



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias (Geotecnia)

Modelo constitutivo general para suelos saturados y no saturados

Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
Maestro en Ciencias (Geotecnia)

Presenta

Ing. Eduardo Daniel Pérez García

Dirigido por:

Dr. Eduardo Rojas González

Dr. Eduardo Rojas González
Presidente

Dr. Jaime Moisés Horta Rangel
Secretario

Dra. María de la Luz Pérez Rea
Vocal

Dra. Teresa López Lara
Suplente

Dr. Omar Chávez Alegría
Suplente

Centro Universitario, Querétaro, Qro.
Noviembre, 2019
México

RESUMEN

La mecánica de suelos no saturados es una ciencia relativamente joven que se ha venido desarrollado en las últimas décadas. Los temas de investigación en esta área son muy amplios. El desarrollo de modelos constitutivos para suelos se desarrolló primero para suelos saturados. Este tipo de suelos son bifásicos y su comportamiento es más simple en comparación con los suelos no saturados. Sin embargo, estos últimos suelos, son mucho más comunes que los primeros. Para analizar el comportamiento de las grandes obras de ingeniería civil, se requieren modelos constitutivos generales. Algunas características importantes de estos modelos es que son simples y requieren una pequeña cantidad de parámetros con significado físico. En este trabajo, se desarrolla un modelo basado en la teoría del estado crítico y la ecuación de esfuerzos efectivos propuesta por Bishop. El valor del parámetro χ se obtiene mediante un modelo hidráulico propuesto por Zhou et al. (2012) que permite incluir el fenómeno de histéresis de la curva de retención en los suelos. El objetivo de la investigación es desarrollar un modelo simple con una matriz de rigidez simétrica que requiera pocos parámetros que puedan obtenerse mediante pruebas de laboratorio.

Se desarrolló un programa de computadora del modelo acoplado en un código para Matlab. Se incluyen comparaciones entre resultados experimentales y numéricos.

ABSTRACT

The unsaturated soils mechanics is a relatively young science that has been in development in the recent decades. Research topics on this area are very broad. The development of constitutive models for soils was first developed for saturated soils. These kind of soils are biphasic and its behavior is much simpler compared with unsaturated materials. However, the last are much more common than the former. In order to analyze the behavior of large civil engineering works, general constitutive models are required. Some important characteristics of these models is that that they are simple and require a small number of parameters with physical meaning. In this paper, a model based on the critical state theory and Bishop's effective stress equation is developed. The value of the parameter χ is obtained from a hydraulic model proposed by Zhou et al. (2012) which allows including the hysteresis phenomenon of the retention curve in soils. The objective was to develop a simple model with a symmetric stiffness matrix requiring few parameters that can be obtained through laboratory tests.

A computer program of the coupled model was developed in Matlab code. Comparisons between experimental and numerical results are included.

DEDICATORIAS

A Dios.

Gracias señor por ser la fuerza y el motor para mis peores momentos, por permitirme ser instrumento de tu mano y de tu poder, así como de darme las herramientas para poder llegar a la culminación de este trabajo y de este sueño, en el cual me acompañaste en todos y cada uno de los días, mostrándome lo mucho que me amas y dándome bendiciones en cada uno de mis pasos, gracias infinitas padre poderoso, alabado seas.

A mi mama, Pilar García.

Simplemente no existe una palabra que englobe el todo el amor y el agradecimiento que te tengo, eres luz, eres guía, eres paz, eres amor, eres todo en mi vida, agradezco todos y cada uno de los sacrificios que has hecho a lo largo de tú vida por ver felices y realizados a tus hijos, pero sobre todo porqué incluso en tus más grandes batallas nunca me has dejado caer. Lo que fui, lo que soy y lo que seré es y siempre será para ti mi chula, te amo con cada parte de mi ser.

A mi papa, Juan Pérez.

Gracias papi, por siempre estar cuando más te necesito, eres mi fuerza, mi centro, mi apoyo y motivación para el día a día, me gustaría poderte regresar un poco de lo que me has dado, pero creo que te quedaría a deber esta vida y en las que me toquen vivir, eres el mejor papá y el mejor amigo, gracias porque a mis años siempre me tiendes la mano y me haces sentir protegido y que todo va a salir bien, te amo hasta el infinito papi, estoy orgulloso de ser tu hijo.

A Miros.

Gracias por siempre tener una palabra para hacerme sentir mejor y contar con tu apoyo incondicional, por arrullarme cuando era un bebé, por darme la mano cuando fui niño y por acompañarme siempre ahora que soy un adulto, este sueño no hubiera sido posible sin ti, desde que tengo uso de razón me has dado tanto que no sé si algún día pueda regresarte siquiera un poco, eres la mejor hermana mayor del mundo, te amo.

A Nena.

A ti que siempre tienes una palabra o un gesto para pegarme cuando más roto me siento, porque siempre me das la mano para guiarme cuando no encuentro el camino y prender la luz cuando oscurece y no sé cómo hacer brillar de nuevo, gracias por ser incondicional en mi vida y siempre ver por mi bienestar, te agradezco todo lo que siempre haces por mí, te amo.

A Juan Luis

Hermano, gracias por ser un espejo desde que soy niño, mi súper héroe cuando empezaba a crecer y mi ideal para llegar a ser de adulto, gracias por todo lo que me has dado siempre y porqué pese a ser tan distintos nos unen tantas cosas y tantos sueños, te amo.

A Titi

Titiririri, gracias infinitas por ser mi compañera y darme tanta alegría en mi vida, tantas madrugadas platicando nuestros sueños y nuestras vivencias me han hecho el hombre que soy hoy, gracias por siempre darme tanto de ti sin esperar nada a cambio, gracias por apoyarme y acompañarme en mis sueños, te amo.

A Andrés

Sin ti este viaje no hubiera sido posible, gracias por acompañarme como un hermano y como un mejor amigo, por ser mi compañero de juegos, por vivir tantos días de sueños y fantasías, por aligerar mis cargas y hacer mis días pesados más ligeros, fuiste pieza clave para llegar a la meta, te lo voy a agradecer toda mi vida, te amo.

Itzel, Marina, Eli, Yari, Nuri, Romi, Fer, Naty y Ary

Mis niñas, gracias por ser la luz y los colores que pintan mi vida, son justamente la dosis de color que necesita mi vida, gracias por darme tanta alegría y pintar siempre mis días con su felicidad y alegría, son mis princesas y son mis tesoros, cada una de ustedes ocupa un lugar específico en mi corazón, las voy a cuidar siempre, las amo.

A mis cuñados y cuñada

Definitivamente ustedes también forman parte de este sueño y de haber llegado a esta meta, gracias por apoyarme y tenerme siempre presente algunos de ustedes incluso desde que era un niño, se lo agradezco mucho.

AGRADECIMIENTOS

A mis compañeros, por haberme compartido su amistad, compañerismo, un consejo y ayuda cuando lo necesité a lo largo de este proyecto, gracias por apoyarme y compartir conmigo algo tan valioso como es el conocimiento, en especial quiero agradecer a mis compañeras *Elizabeth Silva* y *Norma Curiel*.

A mi tutor, el *Dr. Eduardo Rojas González*, por ser siempre una guía y un ejemplo de excelencia y compromiso con la investigación y la formación de estudiantes, gracias por su paciencia y su invaluable conocimiento compartido, gracias a usted este proyecto pudo verse terminado.

A la *Dra. María de la Luz Pérez Rea*, por ser una excelente persona, una excelente profesora y siempre estar dispuesta a ayudar a los alumnos y ver su beneficio, como profesora y en su momento como coordinadora del programa.

Al *Dr. Jaime Horta Rangel*, por sus enormes enseñanzas y esa continua disposición a compartir su conocimiento y experiencia con los alumnos.

A la *Dr. Teresa López Lara*, por sus enseñanzas y experiencias compartidas en el transcurso de la maestría para la mejora continua.

Al *Dr. Omar Chávez Alegría*, por enseñarme la Geotecnia de la vida diaria, por mostrarme la importancia de hacer las cosas bien y hacer la diferencia, por comprometerse con la calidad y la excelencia en el desarrollo de los proyectos.

Al *personal del Laboratorio de Geotecnia y materiales* de la Universidad Autónoma de Querétaro, por facilitarme lo medios para culminar este proyecto.

A la *Universidad Autónoma de Querétaro* por ser una institución que arroja a sus alumnos y los forja para ser excelentes profesionistas y ciudadanos comprometidos con la mejora del entorno.

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)* por el enorme apoyo para poder cursar mis estudios de posgrado.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN	II
ABSTRACT.....	III
DEDICATORIAS	IV
AGRADECIMIENTOS.....	VII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XII
ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Justificación.....	1
1.2. Planteamiento del Problema.....	2
1.3. Hipótesis y Objetivos.....	4
1.3.1. Hipótesis.....	4
1.3.2. Objetivo General.....	4
1.3.3. Objetivos Específicos	4
2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	5
2.1. Los suelos no saturados.....	5
2.2. Fases de un suelo no saturado.....	5
2.2.1. Fase sólida	6
2.2.2. Fase líquida	7
2.2.3. Fase gaseosa.....	7
2.3. Estado de esfuerzos.....	8
2.3.1. Estado de esfuerzos efectivos para suelos saturados.....	9
2.3.2. Estado de esfuerzos efectivos para suelos no saturados.....	10
2.4. Teoría del Estado Crítico (Roscoe <i>et al.</i> , 1958).....	12
2.5. Curva de Retención	15

2.6.	Modelo Empírico de Van Genucthen (1980).....	17
2.7.	Célula triaxial con control de succión	18
3.	ANTECEDENTES	19
3.1.	Formulación básica de los modelos Elasto-Plásticos de Estado Crítico....	19
3.2.	Forma de la Superficie de Fluencia	21
3.2.1.	Potencial de Flujo o regla de flujo.....	22
3.2.2.	Endurecimiento de la Superficie de Fluencia.....	23
3.3.	Modelo del Estado Crítico	24
3.4.	Extensión del Modelo basado en el Estado Crítico para Suelos No Saturados (Barcelona Basic Model)	27
4.	REVISIÓN DE MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SUELOS NO SATURADOS.....	33
4.1.	Modelo Cam-Clay Modificado.....	33
4.2.	Modelo de Rusell y Khalili.....	35
4.2.1.	Superficie de Fluencia	35
4.3.	Modelo de Zhou y Sheng	37
4.3.1.	Superficie de fluencia	39
4.4.	Modelo de Ma et al.....	40
1.1.1.	Superficie de Fluencia	41
5.	METODOLOGÍA.....	43
5.1.	Formulación de un modelo constitutivo general para suelos saturados y no saturados.	43
5.1.1.	Comportamiento Elastoplástico.	43
5.1.2.	Comportamiento Elástico.....	44
5.1.3.	Superficie de fluencia.	50
5.1.4.	Comportamiento plástico	51

5.2. Extensión del modelo para suelos no saturados utilizando esfuerzos efectivos.	55
5.3. Comportamiento de la Superficie de Fluencia en el espacio de esfuerzos efectivos.	57
5.4. Modelo Hidráulico.....	61
5.5. Propuesta de modelo hidráulico de Horta, J., & Rojas, E. (2016).....	64
6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	67
6.1. Resultados experimentales de un gneiss residual (Futai y Almeida, 2005) 67	
6.2. Ajuste de la curva de retención (Futai y Almeida, 2005).....	69
6.3. Modelación de los resultados de Futai y Almeida (2005) para la validación del modelo.	71
6.3.1. Ensayes triaxiales con succión igual a 100 kPa	71
6.3.2. Ensayes triaxiales con succión igual a 300 kPa	84
6.4. Cálculo de la desviación estándar y valor medio.....	96
6.5. Resultados experimentales de un suelo sedimentario inalterado de (Khosravi, A. 2015).	96
6.6. Ajuste de la curva de retención (Khosravi, A. 2015).	98
6.7. Modelación de los resultados de Khosravi, A. (2015) para la validación del modelo.	100
6.7.1. Ensayes triaxiales con succión igual a 0 kPa (Condición saturada)	101
6.7.2. Ensayes triaxiales con succión igual a 50 kPa	105
6.7.3. Ensayes triaxiales con succión igual a 100 kPa	108
6.7.4. Ensayes triaxiales con succión igual a 400 kPa	116
6.8. Cálculo de desviación estándar y valor medio.	123
7. CONCLUSIONES.....	124

8. RECOMENDACIONES.....	126
9. ANEXOS.....	127
9.1. ANEXO II. Código de programación del modelo hidráulico.....	127
9.2. ANEXO II. Código de programación del modelo constitutivo para suelos saturados y no saturados.....	130
10. BIBLIOGRAFÍA.....	141

Dirección General de Bibliotecas UHQ

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1.- Parámetros Modelo del Estado Crítico	31
Tabla 3.1.- Lista de Parámetros para el modelo propuesto por Russell y Khalili (2006).....	37
Tabla 3.2.- Lista de Parámetros para el modelo propuesto por Sheng y Zhou (2011).....	38
Tabla 3.3.- Lista de Parámetros para el modelo propuesto por Ma et al. (2015)...	41
Tabla 4.1 Expresiones para esfuerzos efectivos para suelos no saturados por diferentes Autores.	11
Tabla 6.1.-Ensayes triaxiales presentados por Futai y Almeida (2005).....	68
Tabla 6.2.- Parámetros de ajuste para el modelo hidráulico.....	69
Tabla 6.3.- Valores de entrada para el programa.....	71
Tabla 6.4.- Valor medio y desviación estándar para ensayos de Futai y Almeida (2005).....	96
Tabla 6.5.- Ensayes triaxiales presentados por Khosravi, A. (2015).....	97
Tabla 6.6.-Parámetros de ajuste para el modelo hidráulico.	98
Tabla 6.7.- Valores de entrada para el modelo.	101
Tabla 6.8.- Valor medio y desviación estándar para ensayos de Khosravi, A. (2015).....	123

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Comportamiento Esfuerzo-Deformación idealizado para un suelo.	20
Figura 2.2 Superficie de Fluencia y Superficie de Falla.	21
Figura 2.3 Plano de esfuerzos p y q y trayectoria de respuesta de un ensaye triaxial.	22
<i>Figura 2.4 Flujo asociado y vector incremento de deformación plástica de $\delta\varepsilon_{\pi}$....</i>	23
Figura 2.5 Trayectorias de respuesta para diversos ensayes y línea del estado crítico (EC) (Zepeda et al., 2004).	25
Figura 2.6 Representación tridimensional de la línea del Estado crítico (csl) y de las familias de las superficies de fluencia.	26
Figura 2.7 Aumento de la superficie elíptica de fluencia en el modelo constitutivo de Alonso et al., (1990) para condiciones saturadas donde $\Psi=0$ y no saturadas donde Ψ tiene un valor.....	28
Figura 2.8 Superficie de Fluencia representada en un espacio tridimensional.....	29
Figura 2.9 Superficie de fluencia para suelos no saturados.....	30
Figura 3.1.- Curva de compresibilidad para la respuesta del material durante la consolidación isotrópica.	34
Figura 3.2.- Superficie de carga, superficie de fluencia y línea de mapeo radial en el plano $q - p'$ propuesta por Russell y Khalili (2006).	36
Figura 3.3. Superficie de fluencia del modelo propuesto por Sheng y Zhou (2011).	40
Figura 4.1.- Estructuras de suelos compactados (Yoshimi y Osterberg, 1963).....	6
Figura 4.2.- Esfuerzos Efectivos en suelos saturados.....	10
Figura 4.3.- Esfuerzos Efectivos en suelos saturados.....	10
Figura 4.4 Línea de consolidación normal isotrópica en el plano u vs. $\ln p'$	13
Figura 4.5 Línea de estado crítico en el plano u contra $\ln p'$	14
Figura 4.6 Línea de estado crítico en el plano p' contra q'	15
Figura 4.7.- SWRC idealizada, con las curvas principales de humedecimiento-secado, mostrando el fenómeno de histéresis.	16
Figura 4.8.- Curvas características de succión, representativas de arenas, limos y arcillas (Fredlund y Xing, 1994).....	16
Figura 5.1.- Esquemización de un suelo ensayado en una prueba Triaxial	44

Figura 5.2.-Función del potencial plástico.	47
Figura 5.3.- Incremento de la superficie de fluencia.....	49
Figura 5.4.- Forma de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos p-q....	50
Figura 5.5.- Comportamiento de la superficie de fluencia para distintos patrones de carga.	51
Figura 5.6.- Relación de vacíos para diferentes patrones de carga.	52
Figura 5.7.- Crecimiento de la superficie de fluencia hasta alcanzar el estado crítico de falla.....	54
Figura 5.8.- Crecimiento de la superficie de fluencia para un modelo constitutivo para suelos no saturados.	57
Figura 5.9.- El endurecimiento por succión desplaza la LCI y LEC en la cantidad χ_{0s0}	58
Figura 5.10.- Evolución de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos efectivos.	60
Figura 5.11.- Superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos efectivos.	60
Figura 5.12.- Trayectorias de secado-humedecimiento y regla de escaneo.	62
Figura 5.13.- Diagrama de Flujo de procedimiento para determinar las curvas de escaneo.....	65
Figura 6.1.- Curva de retención experimental presentada por Futai y Almeida (2005).	68
Figura 6.2.- Ajuste a la curva de retención experimental presentada por Futai y Almeida (2005).....	69
Figura 6.3.- Ajuste a la curva de retención experimental presentada por Futai y Almeida (2005) con propuesta de Horta, J., & Rojas, E. (2016).....	70
Figura 6.4.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100 kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.	72
Figura 6.5.- Superficie de fluencia para s=100 kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.	73
Figura 6.6.- Esfuerzo-deformación para s=100 kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.	73
Figura 6.7.- Deformación volumétrica-deformación axial para s=50 kPa y esfuerzo	

confinante igual a 100 kPa.	74
Figura 6.8.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	75
Figura 6.9.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	76
Figura 6.10.- Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	76
Figura 6.11.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	77
Figura 6.12.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.	78
Figura 6.13.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.	79
Figura 6.14.- Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.	79
Figura 6.15.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.	80
Figura 6.16.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	81
Figura 6.17.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	82
Figura 6.18.- Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	82
Figura 6.19.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	83
Figura 6.20.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 300kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.	84
Figura 6.21.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.	85
Figura 6.22.- Esfuerzo-deformación para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.	85

Figura 6.23.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.	86
Figura 6.24.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	87
Figura 6.25.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	88
Figura 6.26.- Esfuerzo-deformación para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	88
Figura 6.27.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	89
Figura 6.28.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.	90
Figura 6.29.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.	91
Figura 6.30.- Esfuerzo-deformación para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.	91
Figura 6.31.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.	92
Figura 6.32.- Superficie de fluencia para $s=500$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.	93
Figura 6.33.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 500 kPa.	94
Figura 6.34.- Esfuerzo-deformación para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 500 kPa.	94
Figura 6.35.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 500 kPa.	95
Figura 6.36.- Curva característica experimental presentada por Khosravi, A. (2015).	97
Figura 6.37.-Ajuste a la curva de retención experimental presentada por Khosravi, A. (2015).....	98
Figura 6.38.- Ajuste a la curva de retención experimental presentada por Khosravi,	

A. (2015) con propuesta de Horta, J., & Rojas, E. (2016).	100
Figura 6.39.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 0 kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	102
Figura 6.40.- Superficie de fluencia para $s=0$ kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	103
Figura 6.41. - Esfuerzo-deformación para $s=0$ kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	103
Figura 6.42. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=0$ kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	104
Figura 6.43.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 50 kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	105
Figura 6.44.- Superficie de fluencia para $s=50$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	106
Figura 6.45. - Esfuerzo-deformación para $s=50$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	107
Figura 6.46. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=50$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	107
Figura 6.47.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100 kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	108
Figura 6.48.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	109
Figura 6.49. - Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	109
Figura 6.50. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.	110
Figura 6.51.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100 kPa y esfuerzo confinante igual a 300 kPa.	111
Figura 6.52.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 300 kPa.	112
Figura 6.53. - Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a	

300 kPa.	112
Figura 6.54. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 300 kPa.	113
Figura 6.55.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100 kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.....	114
Figura 6.56.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	115
Figura 6.57. - Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	115
Figura 6.58. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.	116
Figura 6.59.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 400 kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.....	117
Figura 6.60.- Superficie de fluencia para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.	118
Figura 6.61. - Esfuerzo-deformación para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.	118
Figura 6.62. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.	119
Figura 6.63.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 400 kPa y esfuerzo confinante igual a 150 kPa.....	120
Figura 6.64.- Superficie de fluencia para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 150 kPa.	121
Figura 6.65. - Esfuerzo-deformación para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 150 kPa.	121
Figura 6.66. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 150 kPa.	122

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Justificación

El comportamiento de resistencia y cambios volumétricos de un suelo saturado están controlados por los esfuerzos efectivos. Sin embargo, para el caso de los suelos no saturados no ha sido posible esclarecer este argumento, debido a que no existe una ecuación de esfuerzos efectivos para los suelos no saturados que sea aplicable a todos los tipos de suelos. Bishop (1959) propuso una ecuación para esfuerzos efectivos para suelos no saturados, esta ecuación contiene el parámetro χ . Para determinar este parámetro existen varias ecuaciones, pero ninguna ha sido aceptada de manera general.

El modelo constitutivo BBM (Barcelona Basic Model) propuesto por Alonso *et al.*, (1990) es capaz de simular el comportamiento de los suelos no saturados debido a que incluye a la succión como variable. Sin embargo, para poder satisfacer su matriz de rigidez es necesario conocer muchos parámetros y algunos a su vez necesitan de otros valores para poder ser calculados, lo que complica mucho poder usar este modelo. Otro problema es que la matriz de rigidez no es simétrica, de tal forma que el proceso para obtener su inversa y poderla aplicar en cálculos es bastante complicado. De ahí es que surge la necesidad de buscar modelos constitutivos que involucren una cantidad menor de parámetros y cuya matriz de rigidez sea simétrica para así poder facilitar el análisis numérico.

Aunque se han propuesto otros modelos, el problema radica en que no consideran algunos fenómenos que suceden en los suelos o son enfocados hacia un fenómeno en específico. Entonces, surge la necesidad de proponer un modelo general totalmente acoplado, que no sean tan complejo y cuyas variables o parámetros puedan ser obtenidas de manera experimental en un laboratorio de mecánica de suelos.

1.2. Planteamiento del Problema

Los modelos constitutivos basados en la teoría del estado crítico aplicables a suelos no saturados simulan algunos fenómenos que suceden en éstos. Para el caso del fenómeno denominado endurecimiento por succión, Zepeda *et al.*, (2004) menciona que en los suelos no saturados se ha podido observar de manera experimental que su respuesta elástica y su resistencia se incrementan cuando la succión del suelo aumenta.

