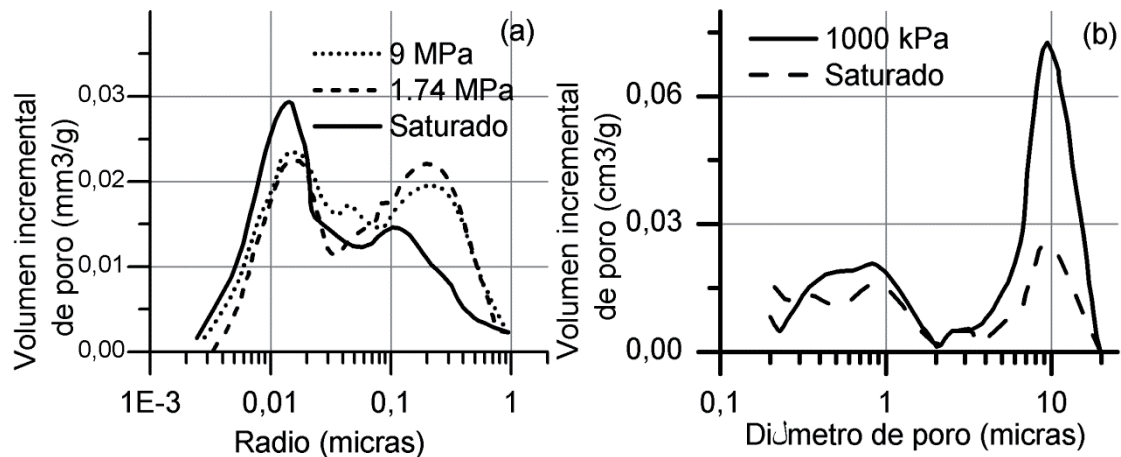


Figura IV.15 Evolución de la DTP durante humedecimiento en una (a) muestra de suelo con 70% de arcilla Kunigel y 30% de arena Hostun (resultados experimentales de Cui et al. (2002)), (b) arcilla con minerales caolín (resultados experimentales de Thom et al. (2007)).

De los análisis de los resultados experimentales mostrados (Figura IV.12, Figura IV.13 y Figura IV.15) se puede concluir que la evolución de la DTP muestra una reducción del volumen relativo de los macroporos mientras que la distribución de volumen relativo de microporos se incrementa. Nótese sin embargo que la forma general de la distribución de macroporos permanece prácticamente sin cambios.

Debido a que la deformación volumétrica es en gran parte debido al encogimiento de los macroporos y para mantener la modelación de la manera más sencilla, se considerará que la distribución de macroporos se desplaza a tamaños menores. Este tipo de comportamiento puede ser fácilmente introducido en el modelo sólido poroso como se indica a continuación.

La relación de vacíos puede ser obtenida al sumar el volumen de todos los tamaños de poro si se considera que el volumen de sólidos es la unidad. Entonces, de acuerdo con la Figura IV.3 y considerando la Ecuación (12), para el caso de una red bidimensional, la relación de vacíos e de una muestra en un cierto estado de deformación puede ser expresada como sigue:

$$e = e_M + e_m = fa \cdot \pi \sum_{i=1}^k \left\langle R_i^2 \cdot f_i(\mu_{SM}, \sigma_{SM}) \cdot Fpv + R_i^2 \cdot f_i(\mu_{Sm}, \sigma_{Sm}) \right\rangle = fa \cdot e_0 \quad (47)$$

Dónde e_m y e_M son los volúmenes totales de la micro y la macroporosimetría respectivamente, f_i es el i-ésimo valor inicial de la función de distribución de frecuencia normal, R_i es el radio de poro correspondiente, e_0 es la relación de vacíos de la muestra en el estado no deformado inicial. El parámetro Fpv es un factor de volumen relativo que reduce el volumen total de los macroporos para hacerlo coherente con el volumen de los microporos y la relación de vacíos de la muestra. El factor fa por otro lado, permite vincular el estado inicial de la muestra con cualquier estado deformado y está dado por:

$$fa = \frac{e}{\pi \sum_{i=1}^k \left\langle R_i^2 \cdot f_i(\mu_{SM}, \sigma_{SM}) \cdot Fpv + R_i^2 \cdot f_i(\mu_{Sm}, \sigma_{Sm}) \right\rangle} \quad (48)$$

El modelo considera únicamente a las deformaciones volumétricas debidas al encogimiento de los macroporos. De manera que, si todos los parámetros permanecen constantes excepto el tamaño medio de los macroporos μ_{SM} , la Ecuación (48) puede ser escrita como una función de μ_{SM} . Esta ecuación ha sido graficada en la Figura IV.16 y podrá ser utilizada para determinar el valor exacto que el parámetro μ_{SM} debe tener tal que la distribución de volumen relativo para los sitios contenga la relación de vacíos requerida.

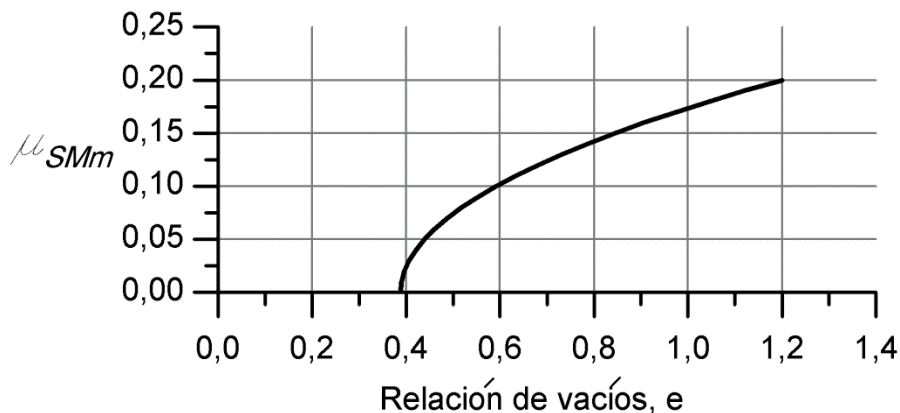


Figura IV.16 Curva de calibración calculada a partir de la distribución de volumen relativo inicial.

El volumen total de microporos e_m y el de los macroporos e_M para el caso de la Figura IV.16 es 0.39 y 0.81 respectivamente (muestra con relación de vacíos de 1.2). Esta figura muestra cómo la relación de vacíos se reduce con el parámetro μ_{SM} . Eventualmente, la muestra alcanzará un punto en el cual los macroporos desaparecen casi por completo ($\mu_{SM} = 0.05$) mientras que la relación de vacíos permanece prácticamente sin cambios con reducciones posteriores del parámetro μ_{SM} . Este punto podría corresponder al límite de contracción del material.

Finalmente, la distribución de volumen relativo para cada relación de vacíos podrá ser obtenida con el nuevo valor del tamaño medio de los macroporos μ_{SMm} obtenida de la curva de calibración con la ecuación siguiente:

$$V_{RSi} = \frac{\left(R_i^2 \cdot f_i(\mu_{SMm}, \sigma_{SM}) \cdot Fpv + R_i^2 \cdot f_i(\mu_{Sm}, \sigma_{Sm}) \right)}{\sum_{i=1}^{i=k} \left(R_i^2 \cdot f_i(\mu_{SMm}, \sigma_{SM}) \cdot Fpv \right) + \sum_{i=1}^{i=k} \left(R_i^2 \cdot f_i(\mu_{Sm}, \sigma_{Sm}) \right)} \quad (49)$$

CAPÍTULO 5:

V. FORMULACIÓN DE UN MODELO CONSTITUTIVO EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

V.1 Ecuaciones constitutivas del comportamiento elastoplástico

Al ser sometida a esfuerzos, una muestra de suelo sufre deformaciones recuperables (elásticas) hasta antes del esfuerzo de fluencia (f_y en la Figura V.1). A partir de f_y , los suelos sobrellevan un progresivo “endurecimiento” atravesando estados de fluencia y sufriendo deformaciones irreversibles (plásticas) antes de alcanzar el estado bajo el que finalmente “falla” (Chandrakant y Hema, 1984; Murray y Sivakumar, 2010). Es fácil visualizar los estados de fluencia cuando el patrón de esfuerzos es simple como en una prueba de compresión, sin embargo, es necesario definir un *criterio de fluencia* f para patrones más elaborados debido a que los estados de fluencia se presentan bajo diversas combinaciones (Popov, 1998).

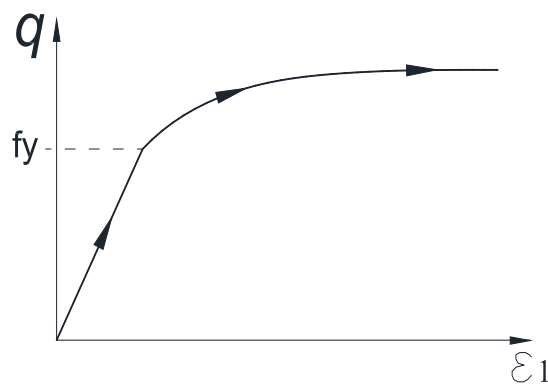


Figura V.1 Comportamiento esfuerzo-deformación de una muestra de suelo.

Para estos fines, se definen las cantidades *esfuerzo desviador* q y *esfuerzo medio* p :

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (50)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (51)$$

Las definiciones (50) y (51) son aplicables para muestras cilíndricas donde se puede considerar que en un espacio de esfuerzos principales, el esfuerzo en la dirección 2 es igual al esfuerzo en la dirección 3. En Mecánica de Suelos, la representación en el espacio de esfuerzos $p-q$ es preferible a cualquier otra porque estos son los que se aplican a las muestras de suelo en los dispositivos convencionales de laboratorio (Chen y Mizuno, 1990).

Por otro lado, la teoría elastoplástica sugiere un *criterio de fluencia* que en el espacio de esfuerzos $p-q$ toma la forma de una “envolvente” que contiene los estados de fluencia. La forma de ésta envolvente dependerá del tipo de material y de hecho existen varias formas propuestas en relación a suelos y metales (Lubliner, 1990; Murray y Sivakumar, 2010). En el espacio $p-q$, esta *superficie de fluencia* f se puede expresar de manera general como función de p , de q y de un parámetro p_0 que controla el tamaño de la envolvente: $\bar{f} = \bar{f}(p, q, p_0) = 0$ que en forma diferencial:

$$d\bar{f} = \frac{\partial \bar{f}}{\partial p} dp + \frac{\partial \bar{f}}{\partial q} dq + \frac{\partial \bar{f}}{\partial p_0} dp_0 = 0 \quad (52)$$

El parámetro p_0 puede ser visto como el parámetro de *endurecimiento* del material (Wood, 1990). En suelos, este parámetro de hecho existe y depende del estado actualizado de deformación plástica $p_0 = p_0(\varepsilon^p) = p_0(\varepsilon_v^p, \varepsilon_d^p)$, lo cual en su forma diferencial queda expresado en (53):

$$dp_0 = \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_v^p} d\varepsilon_v^p + \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_d^p} d\varepsilon_d^p \quad (53)$$

Combinando (52) y (53):

$$\frac{\partial \bar{f}}{\partial p} dp + \frac{\partial \bar{f}}{\partial q} dq + \frac{\partial \bar{f}}{\partial p_0} \left(\frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_v^p} d\varepsilon_v^p + \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_d^p} d\varepsilon_d^p \right) = 0 \quad (54)$$

Por otro lado, si para cada estado de fluencia representado en el espacio de deformaciones se traza una línea perpendicular al vector *incremento de deformación plásticas* $d\varepsilon^p$, se puede identificar una superficie \overline{YZ} la cual se denomina *función potencial plástico* g (Figura V.2).

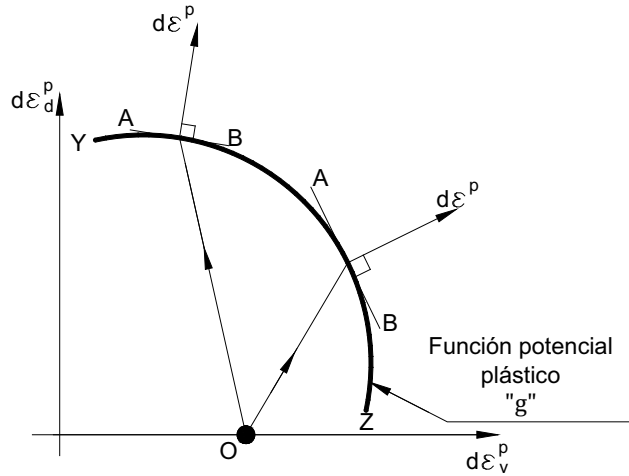


Figura V.2 Función potencial plástico.

El vector incremento de deformación plástica total $d\varepsilon^p$ y la función potencial plástico g se pueden relacionar a través el concepto de *trabajo plástico* (Drucker et al., 1949; Chandrakant y Hema, 1984):

$$d\varepsilon^p = \Omega \left(\frac{dg}{dp} + \frac{dg}{dq} \right) \quad (55)$$

En la ecuación (55), Ω es una función escalar (no constante) cuyo valor se podrá obtener de las características de endurecimiento del material. Sustituyendo (55) en (54) se evalúa el valor de Ω :

$$\Omega = - \frac{\frac{\partial \bar{f}}{\partial p} dp + \frac{\partial \bar{f}}{\partial q} dq}{\frac{\partial \bar{f}}{\partial p_0} \left(\frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{dg}{dp} + \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_d^p} \frac{dg}{dq} \right)} \quad (56)$$

Sustituyendo (56) en (55) se llega a la relación (57) en forma matricial:

$$[d\varepsilon^p] = -\frac{1}{\frac{\partial \bar{f}}{\partial p_0} \left(\frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{dg}{dp} + \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_d^p} \frac{dg}{dq} \right)} \begin{bmatrix} \frac{\partial \bar{f}}{\partial p} \frac{dg}{dp} & \frac{\partial \bar{f}}{\partial q} \frac{dg}{dp} \\ \frac{\partial \bar{f}}{\partial p} \frac{dg}{dq} & \frac{\partial \bar{f}}{\partial q} \frac{dg}{dq} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} \quad (57)$$

Ahora bien, para algunos materiales se puede considerar que:

$$g = \bar{f} \quad (58)$$

El planteamiento de la Ecuación (58) se conoce como *flujo normal* en teoría de plasticidad y significa que \bar{f} tiene la misma forma si se representa en el espacio de deformaciones o si se representa en el espacio de esfuerzos (Chandrakant y Hema, 1984). Por otro lado, el vector $d\varepsilon^p$ posee una componente volumétrica y otra desviadora ($d\varepsilon^p = d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_d^p$). Esto permite relacionar las deformaciones plásticas desviadoras con los esfuerzos desviadores y las deformaciones plásticas volumétricas con los esfuerzos isotrópicos aplicados al material a través de la condición de normalidad (Figura V.3).

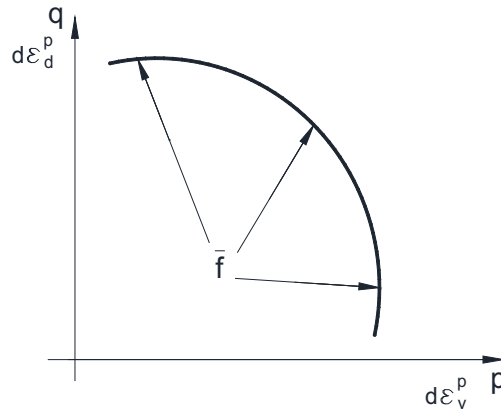


Figura V.3 Criterio de fluencia definido en el espacio de esfuerzos $p - q$.

Por lo tanto, bajo la condición de flujo normal planteada por (58) se tiene que:

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_d^p \end{bmatrix} = -\frac{1}{\frac{\partial \bar{f}}{\partial p_0} \left(\frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{d\bar{f}}{dp} + \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_d^p} \frac{d\bar{f}}{dq} \right)} \begin{bmatrix} \frac{\partial \bar{f}}{\partial p} \frac{d\bar{f}}{dp} & \frac{\partial \bar{f}}{\partial q} \frac{d\bar{f}}{dp} \\ \frac{\partial \bar{f}}{\partial p} \frac{d\bar{f}}{dq} & \frac{\partial \bar{f}}{\partial q} \frac{d\bar{f}}{dq} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} \quad (59)$$

Las deformaciones elásticas pueden ser descritas con la ayuda de los módulos de Bulk K y de cortante G (Wood, 1990):

$$d\varepsilon^e = \begin{bmatrix} d\varepsilon_v^e \\ d\varepsilon_d^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} \quad (60)$$

En el patrón de esfuerzos de la Figura V.4, las deformaciones elásticas se desarrollan exclusivamente para niveles de esfuerzo inferiores al estado de fluencia como ocurre en el patrón \overline{AC} donde solamente es aplicable la ecuación (60). Una vez alcanzado el estado de fluencia, se inicia la evolución de las deformaciones plásticas adicionándose estas últimas a las deformaciones elásticas ($d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$) (ecuaciones (59) y (60)).

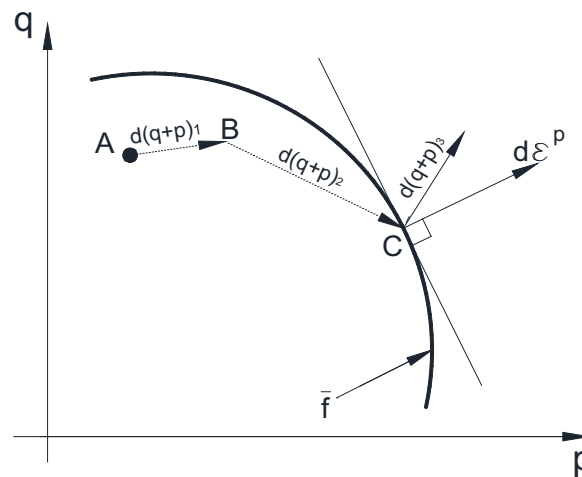


Figura V.4 Incremento de la superficie de fluencia.

El *endurecimiento* del material se presenta a partir de que se alcanza la superficie de fluencia (Gens et al., 2006). Dicho endurecimiento hará que la superficie de fluencia crezca y estará controlado por el incremento del parámetro de endurecimiento dp_0 (Ecuación (53)).

V.2 Superficie de fluencia

La forma de la superficie de fluencia, así como la función potencial plástico dependen del tipo de material en consideración. Diferentes estudios reportan formas distintas para la superficie de fluencia (Cui y Delage, 1996; Futai y Almeida, 2005). La simplificación de las

relaciones constitutivas que a continuación se presentarán obliga a sugerir una forma simple para dicha superficie. Se ha convenido en adoptar una forma elíptica. La ecuación en el eje cartesiano con centro en (p_A, q_A) es $\frac{p^2 - p_A^2}{a^2} + \frac{q^2 - q_A^2}{b^2} = 1$. Los parámetros a y b corresponden a la mitad del semieje mayor y menor respectivamente.

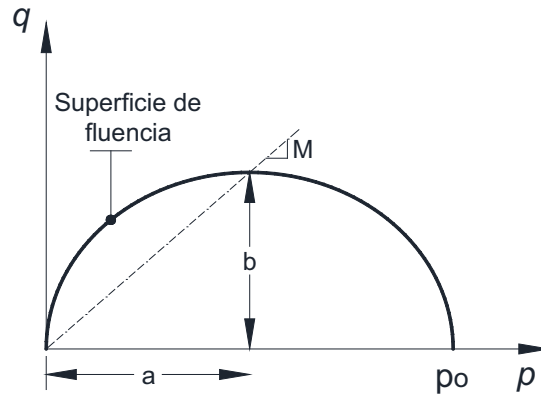


Figura V.5 Forma de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos $p - q$.

La ecuación que define todos los puntos de fluencia será entonces:

$$\bar{f} = q^2 - M^2(p_0 p - p^2) = 0 \quad (61)$$

Como se puede apreciar de la Figura V.5, la forma y dimensiones de la superficie de fluencia están controladas por el parámetro p_0 y la pendiente M . El parámetro p_0 representa el estado de preconsolidación del material. La pendiente M contiene todos los estados relacionados con la resistencia última del material cuando se le somete a compresión triaxial el cual está relacionado con el ángulo de fricción del material (ver capítulo 2).

En la Figura V.7 se indica, en el espacio de esfuerzos $p - q$, el patrón de carga a la cual se somete una muestra de suelo normalmente consolidado. Suponiendo que se ha establecido un criterio de fluencia, se tiene que el vector $d\varepsilon^p$ es perpendicular a las superficies de fluencia que va atravesando. Esto se debe a la Ecuación (55) y la condición (58).

V.3 Ecuación de deformación volumétrica y estado crítico

Las implicaciones que tienen los diferentes estados de esfuerzo en el volumen del material se pueden verificar en la Figura V.6. Iniciando en el punto A, el material se encuentra en estado normalmente consolidado debido a que se encuentra en la frontera de la superficie de fluencia. Si el material se carga hacia el punto F pasando por E, se deformará progresivamente definiendo un estado esfuerzo deformación denominado línea normalmente consolidada LNC. La ecuación que define a la línea LNC tiene la forma sugerida por Juárez-Badillo (1975) y más tarde por Rojas et al. (2015):

$$e = (e)_A \left\langle \frac{p}{(p)_A} \right\rangle^\lambda \quad (62)$$

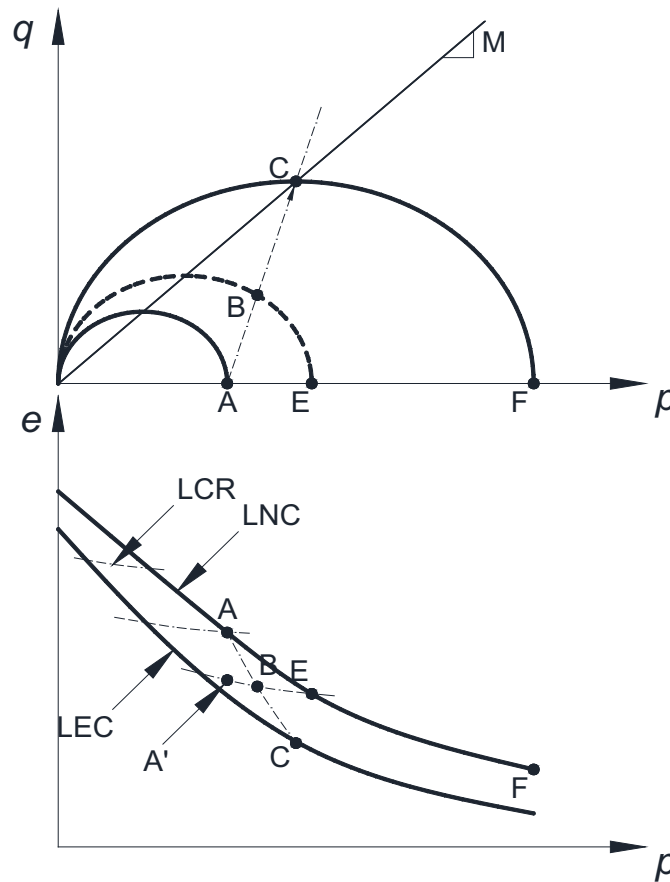


Figura V.6 Relación de vacíos para diferentes patrones de carga.

De manera incremental, la Ecuación (62) se puede expresar como $de = e\lambda \frac{dp}{p}$. Donde λ es un parámetro constante que define la inclinación de dicha curva. La relación de vacíos dependerá, de acuerdo a la Ecuación (62), del estado actualizado de deformación volumétrica y del nivel de esfuerzos y es aplicable para materiales normalmente consolidados.

Por otro lado, si el material se carga desde el punto A al punto E y se descarga nuevamente al nivel de esfuerzos A, alcanzará el punto definido por A' en la curva de compresibilidad $(e)_A$ que será menor que $(e)_A$ debido a que sufrió deformaciones irreversibles (plásticas). Si se carga el material nuevamente al nivel de esfuerzos E, el material sufrirá deformaciones elásticas inicialmente hasta alcanzar nuevamente la línea LNC. El patrón de carga elástica (línea de carga-recarga) está dado por la ecuación:

$$e = (e)_A \left\langle \frac{p}{(p)_A} \right\rangle^\kappa \quad (63)$$

De manera incremental, la Ecuación (63) se puede expresar como $de = e \cdot \kappa \frac{dp}{p}$. Donde κ es un parámetro constante que define la inclinación de la curva LCR.

El fenómeno descrito de carga-recarga siguiendo A-E-A'-E induce un endurecimiento del material. Este endurecimiento o incremento en el nivel de esfuerzos necesario para alcanzar el estado normalmente consolidado puede conocerse si se identifica el incremento en la deformación plástica sufrida entre los puntos A y E. Si se observan las Ecuaciones (62) y (63), en forma incremental, el incremento plástico en la relación de vacíos será.

$$de^p = e(\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \quad (64)$$

El incremento de la Ecuación (68) se puede expresar en términos de deformación volumétrica. Para una muestra de material donde el volumen de sólidos es unitario, su volumen específico en todo momento será igual a $(1+e)$. Por lo tanto, el incremento de la deformación volumétrica plástica estará dado por:

$$d\varepsilon_v^p = (\lambda - \kappa) \frac{e}{1+e} \frac{dp}{p} \quad (65)$$

El superíndice p dentro del paréntesis indica que la deformación es de naturaleza plástica. El subíndice v denota que se trata de deformación volumétrica. El esfuerzo necesario para lograr este incremento de deformación plástica estará entonces dado por:

$$dp_0 = \frac{1+e}{e} \frac{p}{(\lambda - \kappa)} d\varepsilon_v^p \quad (66)$$

El parámetro dp_0 es precisamente el parámetro de endurecimiento descrito en la sección anterior.

Si el material se sujeta ahora a un estado de deformación triaxial a través del patrón A-B-C, la superficie de fluencia evidentemente crecerá. El crecimiento estará controlado por el parámetro de endurecimiento p_0 cuyo incremento está controlado a su vez por la Ecuación (66).

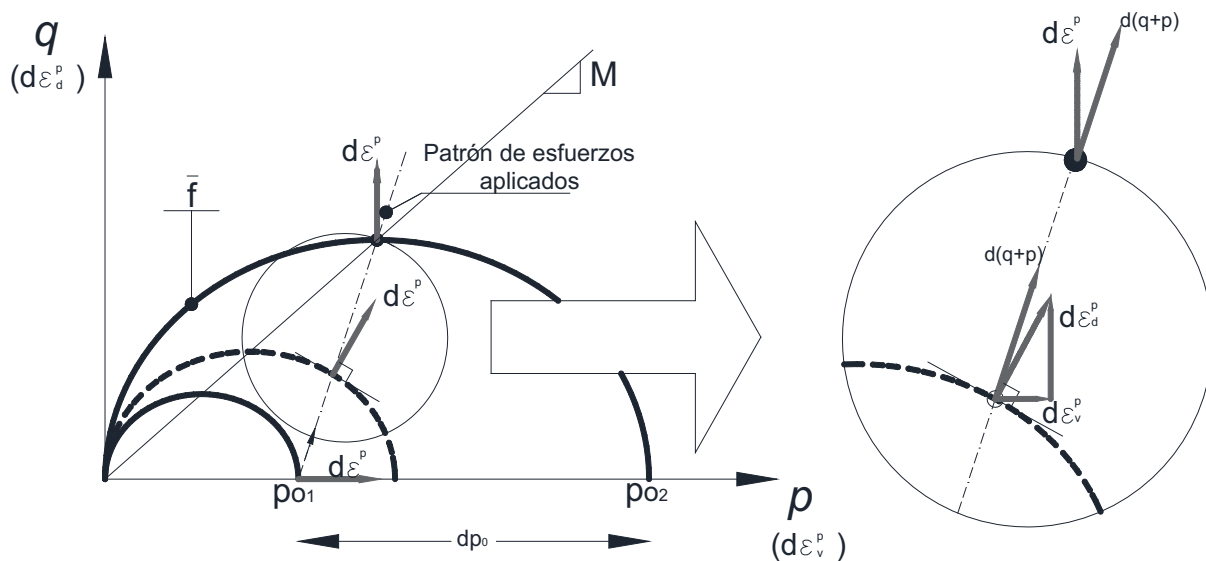


Figura V.7 Crecimiento de la superficie de fluencia hasta alcanzar el estado crítico de falla.

La Figura V.7 muestra que eventualmente el patrón de esfuerzos interseca a la línea definida por la pendiente M . La intersección también se caracteriza por alcanzar la cúspide de la elipse que define a la superficie de fluencia. Debido a que el vector incremento de deformación plástica es perpendicular en todo momento a la superficie de fluencia, en la cúspide se presentará

el estado esfuerzo-deformación $\frac{\partial p}{\partial \varepsilon_v^p} = 0$, o lo que es lo mismo $\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_d^p} = \infty$. Esto quiere decir que en el estado de falla del material, las deformaciones plásticas desviadoras se desarrollarán indefinidamente mientras que las deformaciones plásticas volumétricas serán nulas. La condición descrita en este párrafo se denomina estado crítico y el concepto será utilizado para definir las condiciones últimas de falla del material.

Rendulic (1936) y Hvorslev (1958) identificaron que independientemente del estado de esfuerzos, una vez que el material alcanzaba el estado crítico, se podía trazar una línea bien definida con la relación de vacíos última de cada muestra. La línea de estado crítico LEC, contiene la relación de vacíos última una vez que se alcanza la condición de estado crítico. Esta línea será paralela a la línea LNC (ver Figura V.6).

V.4 Matriz plástica de respuesta esfuerzo-deformación

Realizando las operaciones necesarias se llega a la matriz plástica de respuesta esfuerzo-deformación. Sustituyendo la Ecuación (66) en la Ecuación (57) y realizando las operaciones necesarias se llega a la relación matricial siguiente:

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_d^p \end{bmatrix} = -\frac{1}{-M^2 p \left(p_0 \frac{(1+e)}{e(\lambda-\kappa)} \right)} \begin{bmatrix} M^2(2p-p_0) & 2q \\ 2q & \frac{4q^2}{M^2(2p-p_0)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} \quad (67)$$

La Ecuación (67) rige la relación esfuerzo-deformación plástica de un material que se rige bajo los preceptos descritos en este capítulo y se aplica para todos los estados de fluencia por los que el material atraviesa. Esto último sucederá si la Ecuación (61) toma valores positivos $\bar{f} > 0$. Antes de eso, cuando $\bar{f} < 0$, las deformaciones elásticas serán las únicas que se desarrollarán y su evolución se evalúa con la Ecuación (60). El crecimiento de la superficie de fluencia se estará controlado, como ya se mencionó, por la Ecuación (66).

Una consideración final para llegar a la Ecuación (67) es que se asume que la evolución de la superficie de fluencia (la cual es controlada por el parámetro de endurecimiento p_0), es

nula si se desarrollan exclusivamente deformaciones plásticas desviadoras $\partial p_0 / \partial \varepsilon_d^p = 0$. Visto desde otro punto de vista, debido a que la evolución del parámetro de endurecimiento se traduce en deformaciones volumétricas del material, las deformaciones volumétricas inducidas por la aplicación del esfuerzo desviador son inexistentes.

V.5 La ecuación de esfuerzos efectivos

Una vez que se tienen las relaciones constitutivas de comportamiento mecánico, surge la necesidad de definir el esfuerzo que controlará la deformación del material. En el capítulo 2 se señaló la importancia de la utilización del concepto de esfuerzo efectivo para describir una variable de esfuerzo que acople el comportamiento mecánico y el comportamiento hidráulico. A continuación se propone una ecuación análoga.

Cuando un elemento de suelo se somete a esfuerzos en sus fronteras, el suelo reacciona y se incrementan las presiones de los fluidos contenidos en su interior. Esto genera un gradiente hidráulico que se disipa paulatinamente. En caso de que se impida el flujo, estas presiones permanecerán hasta que se retire la carga externa. En este sentido, como ya se explicó en el capítulo 2, el comportamiento volumétrico y la resistencia dependen de las presiones de los fluidos en los poros. Los efectos que generan estas presiones se pueden estudiar en función de los contactos generados entre las diversas fases del suelo (Bishop, 1959) o en términos de las componentes del trabajo realizado a un suelo deformado (Houlsby, 1997). En este trabajo se procederá con el primer acercamiento.

Las características básicas de una sección transversal de suelo en una muestra representativa se muestran en la Figura V.8.

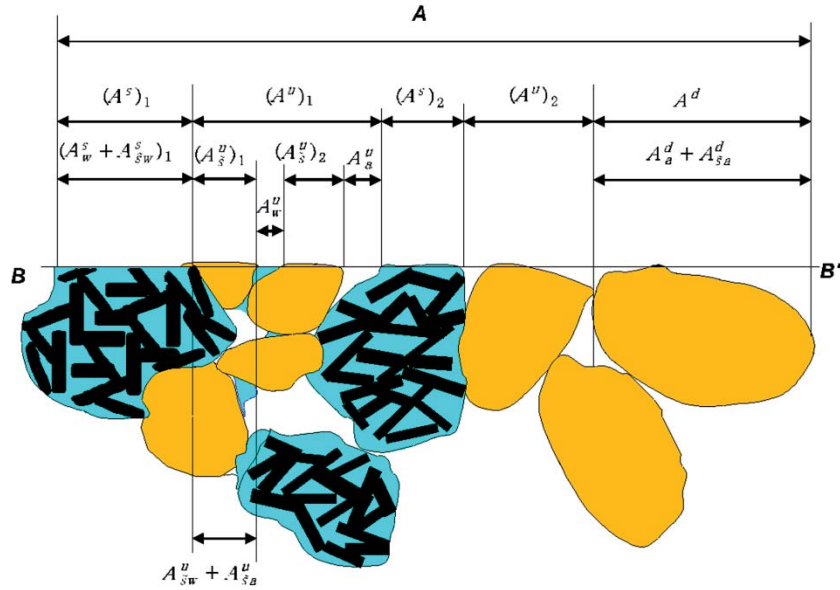


Figura V.8 Sección transversal de un suelo no saturado mostrando las áreas de contacto de las diferentes fases (Rojas, 2014).

Se asume que el volumen total de suelo consta de una fracción saturada una fracción seca y una fracción no saturada. Es decir,

$$f^s = (V_{SOL}^s + V_S^s) / V \quad (68)$$

$$f^d = (V_{SOL}^d + V_S^d) / V \quad (69)$$

$$f^u = (V_{SOL}^u + V_S^u) / V \quad (70)$$

En (68), (69) y (70), los subíndices representan la fase a la que pertenecen dentro del suelo y los superíndices representan la fracción a la cual pertenecen. Así, los superíndices s , d y u indican fracción saturada, seca y no saturada respectivamente. Los subíndices SOL y S indican que la variable volumétrica pertenece a un sólido o un sitio (o cavidad) respectivamente. La obtención de estos parámetros se logra a través del procedimiento descrito en el capítulo 4.

Del análisis del equilibrio estático del suelo de la Figura V.8 se desprende que el esfuerzo que controla la resistencia volumétrica y la resistencia al esfuerzo cortante tiene la forma siguiente (Rojas, 2008):

$$\sigma' = \sigma_{net} + (f^s + f^u S_r^u) s \quad (71)$$

Donde $\sigma_{net} = \sigma - u_a$ es el esfuerzo medio neto y σ_{net} es el esfuerzo neto aplicado a la muestra cilíndrica de suelo (ver Ecuación (3)).

Haciendo una comparación de las Ecuaciones (2) y (71) se identifica que:

$$\chi = f^s + f^u S_r^u \quad (72)$$

En (72), $S_r^u = V_w^u / V_v^u$ representa el grado de saturación de la fracción no saturada V_w^u y V_v^u son el volumen de agua contenida dentro de la fracción no saturada y el volumen de vacíos de dicha fracción.

En términos de esfuerzos efectivos, la variable de esfuerzo aplicable en una prueba triaxial será:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} = \frac{(\sigma_{net})_1 + \chi s + 2(\sigma_{net})_3 + 2\chi s}{3} = p_{net} + \chi s \quad (73)$$

Donde p_{net} es el esfuerzo medio neto.

La utilización de la Ecuación (73) como variable de esfuerzo que controla las características esfuerzo-deformación de los suelos es la clave del trabajo que aquí se presenta. Las implicaciones son varias. Esta ecuación fue formulada atendiendo al concepto de esfuerzos efectivos lo cual permite simplificación del análisis de un material multifásico hacia un material de una sola fase. De la Ecuación (72) se desprende además un acoplamiento hidro-mecánico que se presenta de manera natural debido a que los parámetros que intervienen para la obtención del esfuerzo efectivo se obtienen directamente del análisis de secado y humedecimiento del material a través del modelo sólido-poroso descrito en el capítulo 4.

Para reproducir la relación esfuerzo-deformación de un material multifásico sujeto a compresión triaxial, se utilizarán las Ecuaciones (60) y (67) donde la variable que controla el comportamiento del material está dada por la Ecuación (73).

V.6 Extensión del modelo constitutivo a suelos no saturados

V.6.1 Comportamiento de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos efectivos.

Los efectos de la succión en los cambios volumétricos y en la resistencia al esfuerzo cortante se describieron en el capítulo 2. En esta sección se propone un marco elastoplástico de comportamiento volumétrico para modelar estos efectos.

Se propone que trayectorias de secado, humedecimiento e incremento de esfuerzo neto se visualicen en el espacio de esfuerzos $s - p_{net}$.

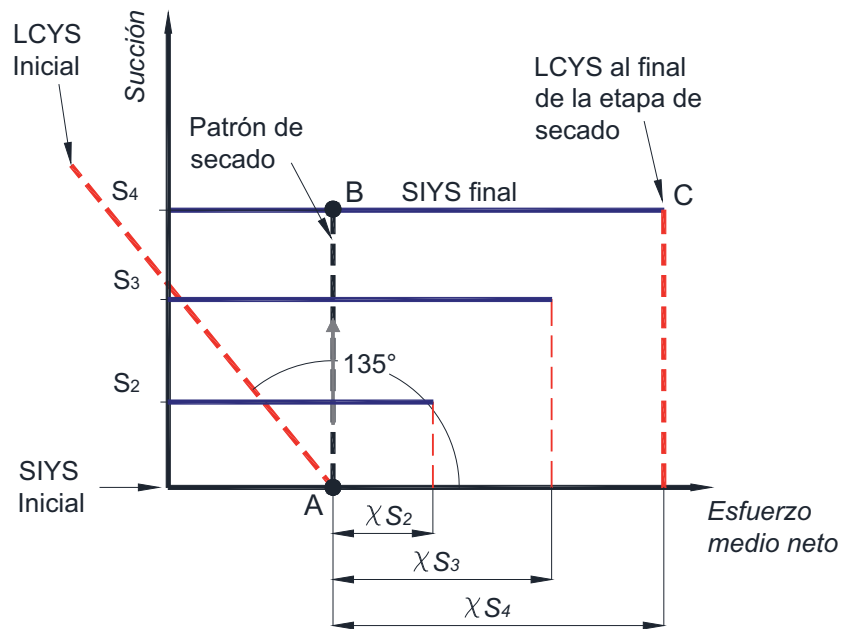


Figura V.9 Evolución de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzo medio neto – succión.