El modelo constitutivo propuesto por Alonso *et al.*, (1990), considera que la superficie de fluencia tiene una forma elíptica y crece isotrópicamente con la succión. El material entonces presentará un aumento en su resistencia debido a un incremento en la cohesión, mientras que el ángulo de fricción permanece constante. De igual forma el modelo es capaz de reproducir las principales características del comportamiento de los suelos no saturados, siempre y cuando el material no exhiba anisotropía o una expansividad irreversible (Barrera *et al.*, 2004).

Existen otros comportamientos que se presentan en los suelos y deben ser considerados. Tal es el caso de cuando aplicamos esfuerzos al suelo, éste se deforma, los poros se reducen, la curva de retención cambia, el esfuerzo por succión cambia. Las deformaciones cambian de tal manera que hay que ir actualizando las curvas de retención y los esfuerzos por succión con cada incremento de carga. Esta interacción entre los esfuerzos aplicados al suelo y las propiedades hidráulicas, es conocido como acoplamiento hidromecánico. Este otro de los obstáculos que presenta el modelo propuesto por Alonso *et al.*, (1990), debido a que se ha demostrado que, si a dos muestras idénticas se les impone la misma succión, los resultados de resistencia serán diferentes si las trayectorias de humedecimiento-secado han sido diferentes. El fenómeno clave que produce este comportamiento, es la histéresis de la curva característica o de retención de los suelos.

Este fenómeno implica que una muestra de suelo puede presentar un amplio rango de grados de saturación cuando está sujeta a un cierto valor de la succión, dependiendo de la historia de humedecimiento-secado que ha sufrido el material.

Los primeros modelos que consideraron la interacción entre el comportamiento mecánico del suelo y sus componentes hidráulicas (el grado de saturación y la succión) fueron propuestos por Wheeler (1996) y por Dangla *et al.*, (1997). Uno de los primeros modelos que trata específicamente el comportamiento hidromecánico fue propuesto por Vaunat *et al.*, (2000).

En la mayoría de los modelos el comportamiento mecánico está acentuado mientras que el comportamiento hidráulico se minimiza o bien están encaminados hacia un tipo específico de suelo. Sheng *et al.*, (2011) propone un modelo donde acopla tanto la parte hidráulica que tiene que ver con la saturación y la variación del volumen del suelo. La parte mecánica es basada en una ecuación general que relaciona las variaciones del esfuerzo neto efectivo relacionadas a la succión del material.

Con la ayuda de un modelo constitutivo general sería más sencillo predecir el comportamiento de los suelos, sin importar si éstos son saturados o no saturados. De esta forma podríamos solucionar algunos de los problemas que existen actualmente en la mecánica de suelos no saturados como el ya mencionado acoplamiento hidromecánico.

1.3. Hipótesis y Objetivos

1.3.1. Hipótesis

Es posible establecer un modelo totalmente acoplado a partir del concepto de esfuerzos efectivos, la teoría del Estado Crítico y el comportamiento hidromecánico de los suelos, que simule adecuadamente el comportamiento de los suelos no saturados.

1.3.2. Objetivo General

Establecer un modelo que sea aplicable para suelos saturados y no saturados basado en el concepto de esfuerzos efectivos con acoplamiento hidromecánico, que tome en cuenta la histéresis de la curva de retención.

1.3.3. Objetivos Específicos

- Se realizará desarrollará un modelo constitutivo con acoplamiento hidromecánico para los suelos no saturados.
- Establecer un modelo aplicable a suelos saturados y no saturados basado en la Teoría del Estado Crítico, la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop (1959) y el modelo hidráulico de Zhou *et al.*, (2012), que sea aplicable para suelos saturados y no saturados.
- Buscar que el modelo esté definido por una matriz de rigidez simétrica con parámetros obtenidos a partir de ensayos triaxiales consolidados drenados, para el comportamiento mecánico y curvas de retención del suelo.
- Determinar la precisión del modelo comparando con resultados de pruebas experimentales.

2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1. Los suelos no saturados.

Durante varios años, la mecánica de suelos estuvo enfocada hacia los suelos saturados, los cuales son suelos conformados únicamente por dos fases, una sólida y una líquida. Esto quiere decir, que los espacios vacíos del suelo están ocupados en su totalidad por agua, pasando a segundo término los suelos no saturados, a pesar de ser muy comunes en varias regiones del planeta. En la actualidad se tiene un vasto conocimiento del comportamiento de los suelos saturados, existiendo modelos mecánicos que permiten explicar de forma conjunta todos los comportamientos de resistencia, deformación volumétrica y al corte. Sin embargo, existe una mayor escasez de información y conocimiento en cuanto a los suelos parcialmente saturados, siendo que los estos suelos son los más comunes en regiones áridas y semiáridas.

Los fenómenos característicos del comportamiento de un suelo no saturado están relacionados con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser positivas y en ese caso se dice que se está hablando de un colapso y negativas en cuyo caso se habla de una expansión. Ambos fenómenos pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural, debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento deformacional del suelo al variar las condiciones ambientales sin modificación del estado de esfuerzo exterior.

2.2. Fases de un suelo no saturado

Un suelo no saturado es un sistema de tres fases; sólidos, líquidos y gases. Las relaciones entre estas fases y los componentes del suelo. Según Yoshimi y Osterberg (1963), están presentadas en la Figura 3.1 de forma gráfica. De forma contraria a lo anterior Fredlund y Morgenstern (1977) proponen una cuarta fase, considerando a la interfase entre el aire libre y el agua libre como una fase

independiente. Esta interfase, formada por una película cuyo espesor es del tamaño de escasas moléculas tiene propiedades distintas de las del agua y el aire a las que separa. En su análisis de esfuerzo, dichos autores consideran que dos de las fases se equilibran bajo las presiones aplicadas (partículas sólidas y “membrana contráctil”). Las otras dos fases fluyen bajo las presiones aplicadas (aire y agua). Por otro lado, en las relaciones peso-volumen se considera el suelo como un sistema de tres fases, debido a que el peso de la membrana se incluye como parte del peso del agua y no se considera su volumen.

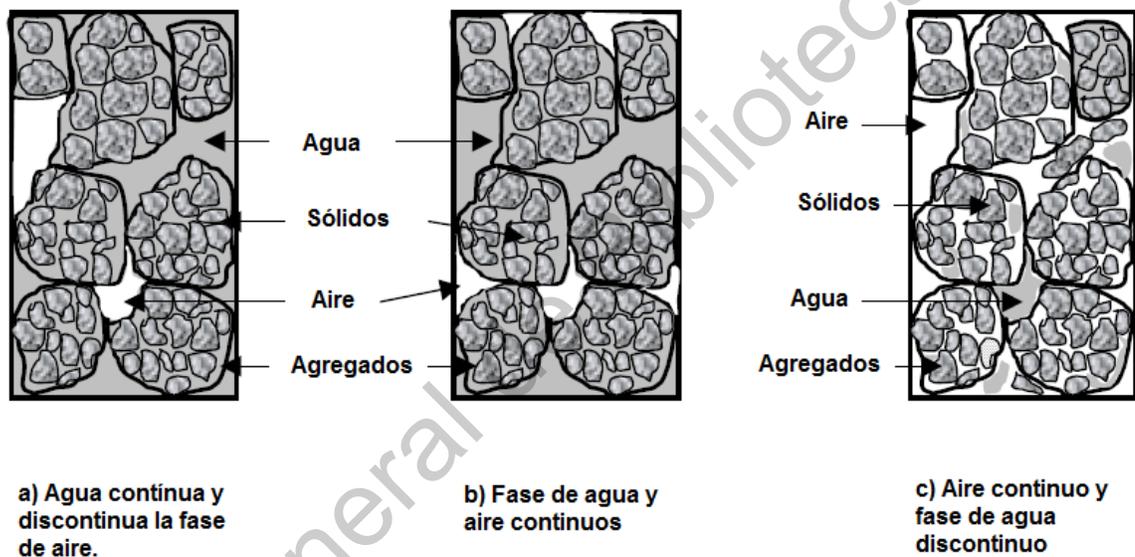


Figura 2.1.- Estructuras de suelos compactados (Yoshimi y Osterberg, 1963).

2.2.1. Fase sólida

Se integra por partículas sólidas de distintos tamaños y sus propiedades más importantes de dichas partículas son:

- Tamaño (Se divide en fracción gruesa y fracción fina)
- Forma
- Textura

- Composición química (Cargas eléctricas y capacidad de intercambio catiónico)

Los comportamientos característicos de un suelo están ligados en gran medida a estas propiedades. Las partículas se disponen formando arreglos geométricos, conocidos como estructura del suelo la cual es determinante en la respuesta del suelo especialmente en los no saturados. La cantidad de humedad influye en el estado de esfuerzo que se desarrolla en los contactos entre partículas, el aire y el agua, y controla la componente capilar de la succión.

2.2.2. Fase líquida

Compuesta básicamente del agua y de las sales disueltas en ella. De una forma clásica ha sido clasificada en tres tipos:

- Agua adsorbida en la partícula, o como parte de la capa doble difusa, que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas.
- Agua capilar, que permanece en el suelo por acción de las fuerzas capilares, y puede moverse por la acción de éstas.
- Agua gravitacional, aquella que puede perder el suelo en condiciones de drenaje libre por gravedad.

Desde el punto de vista hidrodinámico el agua capilar y la gravitacional forman una sola unidad, que puede denominarse agua libre.

2.2.3. Fase gaseosa

Esta fase se encuentra conformada por aire y vapor de agua. La forma en que se encuentra el aire en el suelo, se relaciona con la humedad o el grado de saturación del mismo. Cuando el grado de saturación del suelo es bajo, el aire puede ocupar sus canalículos que pueden estar comunicados entre sí y con el exterior. Desde un punto de vista geotécnico el aire se considera compresible, en contraposición con

el agua que siempre se la califica de incompresible. Aunque el aire no sea un gas perfecto, se le atribuye un comportamiento que sigue la Ley de los gases perfectos para el intervalo de presiones y temperaturas usuales en el suelo.

2.3. Estado de esfuerzos

El estado de un sistema puede ser descrito como la información necesaria en una caracterización completa del sistema para el fin deseado. Los parámetros de estado típico para un cuerpo elástico son referidos como aquellas variables que describen el campo de deformaciones, el campo de esfuerzos y sus geometrías. Las variables de estado deben ser independientes de las propiedades del material en cuestión (coeficiente de Poisson y módulo elástico en caso de sólido elástico). La relación de esfuerzo-deformación es una relación constitutiva que describe el comportamiento de un material.

Las relaciones constitutivas son expresiones que relacionan los parámetros de estado, para el caso de suelos estas relaciones nos ayudan a describir algunos fenómenos como la variación de la deformación volumétrica al saturar el suelo en función del esfuerzo aplicado y la curva característica de retención de humedad.

Otros ejemplos de ecuaciones constitutivas, relacionando variables de estado de esfuerzos son las ecuaciones de resistencia al corte y ecuaciones que proporcionan la presión de poros en función de los esfuerzos totales aplicados.

El comportamiento mecánico que presenta un suelo puede describirse en términos de su estado de esfuerzos. Éste consiste de una combinación de variables mejor conocidas como variables de estado de esfuerzos y deben de tener la característica de ser independientes de las propiedades físicas del suelo. La cantidad de variables requerida para describir el estado de esfuerzos de un suelo depende principalmente del número de fases involucradas. Como se mencionó anteriormente los suelos se pueden dividir en dos tipos: saturado y no saturados, por lo tanto, el estado de esfuerzos efectivos será distinto para cada caso.

2.3.1. Estado de esfuerzos efectivos para suelos saturados

Los esfuerzos efectivos pueden ser definidos como aquellas funciones de los esfuerzos totales, y de las presiones intersticiales que controlan todas las relaciones esfuerzo-deformación del suelo. Según el principio de Terzaghi (1925), las relaciones esfuerzo-deformación del suelo depende exclusivamente del exceso de las presiones totales sobre la presión intersticial, quedando la ecuación de la siguiente forma.

$$\sigma' = \sigma - u_w$$

Ecuación 2.1.- Ecuación de esfuerzos efectivos de Terzaghi (1925).

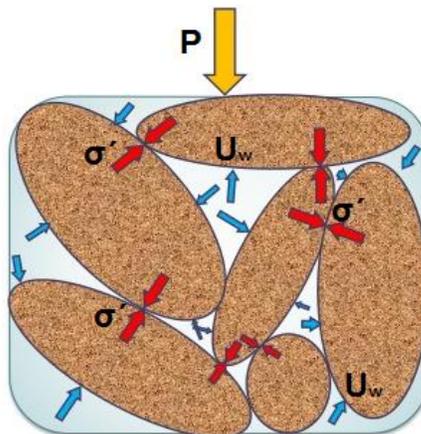
Donde:

σ' = Esfuerzo Efectivo

σ = Esfuerzo Normal Total

u_w = Presión de Poro en el Agua

El concepto de esfuerzo efectivo es la base fundamental de la mecánica de suelos saturados. Se ha probado que es la única variable de estado de esfuerzo que controla el comportamiento de suelos saturados. La validez del esfuerzo efectivo como variable de estado de esfuerzos para un suelo saturado ha sido verificado experimentalmente (Bishop y Eldin, 1950; Skempton, 1961), por tanto, tiene amplia

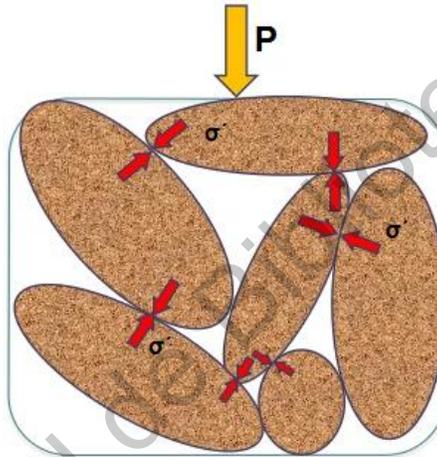


aceptación. En la Figura 4.2 se muestra de forma gráfica como actúan los esfuerzos en un suelo saturado.

Figura 2.2.- Esfuerzos Efectivos en suelos saturados.

2.3.2. Estado de esfuerzos efectivos para suelos no saturados

El comportamiento de un suelo no saturado es más complejo que el comportamiento de un suelo saturado, principalmente es debido a que son necesarias dos variables



de esfuerzos independientes para explicarlo. Dada la enorme ventaja que supone trabajar con una sola variable, igual que sucede con el esfuerzo efectivo en suelos saturados, a lo largo de la historia ha habido propuestas de variables.

Figura 2.3.- Esfuerzos Efectivos en suelos saturados.

Una de las propuestas más usadas es la de Bishop (1959), quien sugirió una expresión tentativa para esfuerzos efectivos:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$$

Ecuación 2.2.-Ecuación para esfuerzos efectivos de Bishop (1959).

Donde:

σ' = Esfuerzo Efectivo

σ = Esfuerzo Normal Total

u_a = Presión de Poro debida al aire

u_w = Presión de Poro en el Agua

χ = Parámetro que depende del grado de Saturación

Existe más ecuaciones para esfuerzos efectivos en suelos no saturados propuestas por otros autores, las cuales son mencionadas de manera puntual en la siguiente tabla.

Tabla 2.1.- Expresiones para esfuerzos efectivos para suelos no saturados por diferentes Autores.

Ecuación Propuesta	Variables	Referencia
$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$	u_a = Presión de Poro debida al aire u_w = Presión de Poro en el Agua χ = Parámetro que depende del grado de Saturación	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma - \beta u_w$	β = Factor de unión	Croney <i>et al.</i> , (1958)
$\sigma' = \sigma a_m + u_a a_a + u_w a_w + R - A$	a_i = Fracción del área total que está en contacto con el aire-agua	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma - \Psi p''$	Ψ = Succión (Parámetro de cero a uno). p'' = Presión de poro-agua negativa	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma - \beta p''$	β = Factor Estadístico	Jennings (1961)

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi_m(h_m - u_a) + \chi_s(h_s + u_a)$$

χ_m = Parámetro de
Esfuerzo efectivo
(Succión Mátrica)

h_m = Succión
Mátrica

χ_s = Parámetro de
Esfuerzo efectivo Richards (1966)
(Succión Osmótica)

h_s = Succión
Osmótica

2.4. Teoría del Estado Crítico (Roscoe *et al.*, 1958)

La teoría del estado crítico asume la existencia de una única superficie en $p' - q - e$ (esfuerzo efectivo principal, esfuerzo desviador y relación de vacíos), con la formulación de esta teoría, se pudieron unificar varios tipos de comportamientos de suelos bajo el mismo modelo: diferentes condiciones de drenaje y trayectorias de esfuerzos pueden ser explicados en el espacio conformado por los 3 ejes perpendiculares. Mediante pruebas de compresión triaxial se pueden construir curvas en este espacio. La expresión que relaciona el volumen específico (v) y el esfuerzo normal (p') durante una compresión isotrópica del suelo es (línea de consolidación normal isotrópica, NCL):

$$v = N - \lambda \ln p'$$

Ecuación 2.3.- Volumen específico en el tramo de carga.

Y la ecuación general de la línea de descarga es:

$$v = v\kappa - \kappa \ln p'$$

Ecuación 2.4.- Volumen específico en la línea de descarga

Donde λ es la pendiente de NCL y κ la pendiente de la rama de expansión, en tanto que N y v_{κ} son los volúmenes específicos del suelo cuando $p'=1$, en el plano $\ln p' - v$, que se muestran en la Figura 4.4.

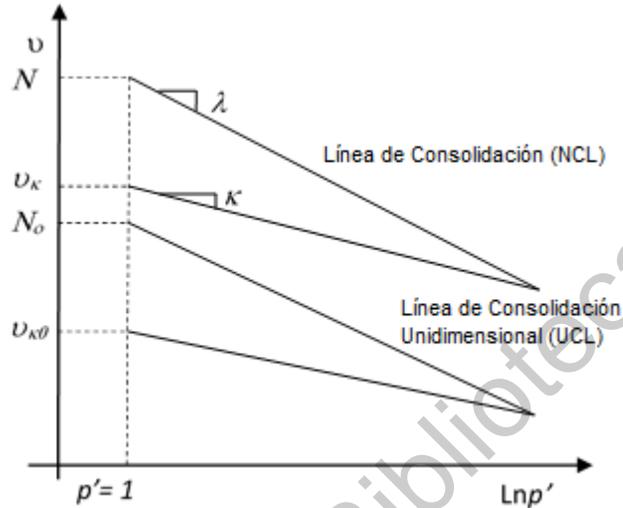


Figura 2.4 Línea de consolidación normal isotrópica en el plano v vs. $\ln p'$.

En la etapa de falla de una prueba triaxial de resistencia, en el espacio v contra $\ln p'$, la ecuación de la línea de estado crítico (CSL) es:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p$$

Ecuación 2.5.-Volumen específico.

Siendo Γ la pendiente de la proyección de CSL en el espacio v contra $\ln p'$, la cual se puede apreciar de manera gráfica en la Figura 4.5.

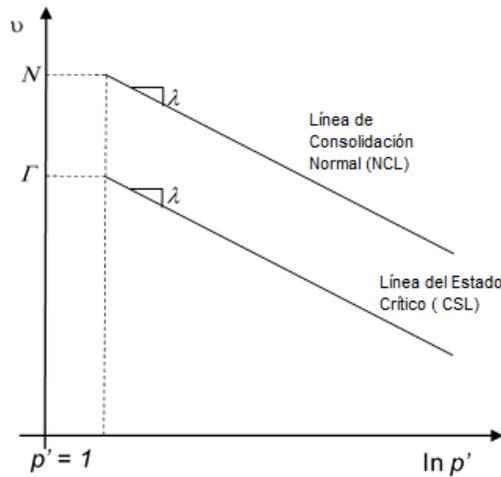


Figura 2.5 Línea de estado crítico en el plano u contra $\ln p'$.

En el espacio $p' - q'$ (la línea de estado crítico (CSL) está definida por la siguiente ecuación:

$$q' = Mp'$$

Ecuación 2.6.- Esfuerzo desviador en el espacio $p' - q'$.

Donde:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

Ecuación 2.7.- Esfuerzo isotrópico efectivo.

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

Ecuación 2.8.- Esfuerzo Desviador.

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u ; \sigma'_2 = \sigma_2 - u ; \sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

Ecuación 2.9.- Componentes axiales de un ensaye de compresión isotrópica

e

Ecuación 2.10.- Relación de Vacíos.

Siendo M la pendiente de la proyección de la línea de estado crítico en el espacio $p' - q'$ (Figura 3.6.).

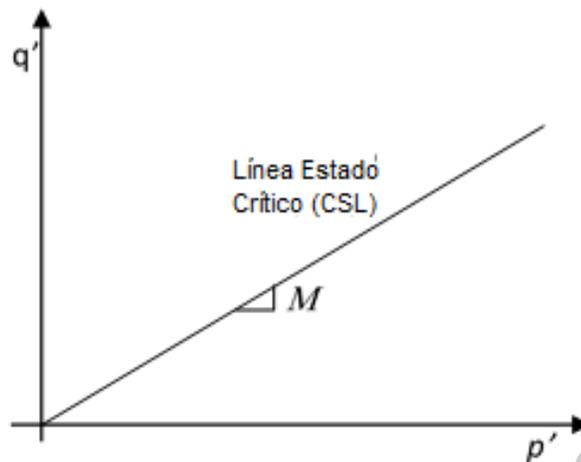


Figura 2.6 Línea de estado crítico en el plano p' contra q' .

2.5. Curva de Retención

El flujo en el suelo está sujeto a campos de fuerzas que resultan de la atracción de la matriz sólida, la presencia de solutos, la acción de la presión externa, la atracción gravitacional entre otros. El potencial gravitacional se mide desde la superficie de los suelos ($-z$) y el de presión es una función del contenido de agua (θ). Dicho potencial de presión se considera positivo si el fluido en el suelo está a una presión mayor a la atmosférica y negativo con una presión menor a la atmosférica. Este último es llamado potencial mátrico. Cuando es tomado en valor absoluto se le denomina succión mátrica (ψ). Este resulta de las fuerzas capilares y de adsorción debido a la estructura del suelo (Pliego, 2012).

A la relación que existe entre el contenido de agua (ω o θ) o grado de saturación (S_r) del suelo con su respectiva succión mátrica (ψ) se le conoce como Curva de Retención Suelo-Agua (SWRC por sus siglas en inglés).

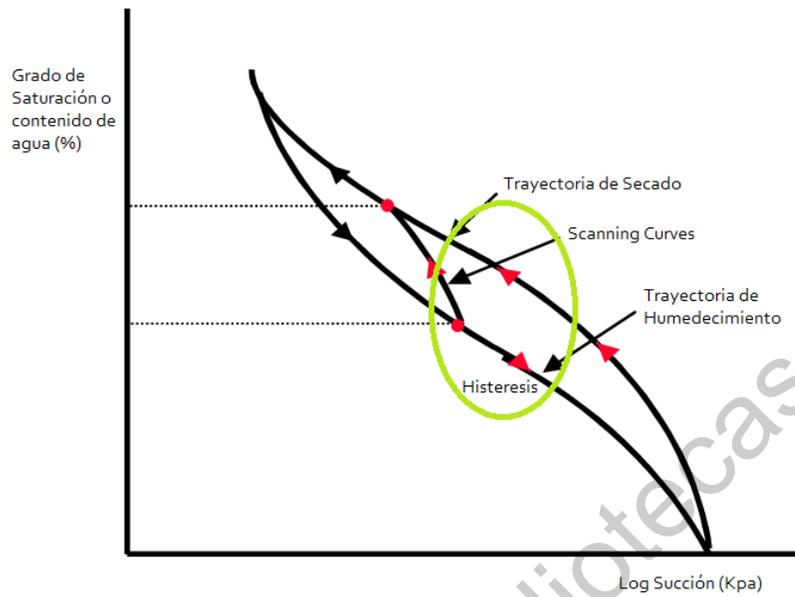


Figura 2.7.- SWRC idealizada, con las curvas principales de humedecimiento-secado, mostrando el fenómeno de histeresis.

Las curvas de retención pueden ser usadas para estimar diversos parámetros utilizados para describir el comportamiento del suelo no saturado (Fredlund y Xing, 1994). Su uso se ha convertido en un aspecto importante en la mecánica de suelos no saturados debido a que estos materiales presentan un acoplamiento hidromecánico. Es decir, su comportamiento volumétrico y su resistencia dependen no sólo del esfuerzo aplicado y la succión, sino también de su grado de saturación (S_r o G_w) que depende de su contenido de humedad (ω o θ o g) (Horta et al., 2012).

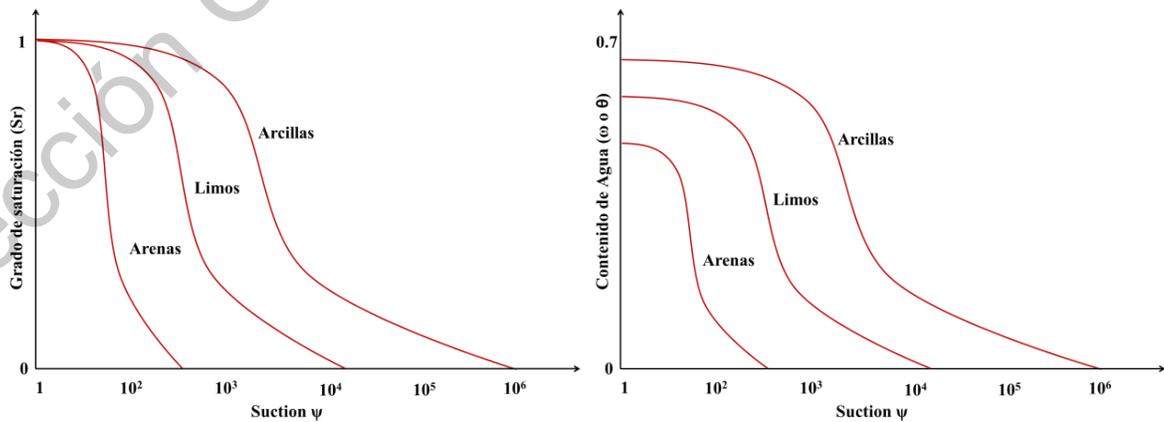


Figura 2.8.- Curvas características de succión, representativas de arenas,

limos y arcillas (Fredlund y Xing, 1994).

La SWRC no es única para un suelo, su forma y posición no son las mismas, es decir, la trayectoria de humedecimiento y de secado son diferentes, este fenómeno es llamado histéresis (Meza, 2012). Este fenómeno es dictado por la textura y la estructura del suelo, mientras mayor es el contenido de arcilla mayor es la retención de agua por un valor dado de succión (ψ) y la pendiente de la curva es más suave (Pliego, 2012), esto se debe a su distribución de tamaño de poros (PSD por sus siglas en inglés), ya que presenta gran diversidad de poros. Por otro lado, para los suelos arenosos las pendientes son más fuertes, debido a que su PSD es más homogénea.

2.6. Modelo Empírico de Van Genuchten (1980)

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

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha\Psi)^n]^m}$$

Ecuación 2.11.- Ecuación del modelo empírico de Van Genuchten (1980).

Donde:

α = es un parámetro de escala inversamente proporcional al diámetro medio de poro.

n = es una medida de la distribución del tamaño de poro, $n > 1$, es un medida

adimensional.

m = es un parámetro de forma para el punto de inflexión de la curva de retención, dado por la siguiente relación $m = 1 - 1/n$, el valor de m , se encuentra en el intervalo $0 < m < 1$.

Ψ = succión mátrica del suelo en el punto de interés.

θ_s = Contenido de agua volumétrico saturado

θ_r = Contenido de agua residual del suelo

El modelo matemático de Van Genuchten (1980), tiene un punto de inflexión que permite mayor flexibilidad y define mejor la forma sigmoideal o de “s” invertida de la curva característica del suelo. El parámetro α está relacionado con el valor de entrada de aire; el parámetro n está relacionado con la distribución de tamaño de poro y es un índice de la pendiente de la curva característica (van Genuchten, 1980). Por último, el parámetro m está relacionado con la simetría total de la curva característica.

El modelo propuesto por Van Genuchten es ampliamente usado en modelación debido a que ajusta de manera muy semejante los valores simulados con los valores reales de la curva característica del suelo.

2.7. Célula triaxial con control de succión

Los primeros aparatos desarrollados para el estudio de la resistencia al corte en suelos no saturados consistían en una célula triaxial modificada, que permitía la medida o control de la presión de agua y aire. Medidas independientes de los cambios volumétricos de agua y del cuerpo de la probeta. A partir de estos estudios se desarrollaron varios equipos siguiendo las mismas bases conceptuales de aplicación y control de la succión.

Las investigaciones posteriores destacaban algunos problemas relativos al control del ensayo: las piedras porosas tenían una pequeña resistencia al paso del aire; la

permeabilidad al aire de las membranas que envolvían las probetas; la presencia de burbujas de aire en el sistema de medida de presión intersticial; y las dificultades de medir los cambios volumétricos de las probetas, que muchas veces se mezclaban con la deformación de la propia célula.

En el caso de un ensayo triaxial en condiciones saturadas, los cambios de volumen del espécimen son relacionados con los cambios de agua. Pueden ser fácilmente medidos con una bureta de vidrio graduada o un controlador de presión. En un suelo no saturado, tanto los cambios de aire, agua y volumen total del espécimen no pueden ser medidos tan fácilmente, por lo que, en los estudios de los suelos no saturados, los equipos triaxiales requieren un método confiable para monitorear los cambios de volumen del espécimen.

3. ANTECEDENTES

3.1. Formulación básica de los modelos Elasto-Plásticos de Estado Crítico

El desarrollo de modelos del comportamiento mecánico de los materiales geotécnicos tiene su origen en el estudio de los metales, los cuales muestran un comportamiento esfuerzo-deformación de tipo elástico hasta un punto denominado punto de fluencia. Una vez que se supera este punto el material se dice que comienza a presentar un comportamiento plástico. Esta idea ha sido aplicada a suelos obteniendo resultados aceptables. Existen modelos que tienen la capacidad de incluir la elasticidad no lineal de los materiales al considerar los módulos de rigidez volumétrica y cortante K y G respectivamente, en función de la deformación que presenta el material.

En la Figura 3.1 se grafica el comportamiento esfuerzo deformación de una muestra que ha sido sometida a un ensaye compresión triaxial (en los ejes $\sigma_1 - \sigma_3, \varepsilon_1$), en la cual se puede observar que en una etapa inicial el suelo presenta un

comportamiento lineal hasta llegar al punto de fluencia, a partir de ahí el suelo tiene un comportamiento que se compone de dos partes; una elástica ϵ^e y otra plástica ϵ^p en la cual se producen deformaciones irreversibles. Una vez que se deja de aplicar el esfuerzo axial, el suelo recuperará parte de su deformación con una pendiente aproximadamente igual a la observada al inicio del ensaye.

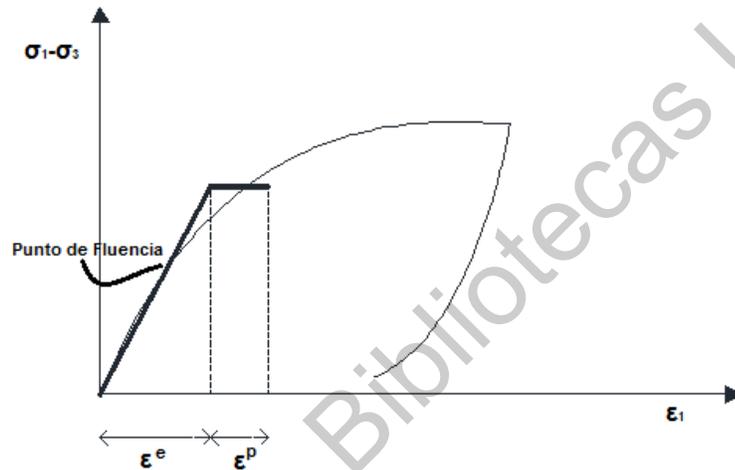


Figura 3.1 Comportamiento Esfuerzo-Deformación idealizado para un suelo.

El punto de fluencia se puede representar en el espacio de esfuerzo de tal manera que el conjunto de puntos de fluencia de todas las direcciones genera una superficie que se denomina superficie de fluencia y se muestra en la Figura 2.2. Como ya se ha mencionado una vez que el material alcanza esta superficie su comportamiento es plástico, sin embargo, para que esta deformación plástica no crezca de manera indefinida antes de que el material alcance el esfuerzo a la falla, el material tiende a endurecerse y a este fenómeno se le denomina endurecimiento por deformación, esto quiere decir que la superficie de fluencia crece. Por otro, lado para que ocurra nuevamente una deformación plástica ante un incremento de carga es necesario que el nuevo estado de esfuerzos se ubique sobre el perímetro de la superficie de fluencia, esta condición es conocida como condición de consistencia y establece cómo y cuándo deberá de crecer la superficie de falla.

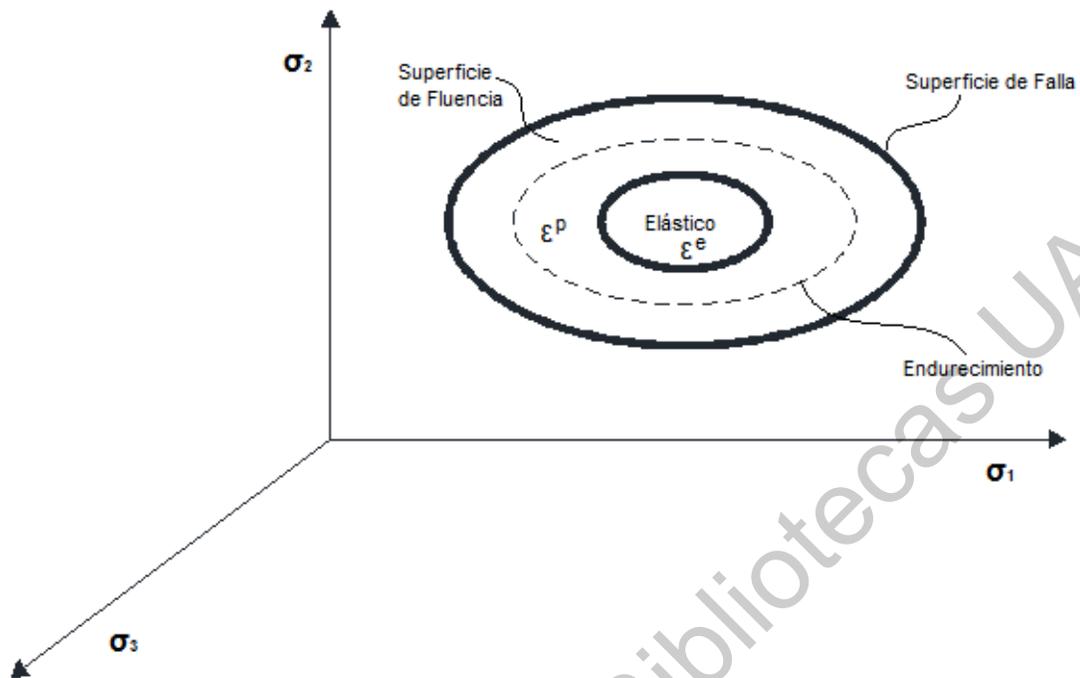


Figura 3.2 Superficie de Fluencia y Superficie de Falla.

Una vez que se conoce como afectan los esfuerzos a la superficie de fluencia de un suelo se sabe que para establecer un modelo constitutivo elasto-plástico, son necesarios 3 aspectos fundamentales:

- 1) La forma de la superficie de fluencia.
- 2) El potencial de flujo o la regla de flujo.
- 3) Endurecimiento o condición de consistencia.

3.2. Forma de la Superficie de Fluencia

La forma de la superficie de fluencia se obtiene con base de resultados de ensayos de laboratorio que fueron sometidos a distintas trayectorias de esfuerzos para llevarlos a la falla, dichas trayectorias pudieron ocurrir en el plano de esfuerzos bidimensional o en el espacio tridimensional, dependiendo del caso.

Cuando se habla de suelos, se representan los esfuerzos en un espacio

bidimensional limitado por los ejes del esfuerzo medio efectivo p' y del esfuerzo desviador q , los cuales se obtienen después de haber trazado un plano bisector a los ejes σ_1 y σ_2 como se muestra en la figura 2.3.

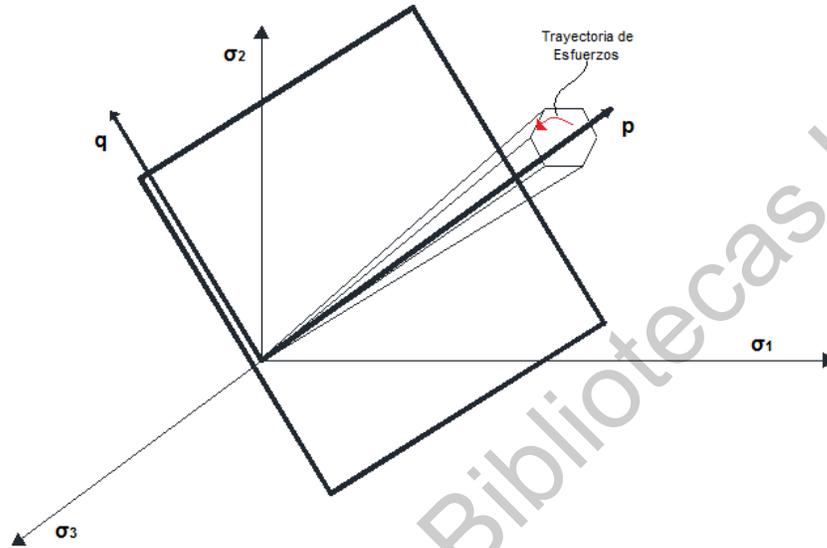


Figura 3.3 Plano de esfuerzos p y q y trayectoria de respuesta de un ensayo triaxial.

Esta generalización es muy usada debido a que representa el caso de que $\sigma_2 = \sigma_3$ en los ensayos triaxiales. Sin embargo, los modelos que se ajustan a esta idealización, no representaban algunos de los rasgos básicos del comportamiento de los suelos y la adopción de leyes de fluencia asociadas conducen a la predicción de dilatancia excesiva en fluencia y rotura. El criterio para la superficie de fluencia en el plano desviador para el caso de suelos es el de Mohr-Coulomb.

3.2.1. Potencial de Flujo o regla de flujo

Cuando la deformación plástica se incrementa se puede dividir en dos componentes, una volumétrica y otra desviadora, la dirección de la deformación plástica quedará definida por el estado de esfuerzos al momento de alcanzar la superficie de fluencia. En ocasiones se considera que el incremento de la deformación plástica es perpendicular a la superficie de fluencia en el punto donde se encuentra el estado de esfuerzos y que depende del incremento del esfuerzo

aplicado, esta condición es conocida como flujo normal o asociado. Se puede conocer la dirección por medio del gradiente de la función denominada potencial plástico, que cuando se representa en el espacio de esfuerzos. Al esfuerzo medio p se asocia la deformación volumétrica y al esfuerzo desviador q la deformación desviadora.

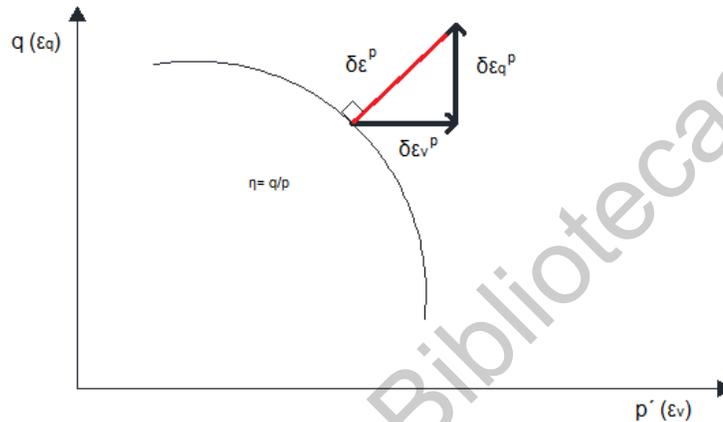


Figura 3.4 Flujo asociado y vector incremento de deformación plástica de $\delta\epsilon^p$.

3.2.2. Endurecimiento de la Superficie de Fluencia

El endurecimiento de la superficie puede presentarse en distintas formas: isotrópico, anisotrópico, cinemático o una combinación de éstos. El endurecimiento anisotrópico es aquel en donde la superficie de fluencia aumenta su tamaño, pero conserva su forma, mientras que en el caso de endurecimiento anisotrópico sucede lo contrario, si bien la superficie de fluencia aumenta de tamaño, pero no conserva su forma. Para el caso de endurecimiento cinemático se presenta cuando la superficie de fluencia se desplaza, pero sigue el estado actual de esfuerzos.

Estudios posteriores condujeron a la formulación de los denominados modelos de Estado Crítico. Drucker *et al.*, (1957) mencionaban la existencia de una superficie de fluencia controlada por el cambio de volumen. Por otro lado, Roscoe *et al.*, (1958)

introdujeron un esquema de comportamiento de suelos basado en el concepto de estado crítico y en la existencia de una superficie de estado límite. Los primeros modelos elasto-plásticos de Estado Crítico fueron la serie de formulaciones Cam-Clay desarrolladas en la Universidad de Cambridge por Roscoe.

3.3. Modelo del Estado Crítico

Los modelos constitutivos son elementos básicos para simular el comportamiento de un suelo antes de la construcción de las grandes obras de ingeniería civil, cuyo objetivo es poder realizar mejores diseños. Uno de los modelos más prácticos para suelos no saturados es el modelo del estado crítico debido a la sencillez y a que involucra el uso de pocos parámetros.

Si un material fino es sometido a un ensaye de compresión isotrópica, la trayectoria de respuesta que presenta puede graficarse como una línea recta de pendiente igual a λ en los ejes logaritmo del esfuerzo medio efectivo (p') contra volumen específico ($v = 1 + e$), en donde e representa la relación de vacíos del material, tal como se muestra en la figura 2.5 en donde N representa el volumen específico para un esfuerzo medio efectivo unitario, mientras que su respuesta en descarga-recarga se puede trazar como línea recta de pendiente k .

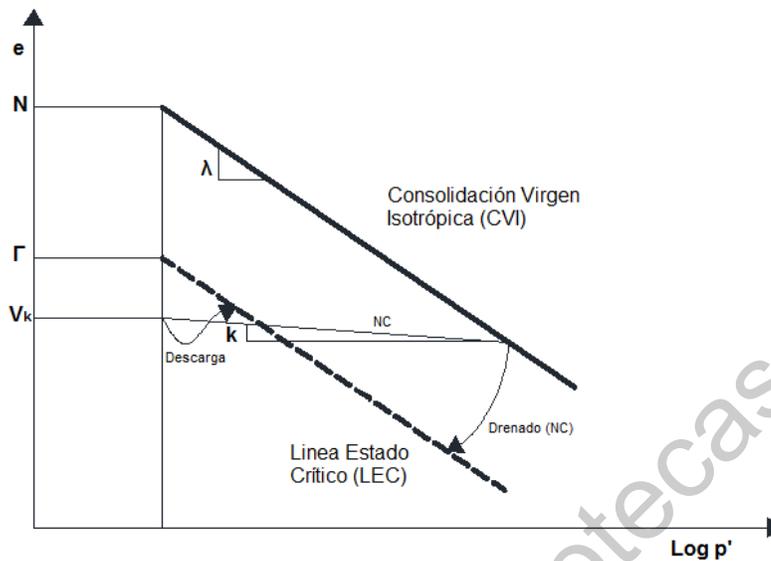


Figura 3.5 Trayectorias de respuesta para diversos ensayos y línea del estado crítico (EC) (Zepeda et al., 2004).

Zepeda et al., (2004) define la ecuación para el comportamiento volumétrico como se muestra a continuación.

$$d\varepsilon_v = \frac{dv}{v} = \frac{\lambda}{v} \left(\frac{dp'}{p'} \right)$$

Ecuación 2.1. Ecuación para el comportamiento volumétrico para suelos no saturados (Zepeda et al., 2004).

Donde, λ , representa la pendiente de la línea de consolidación virgen isotrópica, v , es volumen específico y p' es el esfuerzo medio efectivo. La Figura 2.5 muestra que cuando se trazan las trayectorias de respuestas de un suelo fino para ensayos drenados y no drenados realizados en probetas normalmente consolidadas (NC) y preconsolidadas (PC) se obtienen las curvas que se muestran en la figura. Se pudo observar que si se unen los puntos finales de todas las trayectorias de respuesta de estos últimos ensayos (que representan las condiciones de falla del material para cada caso) se alinean en una recta paralela a la línea de compresión virgen isotrópica (CVI). A esta línea se le denominó del Estado Crítico (LEC) y representa

una condición en donde el material alcanza un estado de plasticidad perfecta. En este estado la deformación desviadora crece indefinidamente mientras los esfuerzos efectivos y la deformación volumétrica total se mantienen constantes. Cuando los esfuerzos medio p y desviador q junto con el valor de la relación de vacíos que se alcanza en el estado crítico son graficados, se obtiene el volumen tridimensional que se muestra en la figura 2.6. El interior de este volumen muestra todos los estados de esfuerzo y deformación posibles que puede tener el material, mientras que la línea que se encuentra en la cúspide de los segmentos curvos muestra todos los estados de falla posibles de este material.