En la Figura V.9, la posición A indica el estado inicial de esfuerzo de un suelo saturado normalmente consolidado. LCYS es la superficie de fluencia que cumple las mismas funciones que la superficie LC del modelo de Alonso et al. (1990) descrito en el capítulo 3. Como lo explica Rojas (2014), la forma inclinada a 135° de la superficie LCYS se debe a que cualquier incremento en la succión por debajo del valor de entrada de aire equivale a un incremento en el esfuerzo medio neto del material conduciendo a deformaciones plásticas equivalentes (Sheng,

2010; Rojas, 2014). SIYS marca también la posición de la succión máxima histórica que el suelo ha sufrido en su historia que para el caso del estado de esfuerzo esquematizado en la Figura V.9 es la condición saturada. El material saturado es conducido a un estado de ecualización que lo sujeta a un nivel de succión s_4 más allá de su valor de entrada de aire que hace desplazar la superficie de fluencia a la posición final indicada. Esto quiere decir que ambas superficies de fluencia, LCYS y SIYS están acopladas.

Al pasar hacia el punto de mayor succión B, la estructura del material sufre un endurecimiento por succión que le induce un estado de preconsolidación. Nótese que LYCS ha alcanzado una configuración vertical que pasa por el punto C. El nivel de preconsolidación, es decir, la “distancia” entre los puntos B y C se puede conocer como sigue.

De acuerdo a la Ecuación (66), el incremento en el parámetro de endurecimiento una vez que se sufren deformaciones elastoplásticas se puede calcular con:

$$dp_0 = \frac{1+e}{e} \frac{p}{(\lambda - \kappa)} d\varepsilon_v^p \quad (66)$$

En términos de esfuerzos efectivos, el incremento de esfuerzo efectivo será:

$$(dp_0')_{A-B} = \frac{1+e}{e} \frac{p'_A}{(\lambda - \kappa)} d\varepsilon_v^p = d(\chi s)_{A-B} \quad (74)$$

Esto indica que el incremento del esfuerzo de preconsolidación por incremento de succión es una línea recta a lo largo del eje vertical de la succión. Por lo tanto, la forma de la superficie de fluencia LCYS tendrá la misma forma que el patrón de secado. El mismo proceso se puede visualizar en un eje coordinado esfuerzo medio efectivo-succión como el de la Figura V.10.

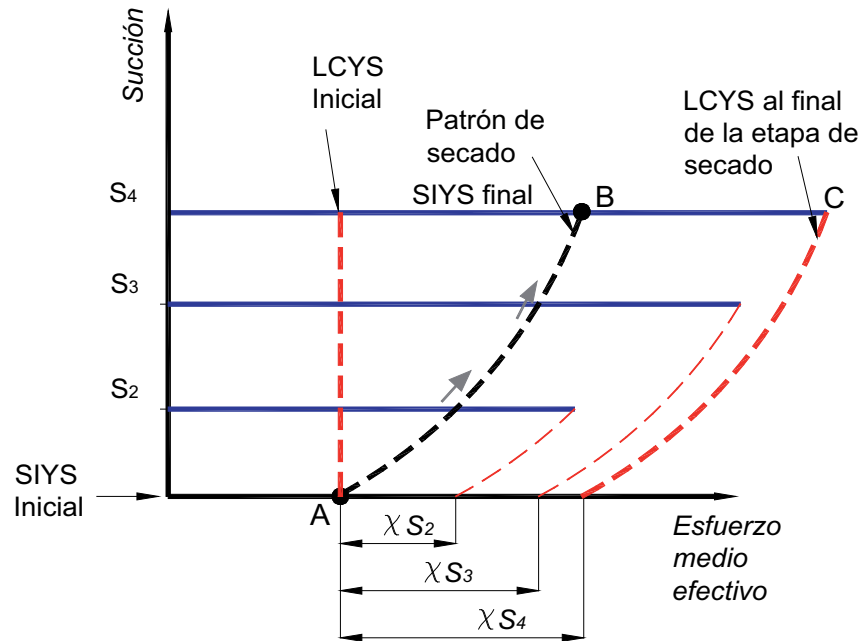


Figura V.10 Evolución de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzo medio efectivo – succión.

En el espacio de esfuerzos efectivos, la superficie LCYS tiene una configuración vertical. Un progresivo secado “empuja” dicha superficie hacia succiones paulatinamente mayores. De acuerdo a la Ecuación (74), el desplazamiento de la superficie de fluencia o endurecimiento del material es igual a χs . De esta manera, el esfuerzo de preconsolidación del material al cual se le induce una etapa de eualización hacia s_4 será:

$$(p_0')_{s_4} = p_A' + \chi s_4 + \chi s_4 = (p_{net})_A + 2\chi s_4 \quad (75)$$

V.6.2 Trayectorias de humedecimiento-secado

Las diferentes trayectorias de humedecimiento-secado y aplicación de esfuerzo medio neto tienen diversas implicaciones en el comportamiento volumétrico del material. La superficie de fluencia por lo tanto adoptará formas distintas dependiendo de las deformaciones plásticas que sufra el material.

En la Figura V.11, el material cuyo estado de esfuerzos inicial es el punto A. El material se encuentra saturado y una etapa de eualización de succión lo lleva hacia el punto B. La transición entre el estado saturado y el no saturado es el valor de succión identificado como valor

de entrada de aire s_e el cual se puede identificar por inspección en la curva característica del material (Fredlund y Rahardjo, 1993; Loret y Khalili, 2000; Khalili et al., 2008). s_e es el valor límite de la succión antes de que el aire comience su camino hacia los poros interiores del material. Gráficamente, en el rango $0 < s < s_e$, el patrón de secado y humedecimiento del material sigue una pendiente de 45° mientras el suelo se encuentra saturado. Esto último se debe a que el valor del parámetro de Bishop $\chi = 1$ para suelos saturados. De manera que cualquier incremento o decremento en la succión dentro de este rango será $dp' = ds$. Por lo tanto $\frac{ds}{dp'} = 1$.

La Figura V.11 indica también una diferencia sustancial en relación a la forma que posee la superficie *LCYS* en el rango $0 < s < s_e$ teniendo ésta una configuración vertical hasta alcanzar s_e . Esta discontinuidad en la *LCYS* debe introducirse debido a que el material se comporta como un material saturado dentro de este rango de succión.

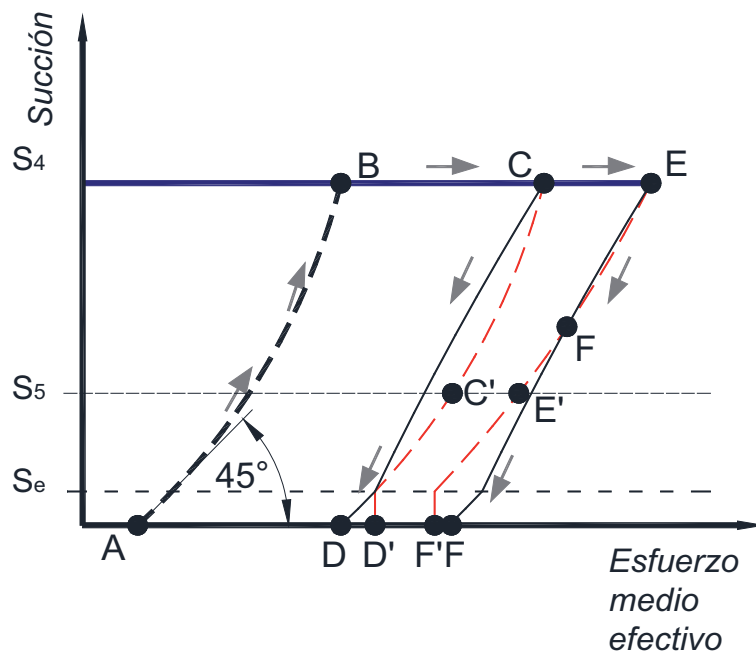


Figura V.11 Implicaciones que tienen las trayectorias de secado, humedecimiento y esfuerzo medio neto en la forma de la superficie de fluencia LCYS.

Más allá de s_e , el material seguirá la forma adoptada por el patrón de secado o cualquier otra forma impuesta por la naturaleza de las deformaciones plásticas sufridas por el material como se verá más adelante en esta sección.

Al alcanzar el punto B, la superficie $LCYS$ se desplaza hacia la posición CD' de acuerdo a lo previsto en la sección anterior. El material necesitará entonces un incremento en el esfuerzo efectivo de B a C para alcanzar estar en contacto con la superficie $LCYS$. Si el material se humedece hacia D antes de sobrepasar el punto C, experimentará exclusivamente deformaciones elásticas (expansión elástica) y la superficie de fluencia $LCYS$ no se alterará. Estas deformaciones recuperables se podrán conocer por medio de la Ecuación (63).

Por otro lado, si el material sobrepasa la superficie de fluencia desde el punto C al E, el material sufrirá un incremento de deformación plástica que se puede conocer con la Ecuación (65):

$$\left(d\varepsilon_v^p\right)_{CE} = (\lambda - \kappa) \frac{e_c}{1 + e_c} \frac{(dp')_{CE}}{p_{C'}} = (\lambda - \kappa) \frac{e_c}{1 + e_c} \frac{(dp_{net})_{CE}}{(LCYS)_{s_4}} \quad (76)$$

Donde $(LCYS)_{s_4}$ es la posición de la superficie de fluencia en el nivel de succión s_4 . La naturaleza de las deformaciones plásticas sufridas por un incremento de esfuerzo neto es distinta a la de la sufrida por incremento de succión. El mecanismo de deformación de la superficie $LCYS$ será por lo tanto distinta y se puede conocer como sigue.

Una descarga de tipo *neutral* se lleva a cabo cuando el material ve modificado su estado de esfuerzo bajo ciertas combinaciones que inhibe cualquier tipo de deformación. Suponiendo que el suelo ha seguido el patrón ABC, una descarga de C a C' a lo largo de $LCYS$ sería una descarga neutral que no produciría deformaciones plásticas de ninguna naturaleza (Chandrakant y Hema, 1984; Desai y Siriwardane, 1984; Chen y Mizuno, 1990). En este sentido, los estados de deformación plástica en los puntos C y C' serán idénticos y el incremento de deformación plástica de C' a E' se puede calcular como:

$$\left(d\varepsilon_v^p\right)_{CE} = \left(d\varepsilon_v^p\right)_{C'E'} = (\lambda - \kappa) \frac{e_{C'}}{1 + e_{C'}} \frac{(dp')_{C'E'}}{p_{C'}} = (\lambda - \kappa) \frac{e_{C'}}{1 + e_{C'}} \frac{(\Delta LCYS)_{s_5}}{(LCYS)_{s_5}} \quad (77)$$

Donde $(\Delta LCYS)_{s_5}$ es el desplazamiento que sufre la superficie $LCYS$ en el eje de las abscisas para s_5 . Igualando las Ecuaciones (76) y (77):

$$(\Delta LCYS)_{s_5} = \frac{(dp_{net})_{CE}}{p_c'} (LCYS)_{s_5} \quad (78)$$

En general, la forma que adopte la superficie de fluencia al someter al material a un incremento de esfuerzo neto que sobrepase los estados de fluencia, será:

$$LCYS = [LCYS_0] + [\Delta LCYS]_s = [LCYS_0] + \frac{(dp_{net})_s}{(LCYS_0)_s} \bullet [LCYS_0] \quad (79)$$

$[LCYS_0]$ es un vector que contiene la posición inicial de la superficie de fluencia antes de las deformaciones plásticas. $(dp_{net})_s$ y $(LCYS_0)_s$ son, el incremento de esfuerzo neto que producirá la deformación plástica y la posición inicial de la superficie de fluencia (en el estado de succión s) respectivamente. Por ejemplo, si se quiere conocer la posición deformada de la superficie de fluencia en el nivel de succión s_4 , $(LCYS)_{s_4} = (LCYS_0)_{s_4} + (dp_{net})_s$ ya que, en este nivel de succión, el incremento de esfuerzo neto es precisamente igual al desplazamiento de $LCYS$.

La forma de la superficie de fluencia ya no es paralela a la trayectoria de secado y más bien su configuración final tiene una pendiente menos pronunciada (posición EF'). Si se induce una trayectoria de humedecimiento partiendo del estado deformado E, se producirá un contacto en el punto F (a diferencia de la trayectoria CD).

V.6.3 Colapso volumétrico

La Figura V.12 muestra un material que tiene el estado de esfuerzos inicial en el punto A. La historia de carga-descarga del material le ha conferido la configuración inicial $LCYS_0$. El material se humedece y sigue el patrón A-C a través del cual va sufriendo diversos cambios tanto la configuración inicial de la superficie de fluencia como el material en sus deformaciones volumétricas.

Inicialmente, el patrón de humedecimiento no atraviesa la superficie de fluencia y sufre deformaciones elásticas expandiéndose de acuerdo a la Ecuación (63). La superficie $LCYS_0$ y el

estado de esfuerzos del material coinciden en el punto B a partir del cual se desarrollarán deformaciones plásticas. La configuración geométrica que adoptará la superficie de fluencia cuando sufre deformaciones irreversibles por colapso se obtienen como sigue.

Las deformaciones plásticas $d\varepsilon_v^p$ que el patrón de humedecimiento va induciendo a partir del punto B pueden conocerse a través de la Ecuación (65) donde para un estado cualquiera de esfuerzos B' $(d\varepsilon_v^p)_{B'} = \frac{e_{sc}}{1 + e_{sc}} \frac{(\lambda - \kappa)}{(LCYX_0)_{s1}} (dp_0)_{s1}$; e_{sc} es la relación de vacíos al inicio del proceso de colapso y $(LCYX_0)_{s1}$ es el estado de preconsolidación del material que tenía la configuración inicial de la superficie de fluencia $LCYS_0$.

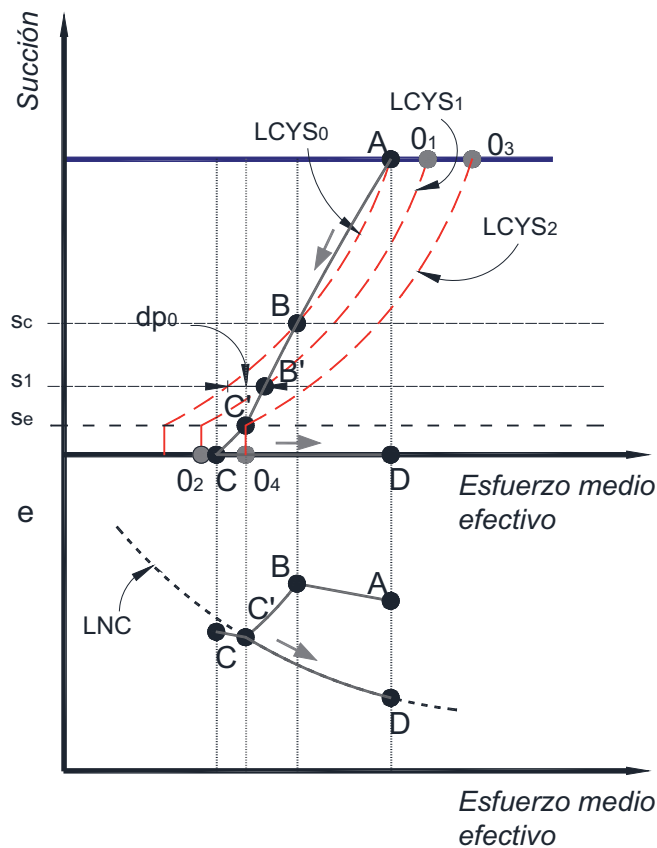


Figura V.12 Evolución de la superficie LCYS cuando ocurre colapso volumétrico

Conocida la deformación plástica-volumétrica por colapso, se puede escribir de manera general:

$$(\Delta LCYS)_s = (d\varepsilon_v^p)_{SC} \frac{1+e_{SC}}{e_{SC}} \frac{(LCYS)_s}{(\lambda-\kappa)} \quad (80)$$

Y, para toda la superficie de fluencia:

$$LCYS = [LCYS]_+ + [\Delta LCYS] = [LCYS]_+ + C \cdot [LCYS] \quad (81)$$

Donde $C = (d\varepsilon_v^p)_{SC} \frac{1+e_{SC}}{e_{SC}(\lambda-\kappa)}$.

Aplicando la Ecuación (81), podemos conocer la posición de la superficie de fluencia $LCYS_1$ una vez que ha alcanzado un punto cualquiera B'. Si el humedecimiento prosigue, el material alcanzará los estados saturados que corresponden a $s < s_e$. En este punto ocurren que el material alcanza la máxima deformación plástica posible para un determinado esfuerzo confinante de la cámara triaxial, lo cual corresponde a los estados saturados normalmente consolidados (línea LNC). Cuando las deformaciones volumétricas alcanzan los niveles de la línea LNC (punto C'), el material no sobrelleva compresiones adicionales y más bien sufre un estado de recuperación elástica (punto C). La inclusión de este proceso en el marco elastoplástico para el modelo constitutivo propuesto en este trabajo se justifica por observaciones experimentales que corroboran un ligero estado de preconsolidación una vez alcanzado el punto C (Loret y Khalili, 2000; Pereira et al., 2005; Sun et al., 2007). De manera que si se comprime nuevamente, antes de alcanzar los estados normalmente consolidados, el material debe sufrir deformaciones volumétricas elásticas hasta el nivel de esfuerzos C' antes de alcanzar los estados normalmente consolidados.

CAPÍTULO 6:

VI. VALIDACIÓN DEL MODELO SÓLIDO-POROSO Y DE LA ECUACIÓN DE ESFUERZOS EFECTIVOS

VI.1 Validación del modelo sólido-poroso

El modelo sólido-poroso tiene la finalidad de simular los ciclos de humedecimiento-secado en la estructura del suelo. Esto permitirá determinar la manera en que se encuentra distribuida el agua dentro de la matriz porosa de una muestra de suelo a través de la determinación de las fracciones volumétricas del material (fracción seca, saturada y no saturada). Esto se debe a que, la formulación del modelo constitutivo descrito en el capítulo 5 se hace en términos de una variable de esfuerzo cuya utilización se basa en el concepto de esfuerzos efectivos (Ecuación (71)). Esta variable de esfuerzo necesita para su determinación, las fracciones volumétricas y sus correspondientes contribuciones al grado de saturación del material.

Los vacíos se modelan a través de la distribución de tamaños de poro (DTP) y la parte sólida a través de la distribución de tamaños de grano (DTG) o granulometría del material. La inclusión de la DTG permite la determinación de las fracciones volumétricas. La inclusión de la DTP por sí sola, permite la simulación de los ciclos de humedecimiento-secado o curvas de retención agua-suelo (CRAS). El comportamiento hidráulico de los suelos se incluye dentro del modelo constitutivo a través de las CRAS.

En esta primera sección se verifica la eficacia del modelo sólido-poroso propuesto para simular las características hidráulicas de una muestra de suelo. El modelo se considera adecuado si logra reproducir las CRAS del material. Para considerar un acoplamiento hidro-mecánico

completo, es necesario que el modelo sea capaz de predecir la evolución de las CRAS cuando el volumen de la muestra de suelo cambia.

VI.1.1 Determinación de los parámetros del modelo sólido-poroso

En el capítulo 2 se señalaron algunos procedimientos experimentales para obtener la DTP de un material poroso, siendo el más popular la técnica de inyección de mercurio. Las dificultades propias del mismo acto de medir la DTP en un material y la interpretación que se hace de los resultados derivan en resultados que deben ser utilizados con cuidado. Es por esto que inicialmente, la obtención de los parámetros del modelo sólido-poroso se hace de manera indirecta ajustando los datos experimentales y las predicciones del modelo como se describe a continuación.

Los dos tipos de entidades que se utilizan para modelar los vacíos del suelo son los sitios y los enlaces, ambas con su propia DTP. El conocimiento del rol que juega cada una de ellas en los procesos de secado y humedecimiento es de gran ayuda para determinar su distribución.

Al analizar el proceso de secado de una serie de poros S interconectados mediante enlaces L se puede identificar la contribución de cada uno de los elementos de la red porosa a ambos procesos. Si el conjunto de poros se encuentra saturado, en la etapa final de secado, el drenaje del poro $S2$ estará impedido debido a las altas succiones que se deben imponer para drenar los enlaces $L4$ y $L1$.

Un análisis semejante lleva a la conclusión de que si el conjunto de poros se encuentra totalmente seco, el último poro en saturar será el poro $S1$. Esto último ocurrirá aunque el acceso al poro se encuentre restringido.

Estas consideraciones conducen a la conclusión de que los procesos de secado son gobernados por los enlaces principalmente y los procesos de humedecimiento por los sitios.

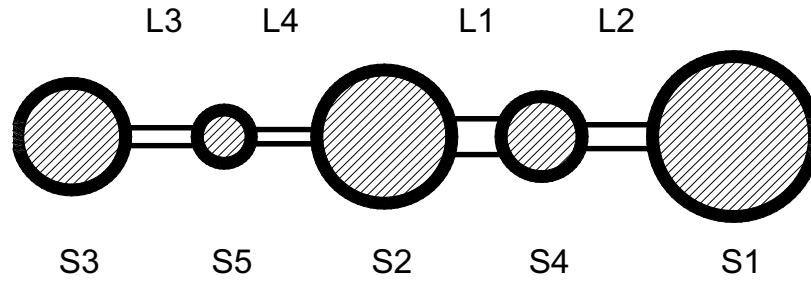


Figura VI.1 Serie de sitios interconectados mediante enlaces

En este sentido, si el volumen del material no cambia, es decir, si la DTP de sitios y enlaces permanece constante, hay una relación única entre éstas últimas la CRAS (Haines, 1927; Dullien, 1992).

Los parámetros iniciales del modelo sólido-poroso (la DTP de sitios y la DTP de enlaces) se obtienen ajustando los datos experimentales de una CRAS (o una parte de ella) donde el volumen de la muestra no haya cambiado sustancialmente. Esto nos conferirá la configuración inicial de sitios y enlaces. Como se podrá verificar más adelante en este capítulo, un análisis comparativo entre la DTP experimental y la DTP teórica muestra semejanzas importantes que, entre otras cosas, provee información valiosa respecto de la estructura interna del material.

Una vez que se conoce la configuración inicial de la DTP, se procede a aplicar los principios expuestos en la sección del capítulo 4 que indican la manera en que se tomará en cuenta la deformación volumétrica del suelo para predecir la evolución de las muestras de suelo a partir de la DTP inicial. El procedimiento se basa en aplicar incrementos paulatinos de succión. Al cambiar la relación de vacíos, la DTP inicial cambia debido a que la distribución de macroporos se *encoje*. Esta evolución se puede conocer aplicando el procedimiento descrito en el capítulo 4.

VI.1.2 Resultados experimentales de un suelo volcánico

Ng y Pang (2000) prepararon muestras de suelo con 4.9, 290.1, 36.6 y 37.1% de grava, arena, limo y arcilla respectivamente. El suelo es clasificado como una arena limo-arcillosa de alta plasticidad. Tres muestras fueron compactadas estáticamente a diferentes densidades en un anillo edométrico para medir sus CRAS (ver Figura VI.2) en ciclos de humedecimiento-secado

utilizando extractores de presión. La relación de vacíos inicial para cada muestra fue 0.782, 0.747 y 0.712 respectivamente

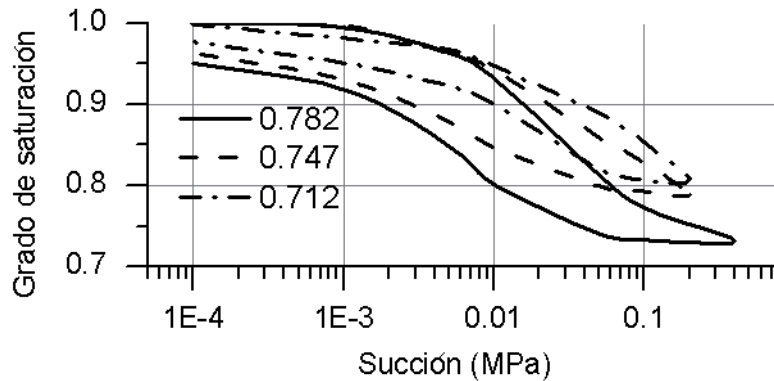


Figura VI.2 Ciclos de humedecimiento-secado de un suelo volcánico; resultados experimentales de Ng y Pang (2000).

Los parámetros iniciales para el modelo poroso fueron obtenidos simulando los ciclos de secado-humedecimiento de la muestra compactada a una relación de vacíos de 0.782. Los parámetros resultantes están en la Tabla VI.1. Los factores de volumen relativo son 0.0008 y 0.00145 para macroporos y la distribución de enlaces mayores. Utilizando la Ecuación (48), el factor $fa = 218.84$ fue calculado para que la distribución de volumen relativo fuera de $e = 0.782$. Como ya se explicó, se asume que la distribución de macroporos es la que evoluciona desplazándose sobre el eje de las abscisas, por lo tanto los parámetros σ_{SM} , μ_{Sm} , σ_{Sm} , μ_{BM} , σ_{BM} , μ_{Bm} y σ_{Bm} permanecen constantes cuando se simulan las CRAS para relaciones de vacíos de 0.747 y 0.712.

Tabla VI.1 Parámetros utilizados para reproducir las CRAS de un suelo volcánico

μ_{SM}	σ_{SM}	μ_{Sm}	σ_{Sm}	μ_{BM}	σ_{BM}	μ_{Bm}	σ_{Bm}
0.010	7.000	0.001	4.000	0.500	6.000	0.001	5.000

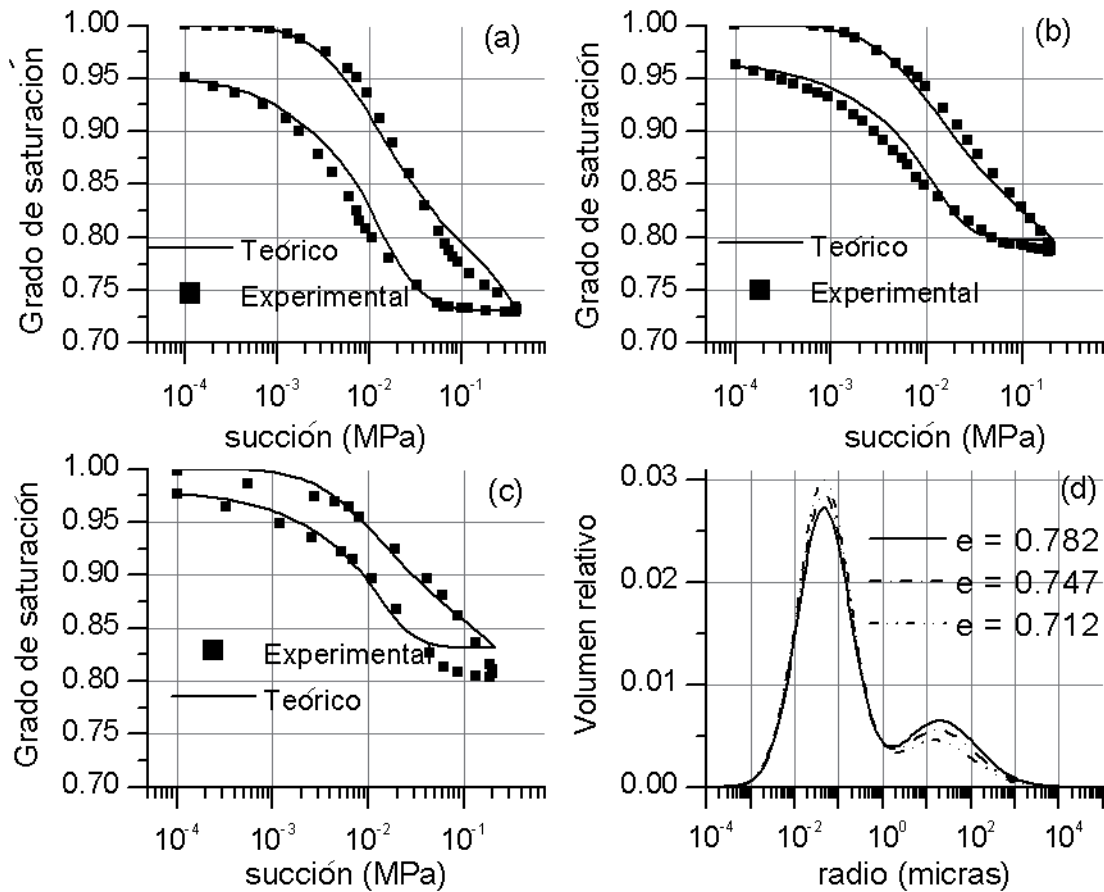


Figura VI.3. Simulaciones de las CRAS. (a) mejor ajuste para la muestra con $e = 0.782$. Resultados numéricos y experimentales para (b) $e = 0.747$ y (c) $e = 0.712$ y (d) evolución del volumen relativo con la relación de vacíos. Datos experimentales de Ng y Pang (2000).

La Figura VI.3 compara las predicciones del modelo y las mediciones experimentales. Las DTP predichas también se muestran en la Figura VI.3(d). Observe que el modelo propuesto simula adecuadamente la evolución de las CRAS con la deformación volumétrica.

VI.1.3 Resultados experimentales de una arcilla limosa (Pearl clay)

Sun et al. (2007) obtienen las CRAS en ciclos de humedecimiento-secado de muestras cuya composición es de 50% limo y 50% arcilla conocida como *Pearl clay*. El límite líquido y el índice plástico para este material son de 49% y 22% respectivamente. El suelo puede ser clasificado como una arcilla de baja compresibilidad de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Dos muestras estáticamente compactadas se prepararon con las

relaciones de vacíos inicial de 1.08 y 1.78 para obtener sus CRAS. Los especímenes de 3.5 cm de altura y 3.5 cm de diámetro se probaron en una celda triaxial de succión controlada. Las deformaciones volumétricas se midieron durante todo el proceso de humedecimiento-secado. La Figura VI.4 muestra las CRAS experimentales de una muestra probada y con una relación de vacíos de 1.088, lo cual corresponde a un grado de saturación de 58.5% (punto A). La muestra fue entonces sometida a ciclos consecutivos de humedecimiento-secado.

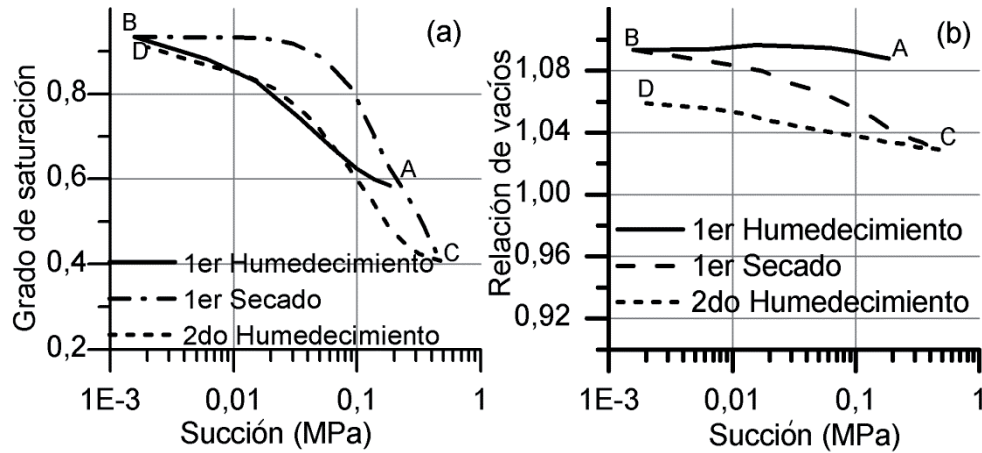


Figura VI.4 (a) CRAS experimentales para la muestra compactada a $e = 1.08$ y (b) deformaciones volumétricas. Datos experimentales de Sun et al. (2007).

Para identificar los parámetros del modelo en las condiciones iniciales, los puntos experimentales de la primera trayectoria de humedecimiento (patrón AB) fueron usados. Esto se debe a que aquí no hay cambios importantes de volumen. Adicionalmente, al final de la compactación, el estado de la muestra se encuentra cercano a la CRAS principal de secado. Esta consideración viene del hecho de que, cuando las muestras son compactadas estáticamente, su grado de saturación se incrementa. Entonces, cuando es liberada de esfuerzos externos, ocurre una relajación de esfuerzos que disminuye consecuentemente el grado de saturación. Por lo tanto, al final de la compactación la muestra de suelo permanece cerca de la curva de secado aunque no sobre ella. Entonces, la simulación para obtener los parámetros iniciales del suelo comienza en el punto B de la Figura VI.5 para después alcanzar el punto b y regresar hacia B. Los parámetros resultantes de esta simulación se muestran en la Tabla VI.2. Los factores de volumen relativo resultan 0.02 y 0.001, utilizados para la distribución de macroporos y la distribución de enlaces mayores.

Tabla VI.2 Parámetros del modelo para la muestra compactada con $e = 1.08$

μ_{SM}	σ_{SM}	μ_{Sm}	σ_{Sm}	μ_{BM}	σ_{BM}	μ_{Bm}	σ_{Bm}
0.2	4.0	0.04	3.0	0.1	3.58	0.001	10.0

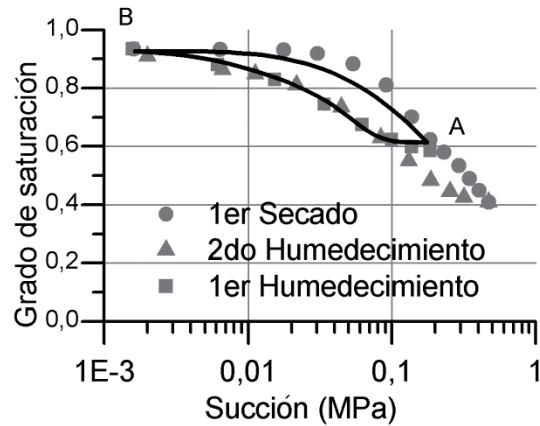


Figura VI.5 Procedimiento para conocer el estado no saturado de la red poroso para la muestra de *Pearl clay*.

Una vez que los parámetros del modelo han sido obtenidos, es posible simular el ciclo completo de humedecimiento-secado incluyendo el efecto de la deformación volumétrica (ver Figura VI.6(a)). La distribución de volumen relativo del material ha sido actualizada para cada incremento de la succión hasta el final de la prueba.

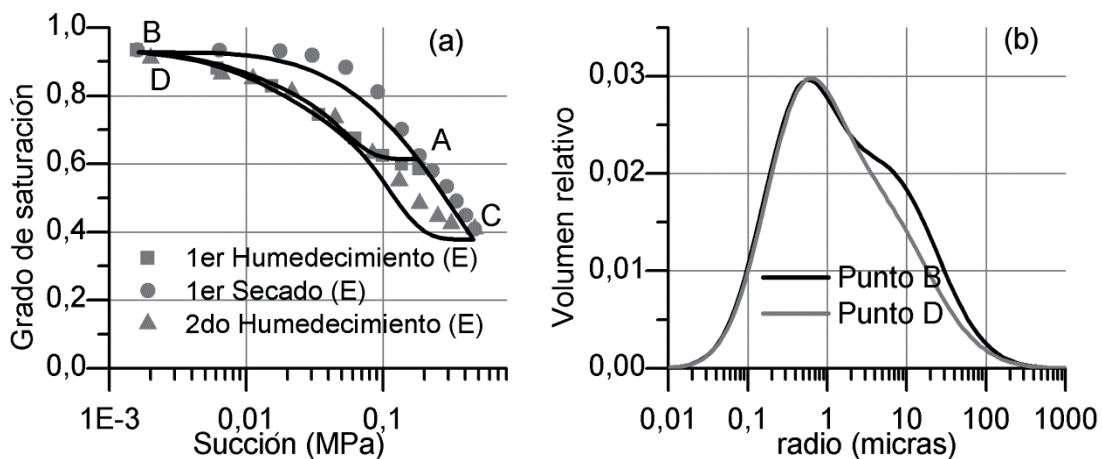


Figura VI.6 Predicciones (a) numéricas (línea sólida) y predicciones experimentales (E) de las CRAS y (b) evolución de la distribución de volumen relativo.

La Figura VI.6(b) muestra la distribución de volumen relativo para los puntos B y D. Puede ser observado que la evolución de esta curva es pequeño porque el cambio en la relación de vacíos también lo es durante la prueba como se muestra en la Figura VI.4(b).

Otra muestra con el mismo material fue compactada pero a una relación de vacíos de 1.78 y también fue sujeta a ciclos sucesivos de humedecimiento-secado mientras se registraban las deformaciones volumétricas. La Figura VI.7(a) muestra el desplazamiento de las CRAS con la succión mientras que la Figura VI.7(b) muestra las deformaciones volumétricas de la muestra durante la prueba. Se observa un pequeño proceso inicial de secado del punto A hacia el punto B. Entonces, la muestra se sujeta a tres semi-ciclos de humedecimiento-secado. Observe aunque la mayoría de las deformaciones volumétricas ocurren durante el proceso inicial de secado en el patrón BC, el desplazamiento de la CRAS ocurre posteriormente. Esta reducción volumétrica inicia que los macroporos están colapsando durante el humedecimiento. En contraste, no se aprecia cambios volumétricos durante los patrones AB y DE.