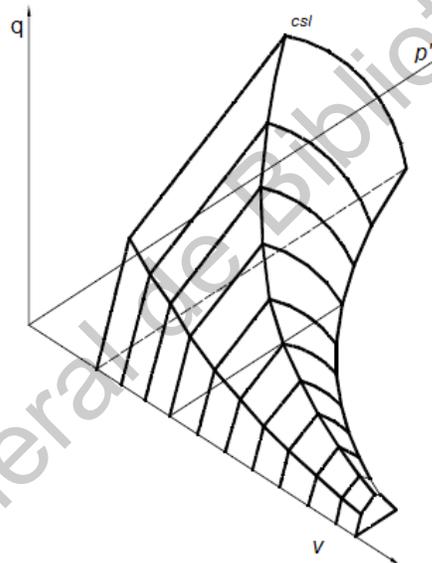


Figura 3.6 Representación tridimensional de la línea del Estado crítico (csl) y de las familias de las superficies de fluencia.

Los modelos basados en el estado crítico de los suelos también predicen una superficie de falla del suelo única en el plano tridimensional del esfuerzo medio p , el esfuerzo desviador q , junto con el valor de la relación de vacíos que se alcanza en el estado crítico v . El valor correspondiente de v se obtiene a partir de lo que se muestra en la Figura 2.6. Fuera de esta superficie no pueden existir estados admisibles del suelo. La línea superior es producto de la unión de las familias de

superficie de fluencia que se conoce como línea del Estado Crítico ó CSL por sus siglas en inglés *critical state line*.

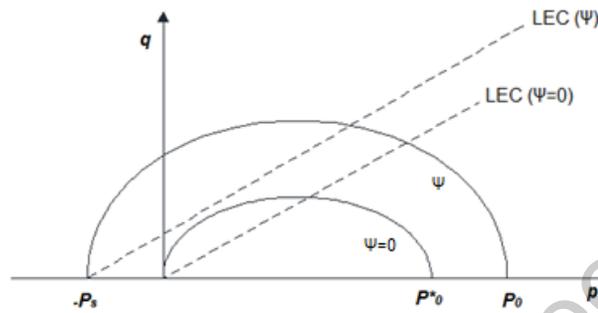
De tal manera que los modelos basados en la teoría del estado crítico son ampliamente usados y representan una de las herramientas más poderosas para simular el comportamiento de los suelos saturados y no saturados, en cualquier trayectoria de esfuerzos.

3.4. Extensión del Modelo basado en el Estado Crítico para Suelos No Saturados (Barcelona Basic Model)

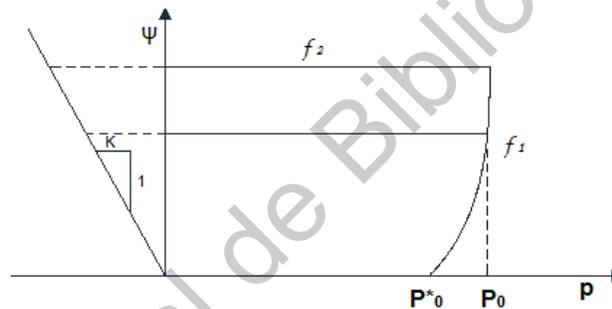
Los modelos para suelos no saturados basados en esfuerzos efectivos se han estado utilizando recientemente como los más sencillos para la modelación de estos materiales. Sin embargo, aún estos modelos requieren un gran número de parámetros y su matriz de rigidez no es simétrica. Partiendo del modelo del Estado Crítico para suelos saturados, Alonso *et al.*, (1990) desarrollaron un modelo más general que considera el comportamiento de los suelos no saturados al incluir a la succión como variable.

El modelo del Estado Crítico Modificado utilizado como base para el desarrollo del modelo de Alonso *et al.*, (1990), propone una superficie de fluencia de forma elíptica en el plano de esfuerzo medio efectivo p contra esfuerzo desviador q . Sus vértices izquierdo y derecho se colocan en el origen y en el esfuerzo de preconsolidación, respectivamente. La superficie crece isotrópicamente, lo que quiere decir que cambia de tamaño, pero no de forma. Cuando el estado de esfuerzos del material es superado por la aplicación de un esfuerzo adicional, el material presentará deformaciones plásticas y desplaza el esfuerzo de preconsolidación hacia la izquierda o la derecha. Si el contacto entre la trayectoria de sollicitación y la superficie de fluencia ocurre hacia la izquierda del centro de la elipse, el suelo tiende a dilatarse. Por otro lado, cuando el contacto entre la trayectoria de sollicitación y la superficie de fluencia se presenta a la derecha del centro de la elipse, el suelo tiende

a contraerse. Lo cual provoca que la trayectoria de esfuerzos efectivos siempre tienda hacia el estado crítico representado por la cúspide de la elipse.



(a)



(b)

Figura 3.7 Aumento de la superficie elíptica de fluencia en el modelo constitutivo de Alonso et al., (1990) para condiciones saturadas donde $\Psi=0$ y no saturadas donde Ψ tiene un valor.

En los suelos no saturados, se ha observado de forma experimental que su respuesta elástica, así como su resistencia sufren un incremento con la succión. De acuerdo con la teoría elasto-plástica. Es decir, que la superficie de fluencia aumenta su tamaño cuando la succión del suelo aumenta, por lo que se dice que existe un endurecimiento producido por la succión. De tal forma que el esfuerzo aparente de preconsolidación a cierta succión p_0 se incrementa con respecto al esfuerzo de preconsolidación del material saturado p_0^* , como se observa en la figura 1.7 (b). De tal forma que la superficie de fluencia elíptica crece isotrópicamente con la succión

como se muestra en la figura 1.7 (b) y la resistencia del material aumenta debido a un incremento de la cohesión. Por otro lado, el ángulo de fricción del suelo permanece constante. En la figura 1.8 se grafica en el plano tridimensional como crece la superficie de fluencia en un suelo con la succión.

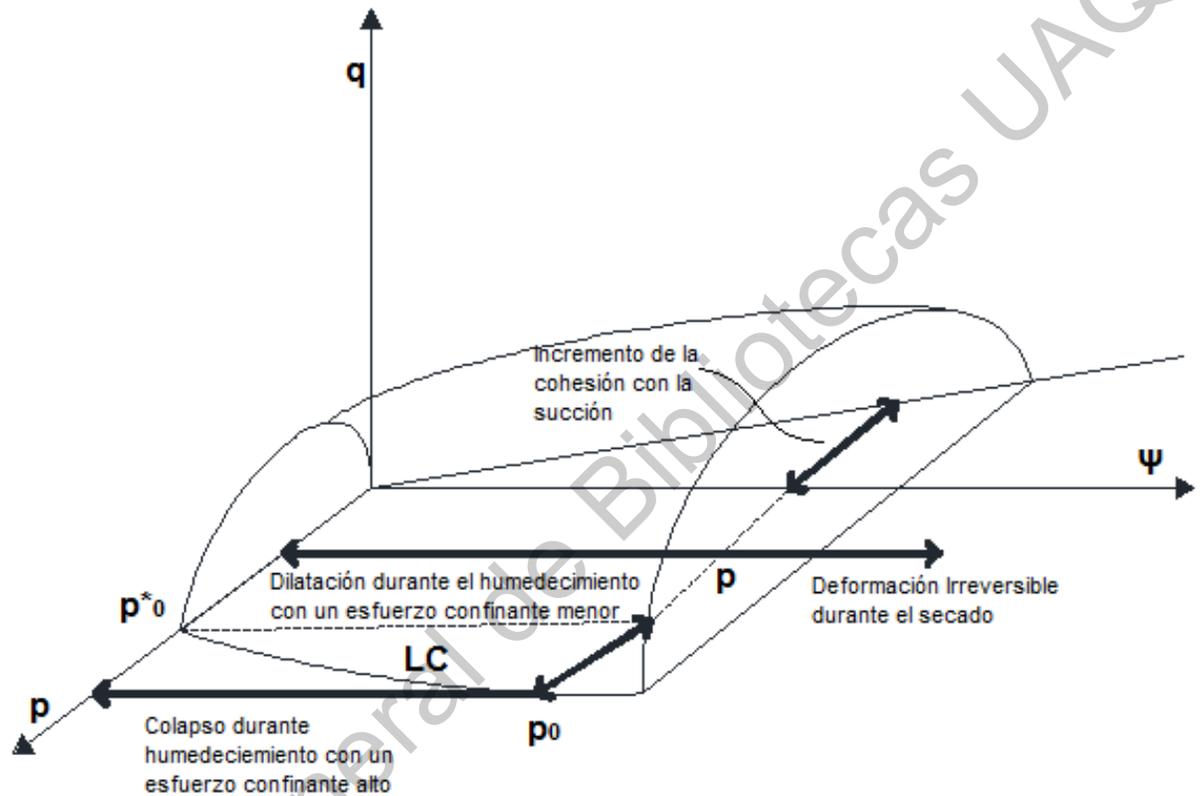


Figura 3.8 Superficie de Fluencia representada en un espacio tridimensional.

El modelo propuesto por Alonso *et al.*, (1990), obtiene la ecuación para describir la superficie de fluencia como se muestra en la Figura 2.9. A partir de la geometría de la figura se establecen relaciones con base en los esfuerzos. Las relaciones son sustituidas en la ecuación general de la elipse y se llega a la relación siguiente.

$$f_1 = q^2 - M^2(p_0 - p)(p + p_s)$$

Ecuación 2.2. Ecuación para la superficie de fluencia del modelo propuesto por Alonso *et al.*, (1990).

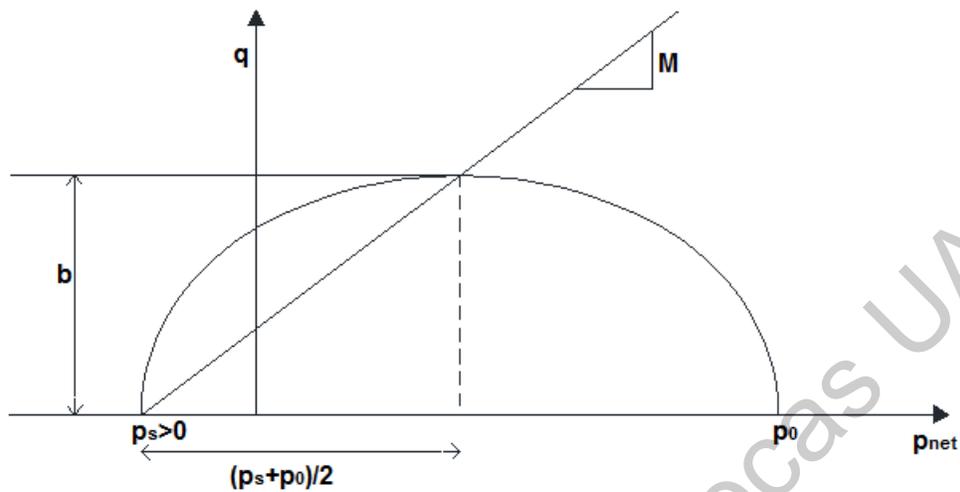


Figura 3.9 Superficie de fluencia para suelos no saturados.

Por otro lado, la línea del estado crítico (LEC) se representa de la siguiente manera y también surge de la figura 1.9

$$M = 6 \operatorname{sen} \phi / (3 - \operatorname{sen} \phi)$$

Ecuación 2.3. Pendiente de la línea del estado crítico para el modelo de Alonso et al., (1990).

El valor de p_s es el valor del vértice izquierdo de la elipse en el eje p y representa el esfuerzo neto de tensión que un suelo con cierto valor de succión es capaz de soportar. Este valor se obtiene con la relación $p_s = k^* s$, en donde k^* representa un parámetro constante que liga el esfuerzo medio neto de tensión que soporta un suelo con el valor de la succión y se toma como un valor positivo.

Tomando en cuenta lo anterior Alonso et al., (1990) expresa de manera matricial el modelo constitutivo para suelos no saturados de la siguiente forma.

$$[\dot{v}] = \begin{bmatrix} \frac{K}{vp} + \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial p}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} & \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial q}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} & \frac{\kappa \Psi}{v(\Psi + p_{alm})} + \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial \Psi}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} + \langle h_2 \rangle \frac{\frac{\partial f_2}{\partial \Psi}}{\frac{\partial f_2}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} \\ \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial p}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} \eta_q & \frac{1}{3G} + \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial q}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} & \langle h_1 \rangle \frac{\frac{\partial f_1}{\partial \Psi}}{\frac{\partial f_1}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial \varepsilon_{vp}^p}} \eta_q \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp \\ dq \\ d\Psi \end{Bmatrix}$$

Ecuación 2.4. Matriz de rigidez propuesta por Alonso et al., (1990).

Los parámetros que se deben conocer para satisfacer el modelo son enlistados a continuación:

Tabla 3.1.- Parámetros Modelo del Estado Crítico

G	Módulo de Cortante del Suelo
K	Módulo de Compresibilidad Volumétrica
f_1 y f_2	Superficie de Elíptica de Fluencia y Superficie adicional en la zona elástica, los valores de pueden obtenerse de la siguiente manera a partir de la Figura 1.4 $f_1 = q^2 - M^2(p_0 - p)(p + p_s)$ $f_2 = \Psi - \Psi_0$
M	Representa la línea del estado Crítico y está definida por la siguiente ecuación: $M = 6 \text{ sen}\phi / (3 - \text{sen}\phi)$
Ψ	Valor de la Succión para Condiciones no Saturadas
Ψ_0	Valor máximo histórico de la succión experimentado por el Suelo
h_1 y h_2	Funciones escalón para las superficies de fluencia f_1 y f_2 . $f_1 > 0 \quad f_2 \leq 0$ $\langle h_1 \rangle = 1 \quad \langle h_2 \rangle = 0$ $f_2 > 0 \quad f_1 \leq 0$ $\langle h_2 \rangle = 1 \quad \langle h_1 \rangle = 0$
v	Volumen específico
p	Esfuerzo Medio Efectivo

q	Esfuerzo Desviador
p_0^*	Esfuerzo de Preconsolidación del Suelo
k	Coeficiente de compresibilidad para cambios de succión en la zona elástica.
ε_{vp}^p	Deformación Plástica Volumétrica asociada al esfuerzo medio neto.
$\varepsilon_{v\psi}^p$	Deformación Plástica Volumétrica asociada a la succión.
η_q	Regla de Flujo dada por:
	$\eta_q = \frac{2q\alpha}{M^2(2p - p_\psi - p_0)}$

4. REVISIÓN DE MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SUELOS NO SATURADOS.

Un modelo constitutivo para cualquier material tiene la finalidad de capturar y describir las características esenciales de su comportamiento esfuerzo-deformación. Debe descartar lo que se considere de importancia menor, buscando siempre que reproduzca resultados lo más cercanos a la realidad posibles y que sea simple. Para el caso de los modelos para suelos, la necesidad de predecir su respuesta ante sollicitaciones externas ha llevado a desarrollar modelos que persiguen predecir el comportamiento de los suelos fundamentalmente de tres aspectos particulares de estos materiales:

- a. El estado de las deformaciones (volumétrica y desviadora),
- b. La resistencia al esfuerzo cortante y
- c. El comportamiento hidráulico.

Si bien, aunque es más simple el estudio de cada uno de éstos aspectos por separado, es posible proponer ecuaciones matemáticas para describirlos y predecirlos, sin embargo, en los suelos estos aspectos están acoplados y se debe considerar la influencia que cada uno tiene sobre los demás. Por esa razón, 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 simple 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 y haciendo énfasis en el incorporamiento del acoplamiento hidromecánico.

4.1. Modelo Cam-Clay Modificado

Este modelo permite simular el comportamiento de suelos arcillosos y fue

desarrollado por Roscoe y Burland (1968). Se denomina modelo modificado Cam-Clay (MCC), el cual se basa en cuatro principios: propiedades elásticas, superficie de fluencia, potencial plástico y una ley de endurecimiento. Esta teoría fue desarrollada para suelos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados. Históricamente, se puede considerar el modelo Cam-Clay como el primer modelo de endurecimiento plástico que fue adoptado de forma general para suelos. Una de las hipótesis básicas en el modelo modificado Cam-Clay es considerar que la superficie de fluencia coincide con el potencial plástico, lo cual implica una regla de flujo asociada y la aceptación del criterio de normalidad (el incremento de deformación plástica es normal, en todo punto, a la curva de fluencia o plastificación).

En la Figura 3.1, se representan en el plano del volumen específico (v) y el logaritmo natural del esfuerzo efectivo ($\ln p'$) la respuesta de un material al ser sometido a consolidación isotrópica. Además, se asume la hipótesis de endurecimiento isotrópico, es decir, que las sucesivas superficies de fluencia, que aparecen al aumentar las cargas sobre la muestra, aumentan de tamaño, pero sin cambiar de forma.

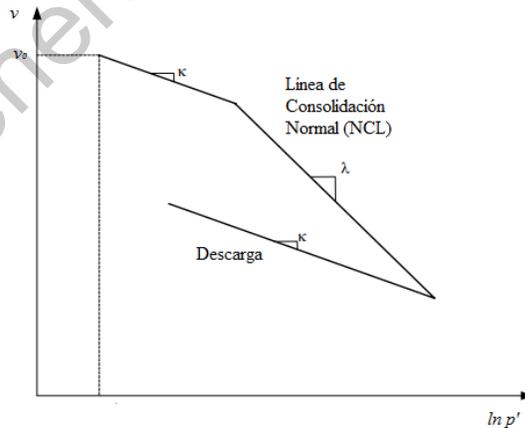


Figura 4.1.- Curva de compresibilidad para la respuesta del material durante la consolidación isotrópica.

4.2. Modelo de Russell y Khalili.

El modelo propuesto por Russell y Khalili (2006) se formula basado en la teoría de una superficie de fluencia plástica límite para generar una transición suave entre el comportamiento elástico y el elastoplástico, debido a su gran versatilidad y su precisión al reproducir el comportamiento esfuerzo-deformación para varios tipos, presentado un buen ajuste entre los resultados experimentales y analíticos. La ventaja de usar la ecuación de esfuerzos efectivos radica en que la deformación elástica y la resistencia al corte limitante del suelo pueden ser expresadas completamente en términos de un único esfuerzo efectivo en lugar de tener dos o tres variables de esfuerzo independientes. Además, adopta una regla de flujo no asociada con un potencial plástico obtenido de la integración de una regla basada en el endurecimiento-ablandamiento isotrópico del suelo, la matriz se relaciona con un cambio en la succión del suelo, así como en la deformación volumétrica.

Por simplicidad son adoptadas notaciones triaxiales e histéresis hidráulica, asimismo aquellos fenómenos dependientes del tiempo son ignorados. Una desventaja de este modelo es que requiere de varios parámetros para su ajuste y funciones tales como: el exponente de la superficie de fluencia ($1/N$), un parámetro de estado inicial k_m , una función k_d para definir la disipación de la energía, una función que define la pendiente de la línea de compresión isotrópica dependiente de la succión ($\lambda(s)$) y una función que define el desplazamiento de la ICVL con la succión. Además, como el potencial plástico no cruza el eje de esfuerzo efectivo medio en ángulo recto, aparecen tensiones desviadoras durante la carga isotrópica.

4.2.1. Superficie de Fluencia

Se asume una regla de flujo no asociada que garantiza que las deformaciones volumétricas plásticas sean cero en el estado crítico para arcillas y arenas. La existencia de una región puramente elástica se ignora de tal manera que toda deformación es considerada elastoplástica, el suelo siempre se encuentra fluyendo

y el estado de esfuerzos se encuentra en la superficie de carga. También, la histéresis comúnmente observada en los ciclos de descarga-recarga de arcillas sugiere que la deformación no es puramente elástica. La deformación plástica se produce cuando el estado de esfuerzos, indicado mediante σ , recae sobre o dentro de la superficie de fluencia.

Por simplicidad se considera una superficie de fluencia y una de carga, las cuales son de la misma forma y son homologas en cuanto al origen en el plano $q - p'$. Además, se asume una regla simple de mapeo radial para el cremiento de la superficie de fluencia, la cual establece que en una línea recta que parte del origen y el estado de esfuerzo del suelo (σ) intersecta la superficie de falla en $\bar{\sigma}$ (como se muestra en la Figura 3.2), es así que se deduce que los vectores normales unitarios de la superficie de carga y la superficie de fluencia en σ y $\bar{\sigma}$ son lo mismo. En la Figura 3 se muestran de forma gráfica las superficies de fluencia y carga propuestas por Russell y Khalili (2006) así como algunas de las condicionales que establece el modelo que proponen, a su vez en la Tabla 3.1 se enlistan los parámetros que requiere el modelo, ordenados de acuerdo a su función.

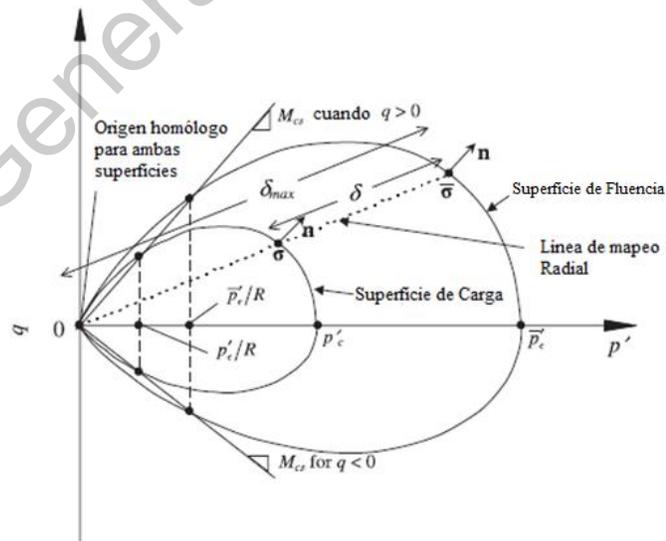


Figura 4.2.- Superficie de carga, superficie de fluencia y línea de mapeo radial en el plano $q - p'$ propuesta por Russell y Khalili (2006).

Tabla 4.1.- Lista de Parámetros para el modelo propuesto por Russell y Khalili (2006).

Parámetro	Descripción		
Mecánicos	λ_0	Valor inicial de la pendiente de la línea de compresión	
	λ_{cr}	Valor de la pendiente durante el aplastamiento de partículas	
	λ_f	Valor final de la pendiente en esfuerzos extremadamente altos	
	M_{cs}	Pendiente de la línea del estado Crítico (CSL), en función del ángulo de fricción del suelo en condiciones del estado crítico	
	K	Módulo de Bulk	
	G	Módulo de Corte	
	d	Función de dilatación	
	p_c'	Parámetro que controla el tamaño de la superficie de carga	
	\bar{p}_c'	Parámetro que controla el tamaño de la superficie de fluencia	
	N	Constante de curvatura	
	R	Constante material que representa la relación entre p' en la intersección de la superficie de carga con la línea M_{cs} y \bar{p}_c' .	
	Hidráulicos	c_m	Factor de compresibilidad de la estructura del suelo respecto a la succión
		$\gamma(s)$	Succión dependiente del valor del cambio en la línea límite de compresión isotrópica (LICL) no saturada a la línea límite de compresión isotrópica (LICL).
Acoplamiento	κ_d	Potencial plástico	
	κ_m	Parámetro del módulo de endurecimiento	

4.3. Modelo de Zhou y Sheng

Los autores proponen un modelo basado en la ecuación de Bishop para suelos no saturados y el grado efectivo de saturación como parámetro de Bishop. El modelo es capaz de reproducir el comportamiento mecánico típico de los suelos saturados en lo que se refiere a la variación en densidad inicial (o relación de sobreconsolidación) sin ningún otro tipo de parámetros más allá de los requeridos por el modelo modificado Cam-clay de Roscoe y Burland (1968). El modelo se

extiende desde las condiciones de suelo saturado a condiciones no saturadas utilizando el término de esfuerzos por saturación para simular el comportamiento hidromecánico totalmente acoplado de suelos compactados con diferentes densidades iniciales. La superficie de fluencia, superficie de subcarga y las correspondientes reglas o módulos de endurecimiento primero se generan en el espacio del esfuerzo efectivo medio de Bishop, el esfuerzo desviador y el grado efectivo de saturación $p' - q - S_e$. Contrariamente con la mayoría de los modelos comunes donde la succión se usa como el tercer eje además del esfuerzo efectivo medio y el esfuerzo desviador, este modelo usa el grado efectivo de saturación como el tercer eje.

El modelo usa una regla de endurecimiento isotrópico común para la superficie de fluencia. Para el modelo hidráulico se emplea una ecuación de Van Genuchten modificada, que incluye la influencia del cambio de volumen en las curvas de retención de agua en el suelo (SWRC). Los ciclos de secado y humedecimiento se pueden simular utilizando el modelo hidráulico de Sheng y Zhou (2011). Este modelo requiere 13 parámetros, 6 para la respuesta mecánica del suelo, 5 para el comportamiento de la retención de agua del suelo y 2 para la interacción hidromecánica, los cuales son enlistados en la Tabla 3.2.

Tabla 4.2.- Lista de Parámetros para el modelo propuesto por Sheng y Zhou (2011).

Parámetro		Descripción
Mecánicos	λ_0	Índice de compresibilidad elasto-plástico en suelos saturados
	κ	Índice de compresibilidad elástico en suelos saturados
	λ_d	Índice de compresibilidad elasto-plástico en suelos secos, puede ser tomado como el valor de κ si no se tienen datos disponibles
	M	Relación de esfuerzos en el estado crítico para suelos saturados
	ν	Relación de poisson
	N en p_r	Punto de inicio de la línea de compresión normal
Hidráulicos	a_d, a_w, m, n	Límites de secado-humedecimiento (Ecuación de Van Genuchten)
	b	Parámetro para comportamiento no lineal

Interacción hidromecánica	a_1	Primer parámetro de interacción hidromecánica
	a_2	Segundo parámetro de interacción hidromecánica

4.3.1. Superficie de fluencia

El modelo modificado Cam-Clay (MCC) es usado para extender la superficie de fluencia en el estado isotrópico (superficie de carga-colapso) a un estado de esfuerzos en tres direcciones. Análogo al modelo modificado Cam-Clay la deformación plástica volumétrica es usada para controlar el endurecimiento de la superficie de fluencia, la superficie de fluencia en sí toma la forma elíptica de acuerdo al MCC, la superficie de carga-colapso y una regla de endurecimiento. Lo que se conoce como superficie de fluencia de carga-colapso (L-C), describe la relación entre el límite elástico equivalente y el esfuerzo de fluencia en estados no saturados y esta relación está controlado por el nivel de saturación efectiva (S_e) y el primer parámetro de interacción hidromecánico (a_1). La barra “-“ se usa para diferenciar las variables relacionadas a la superficie de fluencia con las variables asociadas a la superficie de sub-carga, M es la relación de esfuerzos en el estado crítico, la cual se toma como una variable independiente de las condiciones de saturación y succión. Ambas superficies tanto de carga como de Fluencia son mostradas en la Figura 3.3.

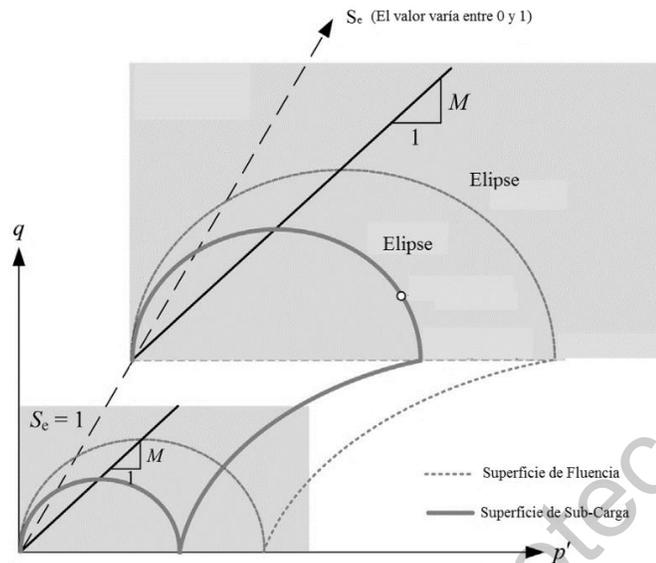


Figura 4.3. Superficie de fluencia del modelo propuesto por Sheng y Zhou (2011).

4.4. Modelo de Ma et al.

El modelo se basa en una serie de observaciones experimentales para investigar el comportamiento hidráulico y mecánico de un suelo limoso compactado en condiciones no saturadas. Con estas observaciones, se pudo establecer un modelo constitutivo elastoplástico de suelos dilatantes no saturados que es capaz de describir el efecto del acoplamiento de la histéresis de la curva de retención y la deformación plástica. Se desarrolla en el marco de la mecánica de suelos de estado crítico. Aunque tanto la histéresis mátrica como la deformación plástica de la estructura interna del suelo, así como su acoplamiento son de las principales preocupaciones, el modelo hace énfasis a la dilatación y ablandamiento del suelo no saturado bajo condiciones de corte.

El modelo presentado por Ma *et al.* (2015) incorpora la ecuación de Bishop y el grado de saturación como parámetro de Bishop para calcular los esfuerzos efectivos. Este modelo está basado en la superficie elíptica del modelo modificado Cam-Clay (MCC). El modelo hidráulico Feng y Fredlund (1999) se utiliza para simular los ciclos de secado y humedecimiento e incluye la dependencia de las

curvas de retención suelo-agua en las deformaciones volumétricas plásticas. El modelo constitutivo usa una regla de flujo no asociada a través de un término de dilatancia. La regla de endurecimiento considera el efecto de las deformaciones plásticas volumétricas y desviadoras. La influencia de las deformaciones plásticas desviadoras se incluye por medio de un parámetro que depende del grado de saturación y succión. También considera una función de corrección que considera el efecto de endurecimiento de un material no saturado que depende del valor actual de varios parámetros, como la succión, el grado de saturación y la deformación volumétrica plástica de la muestra.

1.1.1. Superficie de Fluencia

La relación esfuerzo-deformación se desarrolla a partir de la generalización del modelo modificado Cam-Clay (MCC), en el que la función de fluencia está dada por los valores de la presión de preconsolidación p_c , la cual en condiciones de total saturación es una función de deformación volumétrica plástica y deformación desviadora plástica. Para el caso de condiciones parcialmente saturadas, p_c depende de la succión matricial y el grado de saturación, así como la deformación volumétrica plástica y la deformación desviadora plástica. Los parámetros para el modelo pueden ser divididos en tres grupos, los parámetros constitutivos convencionales, parámetros de la curva de retención y los de acoplamiento. En la Tabla 3.3 son enlistados los parámetros necesarios para el modelo.

Tabla 4.3.- Lista de Parámetros para el modelo propuesto por Ma et al. (2015).

Parámetro	Descripción	
Relaciones Esfuerzo Deformación	λ	Pendiente de la línea de compresión
	κ	Pendiente de la línea de recompresión
	G	Módulo de corte
	n	Parámetro adimensional que describe la contribución del parámetro de estado en la relación de esfuerzo de dilatación.

	β_o	Coeficiente de proporcionalidad del efecto de endurecimiento por deformaciones plásticas desviadoras para suelo saturados y no saturados
Curva de Retención Suelo-Agua	b_{DR}^0	Parámetros del modelo de Feng y Fredlund
	d_{DR}^0	
	b_{WT}^0	
	d_{WT}^0	
	S_r^{irr}	Grado de saturación residual
	c	Parámetro utilizado para describir el comportamiento
Acoplamiento	r	Parámetros materiales para el endurecimiento por el efecto de no saturación
	m	
	α_{DR}	Parámetros para describir el efecto de la deformación en la Curva de retención Suelo-Agua
	α_{WT}	

Para la calibración del modelo es necesario contar con algunos parámetros experimentales como es el caso de la Curva de retención Suelo-Agua donde los valores de b_{DR}^0 , d_{DR}^0 , b_{WT}^0 , d_{WT}^0 son determinados vía el proceso de adecuar la curva que más se asemeje a los datos experimentales usando los límites de la Curva de retención Suelo-Agua así como el valor c también es obtenido por medio de la adecuación de los valores numéricos con los experimentales y escoger el valor que mejor los aproxime.

5. METODOLOGÍA

5.1. Formulación de un modelo constitutivo general para suelos saturados y no saturados.

En este capítulo se describe la metodología para el desarrollo de un modelo constitutivo aplicable para suelos saturados y no saturados. A continuación, en una forma gráfica y resumida se muestra a grandes rasgos como fue el desarrollo del modelo.



Figura 5.1 .-Esquematización general de la metodología para el desarrollo del modelo.

5.1.1. Comportamiento Elastoplástico.

Cuando una muestra de suelo es sometida a esfuerzos, la muestra sufre deformaciones recuperables, denominadas elásticas, hasta antes del esfuerzo de fluencia. A partir de que sobrepasa el valor del punto de fluencia los suelos

experimentan un progresivo “endurecimiento” atravesando estados de fluencia y sufriendo deformaciones irreversibles o bien, plásticas, antes de alcanzar el estado bajo el que finalmente se presenta una “falla”. Es sencillo tener una visión de 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* para patrones más elaborados debido a que los estados de fluencia pueden presentarse bajo diversas combinaciones.

5.1.2. Comportamiento Elástico

Primeramente, es necesario realizar un análisis a través de la Figura 5.1, en la cual se muestra una idealización de una prueba de compresión triaxial y cómo cambia la altura “H” de la misma al ser sometida a un esfuerzo.

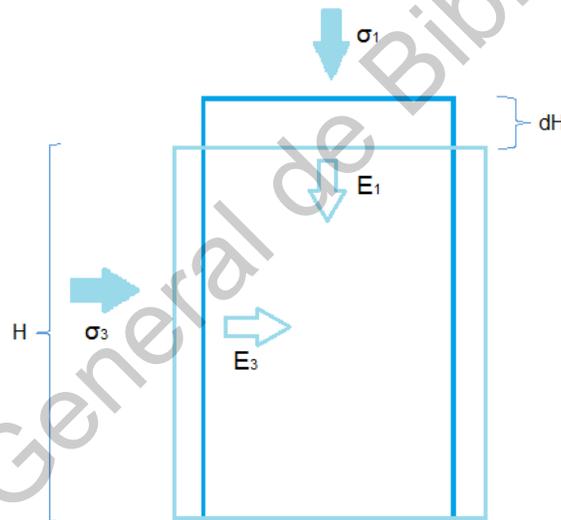


Figura 5.2.- Esquematización de un suelo ensayado en una prueba Triaxial

Donde “E” representa el módulo de Young (o módulo elástico) del suelo ensayado y descrita en la Ecuación 5.1. El esfuerzo producido en la dirección 1 puede afectar de forma directa las demás direcciones, esto se debe a la relación de Poisson la cual se describe en la ecuación 5.2.

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\varepsilon_1}$$

Ecuación 5.1.- Módulo de Young o Elástico.

$$\nu = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1}$$

Ecuación 5.2.- Relación de Poisson.

Tomando en cuentas las ecuaciones 5.1 y 5.2, se tiene entonces que la deformación vertical se define de la siguiente forma:

$$\Delta\varepsilon_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\varepsilon_1} + \frac{\Delta\sigma_2}{\varepsilon_2} \nu_{32} + \frac{\Delta\sigma_3}{\varepsilon_3} \nu_{31}$$

Ecuación 5.3.- Deformación vertical en un material anisotrópico.

En una prueba triaxial, es posible hacer las siguientes consideraciones para un suelo isotrópico, $\sigma_2 = \sigma_3$ y $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$. Por lo cual, es posible hacer una simplificación para cada dirección (horizontal y vertical) la cual queda de la siguiente manera:

$$\Delta\varepsilon_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{E} - 2 \frac{\Delta\sigma_3}{E} \nu$$

$$\Delta\varepsilon_3 = \frac{\Delta\sigma_3}{E} - 2 \frac{\Delta\sigma_1}{E} \nu$$

Ecuación 5.4.- Deformación vertical $\Delta\varepsilon_1$ y horizontal $\Delta\varepsilon_3$ un material anisotrópico.

Utilizando los valores para un sistema de suelo en el plano p (esfuerzo efectivo medio) y q (esfuerzo efectivo) usados para desarrollar un modelo constitutivo basado en el comportamiento del suelo en un ensaye triaxial, debido a que es posible usar las relaciones con el esfuerzo y la deformación en invariantes.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$$

Ecuación 5.5.- Deformación Volumétrica.

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 + \varepsilon_3)$$

Ecuación 5.6.- Deformación Desviadora.

Construyendo el modelo dentro de los planos p y q , quedan definidos de la siguiente forma:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$$

Ecuación 5.7.-Esfuerzo Medio.

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

Ecuación 5.8.-Esfuerzo Desviador.

Las Ecuaciones 5.7 y 5.8 pueden aplicarse 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, como se muestra en la Figura 5.1. 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.

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 se denomina como *superficie de fluencia* y puede ser expresada de manera general como una función de p , de q y de un parámetro p_0 que controla el tamaño de la envolvente cuya función queda de la siguiente forma $f = f(q, p, p_0) = 0$ o bien puede ser expresada de forma diferencial como se muestra a continuación:

$$df = \frac{\partial f}{\partial p} dp + \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial p_0} dp_0 = 0$$

Ecuación 5.9.- Diferencial de la función de la superficie de fluencia.

El parámetro p_0 se puede denominar como el parámetro de *endurecimiento* del material (Wood, 1990). En suelos, este parámetro se debe y a su vez también depende del estado actualizado de deformación plástica, lo cual en su forma diferencial queda expresado como $p_0 = p_0(\varepsilon^p) = p_0(\varepsilon_v^p + \varepsilon_d^p)$, lo cual en su forma diferencial queda de la siguiente manera:

$$p_0 = \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_v^p} d\varepsilon_v^p + \frac{\partial p_0}{\partial \varepsilon_d^p} d\varepsilon_d^p$$

Ecuación 5.10.- Diferencial de la función del estado actualizado de la deformación plástica.

Una vez que se tienen las Ecuaciones 5.9 y 5.10 se puede sustituir y obtener la siguiente expresión:

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

Ecuación 5.11.- Sustitución de la Ecuación 5.10 en 5.9.

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 plástica $d\varepsilon^p$. Entonces será posible identificar una superficie la cual se denomina función de potencial plástico g , como se muestra en la Figura 5.2.

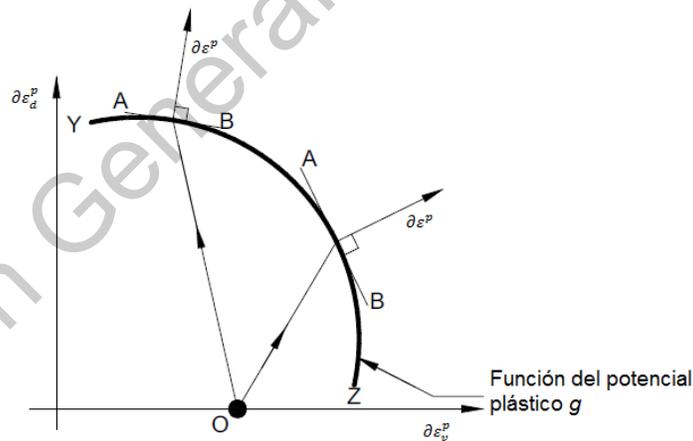


Figura 5.3.-Función del potencial plástico.

El vector que contrala el incremento de la deformación plástica total, $\partial \varepsilon^p$ y la función del potencial plástico g , se pueden relacionar a través del concepto del trabajo plástico.

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

Ecuación 5.12.- Función de la deformación plástica total

En la ecuación 5.12, h es una función escalar (no constante) cuyo valor se podrá obtener de las características de endurecimiento del material. Sustituyendo 5.12 en 5.11 se evalúa el valor de h :

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

Ecuación 5.13.- Regla de endurecimiento.

Sustituyendo 5.13 en 5.12 es posible llegar a la siguiente relación expresada de forma matricial:

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

Ecuación 5.14.- Matriz de deformaciones plásticas totales.

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

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

Ecuación 5.15.-Matriz de deformaciones elásticas.

En el patrón de esfuerzos que se muestra en la Figura 5.3, las deformaciones elásticas se desarrollan únicamente en los niveles de esfuerzo inferiores al estado de fluencia como ocurre en el patrón AC donde solamente es aplicable la ecuación 5.15. Una vez alcanzado el estado de fluencia, se inicia la evolución de las deformaciones plásticas adicionándose estas últimas a las deformaciones elásticas

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \text{ (ecuaciones 5.14 y 5.15).}$$

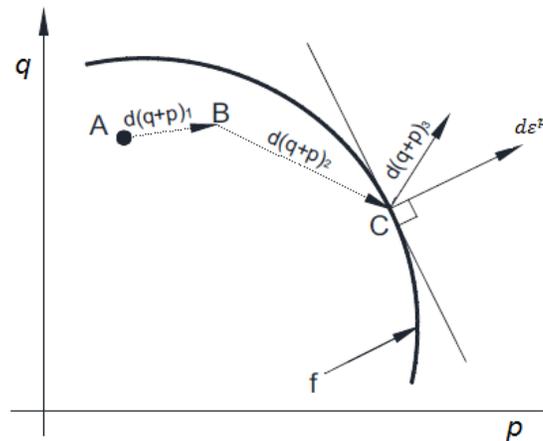


Figura 5.4.- Incremento de la superficie de fluencia.

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 5.10). Para el caso del comportamiento plástico se utilizaron las siguientes ecuaciones para calcular los módulos de cortante G y de Bulk K .

$$\frac{1}{K} = \left(\frac{e}{1 + e_0} \right) \frac{\kappa}{p_0'}$$

Ecuación 5.16.- Relación para obtener el módulo de Bulk.

$$G = v \left[\frac{3(1 - 2\nu)}{(2\kappa(1 + \nu))} \right] \frac{p_0'}{e}$$

Ecuación 5.17.- Relación para obtener el módulo de corte.

$$\varepsilon_d^e = \frac{dq}{3(1 + e) \left[\frac{3(1 - 2\nu)}{(2\kappa(1 + \nu))} \right] \frac{p_0'}{e}}$$

Ecuación 5.18.- Deformaciones elásticas desviadoras.

5.1.3. Superficie de fluencia.

La forma de la superficie de fluencia, así como la función potencial plástico dependen del tipo de material. La simplificación de las relaciones constitutivas que a continuación se presentan, permiten sugerir una forma simple para dicha superficie. Se adopta por conveniencia una forma elíptica para la superficie. La ecuación en el plano p - q 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.

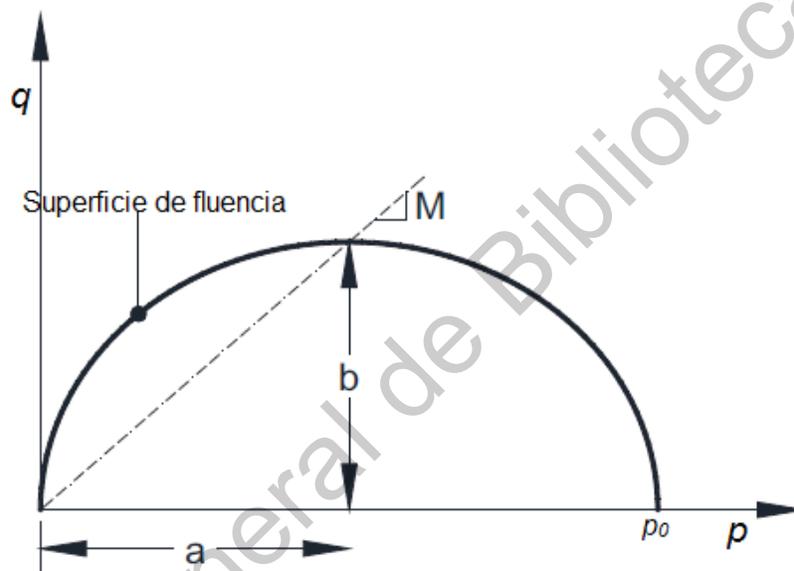


Figura 5.5.- Forma de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos p - q .

Para definir todos los puntos que comprenden la superficie de fluencia se propone la ecuación siguiente:

$$f = q^2 - M^2(p_0p - p^2) = 0$$

Ecuación 5.19.- Ecuación para la superficie de fluencia elíptica.

Como se puede apreciar de la Figura 5.4, la forma y dimensiones de la superficie de fluencia son 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.

En la Figura 5.7 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 $d\varepsilon^e$ es perpendicular a las superficies de fluencia que va atravesando. Esto se debe a la Ecuación (de_p) y la condición $g = f$.

5.1.4. Comportamiento plástico

Tomando en cuenta las consideraciones de un modelo elastoplástico y la teoría del estado crítico se definió una superficie de fluencia con forma elíptica. Ahora bien, para describir el comportamiento volumétrico de un material con distintos estados de esfuerzo. Se presenta en la Figura 5.5 y 5.6, las trayectorias que puede seguir volumétricamente un material basándose en el estado crítico. Se inicia en el punto A, en el cual, 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 hasta llegar al punto F pasando por E, el material experimentará una deformación progresiva, definiendo un estado de esfuerzo deformación denominado línea normalmente consolidada LNC.