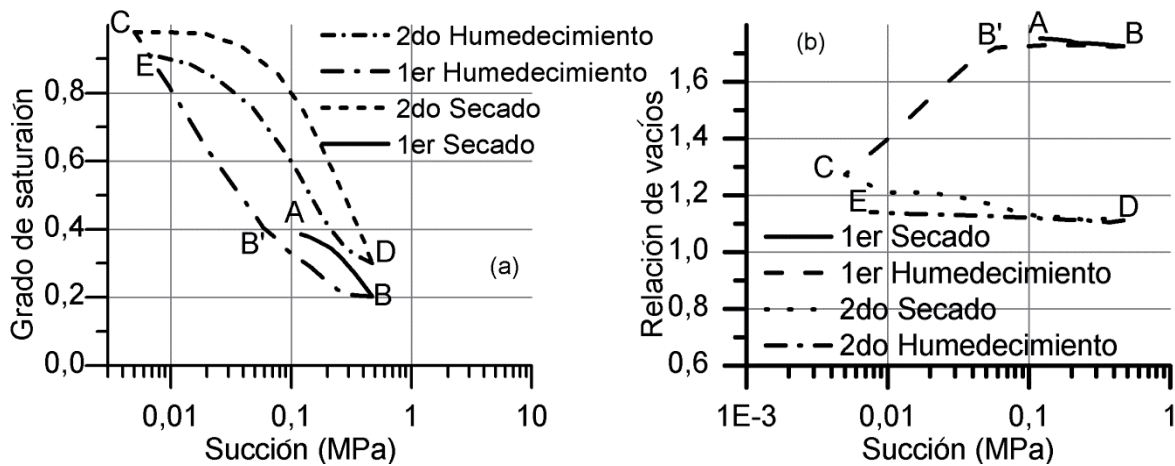


Figura VI.7 (a) CRAS experimentales para la muestra compactada a $e = 1.78$ y (b) deformaciones volumétricas de la muestra. Datos experimentales de Sun et al. (2007).

Se sigue el mismo procedimiento para determinar los parámetros iniciales del modelo. La parte inicial de la primera etapa de secado (patrón AB) puede ser considerada como una porción de una curva *scanning*. Esto se debe a que, como se dijo anteriormente, al final de la etapa de compactación de una muestra, se está en un estado de esfuerzos cerca de la curva principal de secado. Después de un pequeño incremento de la succión, se alcanza la curva principal de secado. También obsérvese en la Figura VI.7(b) que durante el ciclo ABB', el suelo

prácticamente no muestra ningún cambio volumétrico. Aquí puede considerarse que, excluyendo la parte inicial del patrón AB, los puntos experimentales del patrón ABB' representan un ciclo pequeño de la CRAS inicial del material. Ajustando las CRAS experimentales con las numéricas a lo largo de estos patrones (ver Figura VI.8) se pueden obtener los parámetros iniciales del modelo. Estos parámetros se muestran en la Tabla VI.3. Se utilizaron factores de volumen relativo de 0.02 y 0.001 para las distribuciones de los macroporos y de los enlaces mayores, respectivamente. Utilizando la Ecuación (48), el factor $fa = 0.60$ fue calculado para la relación de vacíos inicial. Nótese que el procedimiento de ajuste provee los mismos parámetros para la muestra descrita anteriormente en esta sección. Esto es consistente debido a que ambas muestras fueron construidas con el mismo tipo de suelo bajo el mismo contenido de agua.

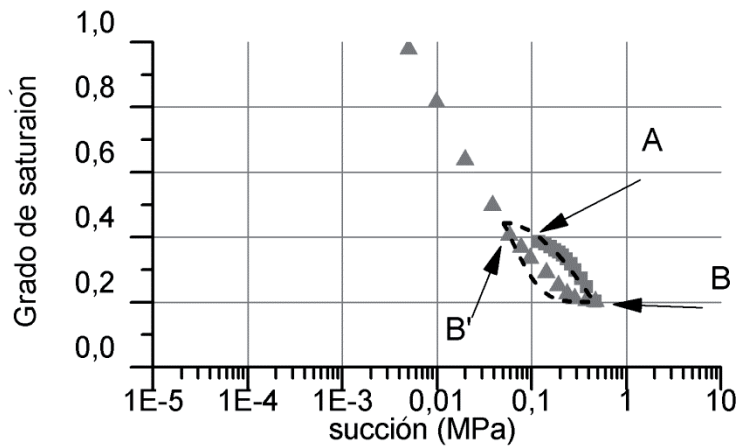


Figura VI.8 Procedimiento para aproximar la red porosa inicial para el punto A

Tabla VI.3 Parámetros del modelo para la muestra compactada a una relación de vacíos $e = 1.78$

μ_{SM}	σ_{SM}	μ_{Sm}	σ_{Sm}	μ_{BM}	σ_{BM}	μ_{Bm}	σ_{Bm}
0.2	4.0	0.04	3.0	0.1	3.58	0.001	10.0

Una vez que los parámetros iniciales del modelo se obtuvieron, es posible simular el desplazamiento de la curva de retención el cual es ocasionado por las deformaciones volumétricas. La Figura VI.9(a) muestra este desplazamiento a través de todo el patrón de secado-humedecimiento. La Figura VI.9(b) muestra la distribución de volumen relativo en las condiciones iniciales (punto B) y al final del último ciclo de humedecimiento (punto E en la

misma figura). Nótese que esta misma muestra exhibe un claro cambio en la distribución de volumen relativo de los macroporos cuando se comparan los resultados con los de la muestra anteriormente descrita en esta sección (ver Figura VI.6(b)). Esto último se debe a las pequeñas deformaciones observadas en este último caso. Se puede notar que los parámetros del modelo son iguales para ambas muestras ($e = 1.08$ y $e = 1.78$).

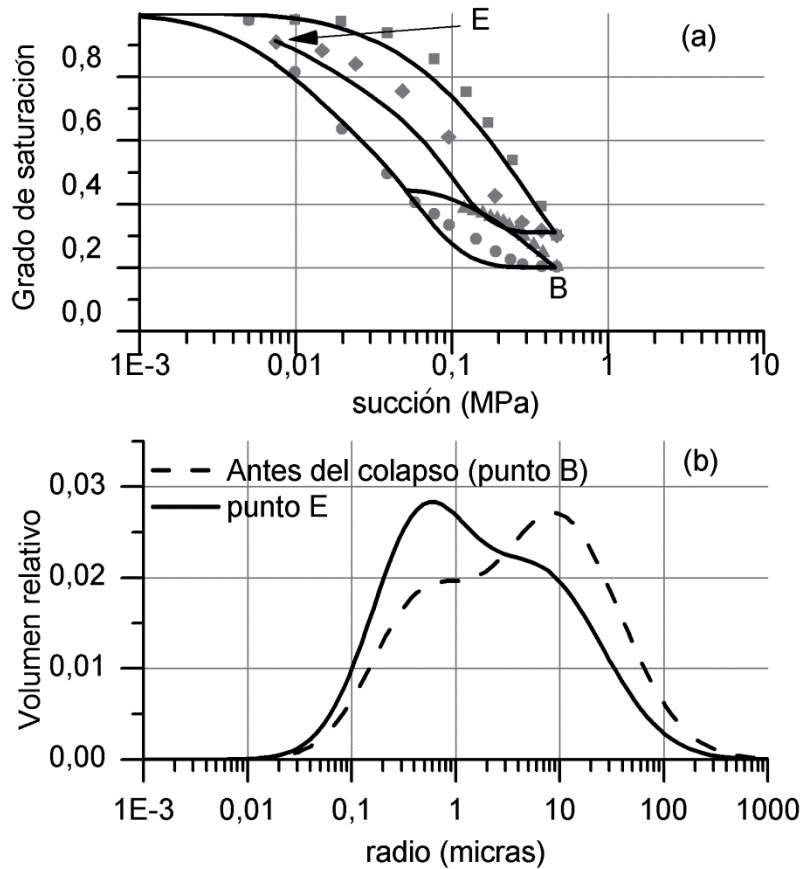


Figura VI.9 (a) Comparaciones numéricas (línea sólida) y experimentales (línea punteada) de curvas de retención y (b) evolución de la distribución de volumen relativo en el patrón BC.

VI.2 Validación de la ecuación de esfuerzos efectivos

El modelo constitutivo propuesto se formula en términos de esfuerzos efectivos. El concepto de *esfuerzo efectivo* se ha explicado en el capítulo 2 y la ecuación utilizada para obtener este esfuerzo se expone en el capítulo 4:

$$\sigma' = \sigma_{net} + (f^s + f^u S_r^u) s \quad (71)$$

Los parámetros involucrados en la Ecuación (71) son variables volumétricas que dependen de la manera en que el agua está distribuida en la muestra de suelo. Para su determinación (capítulo 4) debe tomarse en cuenta la fase sólida del material a través de su granulometría. Una vez obtenidos estos parámetros se obtiene un esfuerzo efectivo.

Los resultados experimentales de resistencia al esfuerzo cortante de muestras sometidas a distintos niveles de succión muestran que la línea del estado crítico con pendiente M (ver capítulo 2), evoluciona a medida que se incrementa la succión (Figura VI.10).

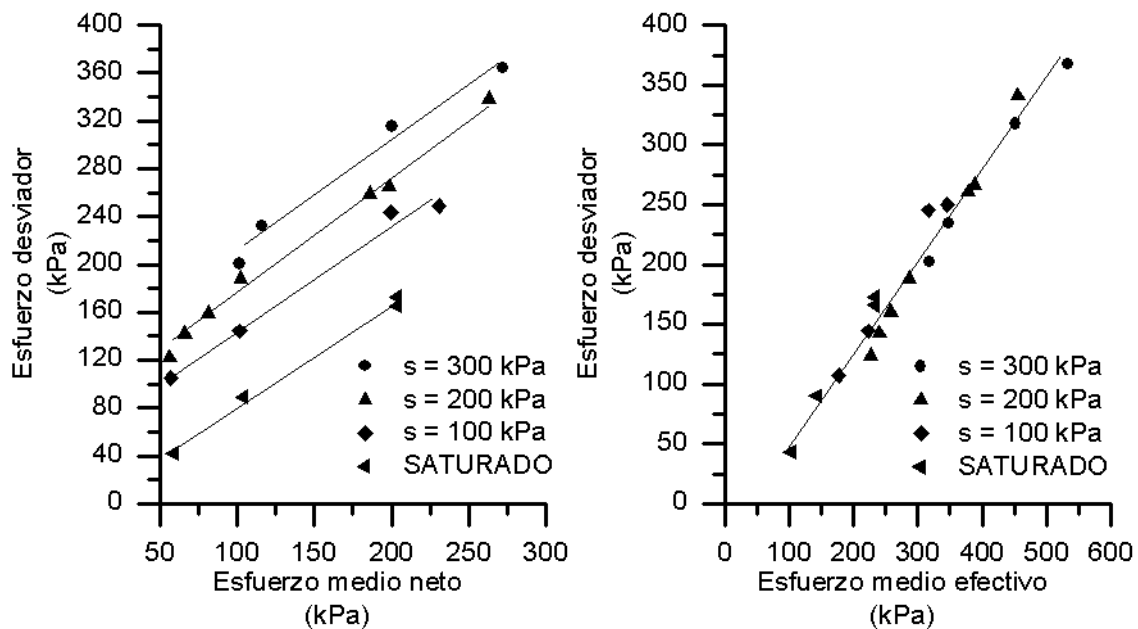


Figura VI.10 Evolución de la línea de estado crítico.

Desde el punto de vista de la resistencia al esfuerzo cortante, la consecuencia inmediata de interpretar los resultados experimentales en términos de esfuerzos efectivos, es la unicidad de la línea del estado crítico (Khalili et al., 2004; Nuth y Laloui, 2008; Xu y Cao, 2014). Nótese que, si los resultados de las pruebas de resistencia se grafican en un espacio de esfuerzos efectivos, todos los puntos de falla se alinean en torno a la línea de estado crítico saturada. Esto se debe a que, de acuerdo al concepto de esfuerzos efectivos, se exige que la variable de esfuerzo que se elija, debe ser válida para cualquier estado de succión.

Para validar la ecuación de esfuerzos efectivos se procederá en este sentido: se obtienen los estados de esfuerzo en la falla para diversas pruebas de resistencia al esfuerzo cortante.

Dichos estados de falla (esfuerzo neto vs. Esfuerzo desviador en la falla) se interpretarán a la luz de los esfuerzos efectivos a través de la Ecuación (71). Para ello se requieren, además de los estados de esfuerzo en la falla, la granulometría del material y la CRAS para poder obtener los parámetros que definan la configuración inicial de la DTP de sitios y enlaces.

VI.2.1 Resultados experimentales de una Arcilla de Barcelona

6.2.1.1 Caracterización del material y evaluación de las propiedades de las muestras compactadas (Buenfil, 2007).

Se trata de una serie de pruebas triaxiales con succión controlada en muestras remoldeadas cuyos contenidos de arena, limo y arcilla son del 40, 42 y 18% respectivamente. De acuerdo con Barrera (2002), la fracción arcillosa de este material consiste principalmente de minerales de Illita. La Tabla VI.4 contiene las relaciones gravimétricas y volumétricas y la clasificación SUCS para la Arcilla de Barcelona.

Tabla VI.4 Propiedades de la Arcilla de Barcelona

Densidad relativa de sólidos	Límite líquido (%)	Índice plástico (%)	Relación de vacíos e	Densidad seca γ_d (kN/m ³)	Clasificación SUCS
2.71	28.1	9.3	0.82	14.9	CL

La DTG fue obtenida por análisis granulométrico y complementada con la técnica de hidrómetro (Figura VI.11). La DTG utilizada para el modelo se obtuvo ajustando los datos experimentales proponiendo valores para parámetros adecuados. El mejor ajuste se logró considerando que el suelo contiene una distribución bimodal para el cual $V_{SOL} = V_{SOL_1} + V_{SOL_2}$ (ver Figura VI.12). Los parámetros utilizados para representar estas distribuciones fueron: $\mu_{SOL_1} = 0.7, \sigma_{SOL_1} = 4.2; \mu_{SOL_2} = 0.0005, \sigma_{SOL_2} = 6.6$.

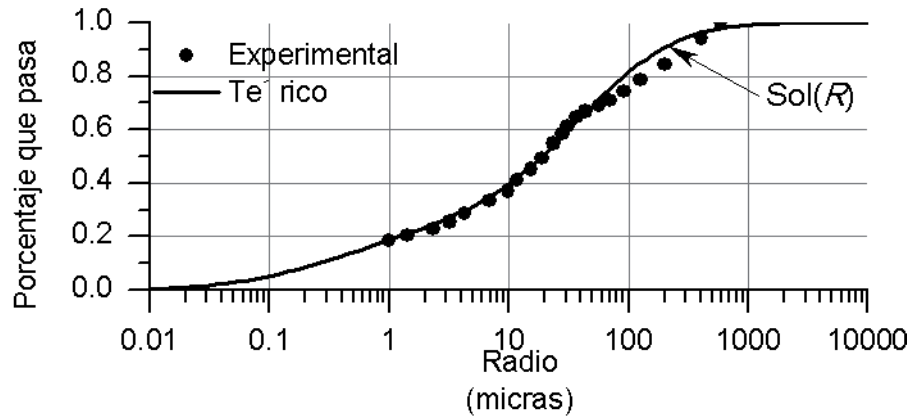


Figura VI.11 Granulometría de la Arcilla de Barcelona.

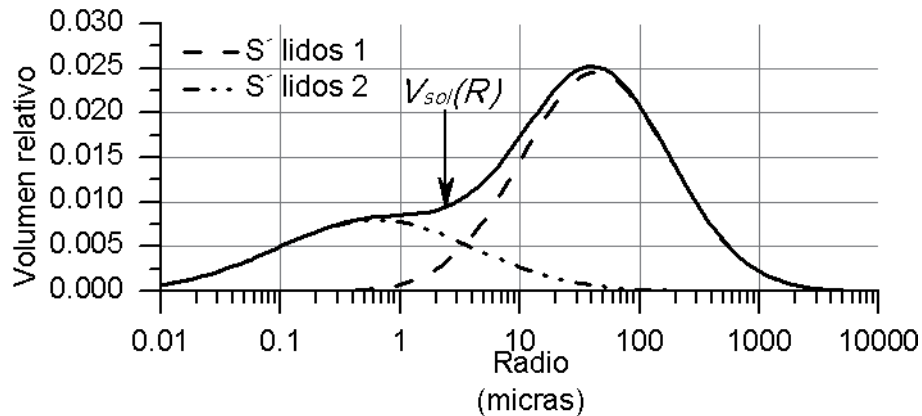


Figura VI.12 Distribución de tamaño de poros de la Arcilla de Barcelona.

6.2.1.2 Medición de la relación succión-humedad (CRAS) y configuración inicial teórica de la DTP.

Las CRAS (Figura VI.13) fueron obtenidas en pruebas edométricas de succión controlada utilizando muestras de 5 centímetros de diámetro y 10 centímetros de alto sujetas a una presión vertical constante neta de 20 kPa. Las muestras se compactaron con el mismo procedimiento que el utilizado en las pruebas de resistencia. Una vez compactadas, las muestras poseen las características de la Tabla VI.4 y el valor de la succión es de alrededor de 100 kPa. Partiendo de este valor, la succión fue reducida en pasos hasta 10 kPa utilizando la técnica de traslación de ejes. Reducciones adicionales de succión fueron impuestas hasta casi completar la saturación por medio de la técnica de columna negativa de agua (Alonso y Romero, 2003).

La Figura VI.13 también contiene los ajustes numéricos de la CRAS obtenidas del modelo sólido-poroso. Buenfil (2007) señala que existen evidencias suficientes para señalar que la parte inicial del patrón de humedecimiento (identificado con rombos en la Figura VI.13) es de hecho un patrón *scanning* ya que la pendiente de esta curva es pequeña en este rango de succión (100 a 10 kPa) en comparación con la pendiente del rango de 10 a 1 kPa.

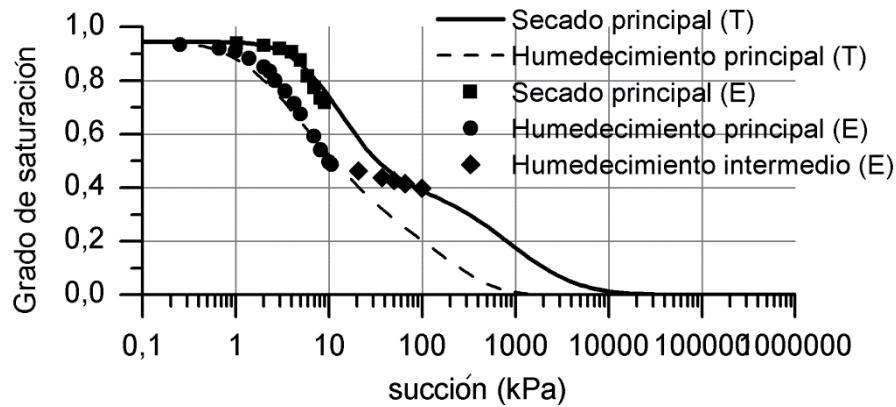


Figura VI.13 Curvas de retención agua-suelo teóricas (T) y experimentales (E).

Los parámetros utilizados para reproducir las CRAS teóricas de la Figura VI.13 se incluyen la Tabla VI.5. La configuración inicial de la DTP es la de la (Figura VI.14).

Tabla VI.5 Parámetros utilizados para definir las DTP y las DTG de la Arcilla de Barcelona.

Parámetro	Desviación estándar	Valor medio de la distribución
Solidos 1	4.2	0.7
Solidos 2	6.6	0.0005
Macroporos	3.5	1.5
Mesoporos	3.8	0.005
Enlaces 1	3.5	2.0
Enlaces 2	9.0	0.005

6.2.1.3 Medición experimental de la DTP.

La medición de la DTP se llevó a cabo por medio de la técnica de intrusión de mercurio. La prueba se llevó a cabo siguiendo la norma ASTM D4404. Se trata de un dispositivo con denominación “Autopore IV 9500” con una presión de intrusión de mercurio de hasta 228 MPa. El equipo consta de dos unidades: una unidad de presión baja de 0 kPa a 345 kPa donde se

obtienen medidas de diámetro de poro aparente de 3.6 a 360 micrómetros evacuando inicialmente el aire de la muestra por aplicación de vacío e introduciendo mercurio posteriormente. Además, cuenta con una unidad de alta presión para obtener medidas de diámetros aparentes de 5 a 6 milímetros aumentando continuamente la presión de mercurio desde la presión atmosférica hasta 228 MPa (Buenfil, 2007).

Los resultados de la prueba se muestran en círculos en la Figura VI.14 la cual contiene las distribuciones numéricas obtenidas ajustando las CRAS.

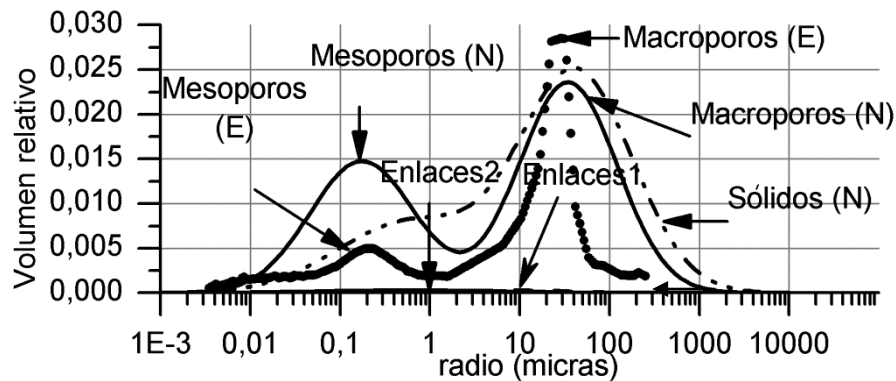


Figura VI.14 Distribuciones de tamaño de poro teórica (línea) y experimentales (círculos) de la Arcilla de Barcelona.

En la Figura VI.14 se puede ver que los tamaños de los sitios correspondientes a los máximos de las distribuciones experimental (E) y numérica (N) coinciden. Sin embargo, los volúmenes relativos de mesoporos y de macroporos son más grandes y más chicos que los valores experimentales respectivamente. Estas discrepancias se pueden atribuir a la diversidad de la estructura de las muestras utilizadas para la prueba de porosimetría y de la curva de retención. Mientras que la muestra de suelo obtenida para la curva de retención se sujetó a una etapa de ecualización, no fue así con la muestra para obtener la DTP. Se sabe que la deformación volumétrica es generada principalmente por la disminución de macroporos (Simms y Yanful, 2001). En tal caso, la distribución de tamaños de poro muestra una reducción en el volumen relativo de macroporos mientras que el de mesoporos parece incrementar. Debido a que las curvas de retención experimentales fueron utilizadas para obtener la distribución de tamaños de poro numérica, esto explicaría las diferencias entre estas curvas.

6.2.1.4 Compresión triaxial

Se describe el procedimiento para preparar los especímenes compactados de la Arcilla de Barcelona para las pruebas de resistencia. El suelo se secó al aire libre bajo condiciones de laboratorio y después fue mezclado cuidadosamente con agua hasta alcanzar un contenido de agua de 12%. La mezcla fue guardada en bolsas selladas por al menos 24 horas para lograr la completa homogeneización. Se llevó a cabo la compactación estática utilizando una velocidad de compresión de 0.2 mm/min en moldes de 3.8 cm de diámetro y 7.6 cm de alto. Cada muestra fue compactada en tres capas bajo una presión estática de 0.27 MPa para lograr las características de la Tabla VI.4. La succión inicial se midió con un tensiómetro de alto rango otorgando un valor medio de 270 kPa. Sin embargo, algunos especímenes redujeron su volumen cuando se les sujetó a succiones menores (por ejemplo algunas muestras disminuyeron su volumen cuando se les llevó hacia 200 kPa). Estas observaciones sugieren que la succión inicial para la Arcilla de Barcelona está entre 100 y 200 kPa. Buenfil sugiere que la succión inicial permanecía cerca de 100 kPa al inicio.

Una vez montadas en el equipo triaxial, las muestras se sometieron a una etapa de eualización utilizando la técnica de traslación de ejes. La presión de agua u_w fue variada mientras que la presión de aire u_a se mantuvo constante hasta que el valor de succión deseado se alcanzó. Se aplicaron esfuerzos medios netos y esfuerzos desviadores de 23 y 10 kPa respectivamente para garantizar un contacto continuo entre el equipo triaxial y el espécimen de suelo. La etapa de eualización se asumió como completa una vez que el contenido de agua y las deformaciones volumétricas se estabilizaron (o cuando el contenido de agua fue menor de 0.04% por día).

Al finalizar la etapa de eualización, los esfuerzos isotrópicos netos p_{net} fueron incrementados en condiciones drenadas (bajo succión constante) mientras que las deformaciones volumétricas fueron registradas hasta que el esfuerzo isotrópico neto alcanzó el valor indicado en la Tabla VI.6 para cada muestra. Finalmente, el esfuerzo desviador q fue incrementado mientras que el esfuerzo confinante σ_3 y la succión permanecieron constantes.

Tabla VI.6 Esfuerzos confinantes σ_3 para los diferentes especímenes (kPa).

SM1	SI1	SI2	SI3	IW	I3	I2	IWD	A1	I1
100	200	400	600	200	150	200	200	400	600

La **Tabla VI.7** contiene el programa experimental seguido para cada una de las muestras y la condición bajo la cual se sujetó a diversos patrones de esfuerzos.

Tabla VI.7 Programa experimental para la Arcilla de Barcelona (Buenfil, 2007).

Identificación del ensayo	Etapas del ensayo	Descripción	Condición
I1	A: equilibrio de succión	s_0 a $s=600$ kPa en $p_{ua}=23$ kPa; $q=10$ kPa	No saturada
	B: compresión isotrópica	p_{ua} : 23-600 kPa en $s=600$ kPa; $q=10$ kPa	
	C: compresión triaxial drenada	$\sigma_r=cte=600$ kPa en $s=600$ kPa	
I2	A: equilibrio de succión	s_0 a $s=100$ kPa en $p_{ua}=23$ kPa; $q=10$ kPa	No saturada
	B: compresión isotrópica	p_{ua} : 23-200 kPa en $s=100$ kPa; $q=10$ kPa	
	C: compresión triaxial drenada	$\sigma_r =cte=200$ kPa en $s=100$ kPa	
I3	A: equilibrio de succión	s_0 a $s=10$ kPa en $p_{ua}=23$ kPa; $q=10$ kPa	No saturada
	B: compresión isotrópica	p_{ua} : 23-150 kPa en $s=10$ kPa; $q=10$ kPa	
	C: compresión triaxial drenada	$\sigma_r =cte=150$ kPa en $s=100$ kPa	
IW	A: equilibrio de succión	s_0 a $s=100$ kPa en $p_{ua}=23$ kPa; $q=10$ kPa	No saturada
	B: compresión isotrópica	p_{ua} : 23-200 kPa en $s=100$ kPa; $q=10$ kPa	
	C: reducción cuasi-continua de succión matricial bajo condiciones de relaciones de tensión q/p constante	s : 100-1 kPa en $p_{ua}=200$ kPa; $q = 10$ kPa	
	D: compresión triaxial drenada	$\sigma_r =cte.=200$ kPa en $s=cte.=0$ kPa	
IWD	A: equilibrio de succión	s_0 a $s=200$ kPa en $p_{ua}=23$ kPa; $q=10$ kPa	No saturada
	B: humedecimiento	$s = 200-0$ kPa	
	C: secado	$s = 0 - 100$ kPa en $p_{ua}=23$ kPa; $q=10$ kPa	
	D: compresión isotrópica	p_{ua} : 23-200 kPa en $s=100$ kPa; $q=10$ kPa	
	E: compresión triaxial drenada	$\sigma_r =cte=200$ kPa en $s=cte=100$ kPa	
A1	A: equilibrio de succión	s_0 a $s=100$ kPa en $p_{ua}=23$ kPa; $q=10$ kPa	No saturada
	B: compresión anisotrópica	p_{ua} : 14-200 kPa en $s=100$ kPa	

	C: descarga anisótropa	p - u : 200-115 kPa en $s=100$ kPa	
	D: recarga isotrópica	p - u : 115-400 kPa en $s=100$ kPa	
	E: compresión triaxial drenada	$\sigma_r = \text{cte.} = 400$ kPa en $s=100$ kPa	
SM1	A: saturación	en $p'=21$ kPa, $q=5$ kPa; $uw=30$ kPa	Saturada
	B: compresión anisótropa	p' : 12-200 kPa; $q=5$ -73 kPa	
	C: descarga anisótropa	p' : 200-100 kPa; $q=73$ -40 kPa	
	D: compresión isotrópica	p' : 100-300 kPa; $q=40$ kPa	
	E: descarga isotrópica	p' : 300-100 kPa; $q=36$ kPa	
SI1	A: saturación	en $p'=9$ kPa, $q=5$ kPa; $uw=3$ kPa	Saturada
	B: compresión isotrópica	p' : 6-200 kPa; $q=5$ kPa	
	C: compresión triaxial drenada	$s_r = \text{cte.} = 200$ kPa	
SI2	A: saturación	en $p'=21$ kPa, $q=5$ kPa; $uw=30$ kPa	Saturada
	B: compresión isotrópica	p' : 10-100 kPa; $q=5$ kPa	
	C: descarga isotrópica	p' : 100-50 kPa; $q=5$ kPa	
	D: compresión isotrópica	p' : 50-400 kPa; $q=5$ kPa	
	E: compresión triaxial drenada	$s_r = \text{cte.} = 400$ kPa	
SI3	A: saturación	en $p'=21$ kPa, $q=5$ kPa; $uw=30$ kPa	Saturada
	B: compresión isotrópica	p' : 10-600 kPa; $q=5$ kPa	
	C: compresión triaxial drenada	$\sigma_r = \text{cte.} = 600$ kPa	

Los resultados de las pruebas de resistencia se presentan en la Figura VI.15 en los ejes del esfuerzo neto y esfuerzo desviador. Las muestras bajo la misma succión se alinean en torno a una recta que contiene todos los estados de falla bajo la misma succión.

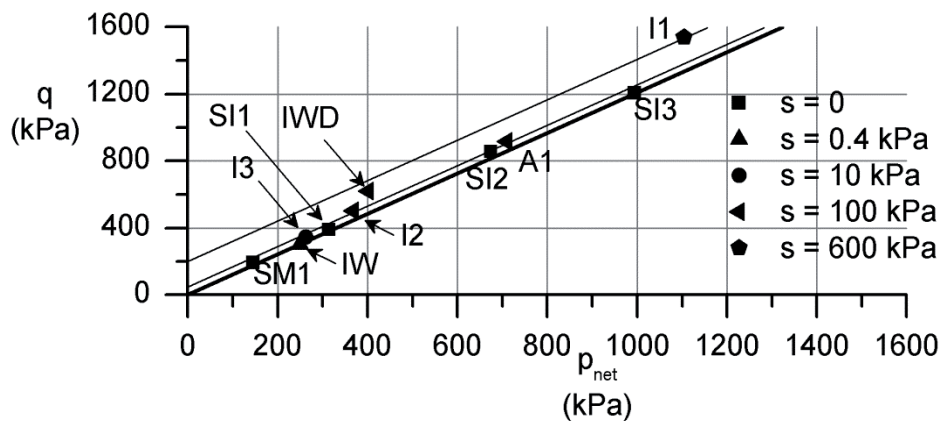


Figura VI.15 Resistencia al esfuerzo cortante de la Arcilla de Barcelona.

6.2.1.5 Interpretación de los resultados de resistencia en términos de esfuerzos efectivos

El objetivo es obtener los parámetros necesarios para interpretar los resultados de resistencia a la luz del concepto de esfuerzos efectivos mediante la Ecuación (71). Esto se hace simulando los cambios de humedad que sufre el suelo pasando por los estados de succión de las muestras de suelo sometidas a las pruebas de resistencia. Con esto se podrán obtener las fracciones volumétricas y sus grados de saturación mediante el modelo sólido-poroso descrito en el capítulo IV.

En la Figura VI.16 se indica la variación de los parámetros f^s , f^u y S_r^u como función del grado de saturación del suelo en estudio. El cálculo del esfuerzo efectivo se hace ahora mediante la introducción de dichos parámetros introduciéndolos en la Ecuación (73) para obtener el esfuerzo efectivo en la falla. El cálculo del esfuerzo efectivo de Bishop se hace introduciendo los parámetros en la Ecuación (72), cuya variación como función del grado de saturación del material se muestra en la Figura VI.17.

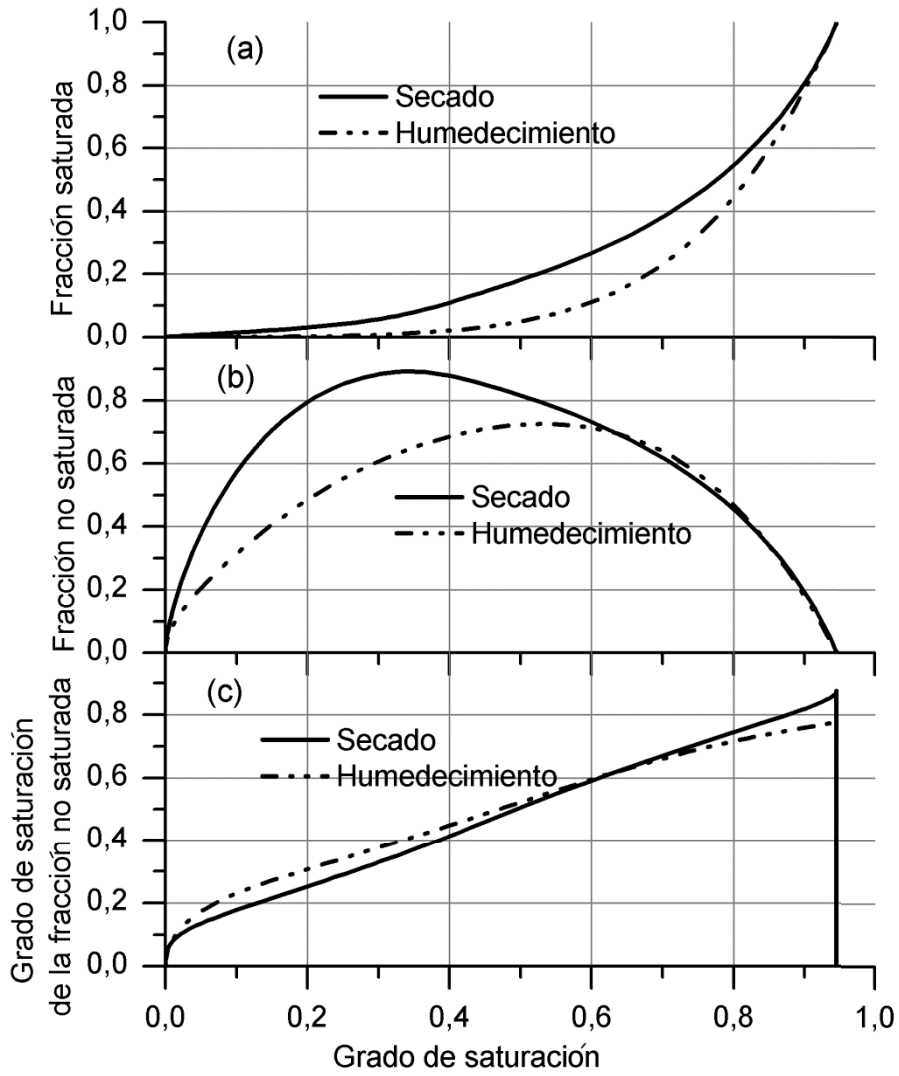


Figura VI.16 (a) Fracción saturada, (b) Fracción no saturada y (c) Grado de saturación de la fracción no saturada como función del grado de saturación de la Arcilla de Barcelona.

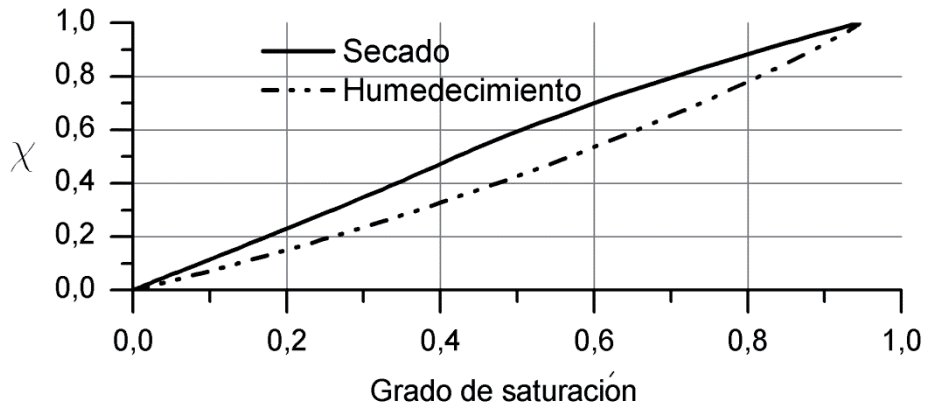


Figura VI.17 Parámetro χ para el suelo en humedecimiento y en secado

Ahora, con el esfuerzo efectivo en la falla, se pueden interpretar los resultados de resistencia en términos de esfuerzos efectivos los cuales se muestran en la Figura VI.18.

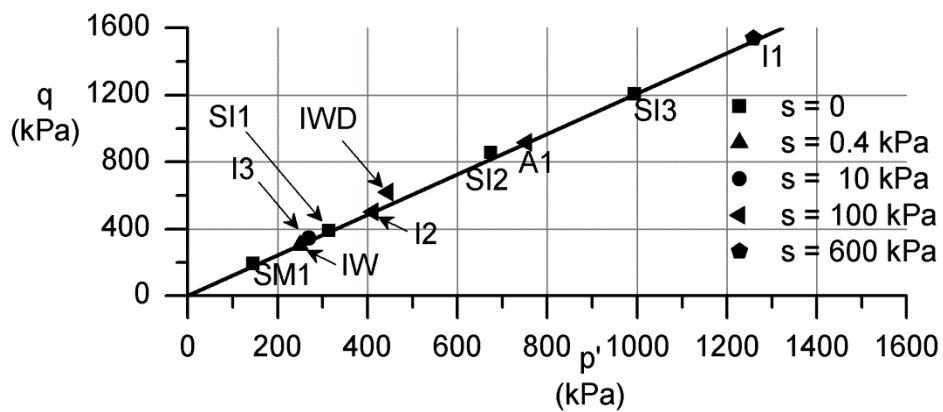


Figura VI.18 Simulación de la resistencia al esfuerzo cortante de la Arcilla de Barcelona en función de esfuerzos efectivos.