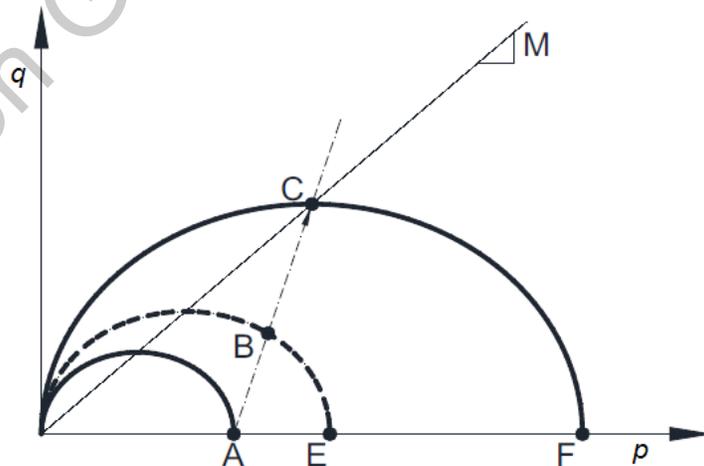


Figura 5.6.- Comportamiento de la superficie de fluencia para distintos patrones de carga.

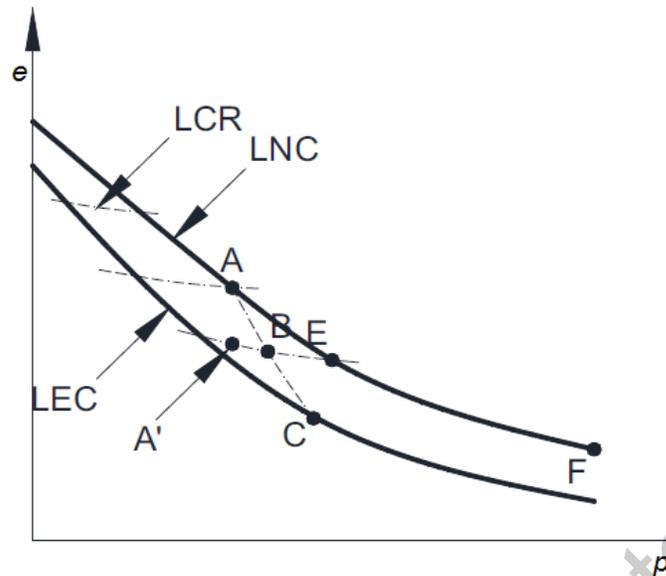


Figura 5.7.- Relación de vacíos para diferentes patrones de carga.

La ecuación que define a la línea LNC tiene la forma sugerida por Juárez-Badillo (1975) y más tarde por Rojas et al. (2015) la cual, de forma incremental, se puede expresar como:

$$de = e\lambda \frac{dp}{p}$$

Ecuación 5.20.- Incremento en la relación de vacíos.

Donde λ es un parámetro constante que define la inclinación de dicha curva. La relación de vacíos dependerá, de acuerdo con la Ecuación 5.20, 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:

$$de = e\kappa \frac{dp}{p}$$

Ecuación 5.21.- Incremento en la relación de vacíos para la descarga.

Donde κ es un parámetro constante que define la inclinación de la curva LCR. El fenómeno de carga-recarga siguiendo las trayectorias A-E-A'-E conduce a 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 (de1) y (de2), el incremento plástico en la relación de vacíos será.

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

Ecuación 5.22.- Incremento plástico en la relación de vacíos.

El incremento de la ecuación anterior puede ser expresado en términos de deformación volumétrica. En una muestra de suelo, su volumen específico en todo momento será igual a $e + 1$. Por lo tanto, el incremento de la deformación volumétrica plástica estará dado por la siguiente ecuación.

$$de_v^p = (\lambda - \kappa) \frac{e}{e + 1} \frac{dp}{p}$$

Ecuación 5.23.- Incremento de la deformación volumétrica plástica.

Para denotar que la deformación es de carácter plástico se utiliza el subíndice p , por otro lado el subíndice v es usado para denotar que se trata de una deformación volumétrica. Para que se desarrolle un incremento en la deformación plástica, estará dado por la ecuación propuesta a continuación.

$$dp_0 = \frac{e}{e + 1} \frac{p}{(\lambda - \kappa)} de_v^p$$

Ecuación 5.24.- Incremento en parámetro de endurecimiento.

El parámetro dp_0 como ya se ha mencionado anteriormente, es un parámetro de endurecimiento. Ahora bien, si el material es sujeto a un estado triaxial de deformación siguiendo un patrón A-B-C, la superficie de fluencia crecerá, pero este incremento será controlado por el patrón de endurecimiento p_0 , el cual a su vez es controlado por la Ecuación 5.24.

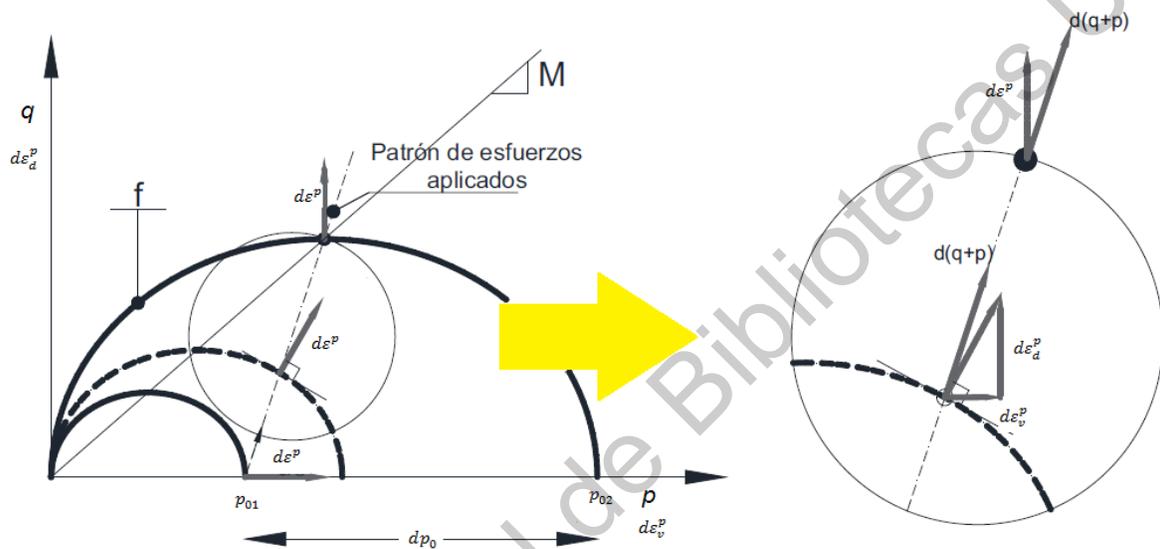


Figura 5.8.- Crecimiento de la superficie de fluencia hasta alcanzar el estado crítico de falla.

En la Figura 5.7 se muestra que eventualmente el patrón de esfuerzos interseca a la línea definida por la pendiente M . Dicha 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 un estado de esfuerzo-deformación $\frac{\partial p}{\partial e_v^p} = 0$ o bien, se asume que $\frac{\partial q}{\partial e_a^p} = \infty$.

Lo anterior quiere decir que cuando se presenta el estado de falla del material, las deformaciones plásticas desviadoras se desarrollarán indefinidamente mientras que las deformaciones plásticas volumétricas serán nulas. Esta condición es definida como estado crítico y se utiliza ese concepto para definir las últimas condiciones de falla del material.

Teniendo en cuenta las ecuaciones para las deformaciones plásticas desviadoras y volumétricas y realizando las operaciones necesarias se establece de forma matricial la respuesta esfuerzo-deformación, quedando de la siguiente forma.

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

Ecuación 5.25.- Matriz de rigidez para el modelo constitutivo.

Además de la ecuación anterior para adaptar el modelo a suelos altamente preconsolidados se considera el parámetro del factor del grado de preconsolidación denominado OCR, como una variable y que está dado por la siguiente expresión.

$$\omega = \left[\frac{\ln \frac{p_{01}/2}{p}}{\ln \frac{p_{02}/2}{p}} \right]^{OCR}$$

Ecuación 5.26.- Factor del grado de preconsolidación.

5.2. Extensión del modelo para suelos no saturados utilizando esfuerzos efectivos.

Ya que han sido establecidas las relaciones constitutivas para describir el comportamiento mecánico del suelo, es necesario establecer el esfuerzo que controlará su deformación. En capítulos anteriores se mencionó la ecuación de Bishop para determinar el esfuerzo efectivo en suelos no saturados, la importancia de la utilización del concepto de esfuerzo efectivo radica en describir una variable que acople el comportamiento mecánico y el comportamiento hidráulico.

$$p' = p - u_a + (u_a - u_w) * \frac{A_w}{A}$$



$$p_{net} \quad s \quad \chi$$

$$p' = p_{net} + s\chi$$

Ecuación 5.27.- Ecuación de Bishop.

Donde a χ se le denomina parámetro de Bishop para el cual no se había planteado una ecuación analítica hasta recientemente. Este parámetro se puede obtener por medio de un análisis estático en donde sobre un área cargada en un suelo no saturado se cuantifican las áreas en donde actúa la presión de agua. La presión de aire y la presión de las partículas sólidas, pero para términos de este modelo se igualará el valor de χ con el grado de saturación de la muestra. Se propone entonces, la siguiente ecuación de forma matricial para la respuesta esfuerzo-deformación del suelo, pero ahora en términos de esfuerzos efectivos.

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_d^p \end{bmatrix} = - \frac{1}{M^2 p' \left(p'_0 \frac{(e+1)}{e(\lambda-\kappa)} \right)} \begin{bmatrix} M^2(2p' - p'_0) & 2q \\ 2q & \frac{4q^2}{M^2(2p' - p'_0)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp' \\ dq \end{bmatrix}$$

Ecuación 5.28.-Matriz de rigidez en esfuerzos efectivos.

En la Figura 5.8, se muestra la superficie de fluencia propuesta para suelos no saturados, la que como se puede observar es más grande que en el caso de los suelos saturados, esto debido al fenómeno de endurecimiento por succión. El valor de p_0 se ve incrementado por la influencia de esta, este fenómeno es fácilmente agrado al modelo mediante la ecuación de Bishop, como se mencionó en el párrafo anterior.

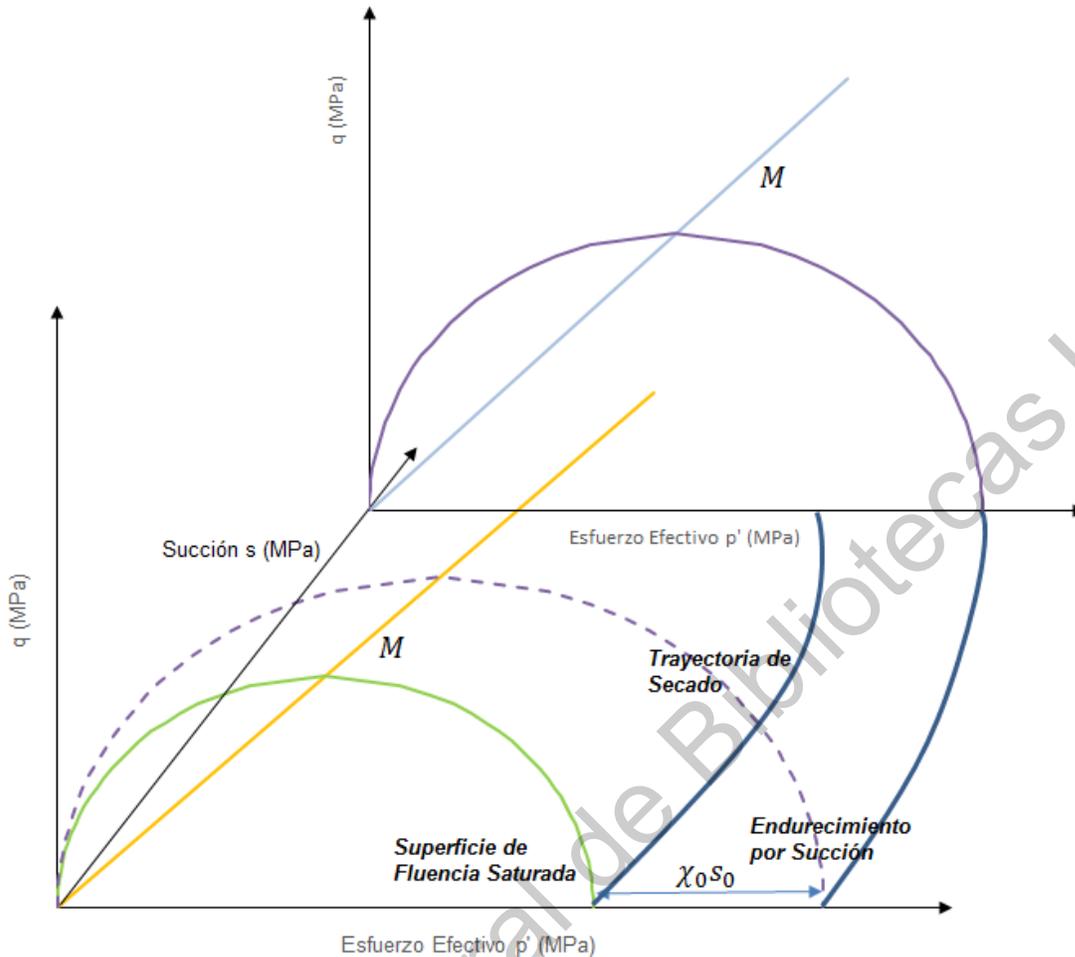


Figura 5.9.- Crecimiento de la superficie de fluencia para un modelo constitutivo para suelos no saturados.

5.3. Comportamiento de la Superficie de Fluencia en el espacio de esfuerzos efectivos.

Cuando se presenta un incremento de carga en un suelo y este a su vez es precedido de algún incremento de succión por encima de la succión máxima histórica, ocurre el fenómeno denominado de endurecimiento por succión. Este fenómeno es el que tiene mayor influencia en el comportamiento de los suelos no saturados y ocurre porque las componentes del esfuerzo efectivo: esfuerzo neto y esfuerzo de succión, actúan de forma individual. En un suelo que se seca, su esfuerzo de preconsolidación aparente es incrementado en una cantidad igual al

incremento del esfuerzo de succión. El esfuerzo de preconsolidación aparente es aquel que muestra el suelo a cierta succión y se denomina aparente porque al reducirse la succión, este esfuerzo también se reduce. El esfuerzo de preconsolidación saturado es el que muestra el suelo después de sufrir un ciclo de secado-humedecimiento hasta llegar nuevamente a la saturación. En la Figura 5.9 se representa el comportamiento volumétrico de un suelo en los ejes logaritmo del esfuerzo medio efectivo p'' contra la relación de vacíos e .

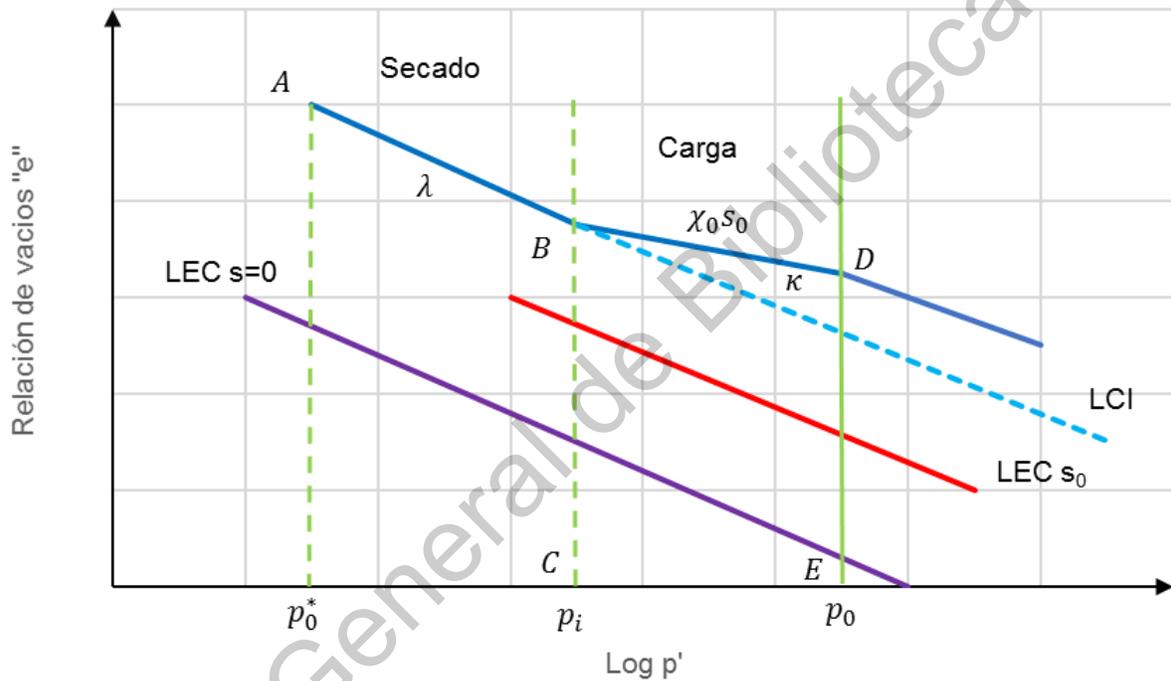


Figura 5.10.- El endurecimiento por succión desplaza la LCI y LEC en la cantidad $\chi_0 s_0$.

Los efectos de la succión en los cambios volumétricos y en la resistencia al esfuerzo cortante se describieron en capítulos anteriores. En esta sección se propone un marco elastoplástico de comportamiento volumétrico para modelar estos efectos. Se propone un espacio de esfuerzos $s - p'$ para visualizar el incremento en el parámetro de endurecimiento dado por el esfuerzo de preconsolidación p_0 , el cual como se ha mencionado anteriormente es el encargado de controlar el tamaño de la superficie de fluencia.

Cuando una muestra saturada normalmente consolidada soporta un esfuerzo medio neto p_0^* indicado por el punto A en la Figura 5.10. Si la muestra es sometida a secado, el esfuerzo medio efectivo se incrementa en la cantidad $\chi_0 s_0$, en donde el valor de s_0 , representa la succión máxima alcanzada durante el secado y χ_0 representa el valor del parámetro de Bishop para esta succión. Durante el secado, el esfuerzo medio efectivo se desplaza del punto A al punto B siguiendo la línea de compresión isotrópica (LCI) en la Figura 5.10. Si posterior al secado, la muestra es cargada por un incremento del esfuerzo medio neto, ocurre un comportamiento elástico inicial (trayectoria BD) hasta que se alcanza el esfuerzo aparente de preconsolidación p_0 . Este esfuerzo aparente de preconsolidación (punto E) se representa por la suma del esfuerzo medio efectivo al final del secado p_i , (punto C) más el esfuerzo de succión $\chi_0 s_0$.

Si el esfuerzo medio neto se continúa incrementándose, el material sufrirá deformaciones elastoplásticas y seguirá la línea punteada después del punto B como se muestra en la Figura 5.10. Lo cual quiere decir que el incremento del esfuerzo aparente de preconsolidación después del secado con respecto al esfuerzo inicial de preconsolidación saturado p_0^* , es dos veces el esfuerzo de succión $\chi_0 s_0$ como se observa en la Figura 5.10. Por lo tanto, la superficie de fluencia que se denomina superficie de colapso bajo carga (SCBC) corre paralela a la trayectoria de secado a una distancia horizontal igual al esfuerzo de succión $\chi_0 s_0$. Entonces se dice que cuando el esfuerzo efectivo se incrementa en la cantidad $\Delta\chi s$, el esfuerzo aparente de preconsolidación entonces incrementará en un valor igual a $2\Delta\chi s$.

Esta particularidad nos permite explicar por qué los suelos no saturados muestran rápidamente un comportamiento preconsolidado cuando se secan. Ahora bien, cuando el esfuerzo efectivo se incrementa por aumento del esfuerzo medio neto más allá de la superficie de colapso bajo carga en una cantidad Δp_0^* , el esfuerzo aparente de preconsolidación p_0 solo se incrementa en esta misma cantidad. El endurecimiento por succión no solo desplaza la línea de compresión isotrópica como se muestra en la Figura 5.10, sino que arrastra consigo la línea del estado crítico (LEC).

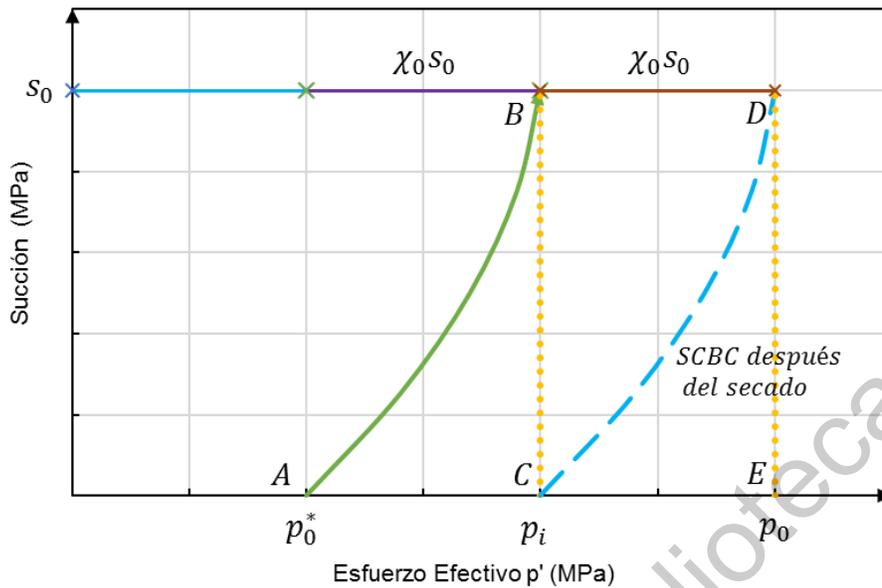


Figura 5.11.- Evolución de la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos efectivos.

En la Figura 5.11, se muestra la forma de la superficie de fluencia, así como la posición de la pendiente M y de compresión, la superficie de fluencia toma su forma elíptica basada en el modelo del estado crítico. También se muestran cómo se obtienen los valores de p_i y p_0 , los cuales son necesarios para hacer las corridas numéricas.

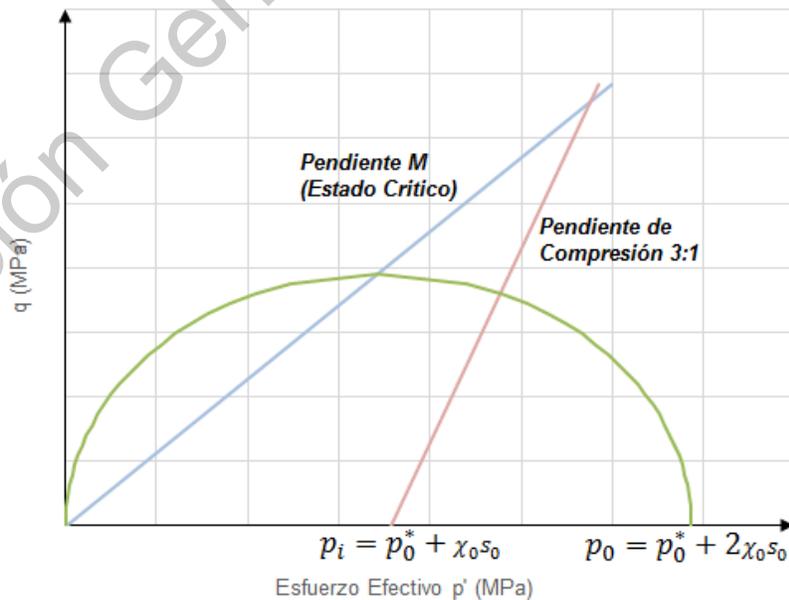


Figura 5.12.- Superficie de fluencia en el espacio de esfuerzos efectivos.

5.4. Modelo Hidráulico

Los cambios en el valor de la succión causados por el grado de saturación del suelo y el estado de esfuerzos del suelo, se conocen aquí como el comportamiento hidráulico de suelo no saturado. En este modelo, son considerados dos aspectos fundamentales del comportamiento hidráulico de los suelos no saturados.

- La relación histerética entre el grado efectivo de saturación y el valor de la succión para una trayectoria arbitraria de humedecimiento o secado.
- El cambio en el grado de saturación debido al cambio de esfuerzo bajo succiones constantes.

Las curvas características de retención suelo-agua se han utilizado recientemente en la modelación para suelos no saturados. Investigaciones recientes (Sheng y Zhou, 2011) muestran que el comportamiento hidráulico se rige por la succión, así como por la deformación volumétrica. Para estados de esfuerzo triaxial, la deformación volumétrica debida a cambios en el esfuerzo neto del material, es causada por cambios tanto en el esfuerzo neto como en el esfuerzo desviador.

Se ha realizado una amplia investigación sobre las curvas de retención suelo-agua bajo esfuerzos netos constantes. Numerosas ecuaciones empíricas han sido propuestas en la literatura por ejemplo la ecuación empírica del modelo de van Genuchten, la cual fue tomada como base para las ecuaciones propuestas por Zhou *et al.*, (2012) y que para términos de ajuste en la curva de retención serán usadas en este trabajo. Las ecuaciones propuestas que se adoptan son presentadas a continuación, para tanto la trayectoria de sacado como de humedecimiento.

Para la trayectoria de secado, son propuestas las siguientes ecuaciones.

$$S_{ed} = \left[1 + \left(\frac{s}{a_d} \right)^{m_d} \right]^{-n_d}$$

Ecuación 5.29.- Grado de saturación en el secado.

$$\frac{\partial S_{ed}}{\partial s} = -n_d \left[1 + \left(\frac{s}{a_d} \right)^{m_d} \right]^{-n_d-1} \left(\frac{m_d}{a_d} \right) \left(\frac{s}{a_d} \right)^{m_d-1}$$

Ecuación 5.30.- Diferencial para el secado.

Por otro lado, para la trayectoria de humedecimiento, son propuestas las siguientes ecuaciones.

$$S_{ew} = \left[1 + \left(\frac{s}{a_w} \right)^{m_w} \right]^{-n_w}$$

Ecuación 5.31.- Grado de saturación en el humedecimiento.

$$\frac{\partial S_{ew}}{\partial s} = -n_w \left[1 + \left(\frac{s}{a_w} \right)^{m_w} \right]^{-n_w-1} \left(\frac{m_w}{a_w} \right) \left(\frac{s}{a_w} \right)^{m_w-1}$$

Ecuación 5.32.- Diferencial para el humedecimiento.

Donde a_d, m_d, n_d son los tres parámetros de ajuste para la trayectoria de secado y a_w, m_w, n_w son los tres parámetros de ajuste correspondientes a la trayectoria de humedecimiento. Los subíndices d y w vienen de las palabras inglesas *drying* (secado) y *wetting* (humedecimiento). El modelo hidráulico adopta una regla simple para describir el comportamiento no lineal de la curva de retención suelo agua. Se proponen ecuaciones para describir el efecto de la histéresis y poder graficar curvas de escaneo en distintas trayectorias. Como se muestra en la Figura 5.12, se tiene un punto (s, S_e) , el gradiente de escaneo se define de las siguiente forma.

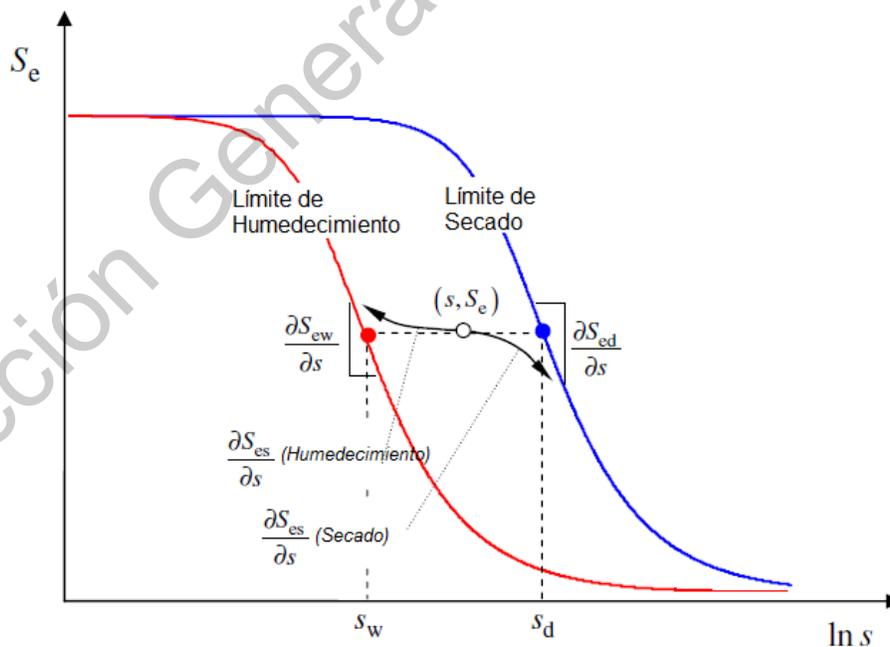


Figura 5.13.-Trayectorias de secado-humedecimiento y regla de escaneo.

Como se muestra en la Figura 5.12, se tiene un punto (s, S_e) , el gradiente de

escaneo se define de las siguiente forma.

$$\frac{\partial S_{es}}{\partial s} (\text{Humedecimiento}) = \left(\frac{s_w}{s}\right)^b \frac{\partial S_{ew}}{\partial s}$$

Ecuación 5.33.- Diferencial de escaneo para el humedecimiento.

$$s_w = a_w (S_e^{-\frac{1}{n_w}} - 1)^{\frac{1}{m_w}}$$

Ecuación 5.34.- Valor límite de succión en el humedecimiento.

Donde s_w es la succión correspondiente al valor de la succión en la curva de límite de humedecimiento correspondiente al mismo grado efectivo de saturación que el punto actual y el subíndice "s" significa escaneo. Para el caso de secado desde el punto (s, S_e) actual, el gradiente de escaneo se define de manera similar.

$$\frac{\partial S_{es}}{\partial s} (\text{Secado}) = \left(\frac{s_d}{s}\right)^b \frac{\partial S_{ed}}{\partial s}$$

Ecuación 5.35.- Diferencial de escaneo para el secado.

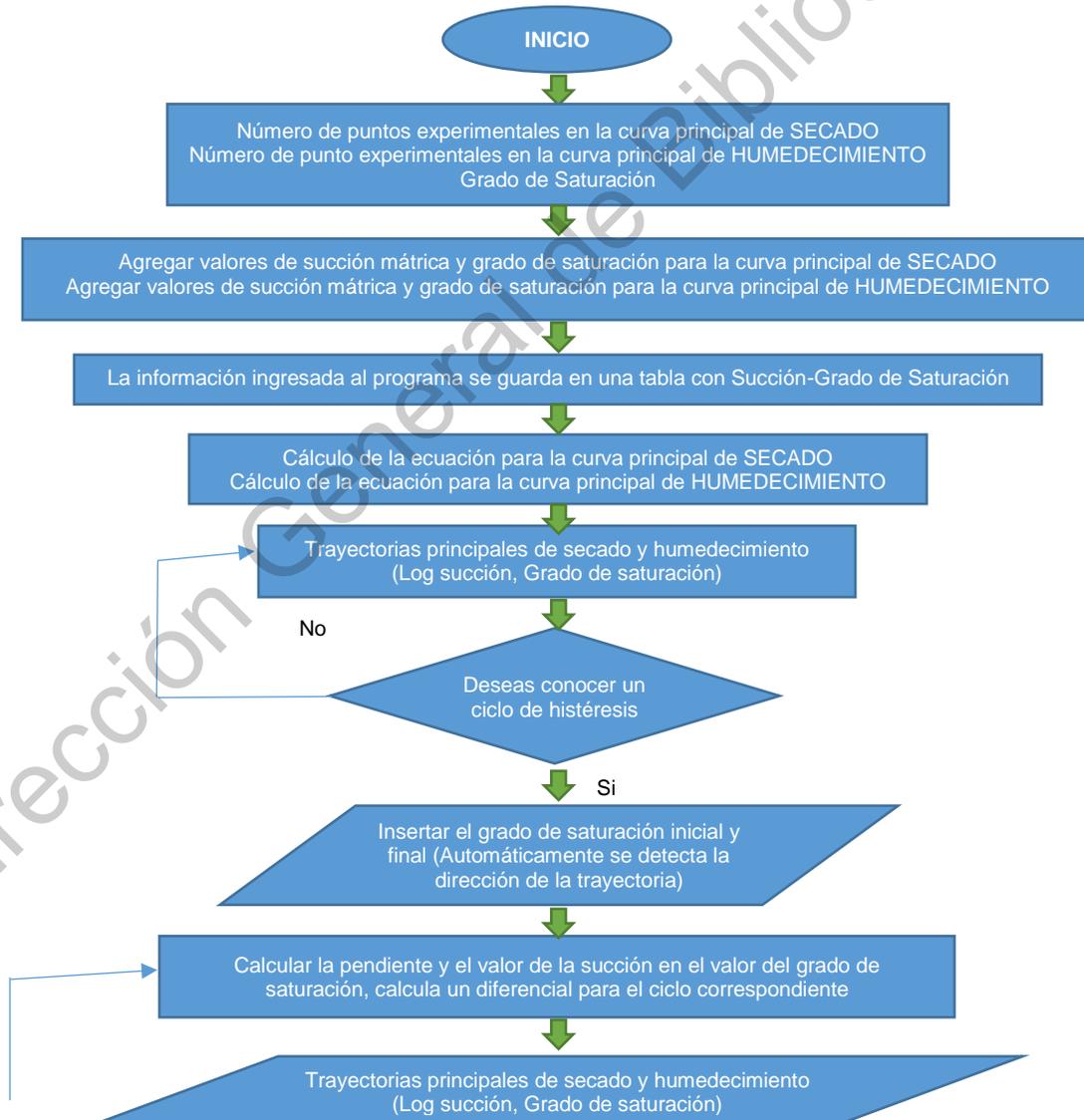
$$s_d = a_d (S_e^{-\frac{1}{n_d}} - 1)^{\frac{1}{m_d}}$$

Ecuación 5.36.- Valor límite de succión en el secado.

Donde s_d es la succión correspondiente al valor de la succión en la curva de límite de secado en el mismo punto. Además se agrega el parámetro b cuyo valor siempre es positivo y ajusta el gradiente de la curva de escaneo.

5.5. Propuesta de modelo hidráulico de Horta, J., & Rojas, E. (2016).

Los autores hacen una propuesta de un procedimiento que no requiere un proceso de ajuste para simular de forma numérica las curvas de retención y que a su vez puede ser usado para simular ciclos de humedecimiento-secado. Se toma en cuenta el proceso de histéresis que se presentan en los suelos no saturados. Este método emplea una aproximación polinómica de la curva de retención, la cual mejora la predicción de la histéresis. El método es una herramienta práctica y fácil de usar para obtener resultados consistentes. A continuación, se ejemplifica en forma de diagrama de flujo como trabaja el programa, así como los datos que son ingresados.



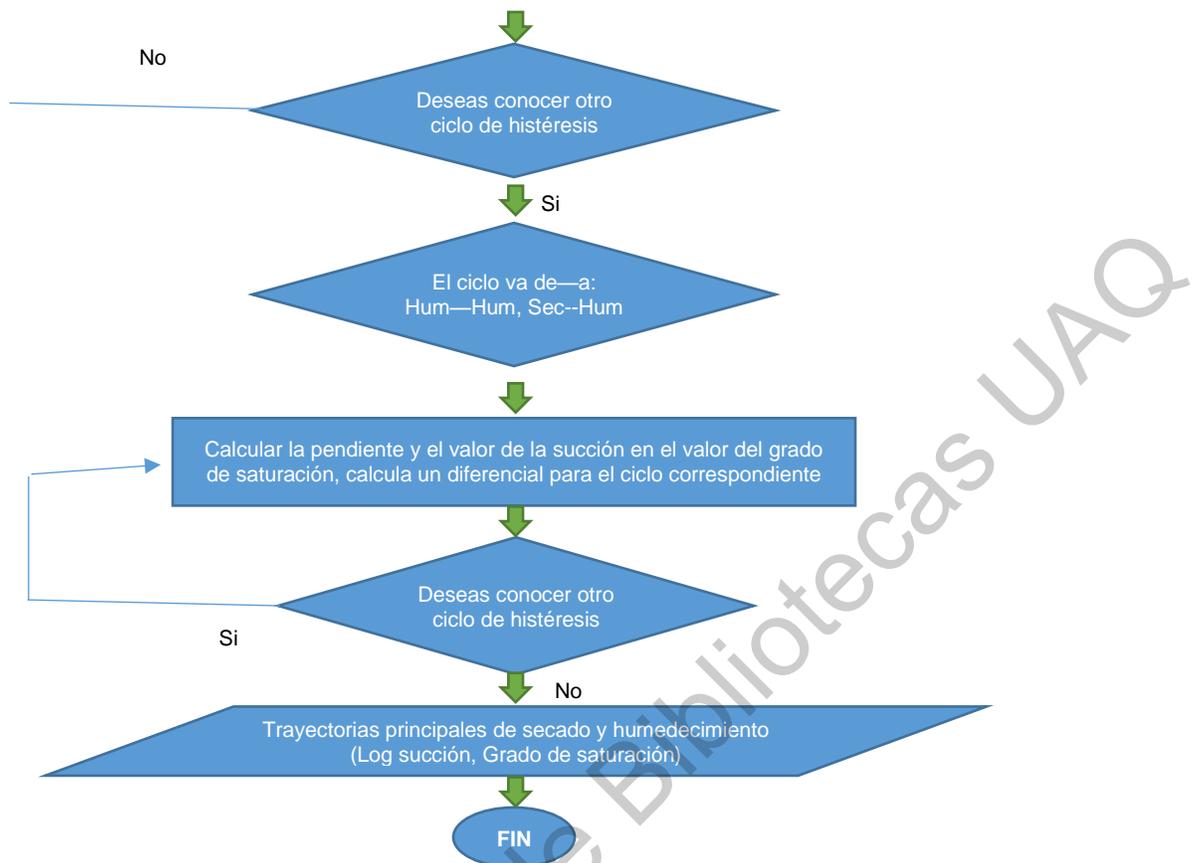


Figura 5.14.- Diagrama de Flujo de procedimiento para determinar las curvas de escaneo.

El modelo trabaja como se describe en el diagrama de flujo de la Figura 5.13 , primeramente, los datos experimentales son almacenados en una matriz donde la succión (s), el grado de saturación (S_{es}) en columnas separadas. Luego, mediante el uso de un procedimiento de interpolación con incrementos variables, se establece una función polinómica para cada curva principal. De esta manera, es posible obtener el grado de saturación para cualquier valor de succión y para cada uno de los principales. Por lo tanto, la interpolación polinómica cruza todos los puntos de la curva de retención experimental. Esto garantiza una correlación del 100% entre los valores numéricos y lo experimentales. Por lo tanto, para este método cuanto mayor sea el número de puntos experimentales, mayor será la precisión de la aproximación.

Para la obtención de curvas de escaneo se utilizan las ecuaciones de Zhou et al.

(2012) mencionadas en el punto anterior. Las curvas principales generadas por la matriz con una función polinómica. Se utilizan para determinar los parámetros requeridos por las ecuaciones como es el caso de los gradientes de las Ecuaciones 5.33 y 5.35 para obtener las pendientes de las curvas de escaneo. Para poder hacer distintos ciclos es necesario introducir el grado de saturación inicial y al que se pretende llegar.

Dirección General de Bibliotecas UAQ

6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para realizar las comparaciones entre valores numéricos y experimentales se desarrolló un código en el software MATLAB para hacer las corridas numéricas. Este código está dividido en dos partes, uno para el modelo constitutivo para suelos no saturados y otra parte para el modelo hidráulico el cual nos sirve para hacer el ajuste a la curva de retención. Además de hacer el ajuste, el modelo hidráulico nos permite hacer distintas trayectorias de secado y humedecimiento tomando en cuenta la histéresis de la curva de retención. Para los fines de este trabajo, únicamente se hizo un ajuste, debido a que los ensayos triaxiales utilizados para la calibración del modelo, son con succión controlada, por lo cual durante el ensaye no existen cambios de succión.

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

Futai y Almeida (2005) muestran en su estudio experimental sobre un suelo residual. Muestras de suelo cuyos contenidos de arcilla, limo y arena son 46%, 9% y 45% respectivamente. Los ensayos realizados consisten en pruebas de compresión triaxial con contenidos de agua controlados. Las pruebas se realizaron bajo condiciones saturadas bajo succión controlada. Los resultados de estos ensayos son útiles para el desarrollo de modelos constitutivos para suelos no saturados. A continuación, se presenta la curva de retención suelo agua reportada por los autores.

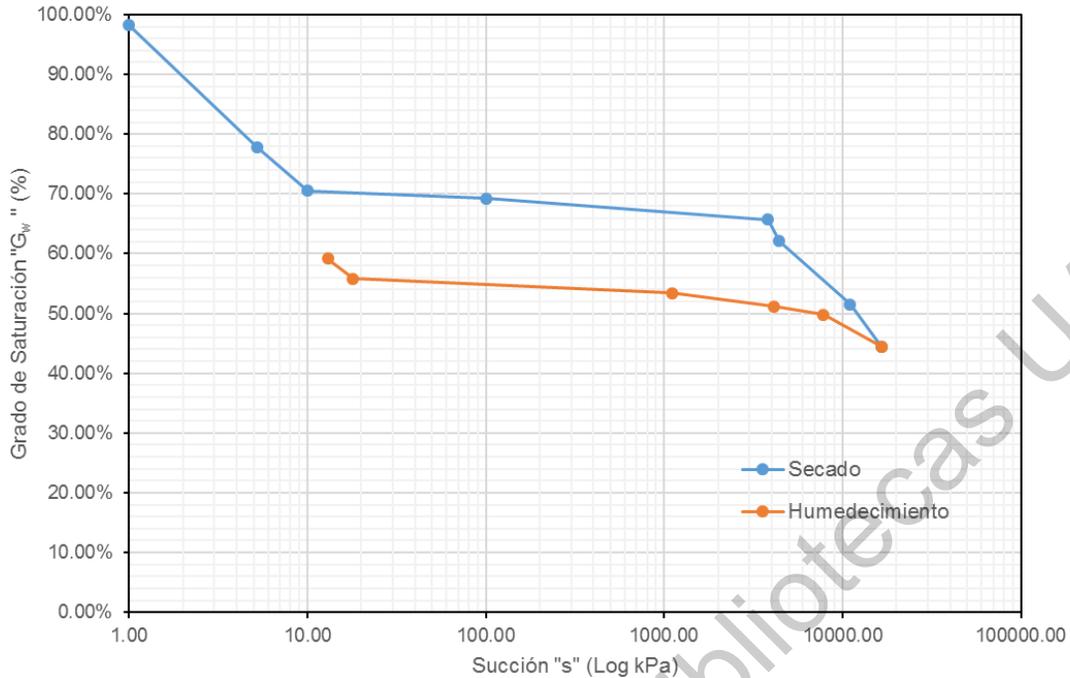


Figura 6.1.- Curva de retención experimental presentada por Futai y Almeida (2005).

Los resultados de las pruebas de resistencia con succión controlada sujetas a diferentes esfuerzos confinantes se presentan en la Tabla 6.1. Las muestras inalteradas de suelo residual fueron llevadas inicialmente a una etapa de saturación 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. Después, las muestras se sujetaron a un incremento en el esfuerzo desviador en condiciones drenadas hasta la falla.

Tabla 6.1.-Ensayes triaxiales presentados por Futai y Almeida (2005).

Valor Succión Controlada (kPa)	Esfuerzo Confinante (kPa)
100	50, 100, 200 y 400
300	50, 100, 200 y 500

6.2. Ajuste de la curva de retención (Futai y Almeida, 2005).

Como se mencionó en el capítulo anterior, se utilizará la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop y el grado de saturación de la muestra serpa igual al valor χ de la ecuación de Bishop. Por lo cual, será necesario hacer un ajuste en las curva de retención experimentales utilizando las ecuaciones propuestas en el modelo hidráulico de Zhou *et al.*, (2012). El ajuste se presenta en la Figura 6.2 y los parámetros de ajuste en la Tabla 6.3.