La Figura VI.18 muestra que los puntos de falla (p_f, q_f) se alinean independientemente de que el suelo se encuentre en estado saturado o en condición no saturada.

VI.3 Resultados experimentales de un gneiss residual (Futai y Almeida, 2005)

VI.3.1 Caracterización del material y evaluación de las propiedades de las muestras compactadas

Futai y Almeida (2005) conducen un estudio experimental sobre un suelo residual. Muestras de suelo cuyos contenidos de arcilla, limo y arena se encuentran en 46%, 9% y 45% respectivamente con contenidos de agua entre 31% y 32% fueron sometidas a patrones de humedecimiento-secado.

VI.3.2 Medición de la relación succión-humedad (CRAS) y granulometría de las muestras.

El ajuste teórico-experimental de la curva granulométrica se muestra en la Figura VI.19b. Los parámetros para realizar el ajuste se consignan en la Tabla VI.8 y se puede ver la distribución de tamaños de grano DTG en forma incremental en la Figura VI.20. El ajuste se logró considerando una distribución bimodal de sólidos.

Las CRAS fueron obtenidas utilizando dos diferentes técnicas: papel filtro y la técnica de traslación de ejes (ver Figura VI.19a). Se sigue un proceso de secado partiendo del estado saturado. La curva de retención muestra que el proceso fue detenido en un grado de saturación de 44.6% para seguir posteriormente un proceso de humedecimiento hasta una succión de 0.012 MPa.

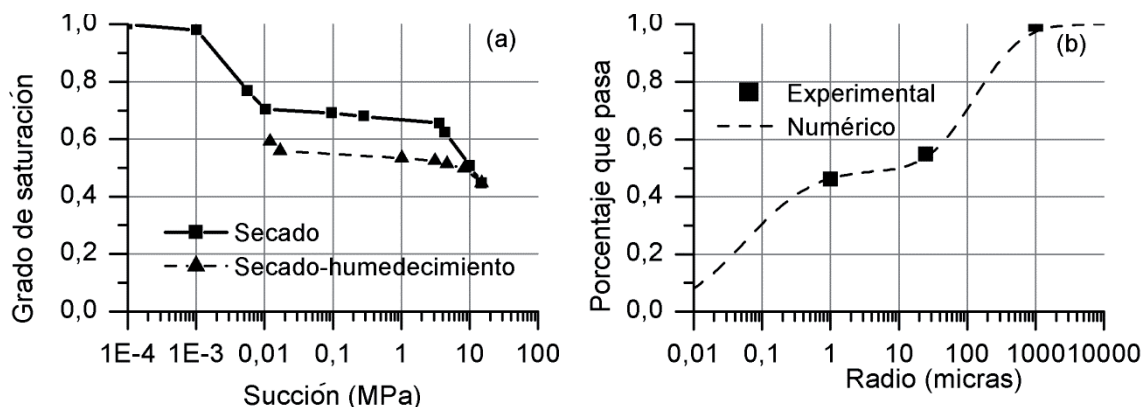


Figura VI.19 Ajuste numérico y experimental para a) Curva de retención agua-suelo y b) Distribución de tamaños de poro para el gneiss residual.

Los parámetros utilizados por el modelo sólido-poroso para reproducir las CRAS se muestran en la Tabla VI.8. Estos parámetros corresponden a las distribuciones de volumen relativo numéricas (N) de la Figura VI.20 junto con la distribución de tamaños de poro experimental (E) del material.

Tabla VI.8 Parámetros utilizados para reproducir la distribución granulométrica y la distribución de tamaños de poro del suelo residual.

	Valor medio de la distribución	Desviación estándar
Sólidos 1	6	3.5
Sólidos 2	0.0001	6
Macroporos	10	2.5
Mesoporos	0.0005	3
Enlaces 1	8	4
Enlaces 2	0.00001	13

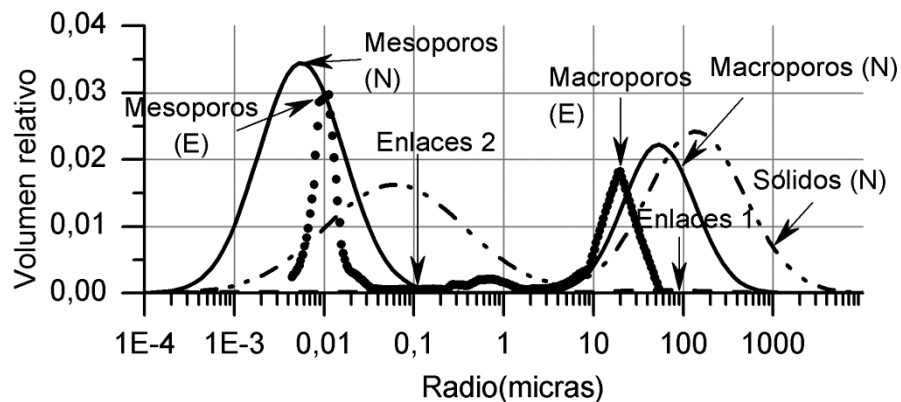


Figura VI.20 Distribuciones de tamaños teóricas (líneas) y experimentales (círculos) para un suelo residual.

En la Figura VI.21 se muestra el ajuste numérico (N) de las CRAS experimentales (E) utilizando el modelo sólido-poroso. Nótese la forma típica de la curva de retención para una distribución de tamaños de poro bimodal: primero un secado abrupto se sufrió por el suelo cuando la succión variaba entre 0.001 y 0.01 MPa. Después un subsecuente incremento en la succión solamente redujo ligeramente el grado de saturación. Finalmente cuando la succión fue

más allá de 5 MPa, los cambios abruptos en el grado de saturación ocurrieron una vez más. Este comportamiento se puede explicar por medio de la distribución de volumen relativo de la Figura VI.20: la primera etapa en la curva de retención es producida por el drenado de los macroporos y la segunda por el drenado de los mesoporos.

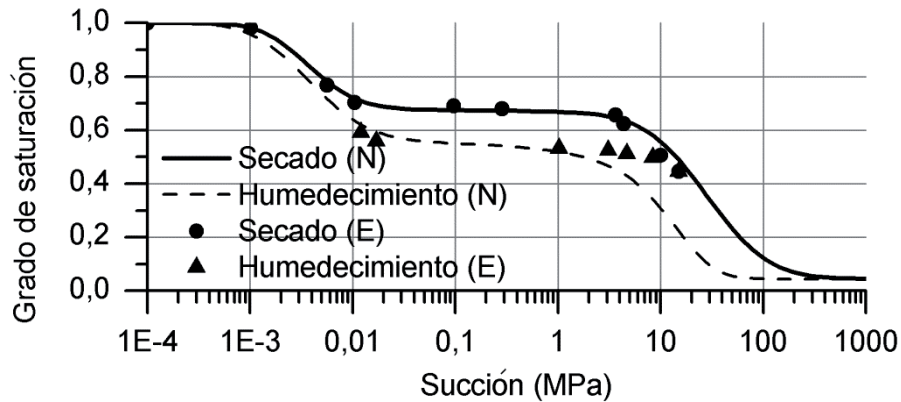


Figura VI.21 CRAS experimentales de un suelo residual.

VI.3.3 Compresión triaxial

Los resultados de las pruebas de resistencia con succión controlada sujetas a diferentes esfuerzos confinantes se presentan en la Figura VI.22. Las muestras inalteradas de suelo residual fueron llevadas inicialmente a una etapa de eculización y luego la succión fue incrementada hacia 100 o 300 kPa. Fueron necesarias de dos a tres horas para que las presiones de agua y aire se estabilizaran y después, las muestras se cargaron con el esfuerzo inicial de la Tabla VI.9.

Tabla VI.9 Esfuerzo medio neto inicial para las pruebas de compresión triaxial con succión controlada

Succión (kPa)	Esfuerzo medio neto inicial (kPa)
100	25, 50, 100, 200 and 400
300	25, 50, 100, 200 and 500

Después, las muestras se sujetaron a un incremento en el esfuerzo desviador en condiciones drenadas hasta la falla. Estos resultados se grafican en la Figura VI.22 junto con los resultados de las muestras probadas en condiciones saturadas.

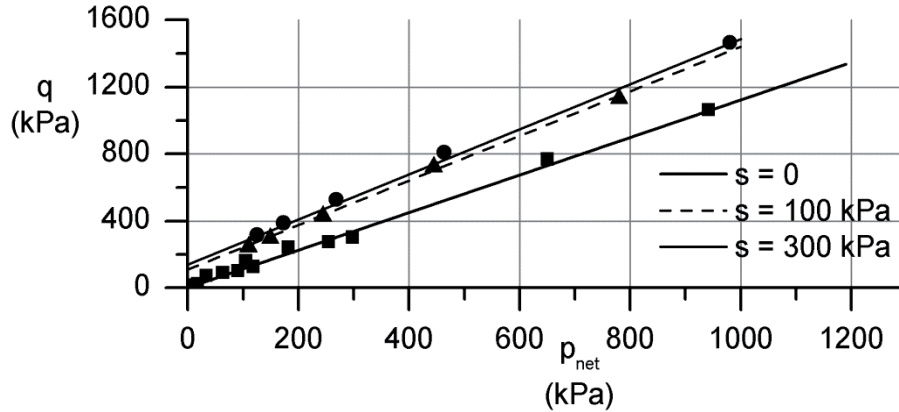


Figura VI.22 Resistencia al esfuerzo cortante de un suelo residual.

VI.3.4 Interpretación de los resultados de resistencia en términos de esfuerzos efectivos

Con los datos experimentales del material, es posible calcular los parámetros f^s , f^u y S_r^u mediante el modelo sólido-poroso y poder así determinar el esfuerzo efectivo para cualquier grado de saturación. Estos parámetros se encuentran graficados en la Figura VI.23 como función del grado de saturación. El parámetro $\chi = f^s + f^u S_r^u$ se puede calcular también y se encuentra graficado en la Figura VI.24.

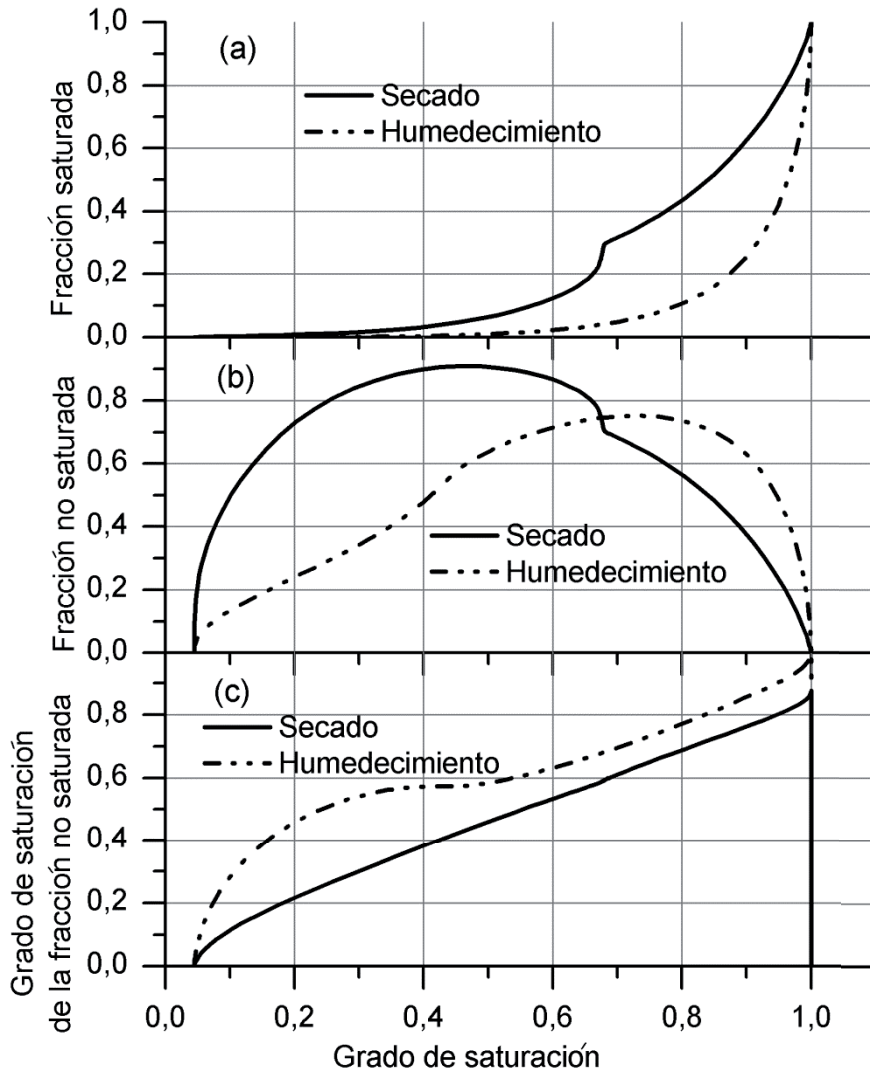


Figura VI.23 (a) Fracción saturada, (b) Fracción no saturada y (c) grado de saturación de la fracción no saturada como función del grado de saturación.

Nótese la influencia de las curvas de retención en estos parámetros. Primero, un cambio abrupto se puede observar en las curvas de secado para los tres parámetros a medida que el grado de saturación disminuye de 1 a 67%. Para las curvas de humedecimiento, un pequeño cambio en estas curvas se puede apreciar cuando el grado de saturación es mayor al 40%.

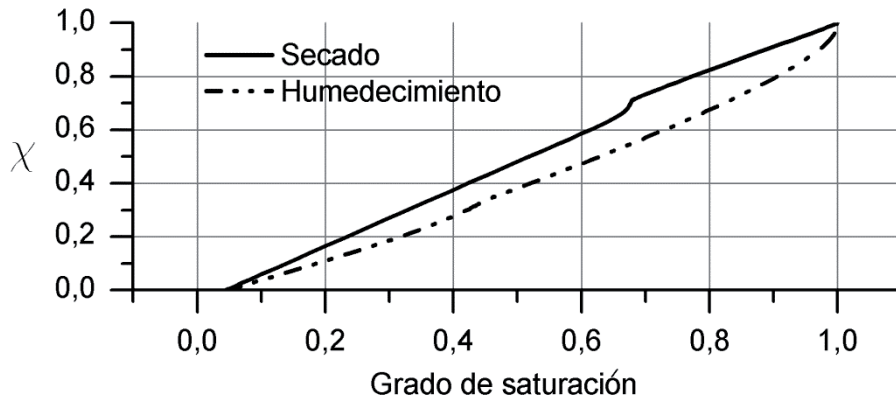


Figura VI.24 Parámetro χ para los patrones de humedecimiento y secado

Una vez definido el parámetro χ , es posible obtener la envolvente de resistencia al esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos como se presenta en la Figura VI.25. De nuevo, los estados de falla se alinean correctamente independientemente del estado de saturación del material, justo como el concepto de esfuerzos efectivos lo establece.

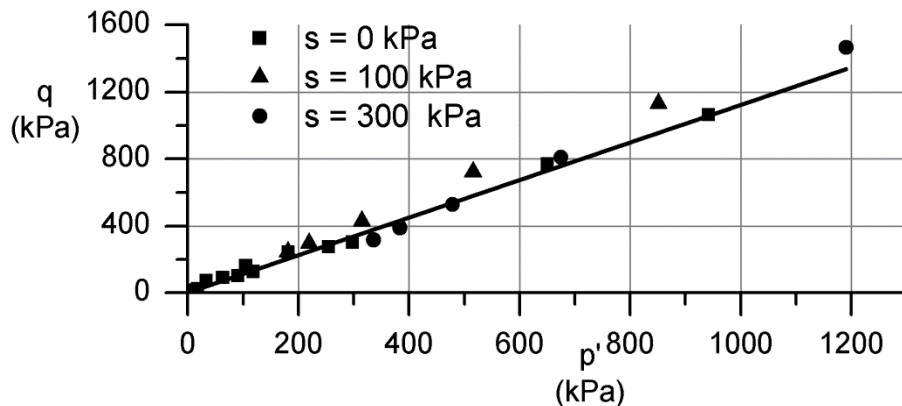


Figura VI.25 Resistencia al esfuerzo cortante de un suelo residual a través de esfuerzos efectivos.

VI.4 Resultados experimentales de una arena limosa

VI.4.1 Caracterización del material y evaluación de las propiedades de las muestras compactadas

Se trata de muestras de suelo recolectadas de la presa Lyell ubicada en la región centro-oeste de Australia. Las propiedades índice del suelo tomado en esa localidad muestra las

características indicadas en la Tabla VI.10. Se trata de una arena limosa de baja plasticidad que contiene un 50% de finos que pasan la malla #200, así como un 50% que pasa la malla #4 y que se retiene en la #200 (arena).

Tabla VI.10 Propiedades índice del suelo muestreado en la presa Lyell

Propiedad	Valor
Límite líquido %	15.20
Límite plástico %	N/A
Índice plástico %	N/A
Densidad relativa de sólidos	2.61
Grava %	0.00
Arena %	50.00
Total de finos %	50.00
Fracción arcillosa %	15.89
Clasificación SUCS	SM

El suelo fue inicialmente limpiado de impurezas para después someterlo a secado en el horno durante al menos 24 horas. Después, se humedeció el material con agua desalinizada hasta alcanzar una humedad de 8%. A continuación el material fue sometido a sellado hermético en bolsas de plástico perfectamente bien cerradas dejando homogeneizar la mezcla humedecida por al menos 48 horas.

VI.4.2 Medición de la relación succión-humedad (CRAS) y granulometría de las muestras.

Para estudiar la relación succión-humedad a través de la CRAS se fabricaron muestras del material con una relación de vacíos de 0.8 y una humedad de 8%. La densificación del material se indujo por el método de compactación estática utilizando un marco de carga que se muestra en la Figura VI.26 y aplicando una deformación vertical de 0.23 mm/min. El procedimiento fue repetido en diversas ocasiones para garantizar que la pérdida de humedad durante la fabricación de las muestras fuera despreciable. La humedad descendió en 0.1% al fabricar las muestras.



Figura VI.26 Marco de carga para fabricar las muestras para este estudio.

Se midió la succión inicial por medio de la técnica del papel filtro (Power et al., 2008) que este procedimiento inducía en las muestras, arrojando el valor de 56 kPa . La trayectoria de secado desde las condiciones iniciales de compactación hasta 345 kPa se ha efectuado empleando la técnica de traslación de ejes (Cresswell et al., 2008). La presión de aire es suministrada mediante un sistema de aire comprimido con un regulador de presión con alimentación de hasta 700 kPa . La presión se aplica hacia el interior de una cámara sellada que contiene un disco cerámico de alto con un valor de entrada de aire de $15,000 \text{ kPa}$ cuyo objetivo es inhibir el paso de aire permitiendo únicamente el paso de agua de las muestras que se encuentran en contacto con el disco como lo esquematiza la Figura VI.27.

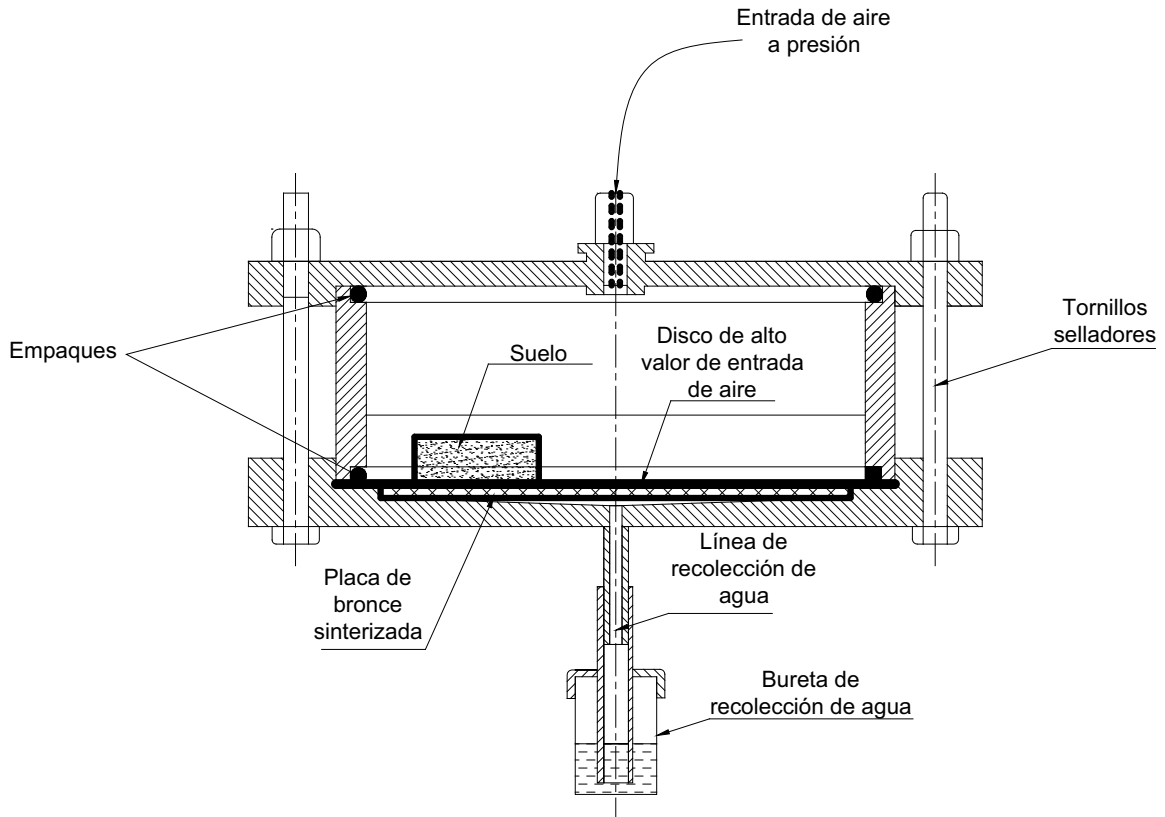


Figura VI.27 Esquema de la cámara de presión (superior). Imagen de la cámara de presión utilizada (inferior).

Después, la trayectoria de humedecimiento desde las condiciones iniciales de compactación hasta 10 *kPa* se aplicó por medio de la técnica de traslación de ejes. Para la aplicación adecuada de esta técnica en humedecimiento, se sugiere que los suelos presenten la fase de aire continua de tal manera que es imperativo supervisar un continuo contacto entre la fase líquida presentada en la línea de recolección y el disco cerámico.

Las gráficas de la curva de retención agua-suelo (CRAS) representan curvas de retención en trayectorias de secado y humedecimiento (Figura VI.28). La succión matricial se presenta en escala logarítmica para poder observar con mayor claridad los resultados obtenidos tanto en sus mayores valores como en los menores.

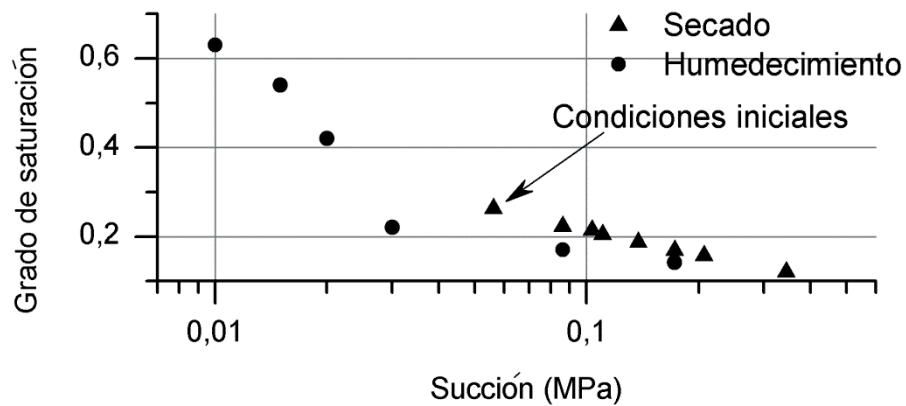


Figura VI.28 Curvas de retención agua-suelo del suelo muestreado en la presa Lyell.

El análisis granulométrico del material arroja el resultado indicado en la Figura VI.29. El análisis fue conducido por medio de la técnica del hidrómetro para las partículas cuyos diámetros son inferiores a la malla 200 (menor a 74 micras). Para partículas mayores, el cribado mecánico por mallas es la opción.

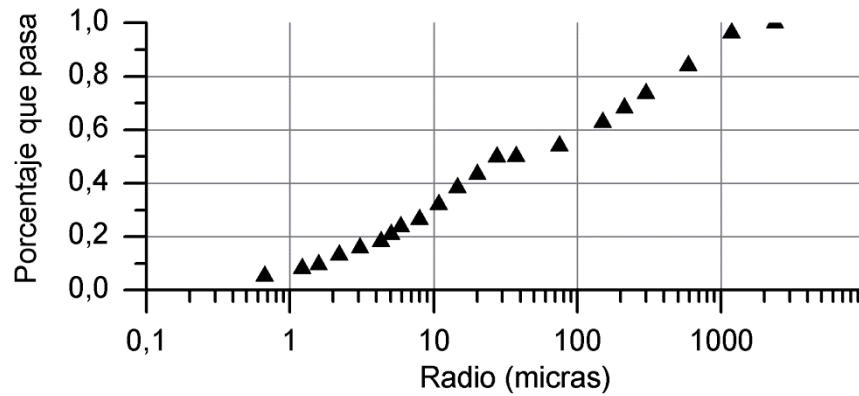


Figura VI.29 Análisis granulométrico de las muestras de suelo utilizadas para la investigación

Los parámetros utilizados por el modelo sólido-poroso para reproducir las CRAS se muestran en la Tabla VI.11. Estos parámetros corresponden a las distribuciones de volumen relativo de la Figura VI.30.

Tabla VI.11 Parámetros utilizados para reproducir la distribución granulométrica y la distribución de tamaños de poro del suelo de la presa Lyell.

	Valor medio de la distribución	Desviación estándar
Solidos 1	6.0	3.5
Solidos 2	0.01	6.0
Macroporos	1.3	4.0
Mesoporos	0.5	3.0
Enlaces 1	7.0	4.0
Enlaces 2	0.0001	13.0

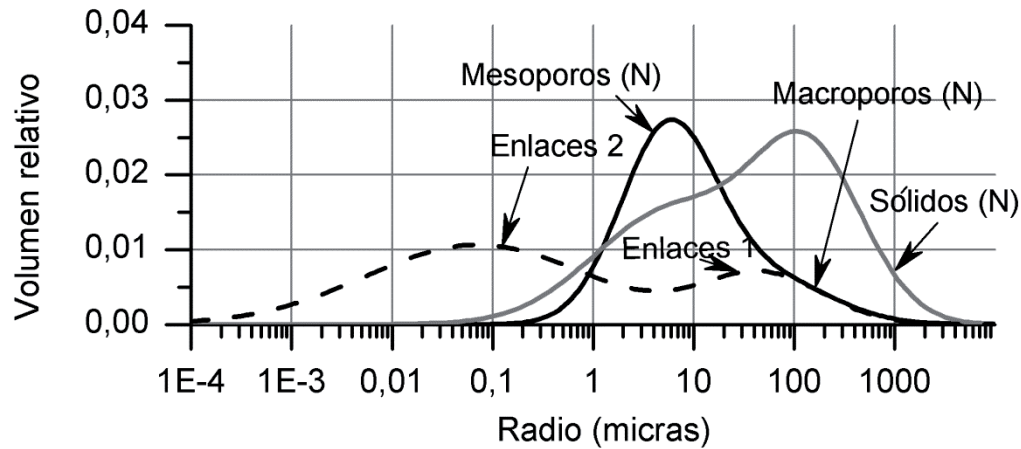


Figura VI.30 Distribuciones de tamaños teóricas y experimentales para las muestras fabricadas a partir del suelo de la presa Lyell.

En la Figura VI.31 se muestra el ajuste numérico (N) de las CRAS experimentales (E) utilizando el modelo sólido-poroso. Aquí, se consideró que el patrón inicial de secado, desde las condiciones iniciales de compactación hasta un valor de succión igual a 345 kPa es un patrón secundario y además, el punto inicial no se encuentra ubicado sobre ninguna de las ramas principales. Estas consideraciones se justifican si se considera el procedimiento de compactación de una muestra de suelo: al inicio, el material disgregado dentro del molde de compactación posee una relación de vacíos inicial que disminuye a medida que el material se densifica (esto se traduce en un incremento del grado de saturación considerando que la humedad del material no varía o varía poco). Después, cuando se retira el esfuerzo vertical (para colocar el material que formará la siguiente capa) el grado de saturación del material disminuye debido a que se incrementa la relación de vacíos. Esto último conduce a la muestra de suelo a través de un patrón de secado. Los continuos ciclos de secado-humedecimiento difícilmente derivarán en un estado succión-grado de saturación ubicado sobre la curva principal de la CRAS. Con esta información, se propone que el ajuste teórico de las CRAS principales posea la configuración indicada en la Figura VI.31.

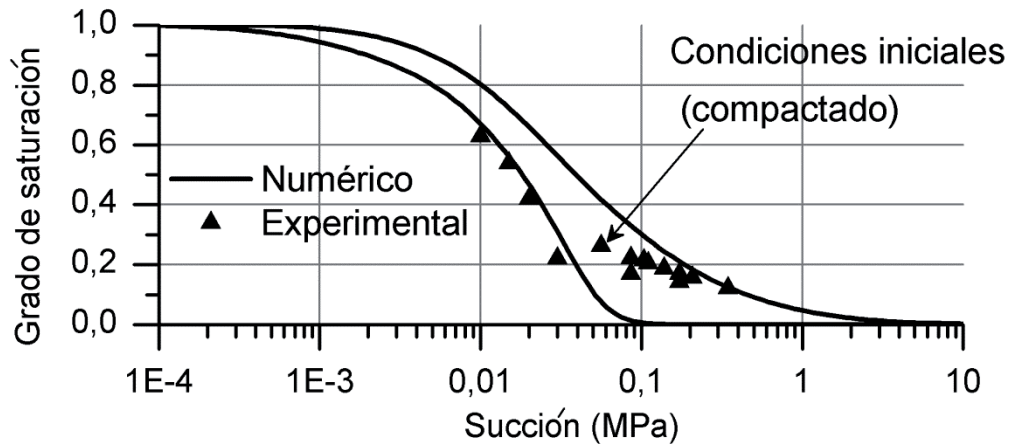


Figura VI.31 CRAS experimentales del suelo de la presa Lyell.

En la Figura VI.32 se observan graficadas, las distribuciones experimentales de volumen relativo sobrepuestas a las distribuciones utilizadas para obtener la CRAS de la Figura VI.31. El procedimiento para obtener las distribuciones experimentales mediante la porosimetría por intrusión de mercurio se realizó con un dispositivo Autopore IV de la serie 9500. La prueba consiste en montar una prueba en un penetrómetro que consta de un receptáculo que a su vez contiene la muestra el cual está conectado vástago capilar de precisión revestido de metal. El penetrómetro se sella y se coloca en un puerto de baja presión donde la muestra es evacuada para remover el aire y la humedad. El receptáculo del penetrómetro y el vástago capilar se llenan por contrapresión con mercurio. El exceso de mercurio es drenado hacia un repositorio y solo la cantidad necesaria permanece en el penetrómetro. A medida que la presión se incrementa en el penetrómetro llenado, el mercurio se introduce hacia los poros de la muestra, empezando con los de mayores dimensiones. Esto requerirá que el mercurio se desplace desde el vástago capilar hacia el receptáculo lo que dará como resultado una reducción en la capacitancia entre la ahora acortada columna localizada dentro del vástago y el revestimiento de metal en la superficie exterior del vástago. El instrumento automáticamente registra las mediciones de las presiones y el penetrómetro es movido hacia la cámara de alta presión donde se registran también las mediciones de presiones altas.

Para contrastar los resultados teóricos con los experimentales, la distribución bimodal de volumen relativo teórica se ha separado en macroporos y los mesoporos que la conforman. La distribución experimental indica un máximo local correspondiente a una dimensión de poro cuyo

radio es igual a 60 micras. Por otro lado, el máximo absoluto de los resultados experimentales se encuentra en un radio de poro de 4.5 micras.

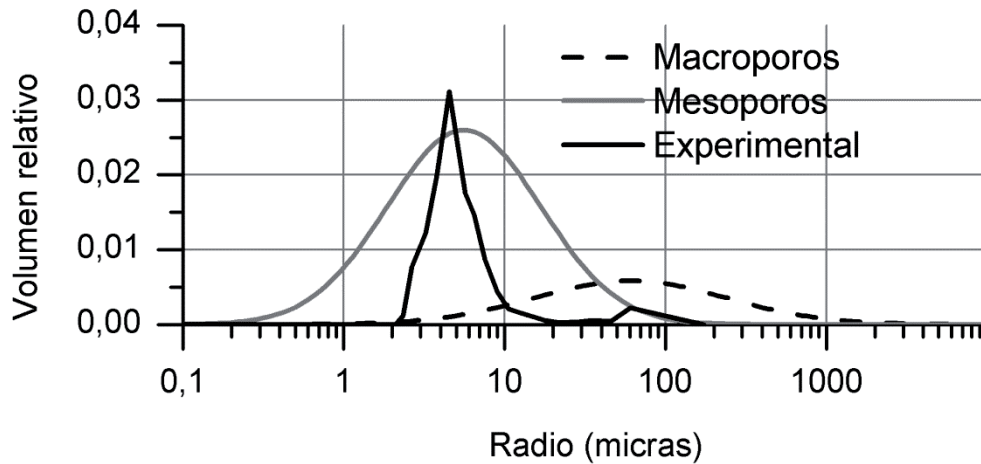


Figura VI.32 Comparación teórico-experimental de las distribuciones de volumen relativo.

La superposición de los resultados teóricos a los experimentales señala una coherencia en cuanto a la posición de los máximos locales de cada distribución. La ubicación de estos máximos locales predichos por el modelo sólido poroso corresponde precisamente a los reportados durante el análisis experimental de porosimetría. Por otro lado, la desviación estándar, o la *amplitud* de cada distribución son apreciablemente diferentes. Esto último encuentra su explicación en la precisión del dispositivo utilizado para registrar las más mínimas variaciones en el volumen del mercurio contenido al interior del penetrómetro, y en el procedimiento propio de inyección de mercurio. En relación a la inyección de mercurio. Los poros de mayores dimensiones disminuyen su participación en volumen al interior de la muestra al verse sometidos a las crecientes presiones las cuales son necesarias para forzar el mercurio al interior de la muestra.

VI.4.3 Compresión triaxial

Los resultados de las pruebas de resistencia con succión controlada sujetas a diferentes esfuerzos confinantes se presentan en la Figura VI.33. Las muestras fueron llevadas inicialmente a una etapa de ecualización partiendo de las condiciones iniciales de compactación. La succión fue incrementada hacia 170 o 235 kPa. La estabilización de las presiones de agua y aire se dieron

después de 2 o 3 días. A continuación, las muestras se cargaron con el esfuerzo inicial de la Tabla VI.12.

Tabla VI.12 Esfuerzo medio neto inicial para las pruebas de compresión triaxial con succión controlada

Succión (kPa)	Esfuerzo medio neto inicial <i>kPa</i>	Esfuerzo medio neto en la falla <i>kPa</i>
170	123, 200 y 350	250, 390.78 y 688.58
235	167, 260 y 465	350, 521.52 y 837.29

Después, las muestras se sujetaron a un incremento en el esfuerzo desviador en condiciones drenadas hasta la falla. La velocidad de aplicación del esfuerzo desviador fue de 0.02 mm / min . Los estados últimos de falla se grafican en la Figura VI.33.

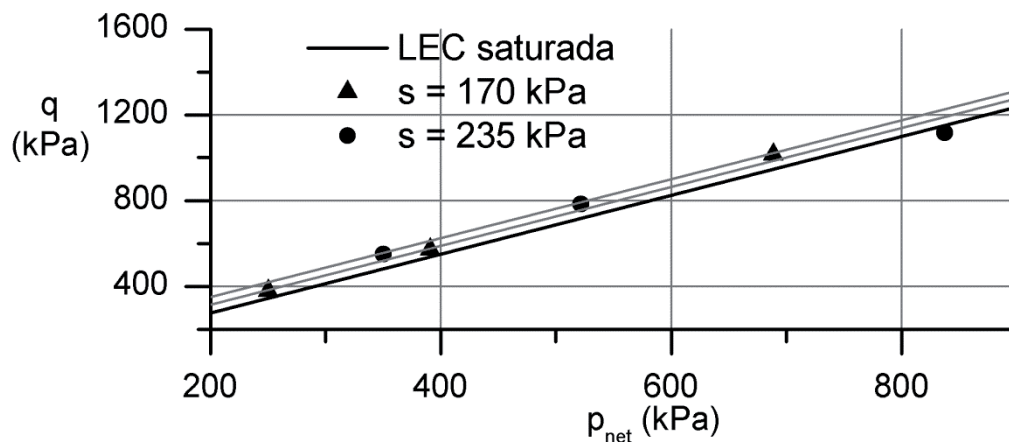


Figura VI.33 Resistencia al esfuerzo cortante del suelo de la presa Lyell.

VI.4.4 Interpretación de los resultados de resistencia en términos de esfuerzos efectivos

Con los datos experimentales del material, es posible calcular los parámetros f^s , f^u y S_r^u mediante el modelo sólido-poroso y poder así determinar el esfuerzo efectivo para cualquier grado de saturación. Estos parámetros se encuentran graficados en la Figura VI.23 como función del grado de saturación. El parámetro $\chi = f^s + f^u S_r^u$ por tanto, permite el cálculo del esfuerzo efectivo.

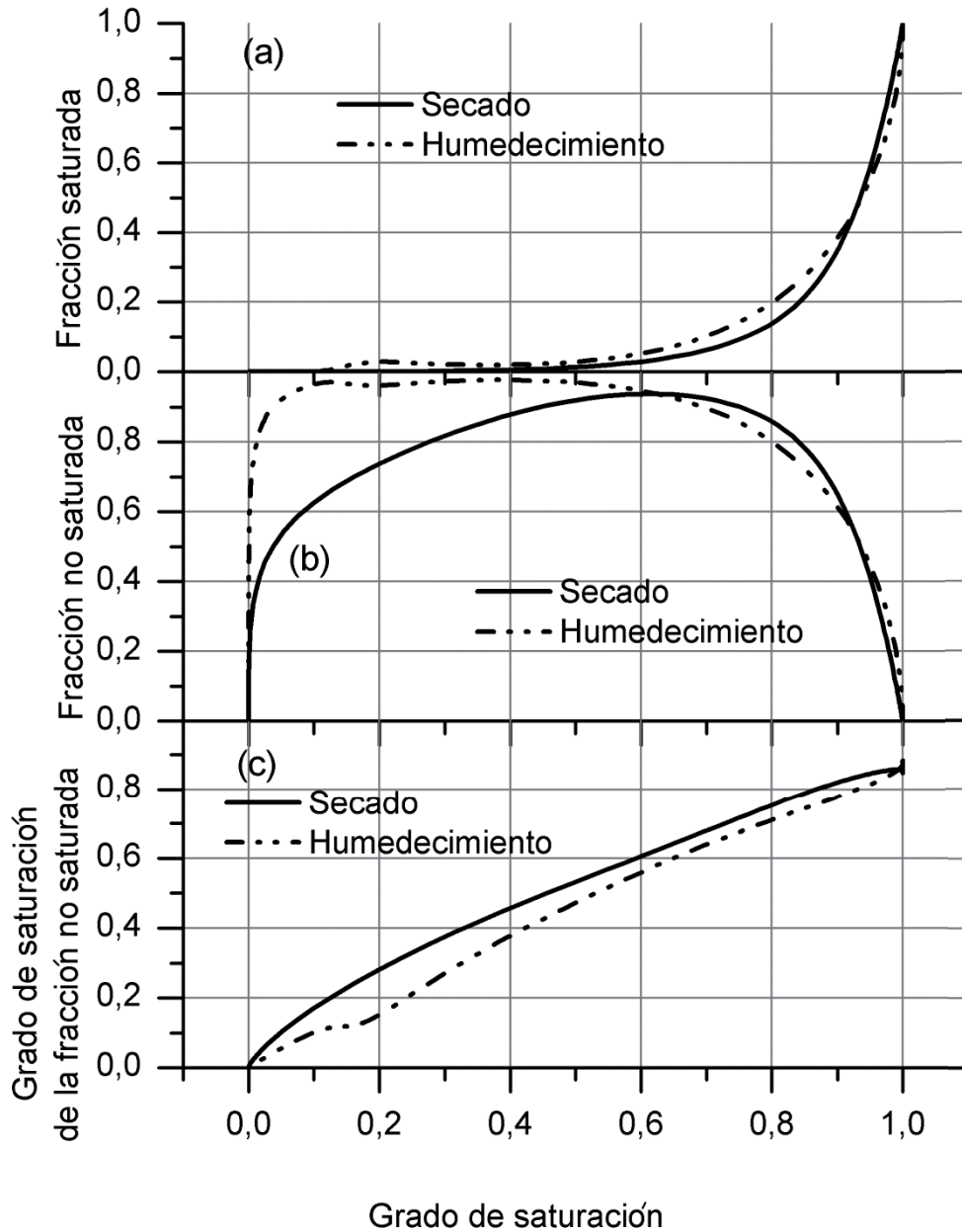


Figura VI.34 (a) Fracción saturada, (b) Fracción no saturada y (c) grado de saturación de la fracción no saturada como función del grado de saturación del suelo de la presa Lyell.

En la Figura VI.34 puede apreciarse que el grado de saturación de la fracción no saturada y la fracción no saturada siguen patrones distintos. Por otro lado, la Figura VI.34a exhibe un patrón de fracción saturada prácticamente igual en secado y en humedecimiento. En la Figura VI.35 se grafica la fracción seca para el mismo suelo en secado y humedecimiento. La fracción seca adquiere valores mayores en secado que en humedecimiento. Sin embargo,

recordando la Ecuación (71), la fracción seca no interviene en la determinación del esfuerzo efectivo. Por otro lado, la Ecuación (71) sí exige la participación de la fracción saturada y su grado de saturación (igual a la unidad). Sin embargo, la fracción saturada se ve incrementada prácticamente hasta que alcanza el valor de entrada de aire de la CRAS. Debido a esto, la fracción no saturada es la que contribuye a la resistencia del material desde el punto de vista de la ecuación de esfuerzos efectivos hasta el valor de entrada de aire del material.

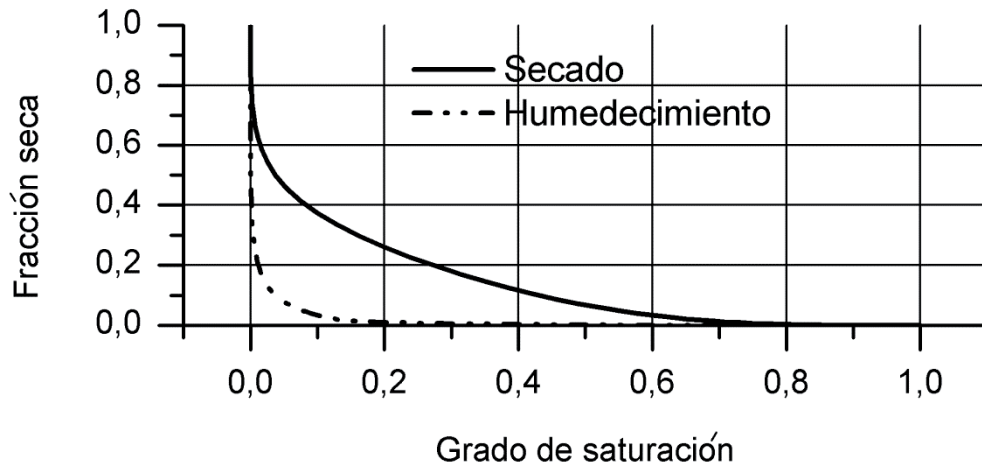


Figura VI.35 Fracción seca como función del grado de saturación del suelo de la presa Lyell.

Con los elementos necesarios para definir el parámetro χ , es posible obtener la envolvente de resistencia al esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos como se presenta en la Figura VI.25. De nuevo, los estados de falla se alinean correctamente independientemente del estado de saturación del material, justo como el concepto de esfuerzos efectivos lo establece.

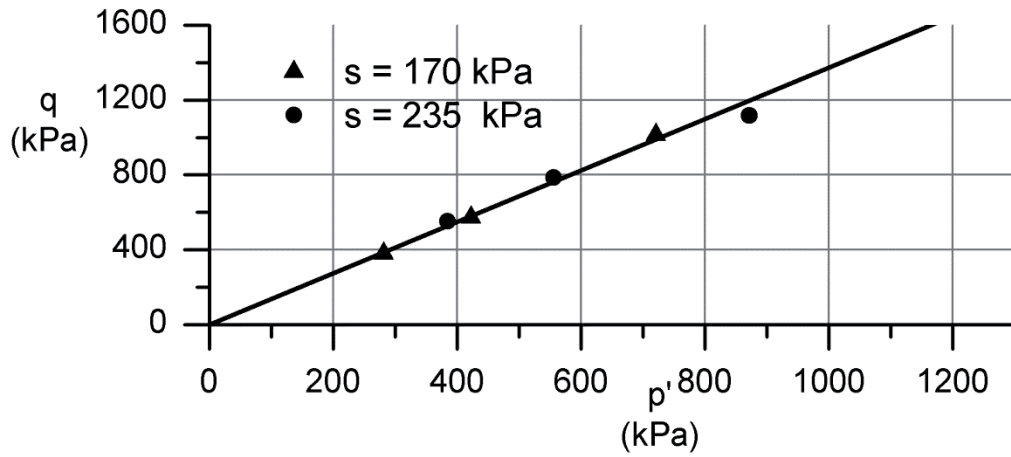


Figura VI.36 Resistencia al esfuerzo cortante de un suelo residual a través de esfuerzos efectivos.

Los estados últimos de falla se alinean en torno a la línea del estado crítico para condiciones saturadas cumpliendo así los preceptos del concepto del esfuerzo efectivo.

CAPÍTULO 7:

VII. VALIDACIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO PARA SUELOS NO SATURADOS

VII.1 Resultados experimentales de un gneiss residual (Futai y Almeida, 2005)

La clasificación y propiedades de las muestras utilizadas en este trabajo experimental reportado por (Futai y Almeida, 2005) se indican en el capítulo 6.

VII.1.1 Pruebas de compresión isotrópica bajo succión constante

7.1.1.1 Pruebas saturadas

La Figura VII.1 muestra las comparaciones teórico-experimentales de una muestra de suelo saturada sometida a esfuerzos isotrópicos de compresión. Los parámetros de compresibilidad del material λ y κ son iguales a 0.2 y 0.05, respectivamente. Estos últimos se obtienen por inspección gráfica, como ya se dijo, de un análisis de los datos experimentales de pruebas de compresibilidad isotrópica en muestras saturadas.

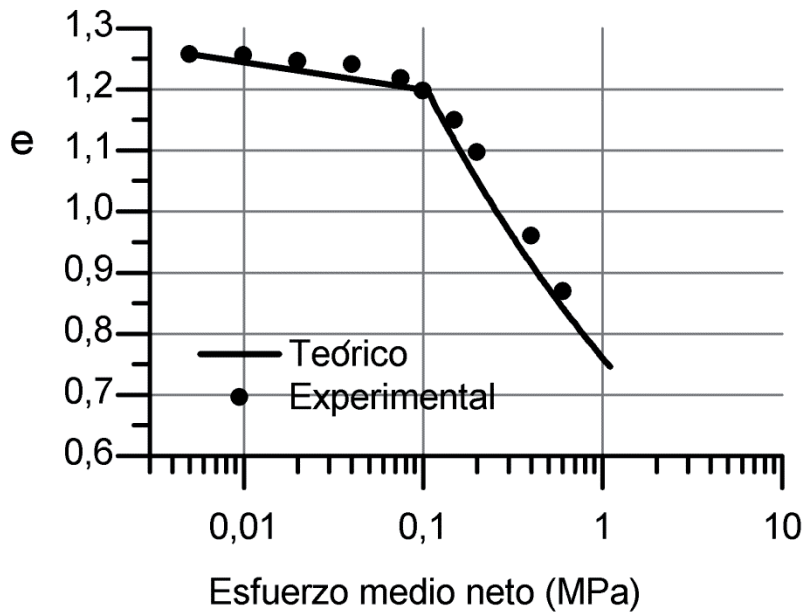


Figura VII.1 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión nula (condición saturada).

Las comparaciones teórico-experimentales muestran que la ecuación propuesta en este trabajo para predecir las deformaciones volumétricas es adecuada como lo muestra la Figura VII.1.

En las muestras de suelo cuya succión es mayor al valor de entrada de aire s_e , la configuración inicial de la superficie LCYS se obtiene partiendo de las siguientes dos consideraciones. Primero, los resultados experimentales muestran que en la obtención de muestras, ellas contenían de un 80% a un 96% de saturación (Futai et al., 2004). Segundo, se acepta que el material se encuentra en estado normalmente consolidado debido a su naturaleza residual. En este sentido, se acepta que el suelo se encontraba inicialmente saturado y en estado normalmente preconsolidado con un esfuerzo efectivo igual a 0.1 MPa.

7.1.1.2 Succión = 300 kPa

Partiendo del razonamiento anterior, para los fines de la determinación de la superficie LCYS, el suelo se puede considerar que partió del estado de esfuerzos definido por el punto A (ver Figura VII.2). Este estado inicial de esfuerzos corresponde al esfuerzo de preconsolidación del material en estado saturado.

La trayectoria de secado para una muestra sujeta a una succión de 0.3 MPa se muestra en la Figura VII.2. Ésta evoluciona de acuerdo lo estipulado en el capítulo 5. Para este caso, el incremento de esfuerzo neto por aplicación de succión es $\Delta p_{A-B}' = \chi_{0.3}(0.3) = 0.19$ (MPa). El valor $\chi_{0.3} = 0.63$ (y los correspondientes a succiones menores) se obtienen mediante el modelo sólido-poroso como se describió en el capítulo 5. En este sentido, el estado de esfuerzos en el punto B será $p_B' = p_A' + \Delta p_{A-B}' = 0.29$. Por lo tanto, de acuerdo a la Ecuación (74) el incremento de esfuerzo de preconsolidación por inducción de succión es $dp_0 = 0.19$ y el esfuerzo de preconsolidación por incremento de succión alcanza el valor de $0.29 + 0.19 = 0.48$ MPa (punto D). La superficie de fluencia $LCYS_0$ evoluciona paralela justamente con un valor igual a 0.19 MPa.

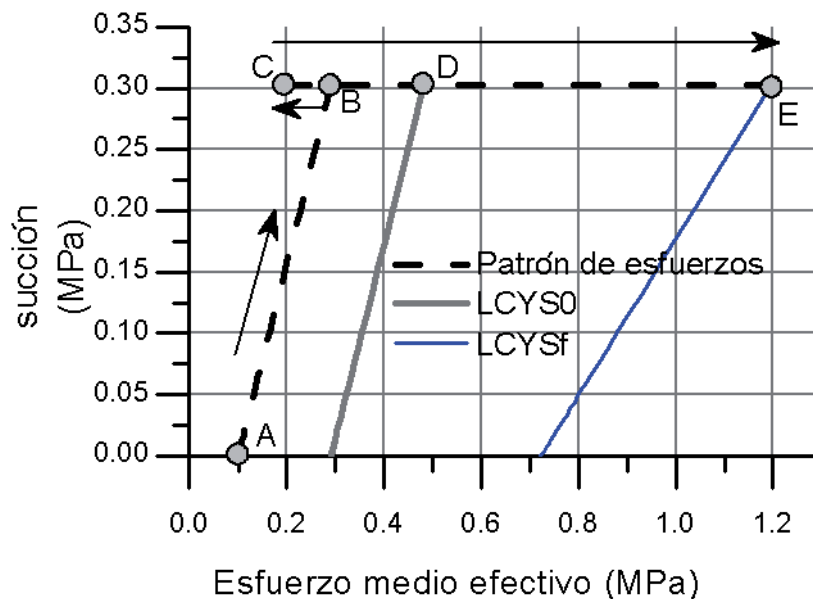


Figura VII.2 Estado inicial de esfuerzos y evolución de la superficie LCYS hacia 300 kPa de succión.

Terminada la etapa de ecualización, la muestra se monta en el equipo triaxial bajo un esfuerzo neto de 0.005 MPa. El estado inicial de esfuerzos efectivos será entonces la contribución del esfuerzo neto más la cohesión aparente conferida por la succión $p_C' = 0.005 + 0.19 = 0.195$. A partir de este estado preconsolidado, la muestra es sometida a un incremento drenado de presión isotrópica neta (Figura VII.3).

Nótese que la forma de la superficie de fluencia es prácticamente una línea recta en el espacio bidimensional de escala natural. Hay que recordar que la superficie de fluencia tiene relación directa con la CRAS, de manera que esta última definirá la forma que se adopte. En este sentido, se aprecia que la CRAS del material (Figura VI.21) varía poco o nada en los rangos de succión de 100 a 300 kPa en la rama de secado.

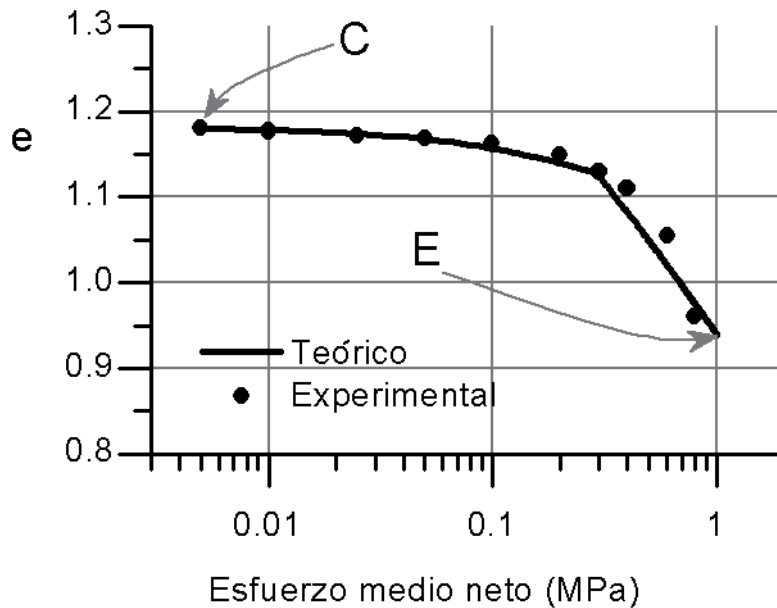


Figura VII.3 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión de 300 kPa.

La Figura VII.3 muestra los resultados experimentales de las deformaciones volumétricas que sufre la muestra sometida a incrementos de esfuerzo isotrópico. Las predicciones del modelo propuesto muestran que es capaz de reproducir el esfuerzo de preconsolidación del material además de las deformaciones volumétricas adecuadamente. Nótese además que, la superficie $LCYS_f$ (Figura VII.2) adopta una configuración final cuya pendiente es menor a la pendiente de la superficie de fluencia inicial. La configuración de $LCYS_f$ fue determinada por medio de lo estipulado en el capítulo 5, Ecuación (79).

7.1.1.3 Succión = 100 kPa

La trayectoria de secado y evolución de una muestra de suelo residual con una succión de 100 kPa y sujeta a esfuerzos de compresión isotrópica se muestra en la Figura VII.4. En este

caso, la muestra se condujo a una etapa de ecualización de 100 kPa. La superficie de fluencia inicial $LCYS_0$, final $LCYS_f$ y la trayectoria de esfuerzos, se muestra en la Figura VII.4.

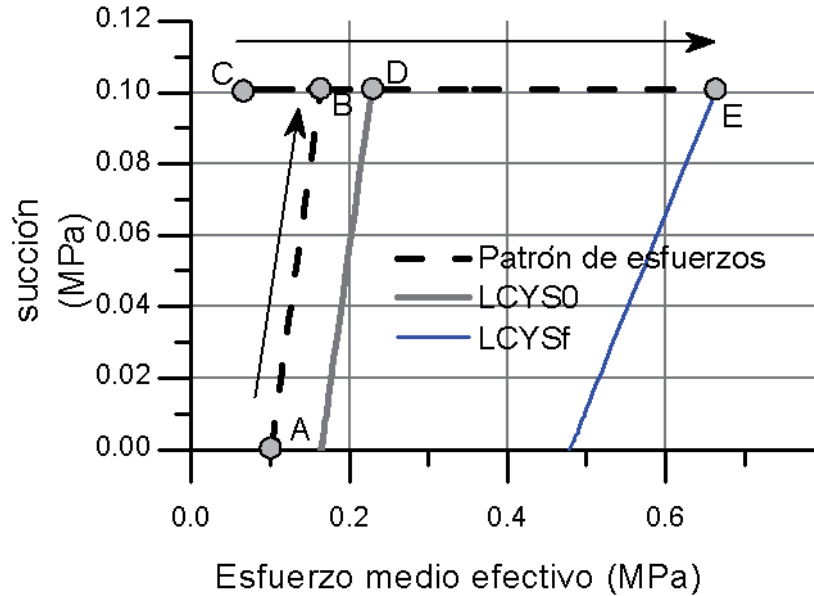


Figura VII.4 Estado inicial de esfuerzos y evolución de la superficie LCYS hacia 100 kPa de succión.

Para este caso, el incremento de esfuerzo neto por aplicación de succión es $\Delta p_{A-B}' = \chi_{0.1} 0.1 = 0.06$ (MPa). En este sentido, el estado de esfuerzos en el punto B será $p_B' = p_A' + \Delta p_{A-B} = 0.16$. Por lo tanto, de acuerdo a la Ecuación (74) el incremento de esfuerzo de preconsolidación por inducción de succión es $dp_0 = 0.06$. La superficie de fluencia $LCYS_0$ evoluciona paralela justamente con un valor iguala 0.06 MPa. Este proceso provee al material de un esfuerzo de preconsolidación efectivo de 0.22 MPa (punto D) que corresponde a un esfuerzo de preconsolidación neto de 0.16 MPa.

Terminada la etapa de ecualización, la muestra se monta en el equipo triaxial bajo un esfuerzo neto de 0.001 MPa. El estado inicial de esfuerzos efectivos será entonces la contribución del esfuerzo neto más la cohesión aparente conferida por la succión $p_C' = 0.001 + 0.06 = 0.061$. A partir de este estado preconsolidado, la muestra es sometida a un incremento drenado de presión isotrópica neta (Figura VII.5).

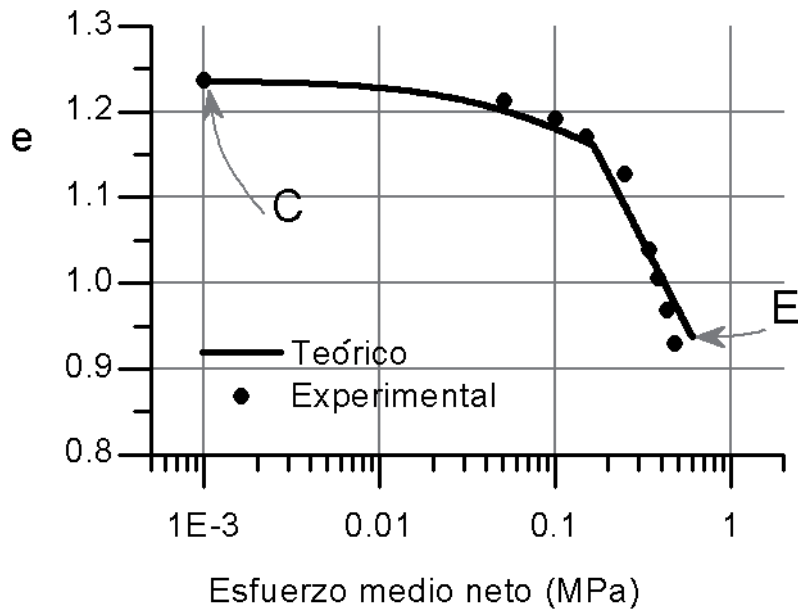


Figura VII.5 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión de 100 kPa.

Las predicciones del modelo propuesto (Figura VII.5) muestran que es capaz de reproducir el esfuerzo de preconsolidación del material además de las deformaciones volumétricas adecuadamente.

7.1.1.4 Comparación teórico-experimental de los estados de preconsolidación

Finalmente, en la Figura VII.6 se comparan los estados de preconsolidación experimentales del material con los predichos por el modelo.

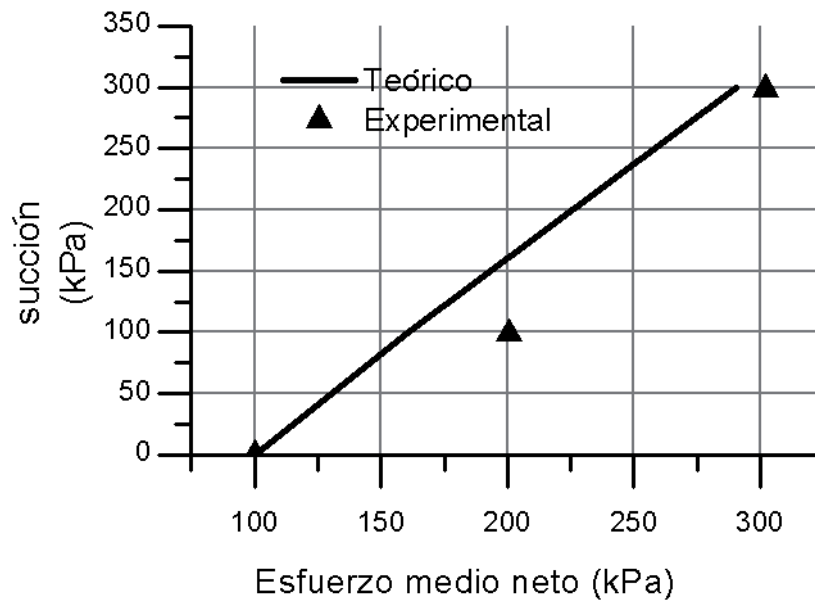


Figura VII.6 Comparaciones teórico-experimentales entre los estados de fluencia predichos por el modelo propuesto y los obtenidos en laboratorio.

Para explicar la discrepancia que existe entre las predicciones y los resultados experimentales de la Figura VII.6 se toma en cuenta la manera en que se construyó la superficie LCYS. Ésta se construyó considerando que el material se encontraba inicialmente saturado para después hacer evolucionar la superficie de fluencia hasta el punto correspondiente al nivel de succión de la eculización. Esto haría que se condujera al suelo por un patrón de secado sobre la rama principal de la CRAS. La naturaleza residual de las muestras de suelo utilizadas en este estudio impide determinar la posición exacta de la relación succión-humedad en la curva característica. Estas complicaciones, aunado a que no se midió el estado inicial de succión de las muestras complica la determinación precisa de la superficie LCYS. Por otro lado, los resultados experimentales en relación a las predicciones de las deformaciones volumétricas son adecuados como se muestra en la Figura VII.1, Figura VII.3 y Figura VII.5.

Finalmente, la Figura VII.7 se presenta para subrayar la influencia de la succión en la compresibilidad del suelo en cuestión. Las comparaciones numérico-experimentales muestran que la ecuación de compresibilidad utilizada es adecuada para predecir las deformaciones volumétricas del suelo en estudio.

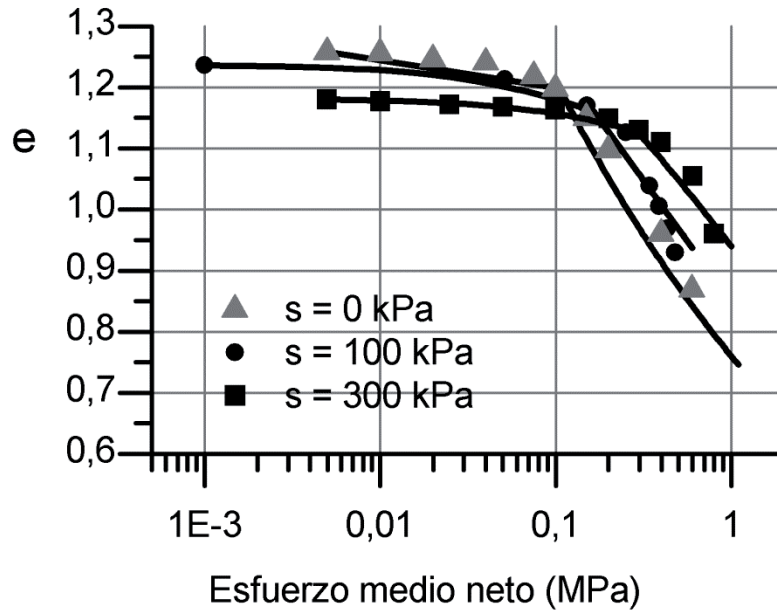


Figura VII.7 Influencia de la succión en las curvas de compresibilidad. Comparaciones teórico-experimentales

Un análisis de correlación entre los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo constitutivo se muestra en la Figura VII.8. Para hacer posible la comparación entre muestras con diferentes grados de saturación, los resultados del análisis se normalizan reemplazando la variable e por e/e_0 , donde e_0 es la relación de vacíos inicial al inicio del proceso de compresión.

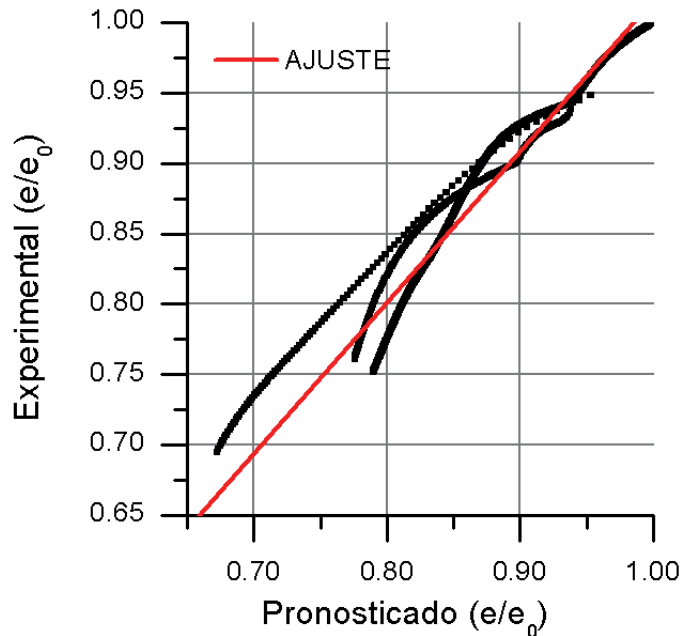


Figura VII.8 Análisis de correlación de los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo.

Los parámetros derivados del análisis estadístico para la línea de mejor ajuste en la Figura VII.8 son la pendiente $m = 1.073$, la intersección con el eje de las ordenadas $b = -0.057$. Así mismo, se obtienen el error cuadrático medio $RMSE = 0.01579$ y el coeficiente de correlación múltiple al cuadrado $R^2 = 0.955$.

VII.1.2 Pruebas de compresión triaxial bajo succión constante

7.1.2.1 Pruebas saturadas

Se condujo un programa experimental consistente en pruebas de compresión triaxial drenada en muestras saturadas del mismo material para estudiar las características de resistencia al esfuerzo cortante. Inicialmente, las muestras fueron sometidas diferentes esfuerzos confinantes (100, 200, 400 y 600 kPa) (Futai et al., 2004). Habiéndose disipado toda presión de poro, se aplicó un estado de compresión triaxial convencional drenada a las muestras saturadas donde $dq / dp = 3$. Las trayectorias de carga se muestran en la Figura VII.9.

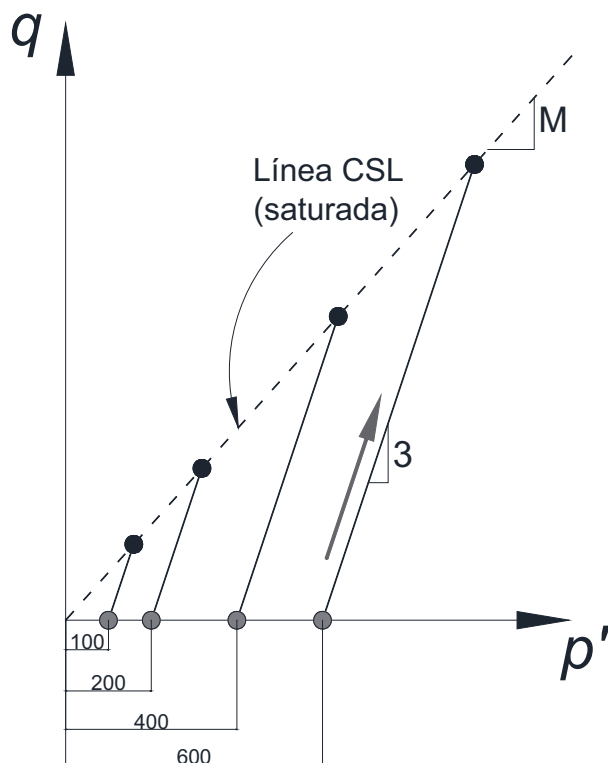


Figura VII.9 Trayectoria de carga de pruebas drenadas de compresión triaxial en muestras saturadas.

Para simular el comportamiento esfuerzo-deformación del material al recorrer dichas trayectorias de carga, se aplican las Ecuaciones constitutivas (60) y (67). El estado inicial de esfuerzos es $p'_{ini} = 5.00$ kPa y $q = 0.00$ kPa que le confiere la característica de ser un material preconsolidado debido a que $p_0' > p'_{ini}$ donde p_0' es el esfuerzo de preconsolidación de las muestras en estado saturado el cual es igual a 100 kPa. Las cuatro muestras parten del esfuerzo inicial de confinamiento (5.00 kPa) y después alcanzan 100, 200, 400 y 600 kPa.

Los parámetros necesarios para reproducir un comportamiento elastoplástico del material se consignan en la Tabla VII.1.

Tabla VII.1 Parámetros constitutivos de resistencia y deformación volumétrica.

M	λ	κ	G (MPa)	p_0' (MPa)	e (Relación de vacíos inicial)
1.14	0.2	0.05	10	0.1	1.2578

La pendiente M se obtuvo de los estados últimos de falla de muestras de suelo sometidas a compresión triaxial en Futai et al. (2004). Los parámetros p_0' , λ y κ se obtuvieron por inspección de la Figura VII.1. La Figura VII.10 a la Figura VII.13 muestran las comparaciones teórico-experimental de muestras de gneiss residual sometidas a compresión triaxial.

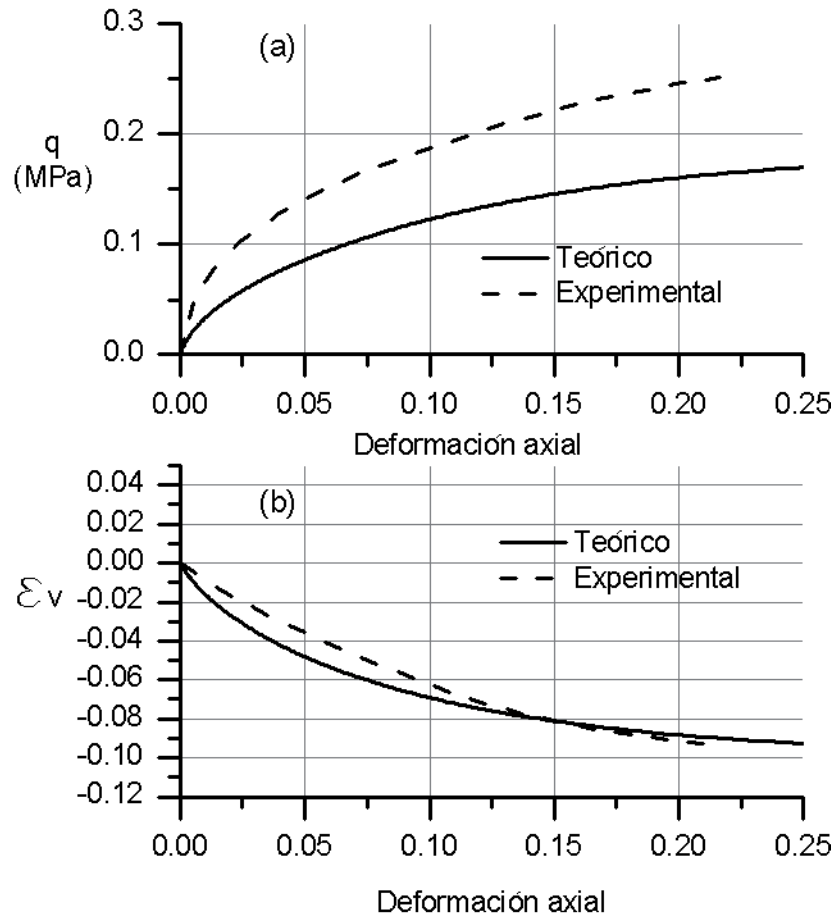


Figura VII.10 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 100 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

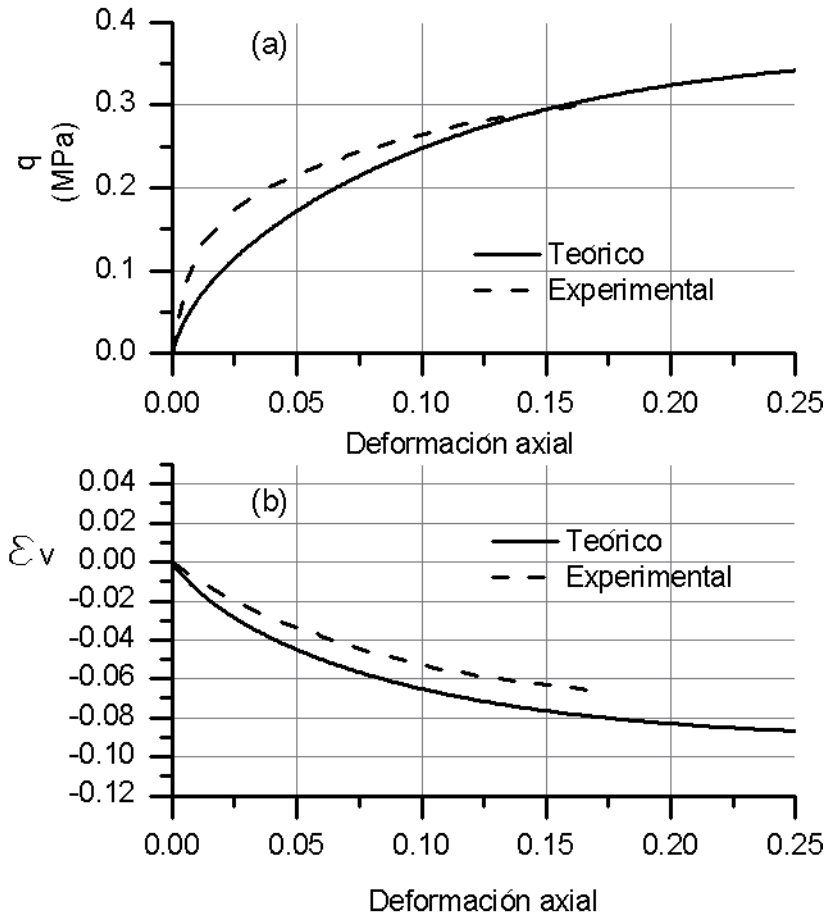


Figura VII.11 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 200 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

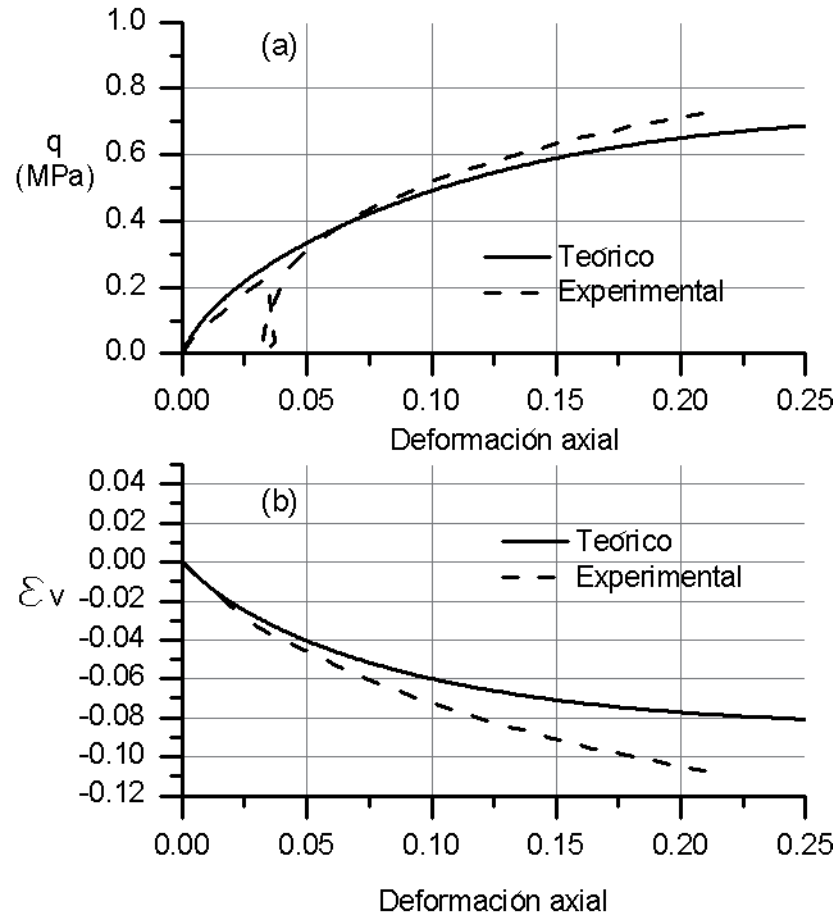


Figura VII.12 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 400 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

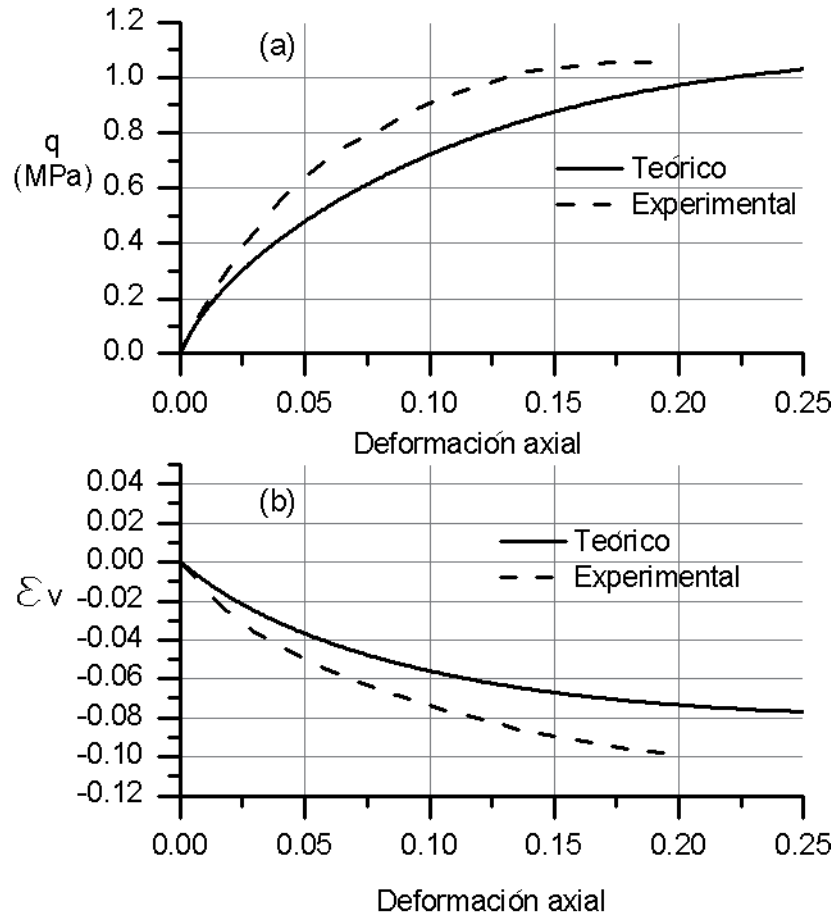


Figura VII.13 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 600 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

Las comparaciones teórico-experimentales muestran que el modelo es adecuado para simular las características esfuerzo-deformación de suelos sometidos a compresión triaxial. En la Figura VII.14 se agrupan las comparaciones numérico-experimental contenidas en la Figura VII.10 a la Figura VII.13. Todas las simulaciones a excepción de la correspondiente a un esfuerzo confinante de 100 kPa son adecuadas. En este caso, el esfuerzo confinante dentro de la cámara triaxial corresponde precisamente al esfuerzo de preconsolidación del material. Este suelo sin embargo, se acerca a los estados preconsolidados. Diversos investigadores han demostrado que existen formas de la superficie de fluencia que reproducen con mayor precisión los estados últimos de falla en muestras preconsolidadas (Cui y Delage, 1996; Futai et al., 2004; Futai y Almeida, 2005; Taiebat y Dafalias, 2010).

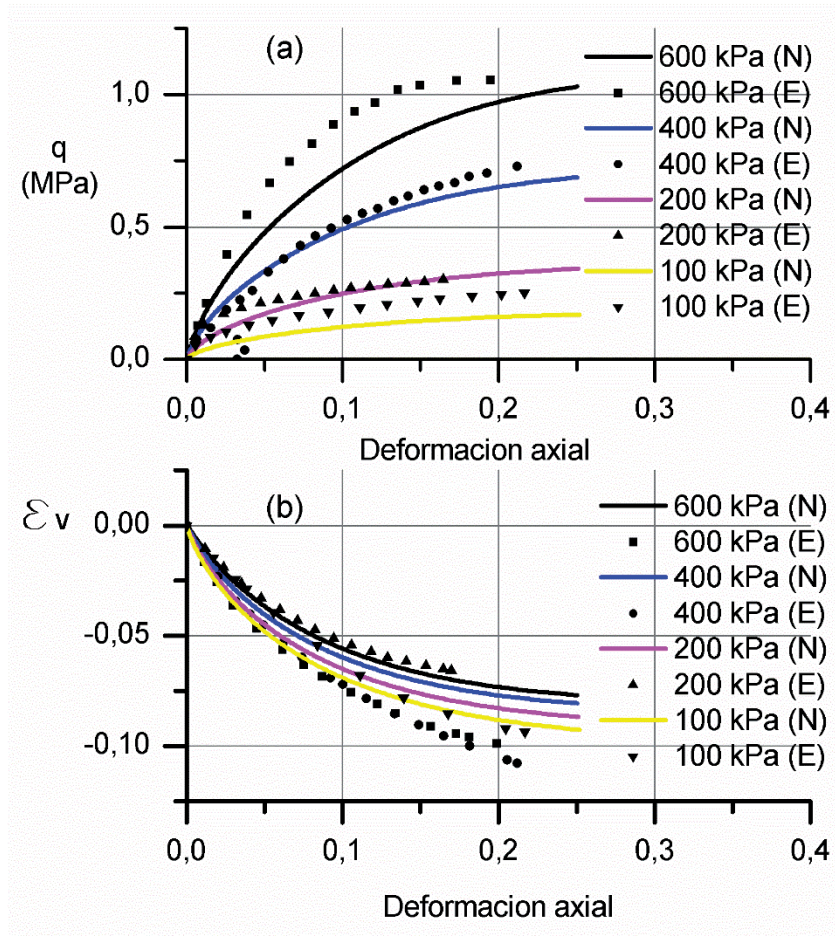


Figura VII.14 Comparaciones teórico-experimentales de pruebas de compresión triaxial en muestras saturadas de un gneiss residual.

Un análisis de correlación entre los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo constitutivo se muestra en la Figura VII.15. La comparación se hace centrado la atención entre los resultados pronosticados y los experimentales de la deformación axial ϵ_1 que sufre la muestra de suelo al aplicar el esfuerzo desviador q .

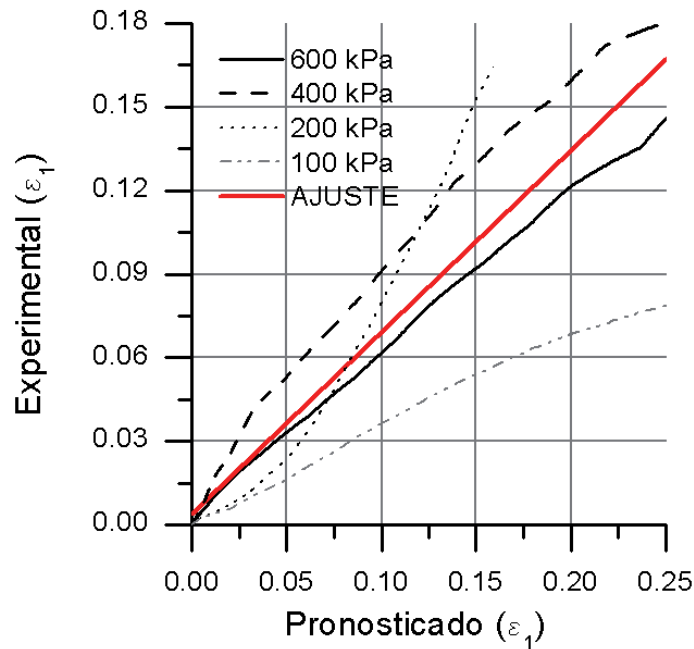


Figura VII.15 Análisis de correlación de los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo.

Los parámetros derivados del análisis estadístico para la línea de mejor ajuste en la Figura VII.15 son la pendiente $m = 0.6524$, la intersección con el eje de las ordenadas $b = 0.00415$. Así mismo, se obtienen el error cuadrático medio $RMSE = 0.015$ y el coeficiente de correlación múltiple al cuadrado $R^2 = 0.871$.

7.1.2.2 Succión = 300 kPa

Para el caso de las muestras de gneiss residual con succiones de 0.3 MPa se ha utilizado la superficie de fluencia $LCYS_0$ de la Figura VII.2 cuya obtención ya se describió. En la mencionada Figura, se muestra el esfuerzo de preconsolidación del material y el estado inicial de esfuerzos efectivos.

El esfuerzo efectivo inicial de las muestras sometidas a compresión triaxial es de 0.195 MPa, que corresponde a la contribución del esfuerzo conferido por la succión de 0.3 MPa y el esfuerzo neto inicial como ya se indicó en la descripción de la Figura VII.2. A partir de ese estado inicial, las muestras se sometieron a diferentes incrementos de esfuerzo neto hasta lograr 100, 200 y 500 kPa de compresión isotrópica neta lo cual corresponde a 290, 390 y 690 kPa de esfuerzo efectivo aplicado previo a la compresión triaxial como se muestra en la Figura VII.16.

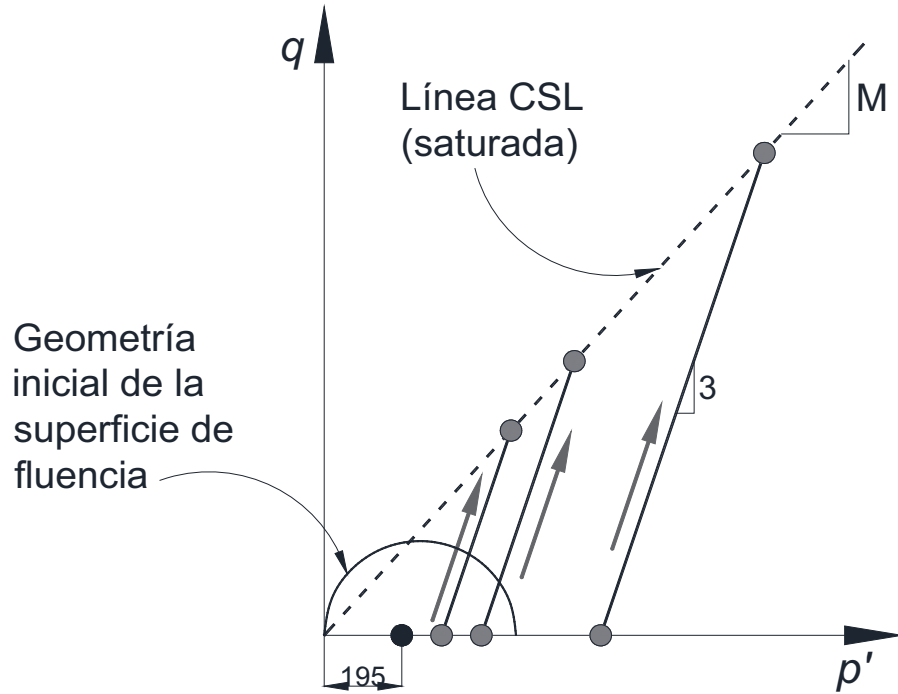


Figura VII.16 Trayectoria de carga de pruebas drenadas de compresión triaxial en muestras sometidas a succión de 300 kPa.

Nótese que el modelo predice estados preconsolidados para las muestras sometidas a esfuerzos netos confinantes iniciales de 100 y 200 kPa. Los parámetros constitutivos se consignan en la Tabla VII.2 y son los mismos parámetros utilizados para simular el comportamiento esfuerzo-deformación de muestras saturadas.

Tabla VII.2 Parámetros constitutivos de resistencia y deformación volumétrica.

M	λ	κ	G (MPa)	Esfuerzo de preconsolidación predicho por el modelo (MPa)		e (Relación de vacíos inicial)
				Esfuerzo neto	Esfuerzo efectivo	
1.14	0.2	0.05	10	0.290	0.482	1.1801

La Figura VII.17, la Figura VII.18 y la Figura VII.19 muestran los resultados de las simulaciones del comportamiento esfuerzo-deformación y se coteja su precisión con los resultados experimentales.

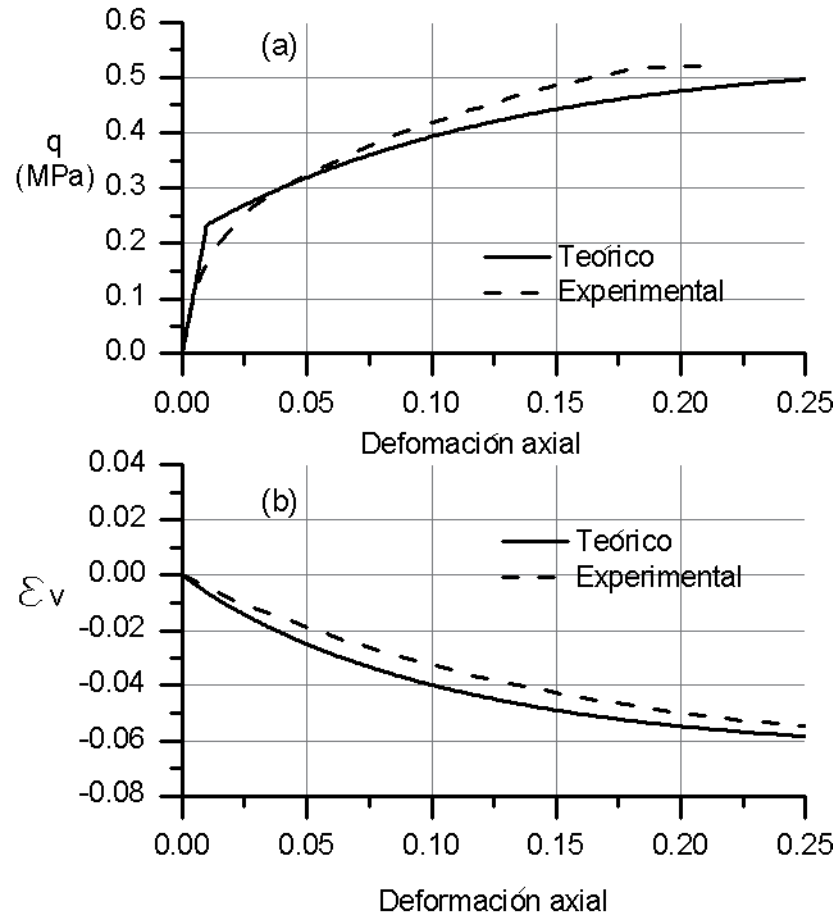


Figura VII.17 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 100 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

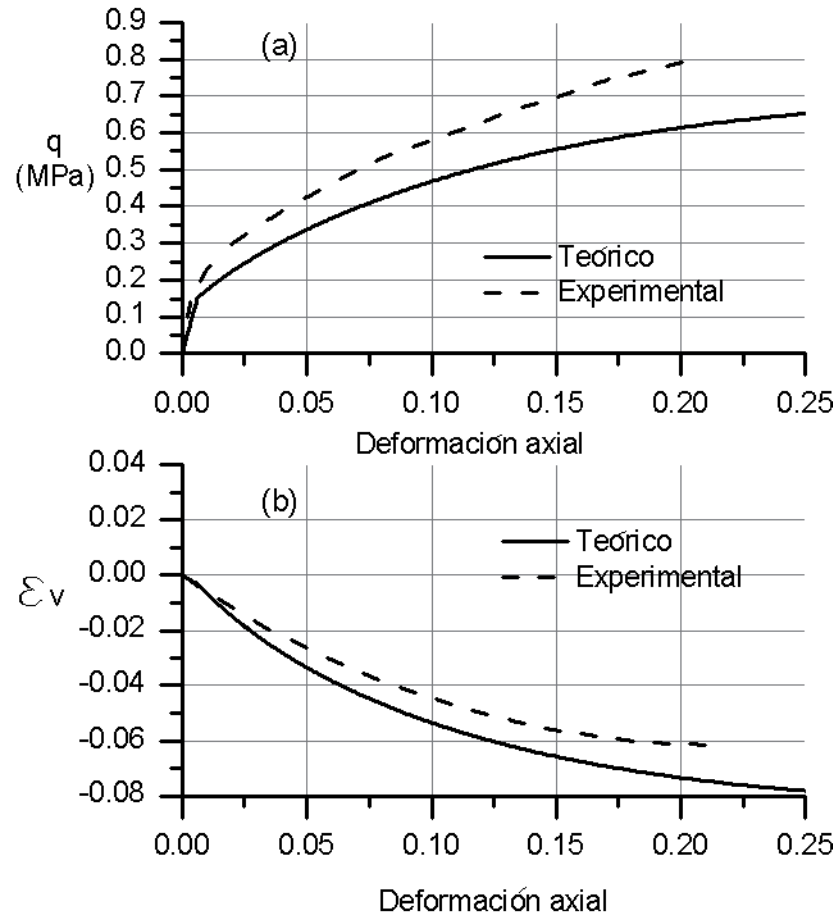


Figura VII.18 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 200 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

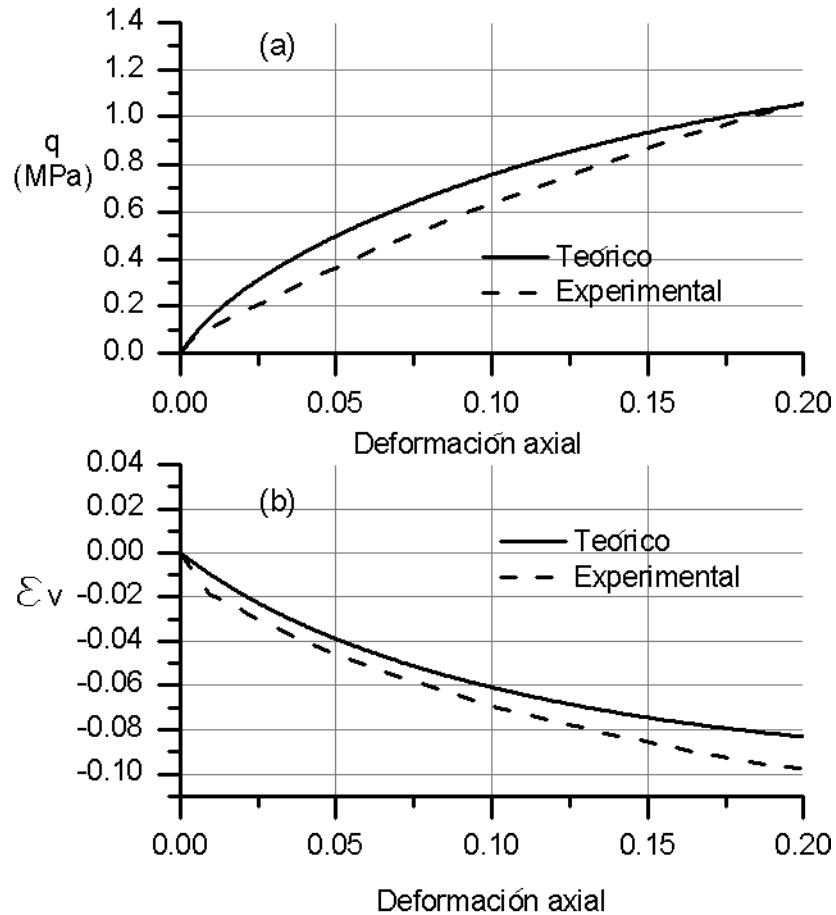


Figura VII.19 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo confinante de 500 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

Las comparaciones teórico-experimentales muestran que el modelo es adecuado para simular las características esfuerzo-deformación de suelos no saturados sometidos a compresión triaxial. En la Figura VII.20 se agrupan las comparaciones teórico-experimentales contenidas en la Figura VII.17 a la Figura VII.19.

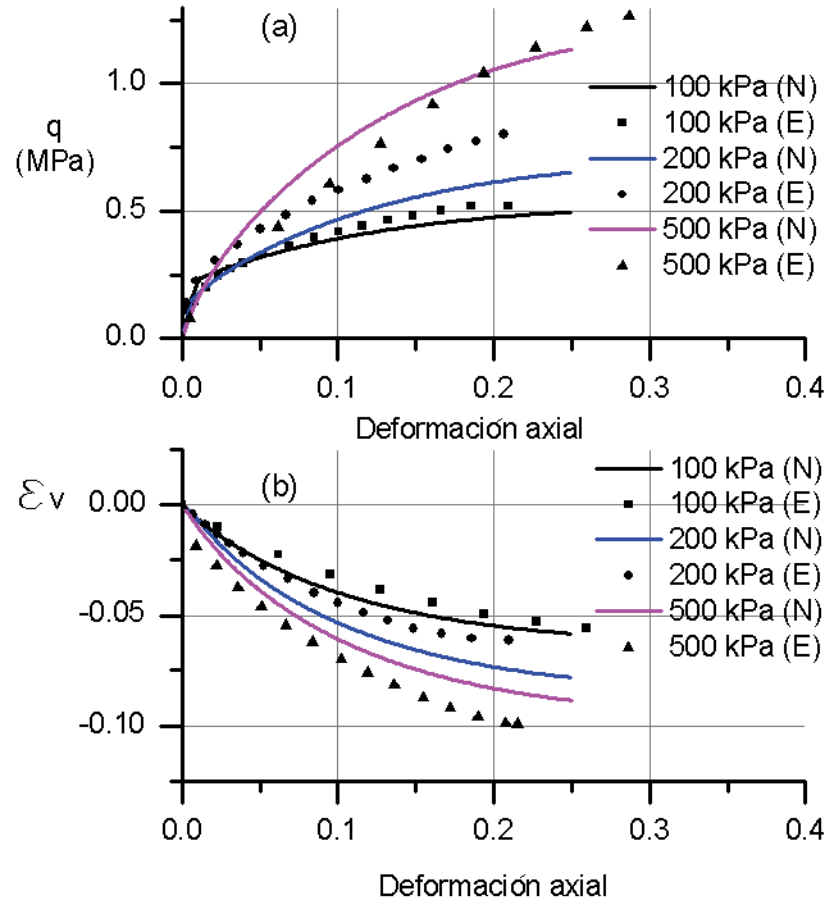


Figura VII.20 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras con $s = 300$ kPa de un gneiss residual.

Un análisis de correlación entre los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo constitutivo se muestra en la Figura VII.21. La comparación se hace centrado la atención entre los resultados pronosticados y los experimentales de la deformación axial ϵ_1 que sufre la muestra de suelo al aplicar el esfuerzo desviador q .

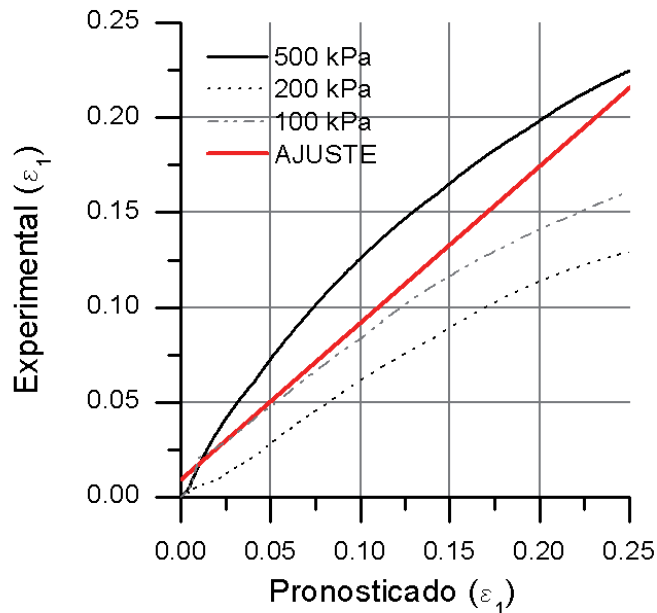


Figura VII.21 Análisis de correlación de los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo.

Los parámetros derivados del análisis estadístico para la línea de mejor ajuste en la Figura VII.21 son la pendiente $m = 0.825$, la intersección con el eje de las ordenadas $b = 0.0095$. Así mismo, se obtienen el error cuadrático medio $RMSE = 0.0242$ y el coeficiente de correlación múltiple al cuadrado $R^2 = 0.871$.

7.1.2.3 Succión = 100 kPa

Para el caso de las muestras de gneiss residual con succión de 0.1 MPa se ha utilizado la superficie de fluencia $LCYS_0$ de la Figura VII.4 cuya obtención ya se describió.

El esfuerzo efectivo inicial de las muestras (de acuerdo a la Figura VII.4), es de $p_{mi}' = 0.061$ MPa, que corresponde a la contribución del esfuerzo conferido por la succión de 0.1 MPa y el esfuerzo neto inicial como ya se indicó en la descripción de la Figura VII.4. A partir de ese estado inicial, las muestras se sometieron a diferentes incrementos de esfuerzo neto hasta lograr 0.4, 0.2 y 0.1 MPa de compresión isotrópica neta lo cual corresponde a 0.46, 0.26 y 0.16 MPa de esfuerzo efectivo aplicado previo a la compresión triaxial como se muestra en la Figura VII.22.

Los parámetros constitutivos se consignan en la Tabla VII.3 y son los mismos parámetros utilizados para simular el comportamiento esfuerzo-deformación de muestras saturadas.

Tabla VII.3 Parámetros constitutivos de resistencia y deformación volumétrica.

M	λ	κ	G (MPa)	Esfuerzo de preconsolidación predicho por el modelo (MPa)		e (Relación de vacíos inicial)
				Esfuerzo neto	Esfuerzo efectivo	
1.14	0.2	0.05	10	0.290	0.482	1.1801

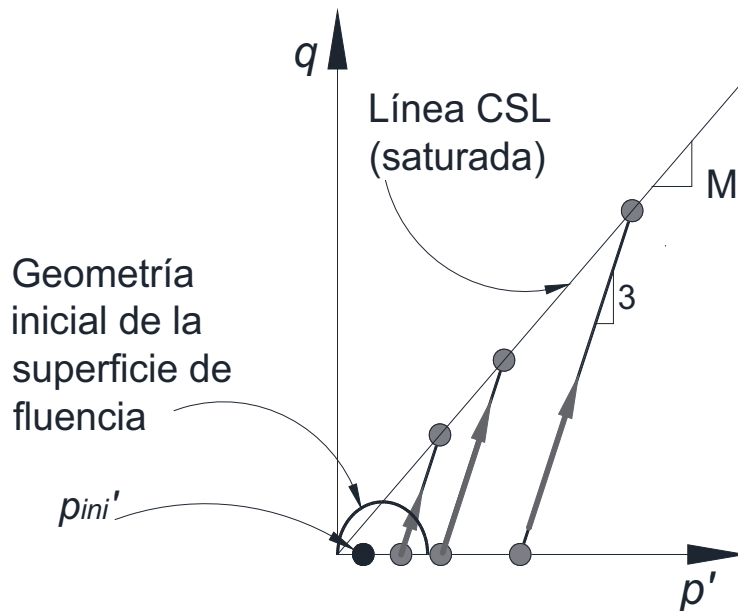


Figura VII.22 Trayectoria de carga de pruebas drenadas de compresión triaxial en muestras sometidas a succión de 100 kPa.

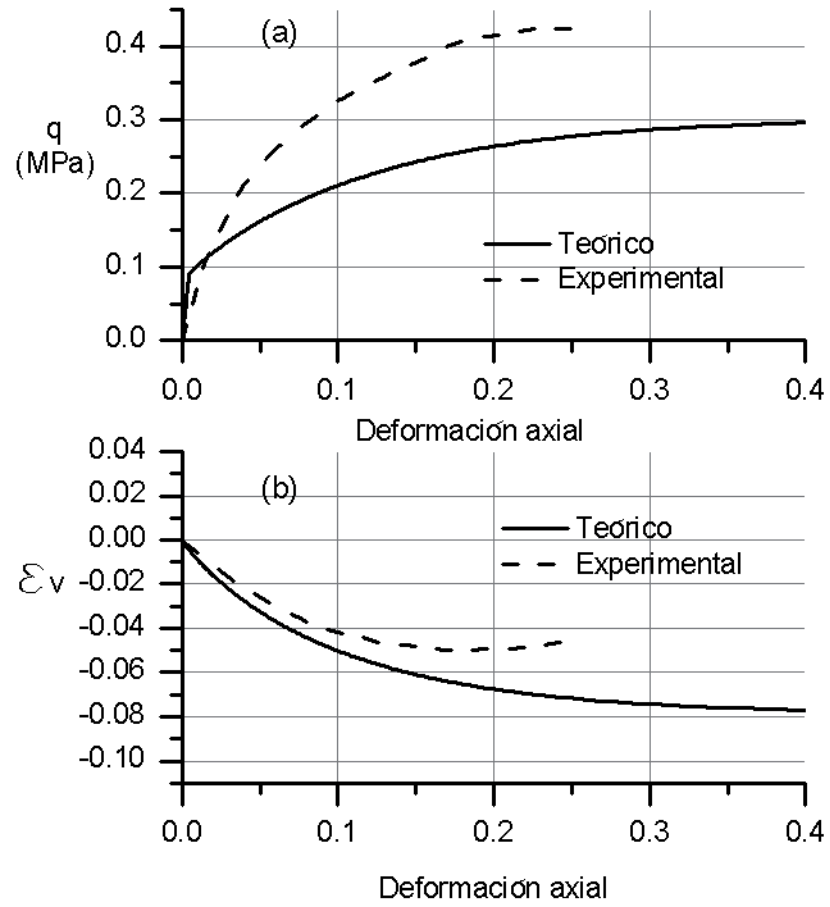


Figura VII.23 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 100 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

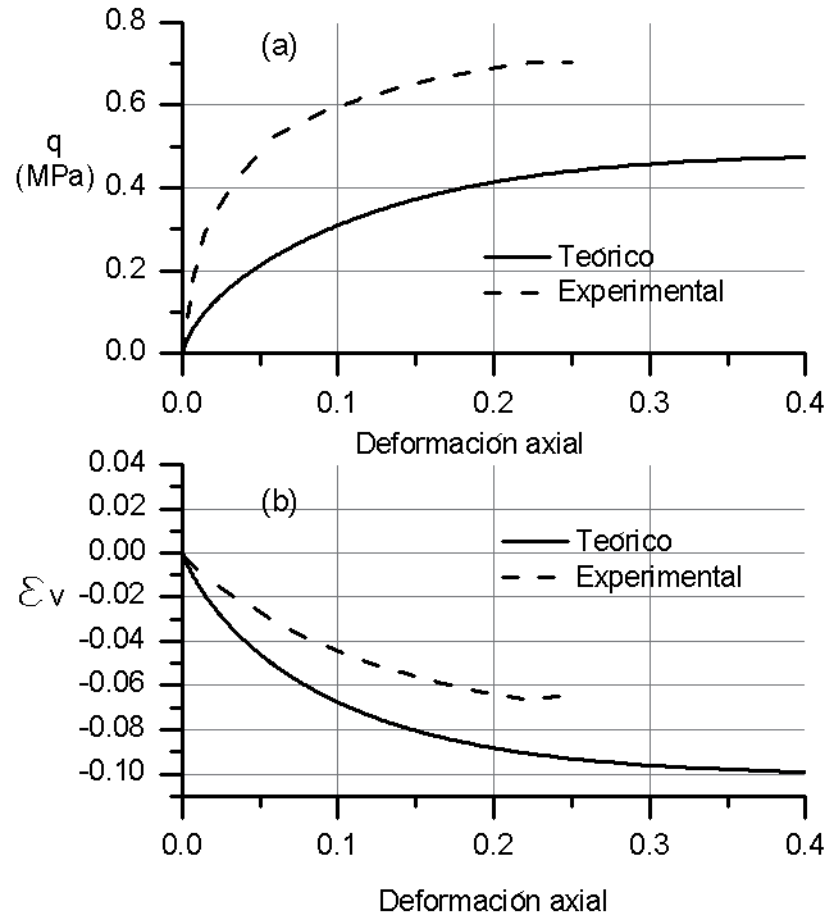


Figura VII.24 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 200 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

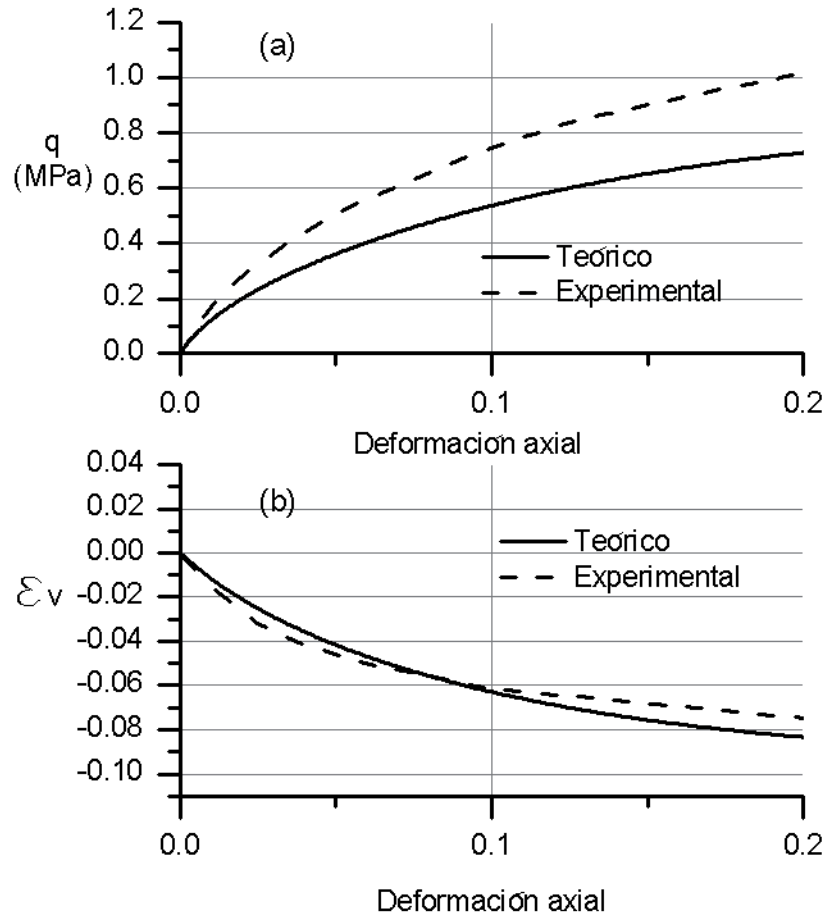


Figura VII.25 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 400 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

En la Figura VII.26 se agrupan las comparaciones teórico-experimentales contenidas en la Figura VII.23 a la Figura VII.25. Se puede apreciar que en general el modelo subestima la resistencia última de las tres muestras con succión de 0.1 MPa sometidas a compresión triaxial. Esto tiene que ver nuevamente con la forma que se aceptó para la superficie de fluencia donde una elipse parece no ser la mejor opción en este caso.

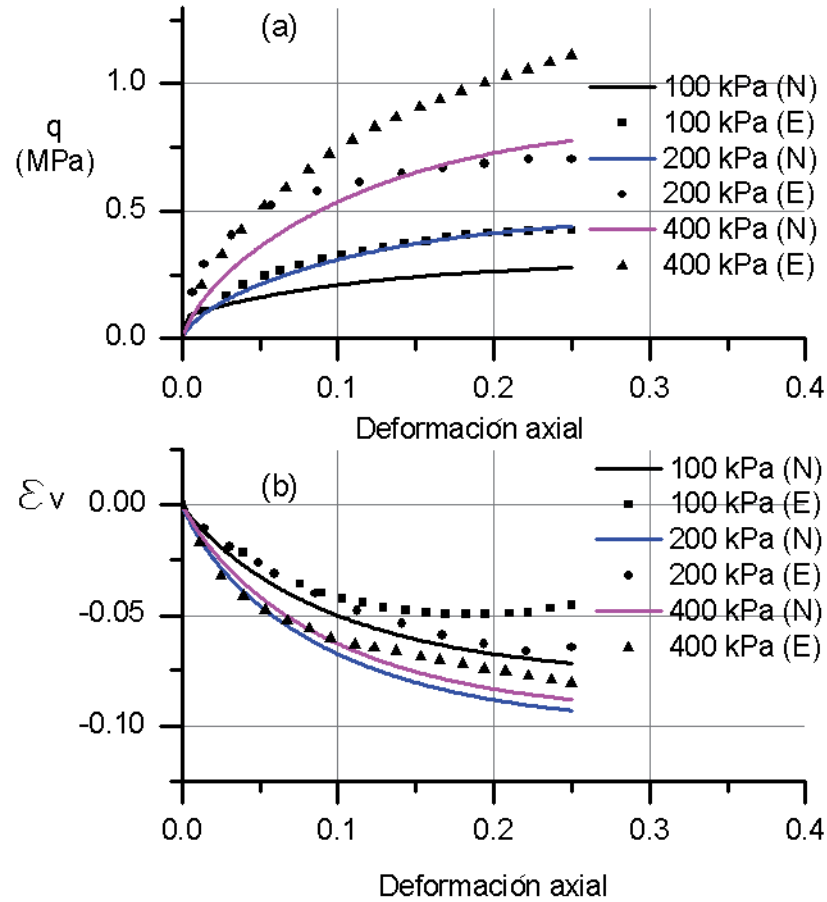


Figura VII.26 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras con $s = 100$ kPa de un gneiss residual.

Un análisis de correlación entre los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo constitutivo se muestra en la Figura VII.27. La comparación se hace centrado la atención entre los resultados pronosticados y los experimentales de la deformación axial ϵ_1 que sufre la muestra de suelo al aplicar el esfuerzo desviador q .

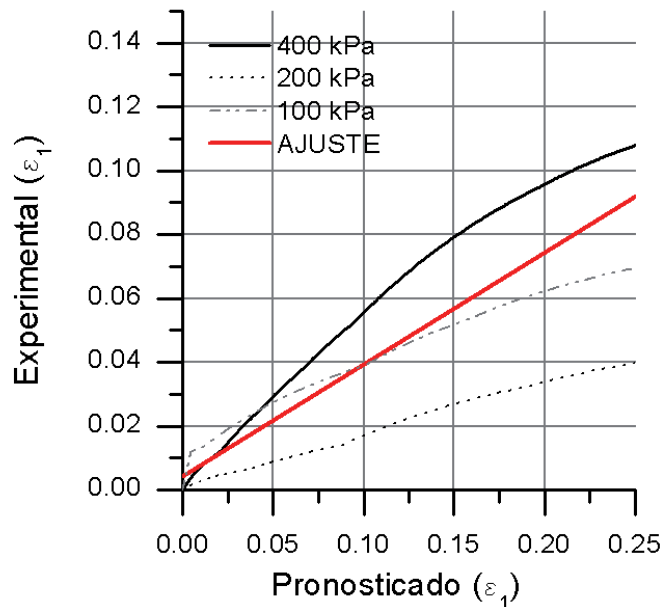


Figura VII.27 Análisis de correlación de los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo.

Los parámetros derivados del análisis estadístico para la línea de mejor ajuste en la Figura VII.21 son la pendiente $m = 0.350$, la intersección con el eje de las ordenadas $b = 0.0043$. Así mismo, se obtienen el error cuadrático medio $RMSE = 0.0149$ y el coeficiente de correlación múltiple al cuadrado $R^2 = 0.706$.

Aquí, existe una fuerte discrepancia entre los resultados numéricos con los experimentales, misma que es evidenciada por el valor bajo de la pendiente de ajuste (0.350) y consecuentemente el coeficiente de correlación múltiple al cuadrado (0.706). El valor bajo de la pendiente por un lado indica que las deformaciones axiales pronosticadas para esta serie de pruebas son generalmente menores como se puede corroborar en la Figura VII.21. Esto indica en primera instancia que el modelo predice que la muestra de suelo falla bajo niveles de esfuerzo inferiores en 65% al valor real. El problema con esta serie de pruebas tiene que ver con la forma elíptica de la superficie de fluencia \bar{f} . Se ha demostrado que una elipse es adecuada para suelos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados, sin embargo, en suelos altamente preconsolidados (como es este caso) la forma de \bar{f} difiere de la de una elipse. En particular, en la zona preconsolidada, la forma real de la superficie de fluencia es “alargada” hacia el eje

vertical de las ordenadas, permitiendo niveles mayores de esfuerzos últimos de falla y deformaciones axiales y volumétricas \bar{f} (Cui y Delage, 1996; Futai y Almeida, 2005).

VII.2 Resultados experimentales de una arena limosa

La clasificación y propiedades de las muestras utilizadas en este trabajo experimental se indican en el capítulo 6.

VII.2.1 Pruebas de compresión isotrópica bajo succión constante

La configuración y evolución de la superficie de fluencia *LCYS* correspondiente a cualquier estado de succión, se obtiene con el procedimiento descrito en el capítulo 5. El estado inicial de esfuerzo, (punto A en la Figura V.9) es el esfuerzo de preconsolidación del suelo compactado en condiciones saturadas. Para este caso, el esfuerzo de preconsolidación del material en condiciones saturadas es igual a $p_0' = 0.15$ MPa. Esta información se obtuvo de una prueba de consolidación a una muestra de suelo compactada fabricada con el procedimiento descrito en el capítulo 6 y posteriormente saturada. Los parámetros de compresibilidad del material λ y κ son iguales a 0.1 y 0.011, respectivamente.

Con el marco conceptual descrito en el capítulo 5 se obtiene la trayectoria de secado AB de la Figura VII.28. La forma de esta trayectoria se ve directamente influenciada por la CRAS toda vez que el parámetro χ de Bishop depende (como ya se explicó en el capítulo 5) de parámetros que se obtienen con el modelo sólido-poroso (Capítulo 4) que necesita como parámetro de entrada a la distribución de porosimetría (y consecuentemente la CRAS). De esta manera, con cada incremento de succión, el estado succión-grado de saturación del material sigue una trayectoria de secado cuya forma es determinante para la forma de la superficie *LCYS* así como para la trayectoria de secado.

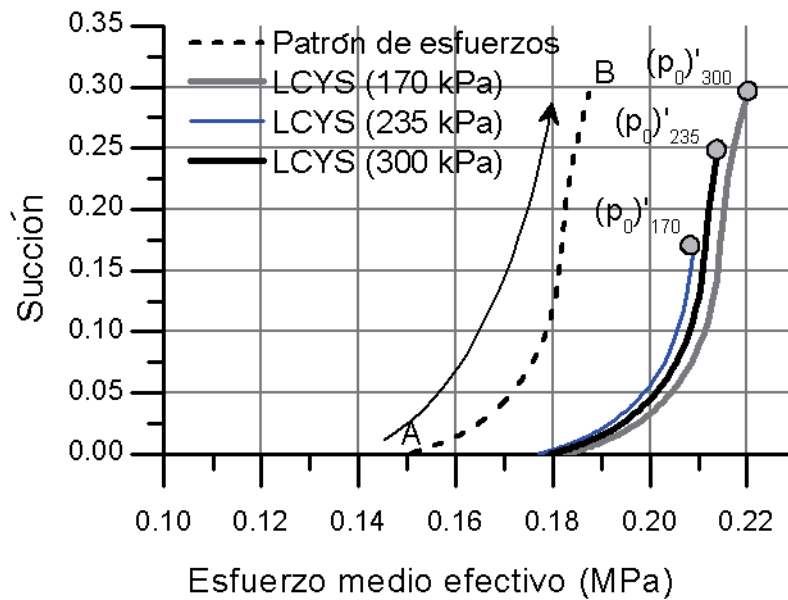


Figura VII.28 Evolución de la superficie de fluencia a medida que el suelo alcanza diferentes estados de succión

La trayectoria AB evoluciona desde las condiciones saturadas donde el esfuerzo medio neto es igual a $p_0' = 0.15$ MPa. La succión induce un incremento en el esfuerzo efectivo desplazando la superficie de fluencia obteniéndose así niveles de pre-consolidación mayores.

En términos de variables de estado independientes (Fredlund y Morgenstern, 1977; Alonso et al., 1990; Sheng, 2010), la configuración que adopta la superficie de fluencia es la de la Figura VII.29.

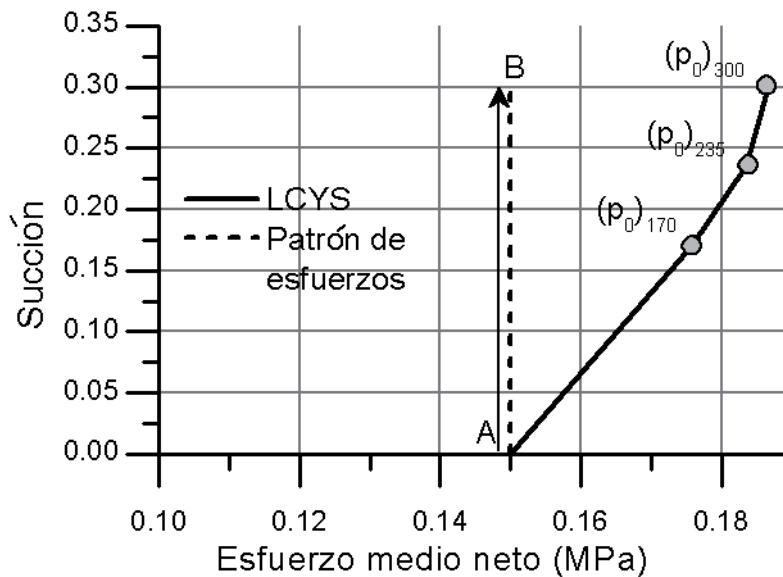


Figura VII.29 Configuración de la superficie de fluencia predicha por el modelo propuesto y expresada eAlonso et al. (1990)n términos de variables de estado independientes.

La forma que adopta la superficie *LCYS* de la Figura VII.29 puede ser explicada desde el punto de vista de un marco de comportamiento elastoplástico basándose en las ideas pioneras de (Alonso et al. (1990)).

Las deformaciones volumétricas se simulan mediante la Ecuación (62) para los estados de esfuerzo en fluencia y mediante la Ecuación (63) para el tramo preconsolidado

7.2.1.1 Succión = 170 kPa

A pesar de que el esfuerzo de preconsolidación experimental corresponde al predicho por el modelo, las comparaciones teórico-experimentales muestran que la ecuación propuesta en este trabajo para predecir las deformaciones volumétricas las sobreestima en el rango plástico (o normalmente consolidado), como lo muestra la Figura VII.30. El esfuerzo teórico de preconsolidación para este estado de succión alcanzado se indica en la Figura VII.29 y es igual a 175.5 kPa .

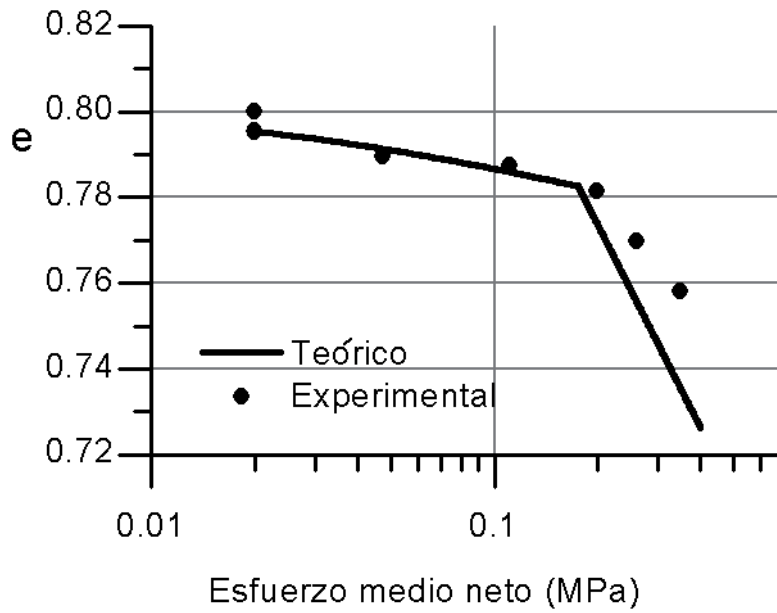


Figura VII.30 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión de 170 kPa.

7.2.1.2 Succión = 235 kPa

Las curvas de compresibilidad en el rango elástico y normalmente consolidado se muestran en la Figura VII.31 para el material sometido a una succión igual a 235 kPa.

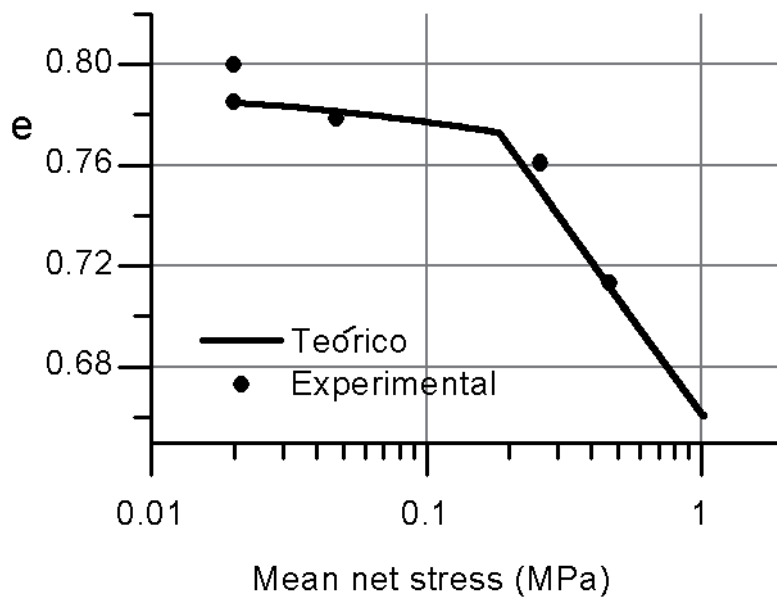


Figura VII.31 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión de 235 kPa.

Se puede apreciar de la Figura VII.31 que el esfuerzo de preconsolidación del material se predice adecuadamente. En este caso, el modelo predice adecuadamente las deformaciones volumétricas tanto en el rango elástico como en el normalmente consolidado.

7.2.1.3 Succión = 300 kPa

Las curvas de compresibilidad en el rango elástico y normalmente consolidado se muestran en la Figura VII.31 para el material sometido a una succión igual a 300 kPa.

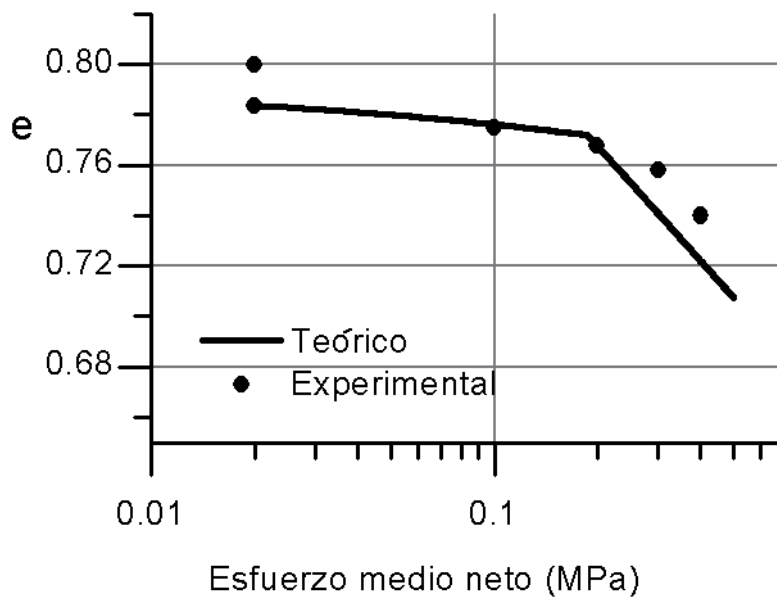


Figura VII.32 Comparaciones teórico-experimentales de la curva de compresibilidad de una muestra de suelo residual bajo succión de 300 kPa.

Se puede apreciar de la Figura VII.32 que el esfuerzo de preconsolidación del material es predicho adecuadamente. Las deformaciones volumétricas son sobreestimadas para este caso.

7.2.1.4 Comparaciones numérico-experimentales de las pruebas de compresión isotrópica

La Figura VII.33 se presenta para subrayar la influencia de la succión en la compresibilidad del suelo en cuestión. Las comparaciones numérico-experimentales muestran que la ecuación de compresibilidad utilizada es adecuada para predecir las deformaciones volumétricas del suelo en estudio.

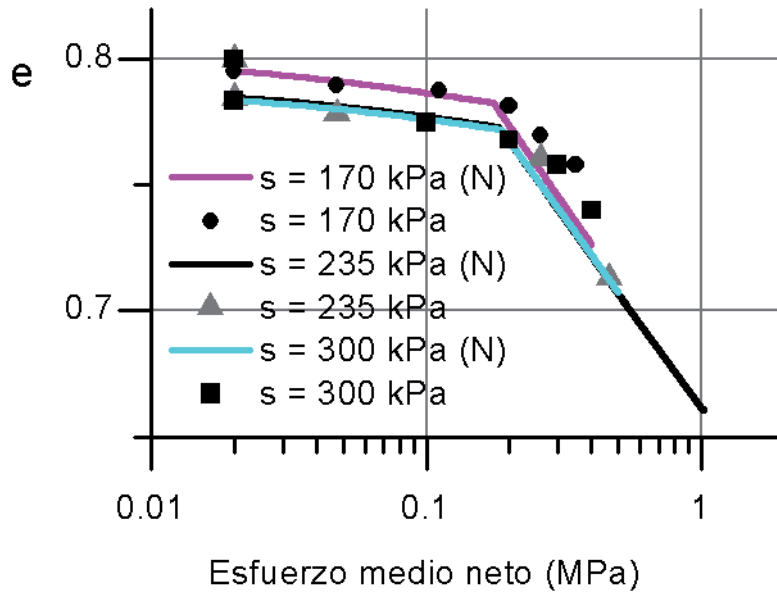


Figura VII.33 Influencia de la succión en las curvas de compresibilidad. Comparaciones teórico-experimentales.

La Figura VII.33 muestra que el modelo constitutivo es capaz de predecir el incremento del esfuerzo de preconsolidación inducido por incrementos en la succión del suelo.

Un análisis de correlación entre los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo constitutivo se muestra en la Figura VII.34. Para hacer posible la comparación entre muestras con diferentes grados de saturación, los resultados del análisis se normalizan reemplazando la variable e por e/e_0 , donde e_0 es la relación de vacíos inicial al inicio del proceso de compresión.

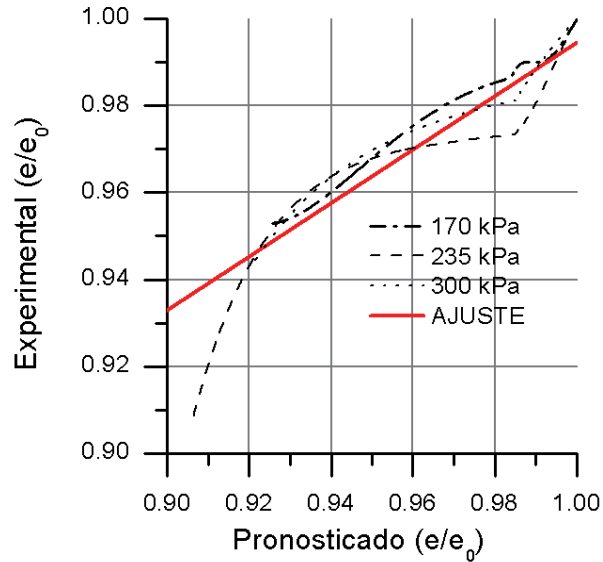


Figura VII.34 Análisis de correlación de los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo.

Los parámetros derivados del análisis estadístico para la línea de mejor ajuste en la Figura VII.8 son la pendiente $m = 0.615$, la intersección con el eje de las ordenadas $b = 0.3792$. Así mismo, se obtienen el error cuadrático medio $RMSE = 0.006$ y el coeficiente de correlación múltiple al cuadrado $R^2 = 0.886$.

VII.2.2 Pruebas de compresión triaxial bajo succión constante

Muestras sometidas a dos niveles de succión iniciales distintos fueron sometidas a compresión triaxial (170 y 235 kPa). Los parámetros necesarios para reproducir el comportamiento elastoplástico del material con el modelo propuesto se consignan en la Tabla VII.4.

Tabla VII.4 Parámetros constitutivos de resistencia y deformación volumétrica.

M	λ	κ	G (MPa)	p_0' (MPa)	e (Relación de vacíos inicial)	
					$s = 170$ kPa	$s = 235$ kPa
1.374	0.1	0.011	10	0.15	0.795	0.785

7.2.2.1 Succión = 170 kPa

El esfuerzo efectivo inicial de las muestras montadas en el equipo triaxial se obtiene mediante la Ecuación (73) ($p' = p_{net} + \chi s$). Para obtener este valor, se sabe que inicialmente, a las muestras se le aplica un esfuerzo p_{net} igual a 20 kPa. Esto último para mantener estabilidad de la probeta cilíndrica al interior de la cámara triaxial de manera que exista contacto con el vástago. La contribución al esfuerzo efectivo por succión se calcula con el producto χs . Aquí, mediante el modelo sólido poroso, se obtiene el valor de 0.031878 MPa = 31.87 kPa para el producto χs . Lo que significa que el parámetro de Bishop $\chi = \frac{0.031878}{0.170} = 0.1875$. Si bien este valor no es el valor exacto del grado de saturación, la Figura VI.31 permite verificar que se aproxima considerablemente. Estas observaciones permiten apoyar la hipótesis sugerida de que para ciertos materiales, la aproximación $\chi = S_r$ es válida.

Partiendo del estado inicial de esfuerzos efectivos, al material se le somete a incrementos de esfuerzo medio neto hasta alcanzar 350, 200 y 123 kPa. Considerando el incremento de esfuerzo efectivo por succión para este material (31.87 kPa) se pueden trazar los puntos A, B y C de la Figura VII.35 que son los estados iniciales de esfuerzo efectivo antes de aplicar el esfuerzo desviador con el vástago del equipo triaxial. Los puntos A, B y C adquieren el valor de $350 + 31.87 = 381.87$, $200 + 31.87 = 231.87$ y $123 + 31.87 = 154.87$, respectivamente (ver Figura VII.35).

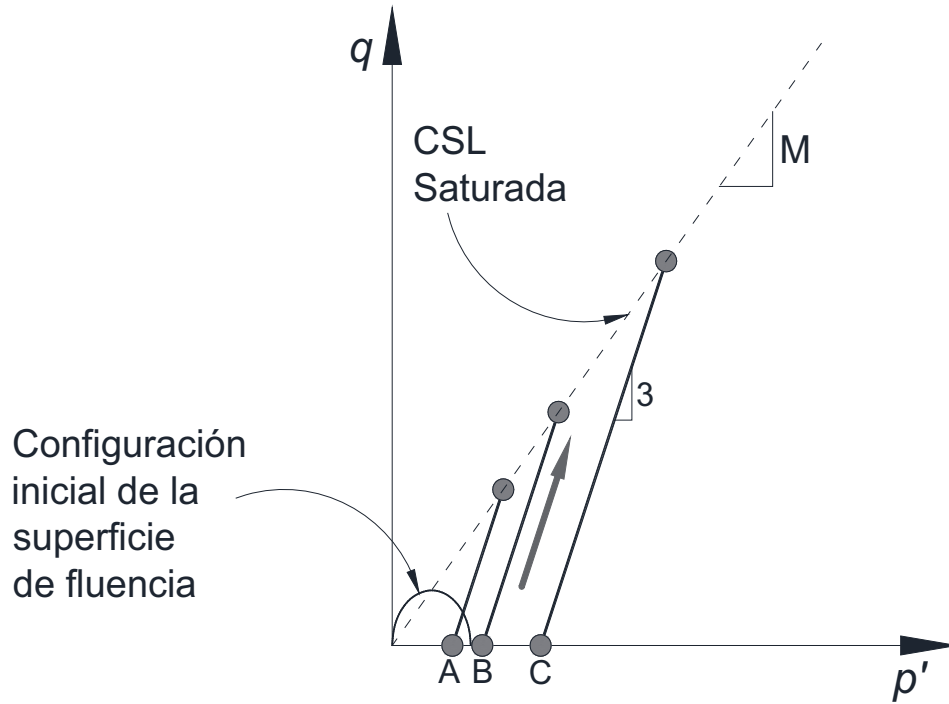


Figura VII.35 Trayectoria de carga de pruebas drenadas de compresión triaxial en muestras sometidas a succión de 170 kPa.

La Figura VII.35 muestra las trayectorias de carga triaxial convencionales a las que se sometió a las muestras de suelo con succión de 170 kPa. Los resultados de la simulación de compresión triaxial esfuerzo-deformación se muestran en la Figura VII.36, la Figura VII.37 y en la Figura VII.38.

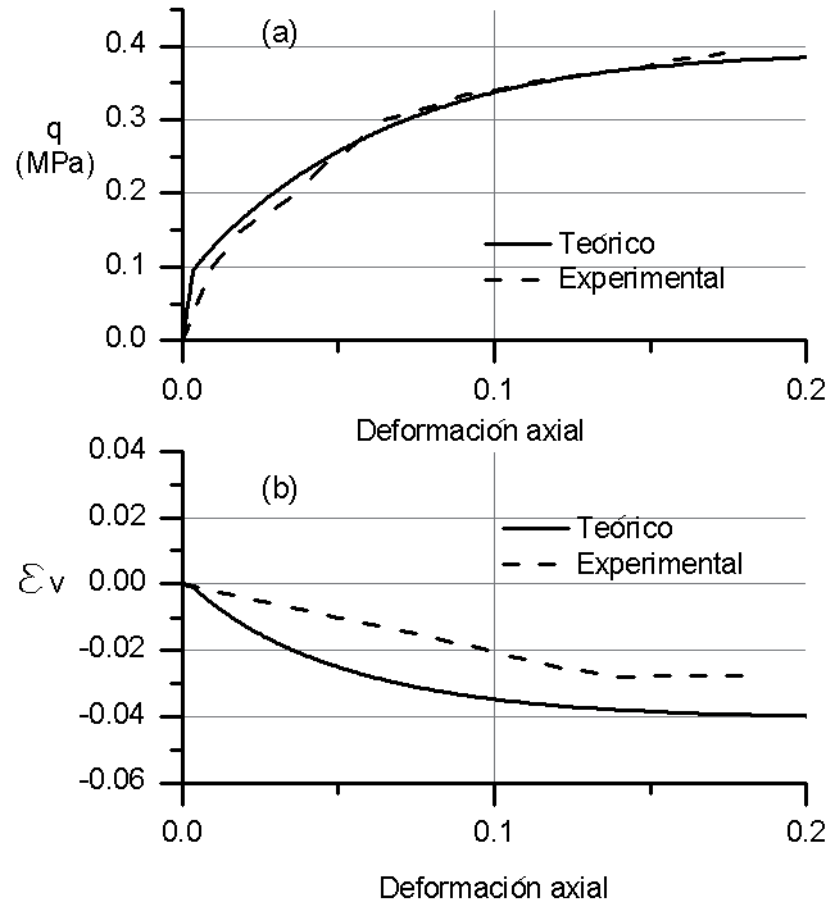


Figura VII.36 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 123 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

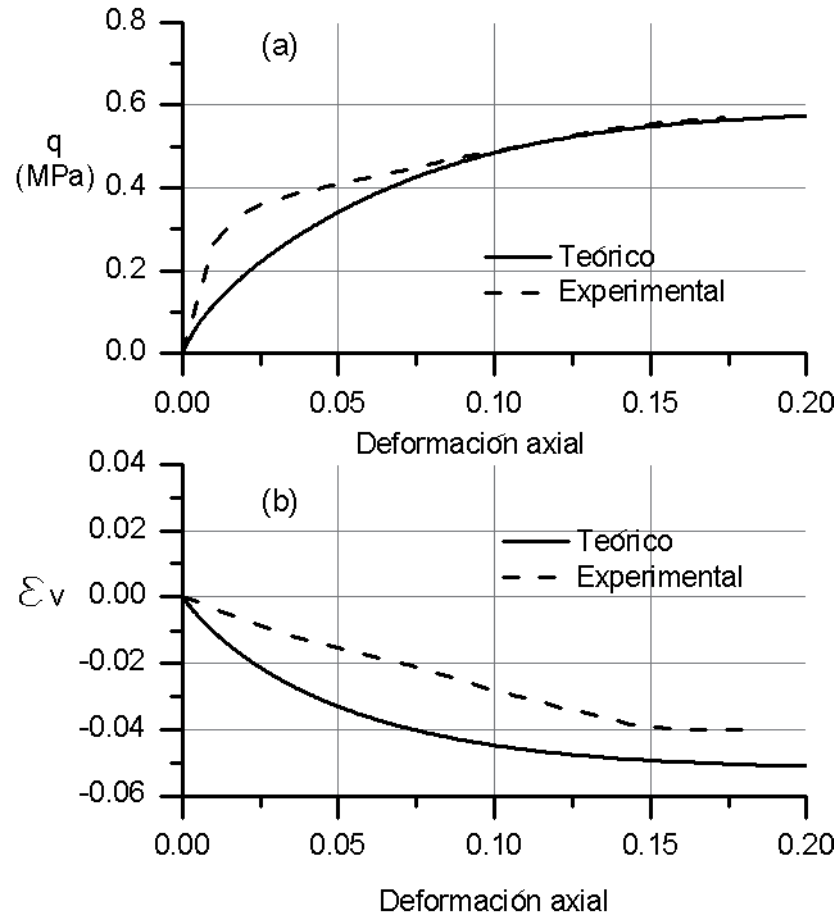


Figura VII.37 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 200 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

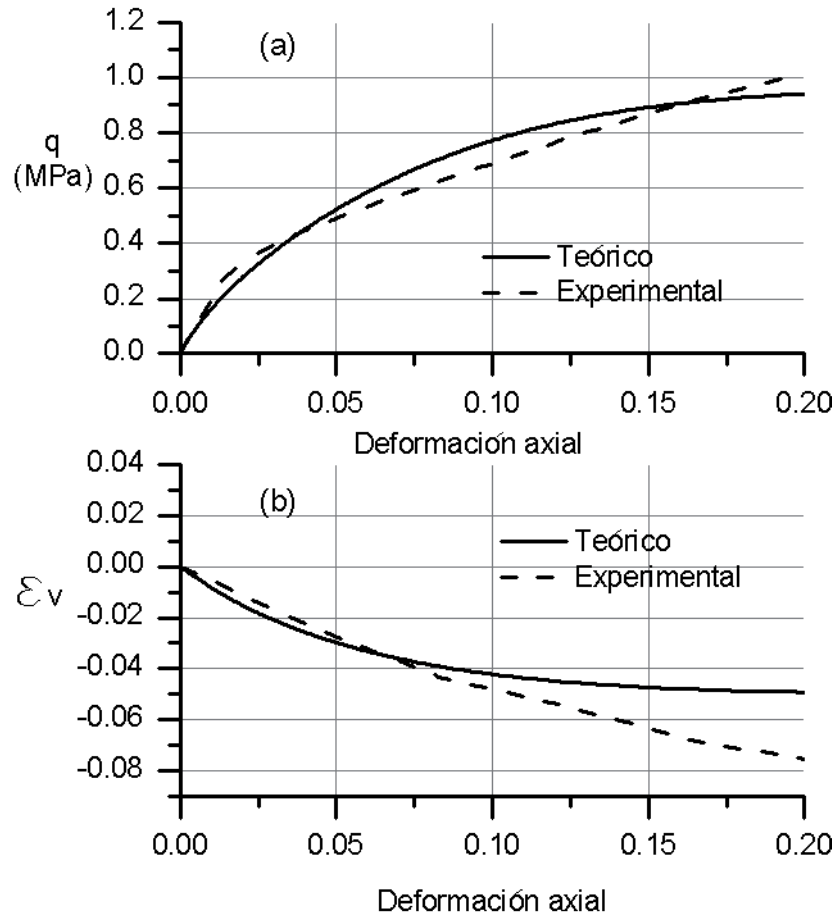


Figura VII.38 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 350 kPa: a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

Las comparaciones teórico-experimentales demuestran que la ecuación propuesta para simular las deformaciones volumétricas para este material, en general las sobreestima. Por otro lado, el modelo predice adecuadamente relación esfuerzo desviador-deformación axial para las tres muestras. En la Figura VII.39 se agrupan las comparaciones teórico-experimentales contenidas en la Figura VII.36 a la Figura VII.38.

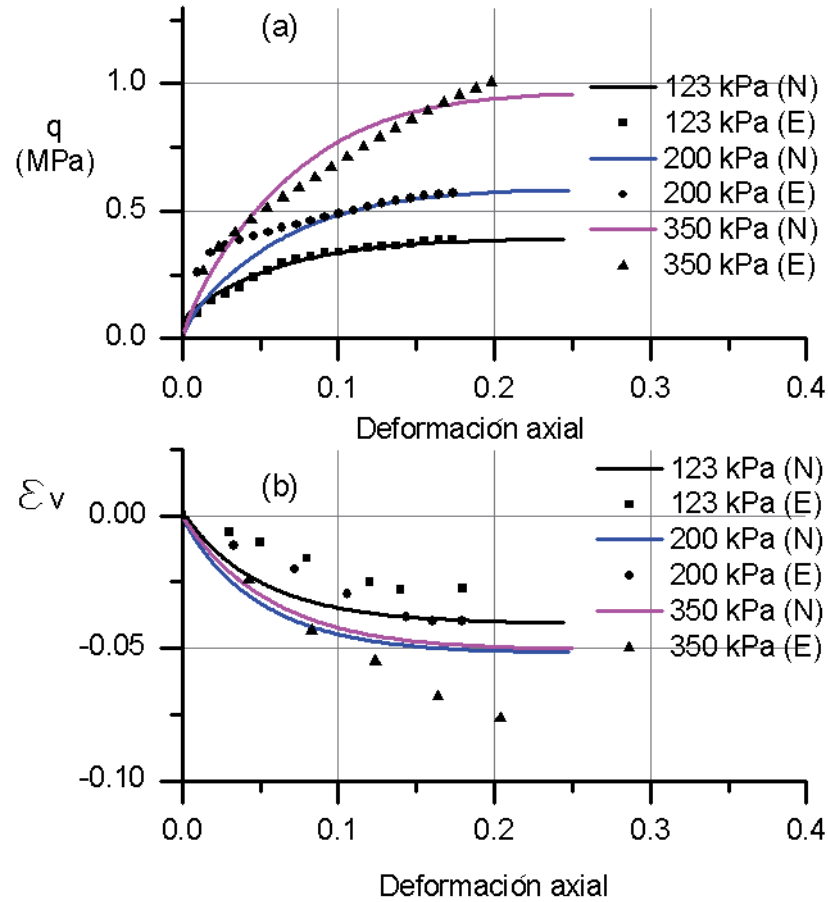


Figura VII.39 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras sometidas a diversos esfuerzos confinantes con $s = 170$ kPa de una arena limosa.

Un análisis de correlación entre los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo constitutivo se muestra en la Figura VII.40. La comparación se hace centrado la atención entre los resultados pronosticados y los experimentales de la deformación axial ϵ_1 que sufre la muestra de suelo al aplicar el esfuerzo desviador q .

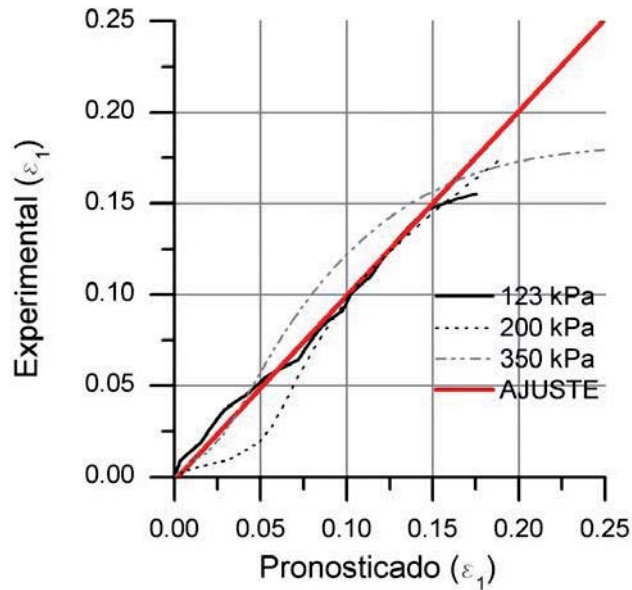


Figura VII.40 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras sometidas a diversos esfuerzos confinantes con $s = 170$ kPa de una arena limosa.

Los parámetros derivados del análisis estadístico para la línea de mejor ajuste en la Figura VII.40 son la pendiente $m = 1.012$, la intersección con el eje de las ordenadas $b = -0.0018$. Así mismo, se obtienen el error cuadrático medio $RMSE = 0.0129$ y el coeficiente de correlación múltiple al cuadrado $R^2 = 0.9351$.

7.2.2.2 Succión = 235 kPa

El esfuerzo efectivo inicial de las muestras montadas en el equipo triaxial se obtiene mediante la Ecuación (73) ($p' = p_{net} + \chi s$). El primer sumando se refiere a la diferencia entre el esfuerzo de confinamiento y la presión de aire contenida en la atmósfera de la muestra. El segundo sumando se refiere a la contribución que la succión ofrece al esfuerzo efectivo. Para obtener el esfuerzo inicial deben conocerse ambos valores. El esfuerzo neto inicial es una variable que se controla mediante las presiones ejercidas en la cámara triaxial a la muestra de suelo. A las muestras de la presa Lyell se le aplicó un esfuerzo p_{net} igual a 20 kPa. Esto último para mantener estabilidad de la probeta cilíndrica al interior de la cámara triaxial de manera que exista contacto con el vástago. La contribución al esfuerzo efectivo por succión se calcula con el producto χs . Aquí, la simulación del proceso de secado mediante el modelo sólido poroso,

permite obtener el valor de $0.034406 \text{ MPa} = 34.40 \text{ kPa}$ para el producto χs . Lo que significa que el parámetro de Bishop $\chi = 0.034406 / 0.235 = 0.1464$.

Partiendo del estado inicial de esfuerzos efectivos, al material se le somete a incrementos de esfuerzo medio neto hasta alcanzar 465, 260 y 167 kPa. Considerando el incremento de esfuerzo efectivo por succión para este material (34.40 kPa) se pueden trazar los puntos A, B y C de la Figura VII.41 que son los estados iniciales de esfuerzo efectivo antes de aplicar el esfuerzo desviador con el vástago del equipo triaxial. Los puntos A, B y C adquieren el valor de $465 + 34.40 = 499.4$, $260 + 34.40 = 294.4$ y $167 + 34.40 = 201.40$, respectivamente (ver Figura VII.41).

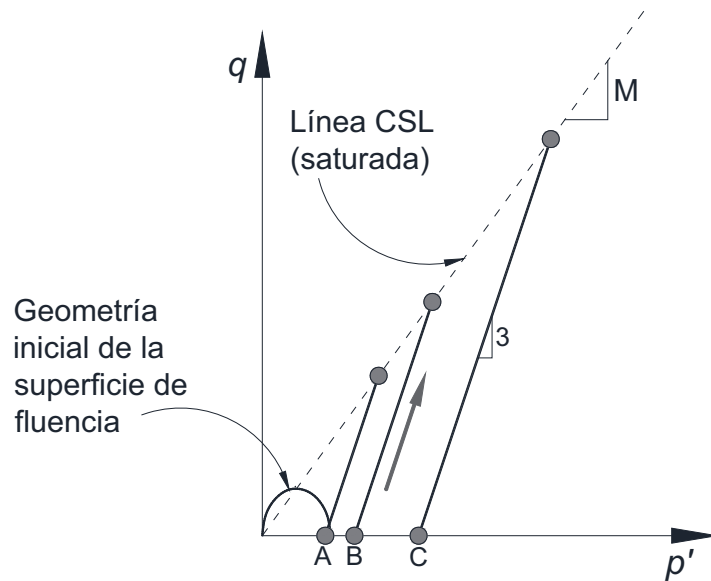


Figura VII.41 Trayectoria de carga de pruebas drenadas de compresión triaxial en muestras sometidas a succión de 235 kPa.

La Figura VII.41 muestra las trayectorias de carga triaxial convencionales a las que se sometió a las muestras de suelo con succión de 235 kPa. Los resultados de la simulación de compresión triaxial esfuerzo-deformación se muestran en la Figura VII.42, la Figura VII.43 y la Figura VII.44.

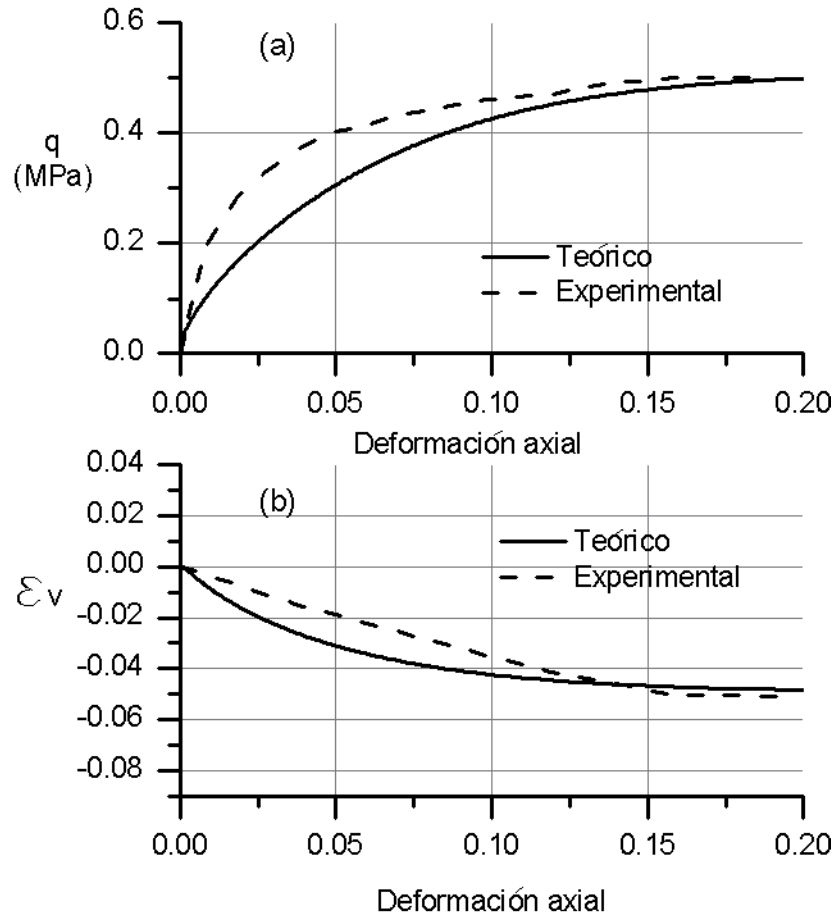


Figura VII.42 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 167 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

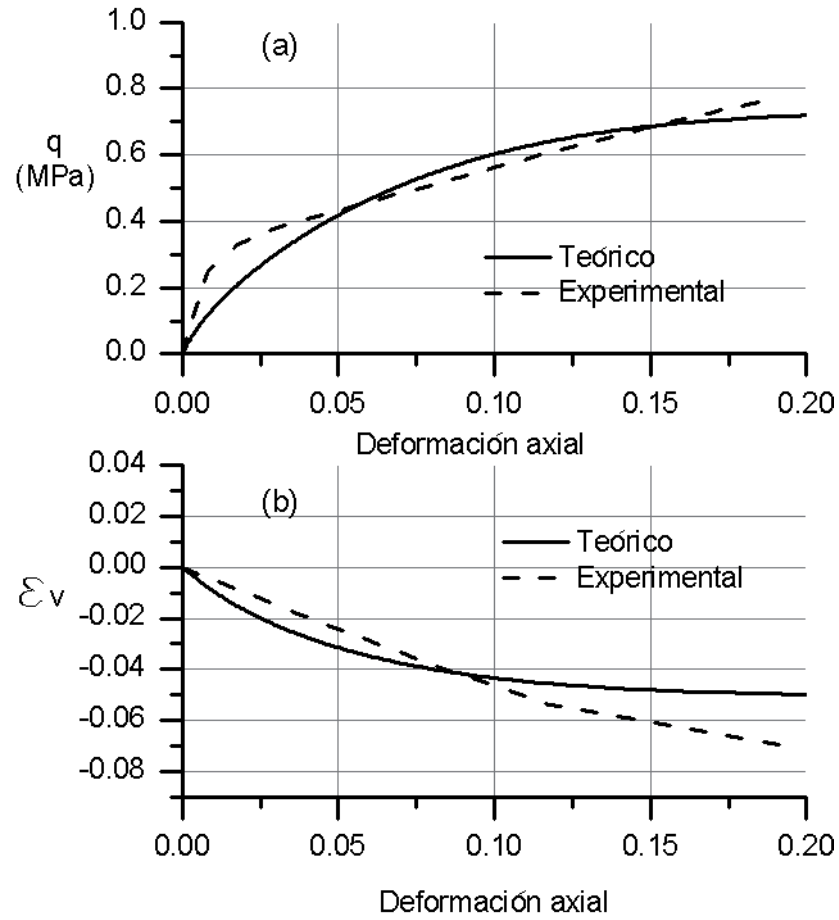


Figura VII.43 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 260 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

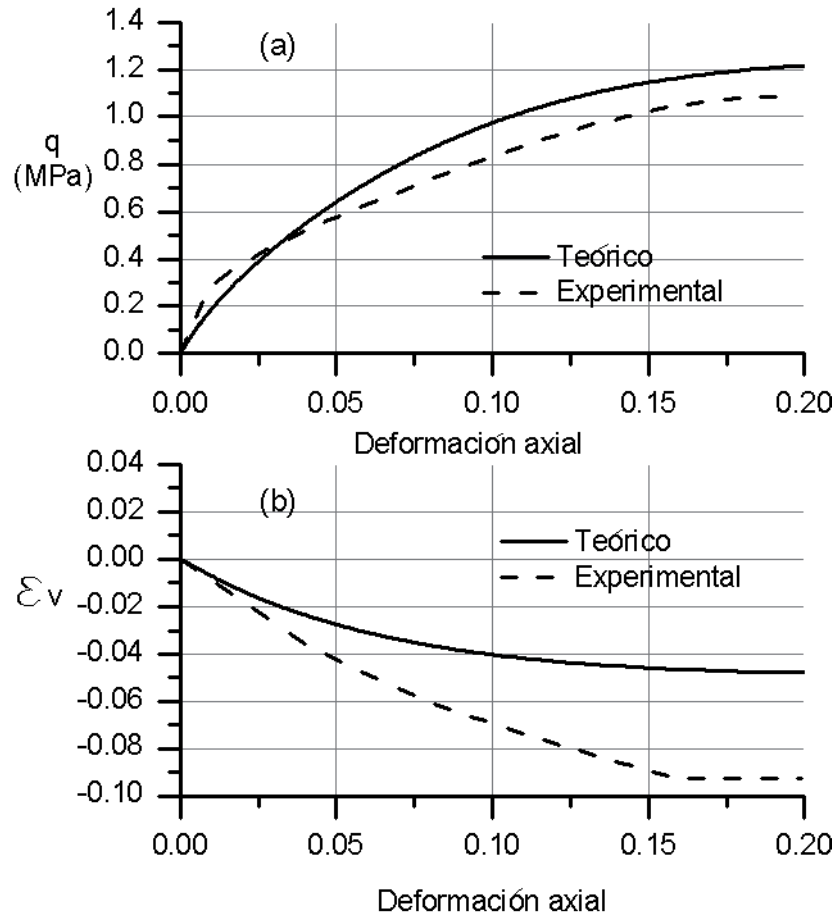


Figura VII.44 Prueba de compresión triaxial drenada en una muestra sometida a un esfuerzo neto confinante de 465 kPa; a) Esfuerzo desviador-Deformación Axial; b) Deformación volumétrica-Deformación Axial.

Las comparaciones teórico-experimentales muestran que el modelo es adecuado para simular las características esfuerzo-deformación de suelos sometidos a compresión triaxial. En la Figura VII.45 se agrupan las comparaciones teórico-experimentales contenidas en la Figura VII.42 a la Figura VII.44. Se puede deducir por inspección que la predicción de la relación esfuerzo-deformación (q – deformación axial) es adecuada. Sin embargo, la predicción de las deformaciones volumétricas falla. Los niveles de deformaciones volumétricas que predice el modelo son inferiores a los determinados en condiciones controladas de laboratorio. La explicación de este motivo tiene que ver nuevamente con la forma de la superficie de fluencia que limita los estados críticos a ciertos valores preestablecidos. Trabajos posteriores versarán en este sentido.

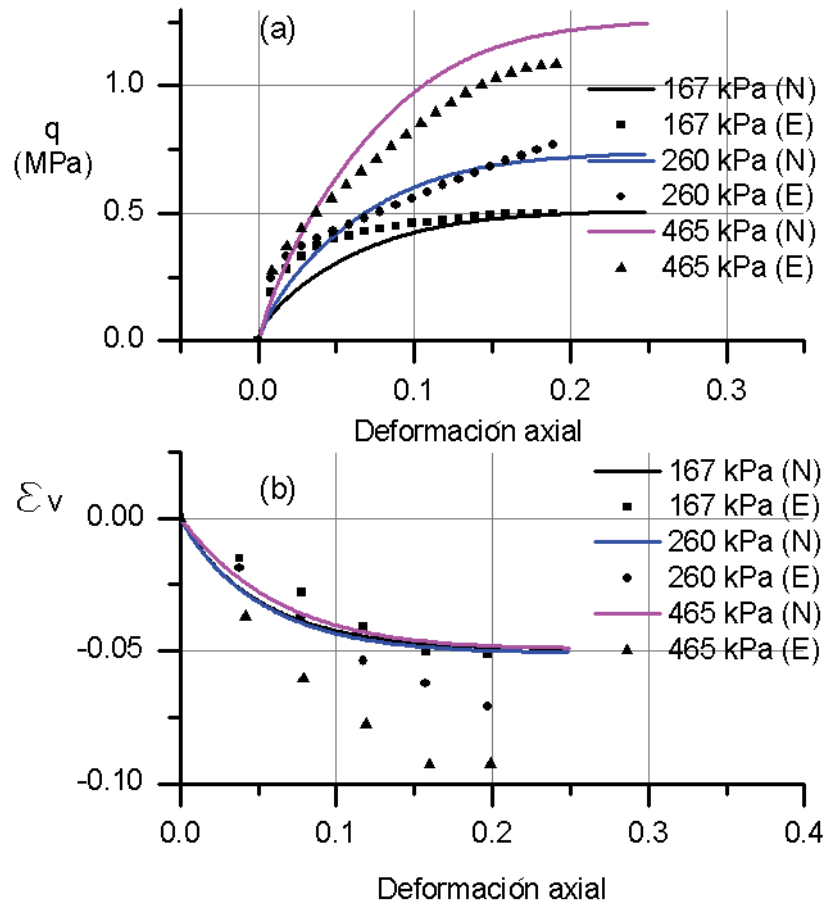


Figura VII.45 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras sometidas a diversos esfuerzos confinantes con $s = 235$ kPa de una arena limosa.

Un análisis de correlación entre los resultados experimentales y los pronosticados por el modelo constitutivo se muestra en la Figura VII.46. La comparación se hace centrado la atención entre los resultados pronosticados y los experimentales de la deformación axial ϵ_1 que sufre la muestra de suelo al aplicar el esfuerzo desviador q .

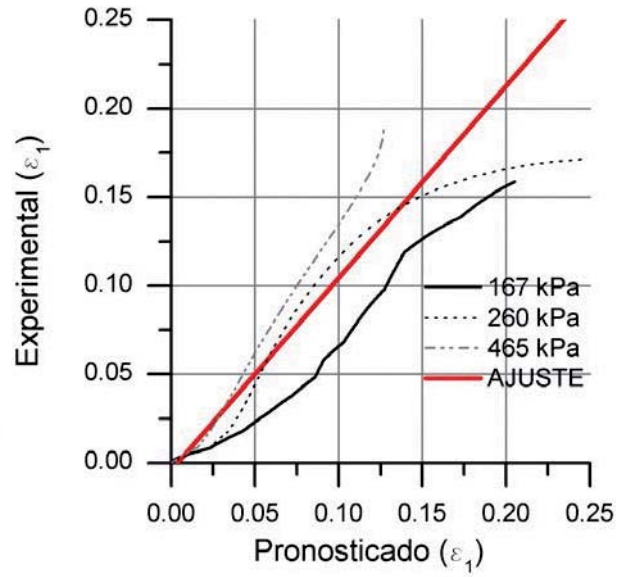


Figura VII.46 Comparaciones teórico-experimental de pruebas de compresión triaxial en muestras sometidas a diversos esfuerzos confinantes con $s = 235$ kPa de una arena limosa.

Los parámetros derivados del análisis estadístico para la línea de mejor ajuste en la Figura VII.46 son la pendiente $m = 1.084$, la intersección con el eje de las ordenadas $b = -0.0041$. Así mismo, se obtienen el error cuadrático medio $RMSE = 0.01807$ y el coeficiente de correlación múltiple al cuadrado $R^2 = 0.8697$.

CAPÍTULO 8:

VIII. CONCLUSIONES

La hipótesis de este trabajo versa sobre la viabilidad de formular las ecuaciones constitutivas para suelos en términos de esfuerzos efectivos. Para verificar esta hipótesis se estableció un modelo constitutivo de carácter elastoplástico formulado en términos de esfuerzos efectivos. La ecuación utilizada para obtener los esfuerzos efectivos fue la ecuación de Rojas (2008), la cual es análoga a la ecuación de Bishop (1959). Debido a que la ecuación de esfuerzos efectivos utilizada es función de la curva característica (a través del parámetro de χ), el modelo es capaz de acoplar el comportamiento hidráulico con el mecánico de manera natural sin introducir parámetros adicionales que fueren este acoplamiento en la formulación.

Por otro lado, la utilización del marco elastoplástico para suelos propuesto por Rojas (2004) y Rojas et al. (2015) permite modelar el incremento de rigidez por variaciones en la humedad a través de la superficie de fluencia *LCYS*. A diferencia de otros modelos constitutivos, en este trabajo, la forma de esta superficie de fluencia se obtiene de manera analítica partiendo de un análisis de los esfuerzos a los que es sometida una muestra normalmente consolidada en el espacio de esfuerzos $s - p'$. Gracias a esto, el modelo es capaz de pronosticar el incremento del esfuerzo de preconsolidación y el colapso volumétrico por variaciones en la humedad del suelo.

El modelo descrito en los párrafos previos logra con estas características:

1. Simplificar las ecuaciones constitutivas para un modelo constitutivo. Esto es una consecuencia de la utilización del concepto de esfuerzo efectivo. La unicidad de las líneas de estado crítico permite reducir el número de parámetros necesarios en el modelo.
2. Establecer un marco elastoplástico unificado para suelos saturados. La transición entre ambos estados es suave y se logra a través de la implementación de la curva característica.

3. En el capítulo VII se muestran análisis estadísticos que comparan los resultados teóricos con los experimentales. Para las series de pruebas de compresión triaxial isotrópica sujetas a succión constante, se comparan las predicciones del modelo con los resultados experimentales de los valores de relación de vacíos. Para las series de pruebas de compresión triaxial desviadora sujetas a succión constante, se comparan las predicciones del modelo con los resultados experimentales de los valores de la deformación axial. El resumen se presenta en la Tabla VIII.1.

Puede observarse de esta Tabla, que la pendiente de las líneas de correlación y la intersección con el eje de las ordenadas guardan valores adecuados, indicando que los resultados pronosticados se encuentran siempre en valores que no discrepan en más de un 20% en relación a los valores reales. Por otro lado, el análisis de correlación para la serie de pruebas de compresión triaxial sujetas a una succión de 100 kPa para el Gneiss residual muestra valores bajos de la pendiente. Aquí, ya se explicó en el Capítulo VII que el problema radica en la forma adoptada de \bar{f} para suelos preconsolidados.

Tabla VIII.1 Análisis estadístico de correlación y confianza de resultados

Suelo	Tipo de prueba	Variable comparada	Pendiente	Intersección con el eje de las ordenadas	Error cuadrático medio	Coefficiente de correlación múltiple al cuadrado
Gneiss residual (Futai y Almeida, 2005)	Compresión triaxial isotrópica	Relación de vacíos	1.073	-0.057	0.01579	0.955
	Compresión triaxial desviadora $s = 0$	Deformación axial	0.6524	0.00415	0.015	0.871

	Compresión triaxial desviadora $s = 300kPa$	Deformación axial	0.825	0.0095	0.0242	0.871
	Compresión triaxial desviadora $s = 100kPa$	Deformación axial	0.350	0.0043	0.0149	0.706
Arena limosa	Compresión triaxial isotrópica	Relación de vacíos	0.615	0.3792	0.006	0.886
	Compresión triaxial desviadora $s = 170kPa$	Deformación axial	1.012	-0.0018	0.0129	0.9351
	Compresión triaxial desviadora $s = 235kPa$	Deformación axial	1.084	-0.0041	0.01807	0.8697

En general, el análisis estadístico, indica que el modelo predice adecuadamente las características esfuerzo-deformación de los suelos saturados y no saturados verificando la hipótesis planteada para este trabajo.

Por otro lado, en el capítulo VII se observan diversas trayectorias de carga-descarga y secado-humedecimiento graficando el parámetro χ correspondiente a dichas trayectorias; el parámetro χ surge de la implementación del Modelo Sólido-Poroso. Como ya se mencionó en el capítulo II, una dificultad para obtener los esfuerzos efectivos es la determinación de este parámetro; en la práctica, éste se iguala al grado de saturación como ya se explicó en el Capítulo II. En este sentido, en el capítulo VII se demuestra que el parámetro no necesariamente tiene que ser igual al grado de saturación como se ha manejado en diversos trabajos publicados. Más aún, al graficar este valor en las trayectorias de secado y humedecimiento, se pueden identificar también valores distintos de χ en ambos casos.

La utilización de la ecuación de Bishop para formular las ecuaciones elastoplásticas logra un acoplamiento hidro-mecánico completo. Esto se demuestra al resumir el procedimiento para obtener el esfuerzo efectivo en una prueba de compresión triaxial:

1. Se utiliza la Ecuación (73) que depende de la succión, del esfuerzo neto aplicado a la muestra y del parámetro χ .
2. El parámetro χ depende a su vez de la curva característica y se obtiene con la implementación de un Modelo Sólido-Poroso. Este punto vincula directamente las propiedades hidráulicas y las propiedades mecánicas. No se requieren parámetros adicionales que logren este acoplamiento.
3. Más aún, el Modelo Sólido Poroso trabaja con la distribución de volumen relativo V_R del suelo que es el volumen total de vacíos del suelo. A la envolvente V_R se le asigna el valor inicial de la relación de vacíos a través de la Ecuación (47) y, utilizando la Ecuación (48) se puede conocer la distribución de volumen relativo para cualquier relación de vacíos. Esto permite conocer la evolución de la Curva de Retención Agua-Suelo. Por otro lado, la validación de este punto en el Capítulo VI, da luz a la mecánica de funcionamiento de los medios porosos en general y particularmente de los suelos compactados.
4. Finalmente, las deformaciones elásticas y elastoplásticas se obtienen con la Matriz Plástica de respuesta esfuerzo-deformación (67), para la cual, la variable utilizada es el esfuerzo efectivo del punto 1 de este párrafo.

Esta metodología planteada en cuatro puntos para obtener el esfuerzo efectivo demuestra un acoplamiento completo entre ellos logrando un acoplamiento hidro-mecánico de orden superior.

Finalmente, las pruebas de laboratorio para determinar los parámetros necesarios para el modelo constitutivo propuesto en este trabajo, se pueden obtener en cualquier laboratorio convencional de Geotecnia y son:

1. Curva de compresibilidad p^l-e en muestras saturadas del material.

2. Curva de Retención Agua-Suelo. Este es quizá el procedimiento experimental que implica mayor especialización técnica, sin embargo, su utilización se ha ido generalizado paulatinamente en años recientes.
3. Prueba de compresión triaxial para obtener el ángulo de fricción φ del suelo en condiciones saturadas.

REFERENCIAS

- Aitchison, G. D. 1961. Relationship of Moisture and Effective Stress Functions in Unsaturated Soils. Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworths, London, England.
- Alfaro, M. A. 2008. Geotécnia en suelos no saturados. Academia Colombiana de Ciencias Exactas **32**(125): 471-481.
- Alonso, E. E., A. Gens and A. Josa. 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* **40**(3): 405-430.
- Alonso, E. E., E. Rojas and N. M. Pinyol. 2008. Suelos Parcialmente Saturados. XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Aguascalientes, México.
- Alonso, E. E. and E. Romero. 2003. Collapse behavior of sand. UNSAT-ASIA.
- Arroyo, H., E. Rojas, M. L. Pérez-Rea, J. Horta and J. Arroyo. 2013. Simulation of the shear strength for unsaturated soils. *Comptes Rendus Mecanique* **341**(11): 727-742.
- Barbour, S. L. 1999. The soil water characteristic curve: a historical perspective. *Canadian Geotechnical Journal* **35**: 873-894.
- Barden, L., A. McGown and K. Collins. 1973. The collapse mechanism in partly saturated soil. *Engineering Geology* **7**: 49-60.
- Barla, M. and F. Antolini. 2015. An integrated methodology for landslides' early warning systems. *Landslides*: 1-14.
- Barrera, M. (2002). Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables. PhD. thesis, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Barrera, N. E. and B. P. Garnica. 2002. Introducción a la Mecánica de Suelos no saturados en vías terrestres. Instituto Mexicano del Transporte **198**.
- Berre, T. 1982. Triaxial testing at the Norwegian Geotechnical Institute. *Geotechnical Testing Journal* **5**(1/2): 3-17.
- Bishop, A. W. 1959. The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad* **106**(39): 859-863.
- Buenfil, C. (2007). Caracterización experimental del comportamiento hidromecánico de una arcilla compactada PhD. Thesis, Universidad Politécnica de Cataluña
- 181 Modelo constitutivo para suelos no saturados basado en el principio de esfuerzos efectivos

BIBLIOGRAFÍA

- Coduto, D. P. 1994. *Foundation Design, Principles and Practices*, Prentice Hall. New Jersey.
- Collins, K. and A. McGown. 1974. The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique* **24**(2): 223-254.
- Cresswell, H. P., T. W. Green and N. J. McKenzie. 2008. The adequacy of pressure plate apparatus for determining soil water retention. *Soil Science Society of America Journal* **27**(1): 41-49.
- Croney, D., J. D. Coleman and W. P. M. Black. 1958. Movement and Distribution of Water in soil in Relation to Highway Design and performance. *Water and Its Conduction in soils. Highway Res. Board, Special Report* **40**: 226-252.
- Cui, Y. J. and P. Delage. 1996. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique* **46**(2): 291-311.
- Cui, Y. J., C. Loiseau and P. Delage. 2002. Microstructure changes of a confined swelling soil due to suction controlled hydration. *Unsaturated Soils. J. F. T. Jucá, T. M. P. d. Campos and F. A. M. Marinho. Balkema Leiden*
- Cuisinier, O. and L. Laloui. 2004. Fabric evolution during hydromechanical loading of a compacted silt. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **28**: 483-499.
- Cunningham, M. R., A. M. Ridley, K. Dineen and J. B. Burland. 2003. The mechanical behaviour of a reconstituted unsaturated silty clay. *Géotechnique* **53**(2): 183-194.
- Chandrakant, S. D. and J. S. Hema. 1984. *Constitutive Laws for Engineering Materials with emphasis on Geologic Materials*, Prentice-Hall.
- Chen, W. F. and E. Mizuno. 1990. *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics: Theory and Implementation*, Elsevier.
- Dangla, O. P., L. Malinsky and O. Coussy. 1997. Plasticity and imbibition-drainage curves for unsaturated soils: a unified approach. 6th international conference on numerical models in geomechanics. Montreal. Balkema, Rotterdam.
- Delage, P., M. Audiguier, Y. J. Cui and M. D. Howat. 1996. Microstructure of a compacted silt. *Canadian Geotechnical Journal* **33**(1): 150-158.
- Desai, C. S. and H. J. Siriwardane. 1984. *Constitutive Laws for Engineering Materials: With Emphasis on Geologic Materials*. Englewood Cliffs, New Jersey.

BIBLIOGRAFÍA

- Drucker, D. C., B. U. D. o. A. Mathematics, U. S. O. o. N. Research and U. S. N. D. B. o. Ships. 1949. Some Implications of Work Hardening and Ideal Plasticity, Division of Applied Mathematics, Brown University.
- Dullien, F. A. L. 1992. Porous Media: Fluid Transport and Pore Structure, Academic Press. San Diego.
- El Howayek, A., P. Huang, R. Bisnett and M. C. Santagata. 2011. Identification and Behavior of Collapsible Soils. Joint Transportation Research Program.
- Fillunger, P. 1913. Der Auftrieb in Talsperren. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst: 532-556.
- Fredlund, D. G. and N. R. Morgenstern. 1977. Stress state variables for unsaturated soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division **103**(5): 447-466.
- Fredlund, D. G. and H. Rahardjo. 1993. Soil Mechanics for Unsaturated Soils, Wiley. New York.
- Futai, M. M. and M. S. S. Almeida. 2005. An experimental investigation of the mechanical behaviour of an unsaturated gneiss residual soil,. Géotechnique **55**(3): 201-213.
- Futai, M. M., M. S. S. Almeida and W. A. Lacerda. 2004. Yield, Strength, and Critical State Behavior of a Tropical Saturated Soil. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering **130**(11): 1169-1179.
- Gens, A., M. Sánchez and D. Sheng. 2006. On constitutive modelling of unsaturated soils. Acta Geotecnica **1**(3).
- Giesche, H. 2006. Mercury Porosimetry: a General (Practical) Overview. Particle & Particle Systems Characterization **23**(1): 9-19.
- Haines, W. B. 1927. Studies in the physical properties of soils: IV. A further contribution to the theory of capillary phenomena in soil. The Journal of Agricultural Science **17**(02): 264-290.
- Ho, D. Y. F. and D. G. Fredlund. 1982. A multistage triaxial test for unsaturated soils. Geotechnical Testing Journal **5**(1/2): 3-17.
- Houlsby, G. T. 1997. The work input to an unsaturated granular material. Géotechnique **47**(1): 193-196.
- Hvorslev, M. J. 1958. Physical properties of remolded cohesive soils. Vicksburg, Mississippi.

BIBLIOGRAFÍA

- Jennings, J. E. 1960. A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. *Pore Pressure and Suction in Soils*. London.
- Jennings, J. E. B. and J. B. Burland. 1962. Limitations to the use of effective stresses in partially saturated soils. *Géotechnique* **12**(85): 125-144.
- Juárez-Badillo, E. 1975. Constitutive relationships for soils. Symp. on Recent Developments in the Analysis of Soil Behavior and Their Application to Geotechnical Structures. University of New South Wales, NSW, Australia.
- Juárez-Badillo, E. and A. Rico Rodríguez. 2008. *Mecánica de Suelos I: Fundamentos de Mecánica de Suelos*, Limusa. México.
- Khalili, N., M. A. Habte and S. Zargarbashi. 2008. A fully coupled flow deformation model for cyclic analysis of unsaturated soils including hydraulic and mechanical hysteresis. *Computers and Geotechnics* **35**(6): 872–889.
- Khalili, N. and M. H. Khabbaz. 1998. A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Géotechnique* **48**(5): 681-687.
- Khalili, N., M. H. Khabbaz and G. E. Blight. 2004. Effective stress in unsaturated soils: review with new evidence. *International Journal for Geomechanics* **42**(2): 115-126.
- Khalili, N., R. Witt, L. Laloui, L. Vulliet and A. Koliji. 2005. Effective stress in double porous media with two immiscible fluids. *Geophysical Research Letters* **32**(15): 1-5.
- Khalili, N. and S. Zargarbashi. 2010. Influence of hydraulic hysteresis on effective stress in unsaturated soils. *Géotechnique* **60**(9): 729-734.
- Laloui, L. and M. Nuth. 2009. On the use of the generalised effective stress in the constitutive modelling of unsaturated soils. *Computers and Geotechnics* **36**(1-2): 20-23.
- Lambe, T. W. 1958. The Engineering Behavior of Compacted Clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* **84**: 1-35.
- Lambe, T. W. and R. V. Whitman. 1969. *Soil Mechanics*, Wiley. New York.
- Levine, I. N. 2004. *Fisicoquímica*, McGraw-Hill Interamericana.
- Li, Y. and N. C. Wardlaw. 1986. Mechanisms of nonwetting phase trapping during imbibition at slow rates. *Journal of Colloid and Interface Science* **109**: 473-486.

BIBLIOGRAFÍA

- Loret, B. and N. Khalili. 2000. A three-phase model for unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **24**(11): 893-927.
- Lu, N. and W. J. Likos. 2004. *Unsaturated Soil Mechanics*, John Wiley & Sons. New York.
- Lubliner, J. 1990. *Plasticity Theory*, Macmillan. New York.
- Mason, G. and N. R. Morrow. 1991. Capillary behavior of a perfectly wetting liquid in irregular triangular tubes. *Journal of Colloid and Interface Science* **141**(1): 262-274.
- Miller, G. A., C. N. Khoury, K. K. Muraleetharan and C. Liu. 2008. Effects of soil skeleton deformations on hysteretic soil water characteristic curves: Experiments and simulations. *Water Resources Research* **44**(5).
- Murray, E. J. and V. Sivakumar. 2010. *Unsaturated Soils: A fundamental interpretation of soil behaviour*, Wiley-Blackwell. United Kingdom.
- Ng, C. W. W. and Y. W. Pang. 2000. Experimental investigations of the soil-water characteristics of a volcanic soil. *Canadian Geotechnical Journal* **37**(6): 1252-1264.
- Nuth, M. and L. Laloui. 2007. Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and validation of a unified framework. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **32**(7): 771-801.
- Nuth, M. and L. Laloui. 2008. Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and validation of a unified framework. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **32**(7): 771-801.
- Or, D. and M. Tuller. 2005. Capillarity. In: *Encyclopedia of soils in the environment* (D. Hillel ed.). Elsevier Science. Oxford
- Pereira, J. M., H. Wong, P. Dubujet and P. Dangla. 2005. Adaptation of existing behaviour models to unsaturated states: Application to CJS model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*.
- Pérez, G. N. and A. P. Garnica. 2008. Evaluación del modelo de proporcionalidad natural para la modelación de la curva característica. XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Aguascalientes, México.
- Popov, E. 1998. *Engineering Mechanics of Solids*, Prentice•Hall.

BIBLIOGRAFÍA

- Power, K. C., S. K. Vanapalli and V. K. Garga. 2008. A revised contact filter paper method. *Geotechnical Testing Journal* **31**(6).
- Rahardjo, H. and E. C. Leong. 2006. Suction measurements. Fourth International Conference on Unsaturated soils. Phoenix, Arizona.
- Rendulic, L. 1936. Pore-Index and Pore Water Pressure. *Bauingenieur* **17**(559).
- Richards, B. G. 1966. The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation to the design of engineering structures built on shallow foundations in Australia. Symposium on Permeability and Capillarity. American Society for Testing Materials., Atlantic City, New Jersey.
- Roberts, J. N. and L. M. Schwartz. 1985. Grain consolidation and electrical conductivity in porous media. *Physical Review B* **31**(9).
- Rojas, E. 2004. Resistencia al Esfuerzo Cortante. *Mecánica de Suelos No Saturados*. A. G. Zepeda. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México
- Rojas, E. 2008. Equivalent Stress Equation for Unsaturated Soils. I: Equivalent Stress. *International Journal of Geomechanics* **8**(5): 285-290.
- Rojas, E. 2008. Equivalent Stress Equation for Unsaturated Soils. I: Solid-Porous Model. *International Journal of Geomechanics* **8**(5): 291-299.
- Rojas, E. 2011. Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados: Utilización del concepto de esfuerzos equivalentes, Editorial Académica Española. Saarbrücken.
- Rojas, E. 2014. Towards a Unified Soil Mechanics Theory; The use of effective stresses in unsaturated soils, Bentham Science.
- Rojas, E., J. Horta, T. López-Lara and J. B. Hernández. 2011. A probabilistic solid porous model to determine the shear strength of unsaturated soils. *Probabilistic Engineering Mechanics* **26**(3).
- Rojas, E., M. L. Pérez-Rea, T. López-Lara, J. B. Hernández and J. Horta. 2015. Use of Effective Stresses to Model the Collapse upon. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*.

BIBLIOGRAFÍA

- Rojas, E., A. G. Zepeda, M. L. Pérez-Rea, J. Leal and G. Gallegos. 2009. A four elements porous model to estimate the strength of unsaturated soils. *Geotechnical and Geological Engineering* **29**(2): 193-202.
- Romero, E., E. E. Alonso and C. Hoffmann. 2006. Behavior of bentonite-sand mixtures subjected to cyclic drying and wetting paths. *Unsaturated Soils 2006*. Arizona, United States.
- Roscoe, K. H. and J. B. Burland. 1968. On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay. *Engineering Plasticity*. Cambridge University Press. Cambridge
- Schrefler, B. A. (1984). The finite element method in soil consolidation (with applications to surface subsidence). Ph.D., University College of Swansea.
- Sheng, D. 2010. Constitutive modelling of unsaturated soils: discussion of fundamental principles. . General Report presented at the 5th International Conference on Unsaturated Soils (6-8 Sept 2010, Barcelona), In: *Unsaturated Soils*, (EE Alonso & A Gens, eds).
- Simms, P. H. and E. K. Yanful. 2001. Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests. *Canadian Geotechnical Journal* **38**(4): 741-754.
- Simms, P. H. and E. K. Yanful. 2005. A pore-network model for hydro-mechanical coupling in unsaturated compacted clayey soils. *Canadian Geotechnical Journal* **42**(2): 499-514.
- Streeter, V. B., W. B. and K. Bedford. 2007. *Mecánica de Fluidos*, Mc Graw Hill, Novena edición.
- Sun, D. A., D. Sheng and S. W. Sloan. 2007. Elastoplastic modelling of hydraulic and stress-strain behaviour of unsaturated soils. *Mechanics of Materials* **39**(3).
- Sun, D. A., D. Sheng and Y. Xu. 2007. Collapse behavior of unsaturated compacted soil with different initial densities. *Canadian Geotechnical Journal* **44**(6): 673-686.
- Sun, D. A., D. C. Sheng, H. B. Cui and S. W. Sloan. 2007. A density-dependent elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated compacted soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **31**(11): 1257-1279.
- Taiebat, M. and Y. F. Dafalias. 2010. Simple Yield Surface Expressions Appropriate for Soil Plasticity. *International Journal of Geomechanics* **10**(4): 161-169.

BIBLIOGRAFÍA

- Tarantino, A. E. and E. De Col. 2008. Compaction behaviour of clay. *Géotechnique* **58**(3): 199-213.
- Terzaghi, K. 1925. *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, Franz Deuticke. Leipzig and Vienna.
- Thom, R., R. Sivakumar, V. Sivakumar, E. J. Murray and P. Mackinnon. 2007. Pore size distribution of unsaturated compacted kaolin: the initial states and final states following saturation. *Géotechnique* **57**(5): 469-474.
- Tuller, M. and D. Or. 2004. Retention of water in soil and the soil water characteristic curve. *Encyclopedia of soils in the environment*. D. Hillel. Elsevier Science. Oxford
- Wang, Q., D. E. Pufahl and D. G. Fredlund. 2002. A study of critical state on an unsaturated silty soil. *Canadian Geotechnical Journal* **39**(1): 213-218.
- Wheeler, S. J., A. Näätänen, M. Karstunen and M. Lojander. 2003. An anisotropic elastoplastic model for soft clays. *Canadian Geotechnical Journal* **40**(2): 403-418.
- Wheeler, S. J., R. S. Sharma and M. S. R. Buisson. 2003. Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique* **53**(1): 41-54.
- Wheeler, S. J. and V. Sivakumar. 1995. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soils. *Geotechnique* **45**(1): 35-53.
- Wood, D. M. 1990. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press.
- Xu, Y. and L. Cao. 2014. Fractal Representation for Effective Stress of Unsaturated Soils. *International Journal of Geomechanics*.
- Zeevaert, L. 1997. *La Investigación del Suelo por su Estructura y Comportamiento Reológico*. Segunda Conferencia Magistral en el Instituto Politécnico Nacional. México.
- Zhou, A. and D. Sheng. 2009. Yield stress, volume change, and shear strength behaviour of unsaturated soils: validation of the SFG model. *Canadian Geotechnical Journal* **46**(9): 1034-1045.
- Zhou, C. 2009. Modelling of suction effect on fabric yielding and kinematic hardening of reconstituted soils. In: *Unsaturated Soils – Theoretical & Numerical Advances in Unsaturated Soil Mechanics* (Buzzi O, Fityus SG & Sheng D, eds).

BIBLIOGRAFÍA