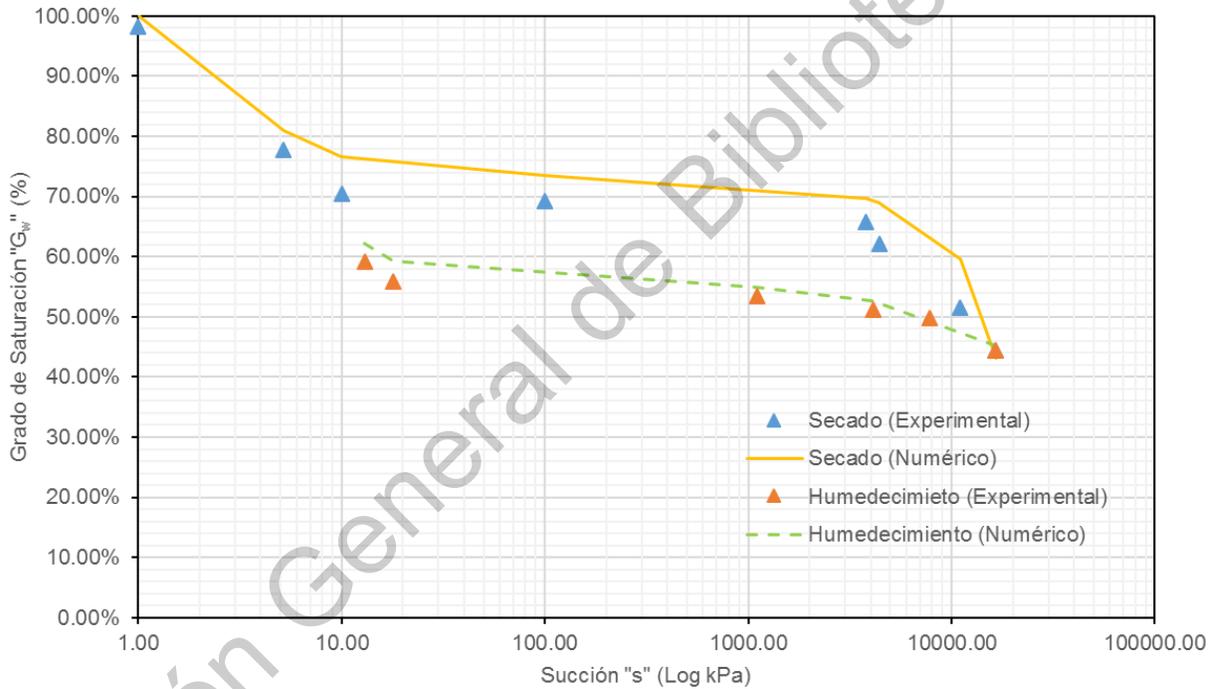


Figura 6.2.- Ajuste a la curva de retención experimental presentada por Futai y Almeida (2005).

Tabla 6.2.- Parámetros de ajuste para el modelo hidráulico.

a_d	10.0000
m_d	0.4500

n_d	0.2500
a_w	12.0000
m_w	0.4000
n_w	0.2800

Para enriquecer la investigación también se utilizó la propuesta de Horta, J., & Rojas, E. (2016) para el ajuste de las curvas de retención, como ya se mencionó en el capítulo anterior, la propuesta también está basada en las ecuaciones de Zhou et al. (2012). Las curvas principales generadas por la matriz se utilizan para determinar los parámetros requeridos por las ecuaciones como es el caso de los gradientes de las Ecuaciones 5.33 y 5.35. A continuación, se muestra el ajuste realizado en el software ANSYS 17 con el programa mencionado.

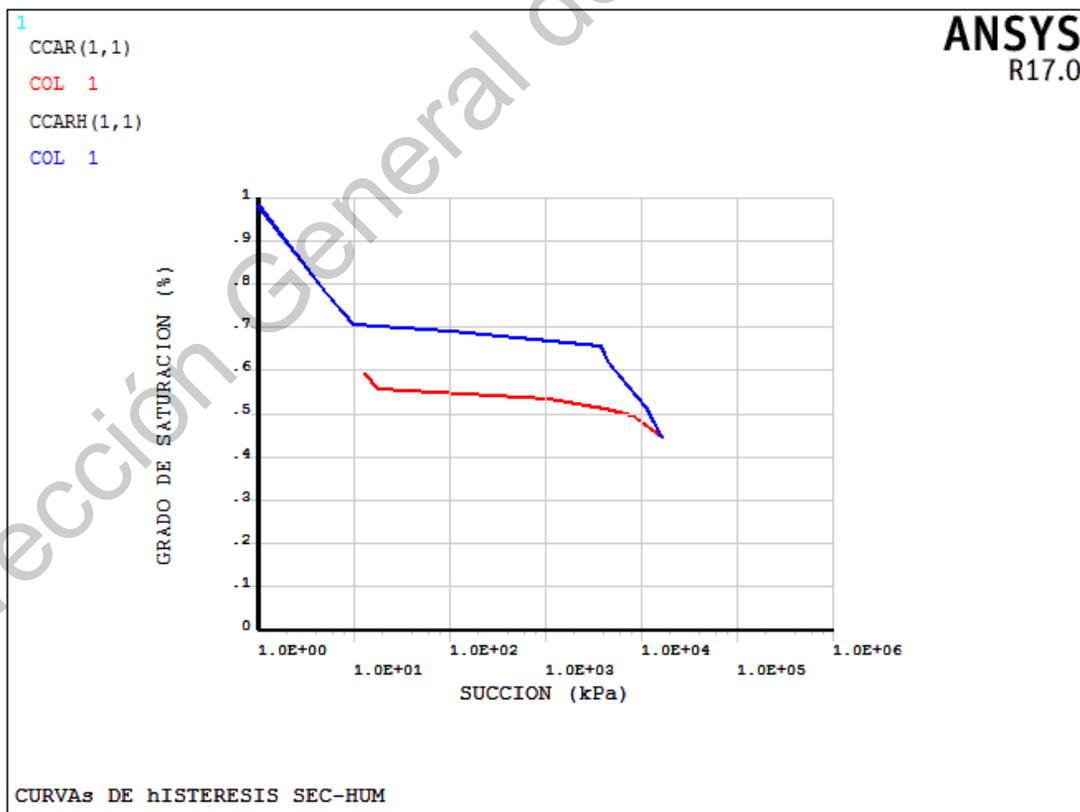


Figura 6.3.- Ajuste a la curva de retención experimental presentada por Futai

y Almeida (2005) con propuesta de Horta, J., & Rojas, E. (2016).

6.3. Modelación de los resultados de Futai y Almeida (2005) para la validación del modelo.

Para la finalidad de este trabajo de investigación, se utilizaron los resultados de los autores mencionados anteriormente, estos autores desarrollaron su investigación con la finalidad que sus resultados pudieran ser utilizados para el desarrollo de modelos constitutivos. Se eligieron los ensayos a una profundidad de 1 metro, con dos distintos valores de succión, 100 y 300 kPa. En la Tabla 6.1, se mencionan los distintos ensayos usados y de igual forma en la Tabla 6.3, se muestran los parámetros que se introducen al código desarrollado en MATLAB. Para hacer una comparación entre resultados numéricos y experimentales. Para correr el programa también es necesario conocer los valores de p_i y p_0 , los cuales son particulares para cada caso y son obtenidos como se mostró en la Figura 5.10 y 5.11.

Tabla 6.3.- Valores de entrada para el programa.

Parámetro	Símbolo	Valor
Pendiente de la línea del estado crítico	M	1.14
Pendiente de Recarga del suelo	λ	0.2
Pendiente de descarga del suelo	κ	0.05
Relación de Vacíos Inicial	e_0	1.26

6.3.1. Ensayes triaxiales con succión igual a 100 kPa

Para el caso de ensayos triaxiales con un valor de succión controlada igual a 100 kPa por medio del modelo hidráulico se sabe que el grado de Saturación G_w es de 78.8% por lo tanto y como ya se mencionó en el capítulo anterior. El valor de χ será

el mismo, de tal forma que podemos calcular el valor de χ_s para poder trabajar en el espacio de esfuerzos efectivos y utilizar la ecuación de Bishop. Para este caso el valor de χ_s es igual a $(0.788)(0.1) = 0.0788 \text{ MPa}$.

a) Esfuerzo confinante de 50 kPa

Con base en los resultados de un ensaye triaxial, los parámetros de la Tabla 6.3 y la Figura 6.3, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.4, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.5 y 6.6 respectivamente.

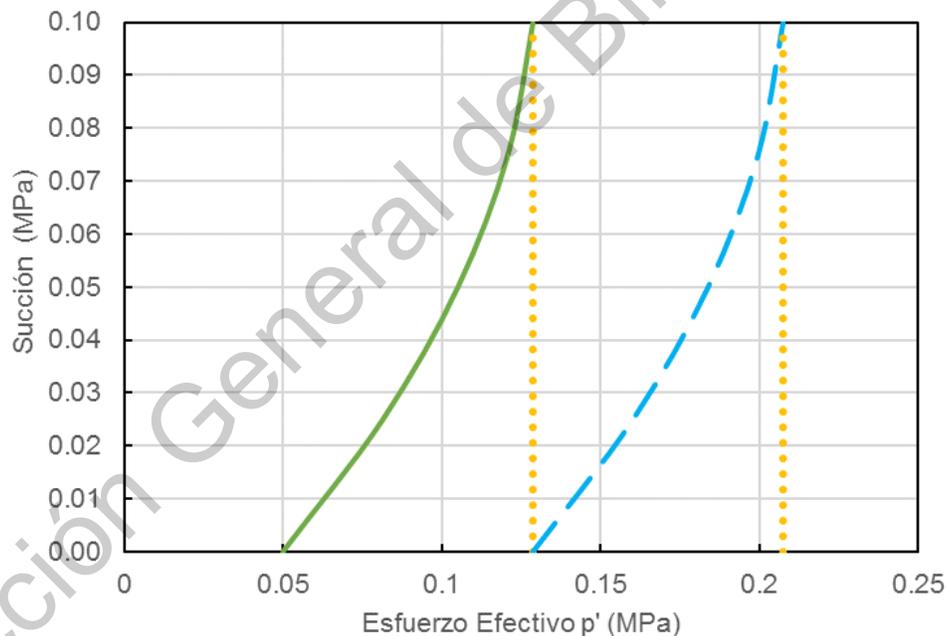


Figura 6.4.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100 kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.

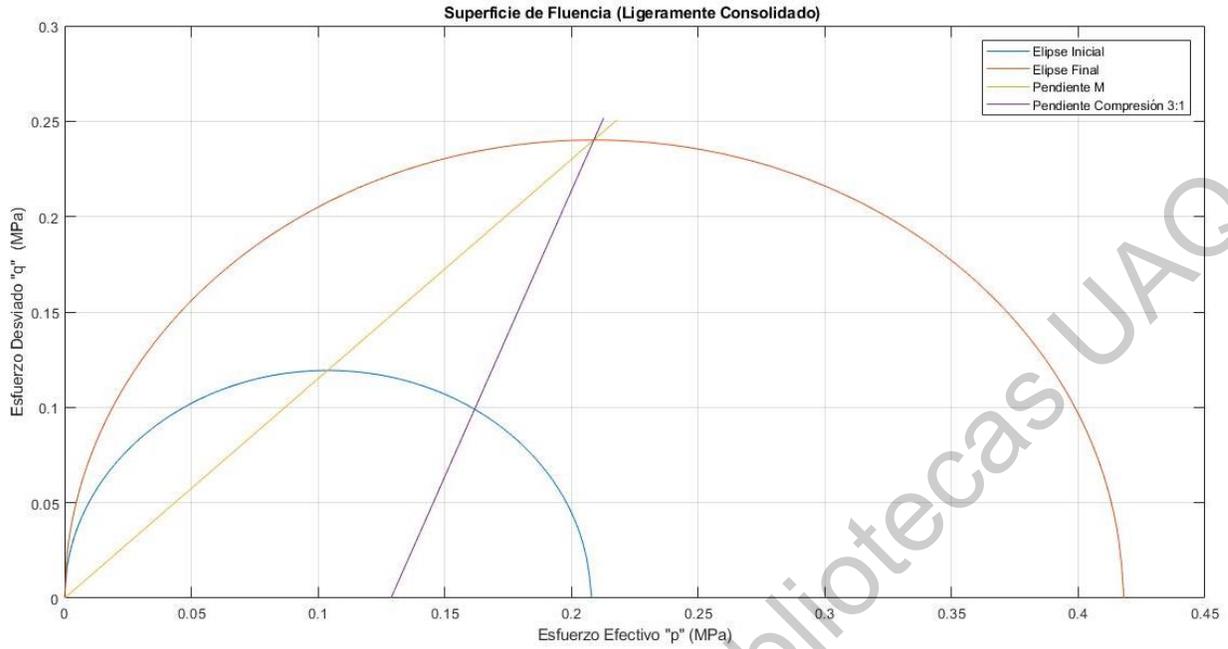


Figura 6.5.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.

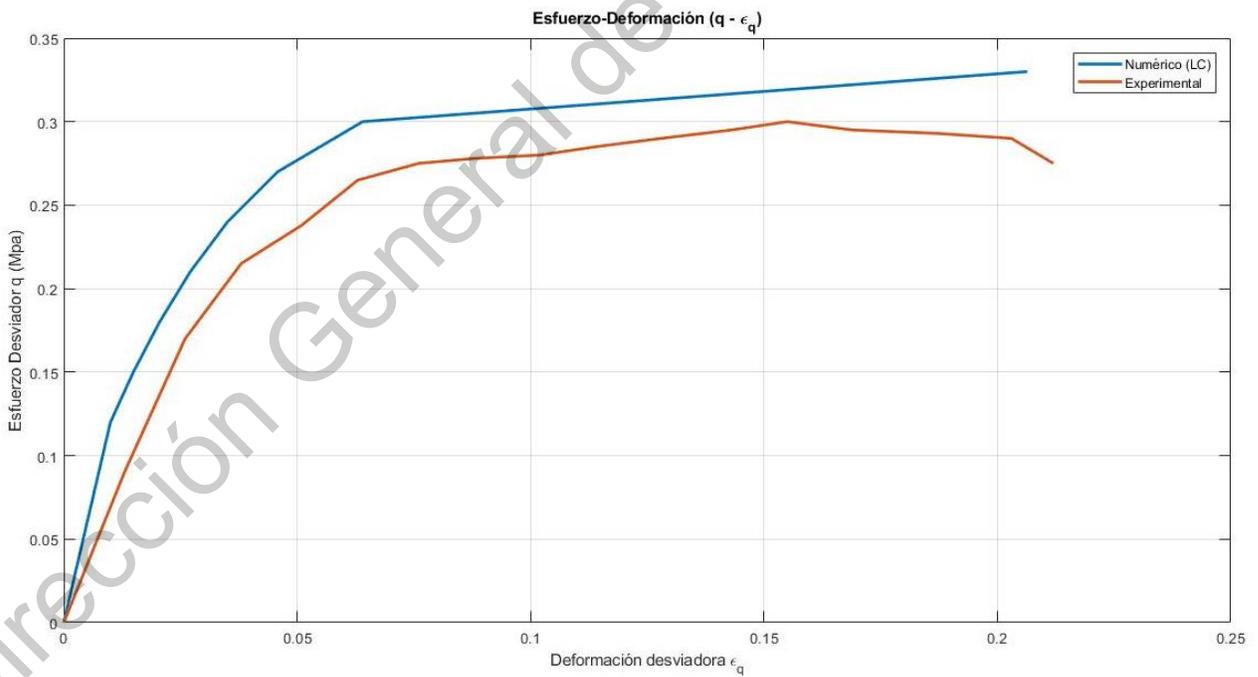


Figura 6.6.- Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.

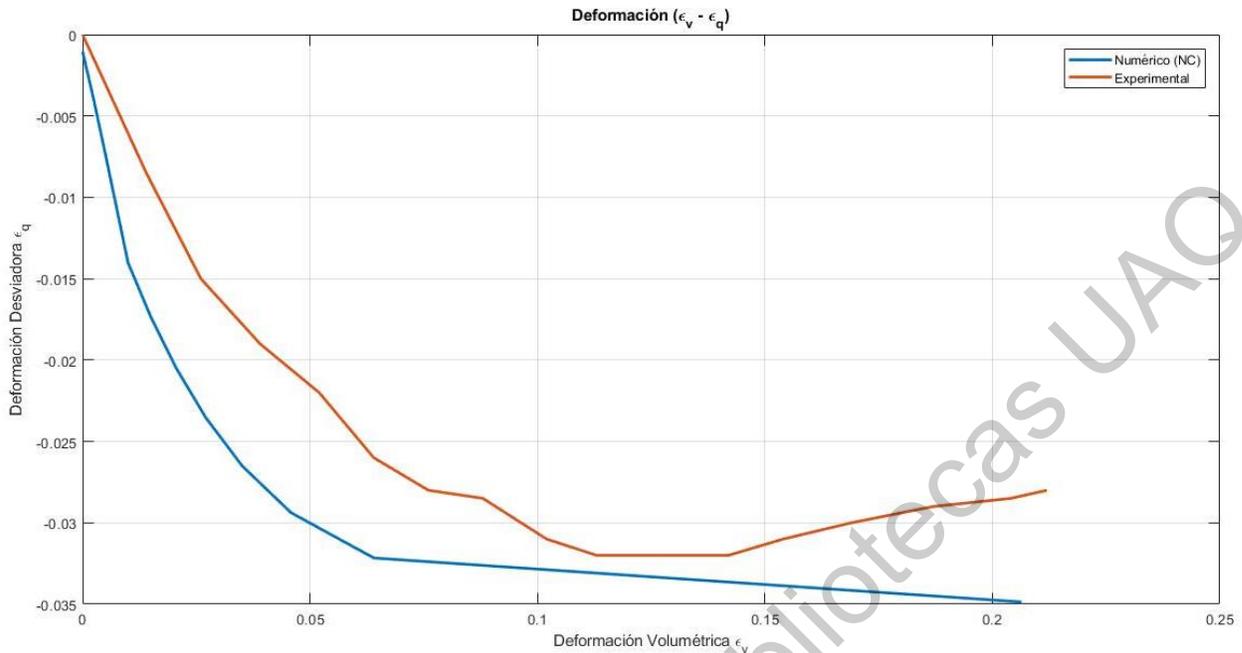


Figura 6.7.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=50$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

En general los resultados presentan un buen ajuste. La gráfica de esfuerzo-deformación como en la de deformaciones volumétricas y axiales. Se observa una ligera dilatación en los últimos puntos de ambas gráficas para los resultados experimentales, la cual es característica en ensayos con esfuerzos confinantes bajos y valores de succión también bajos.

Error Relativo ϵ_v	Error Relativo ϵ_q	Error Relativo q
(%)	(%)	(%)
48.9362	2.9176	24.2545

b) Esfuerzo confinante de 100 kPa.

Por medio de resultados de un ensaye triaxial, los parámetros de la Tabla 6.3 y la Figura 6.7, es posible generar el modelo basado en un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.8, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.9 y 6.10 respectivamente.

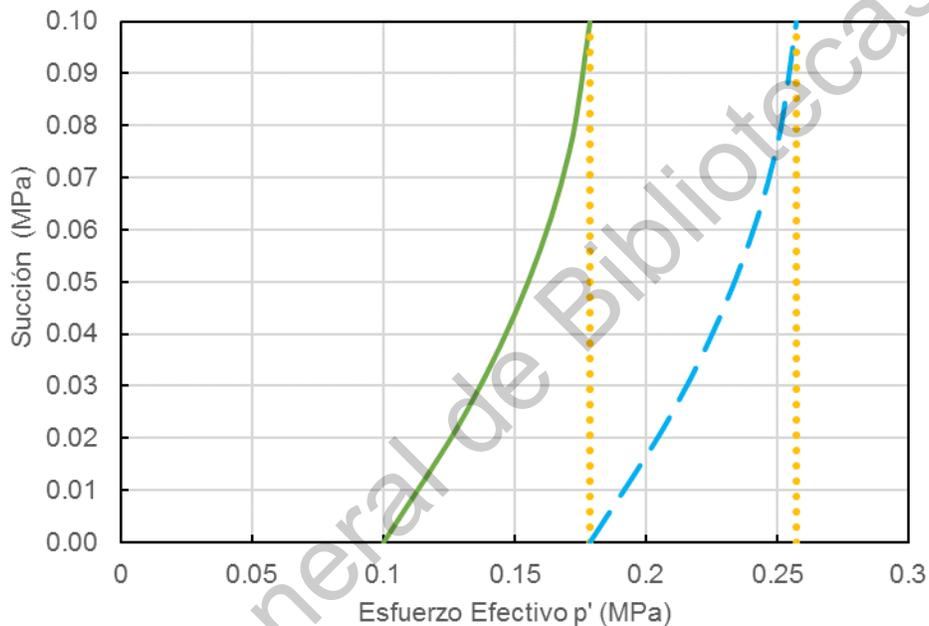


Figura 6.8.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

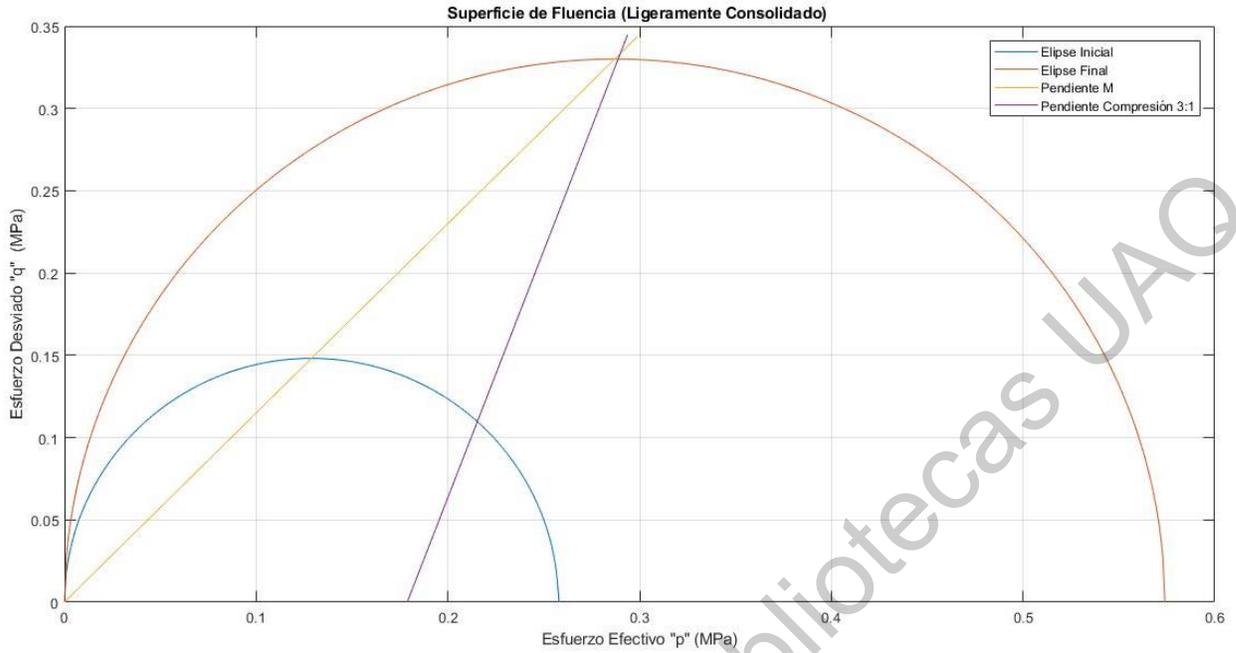


Figura 6.9.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

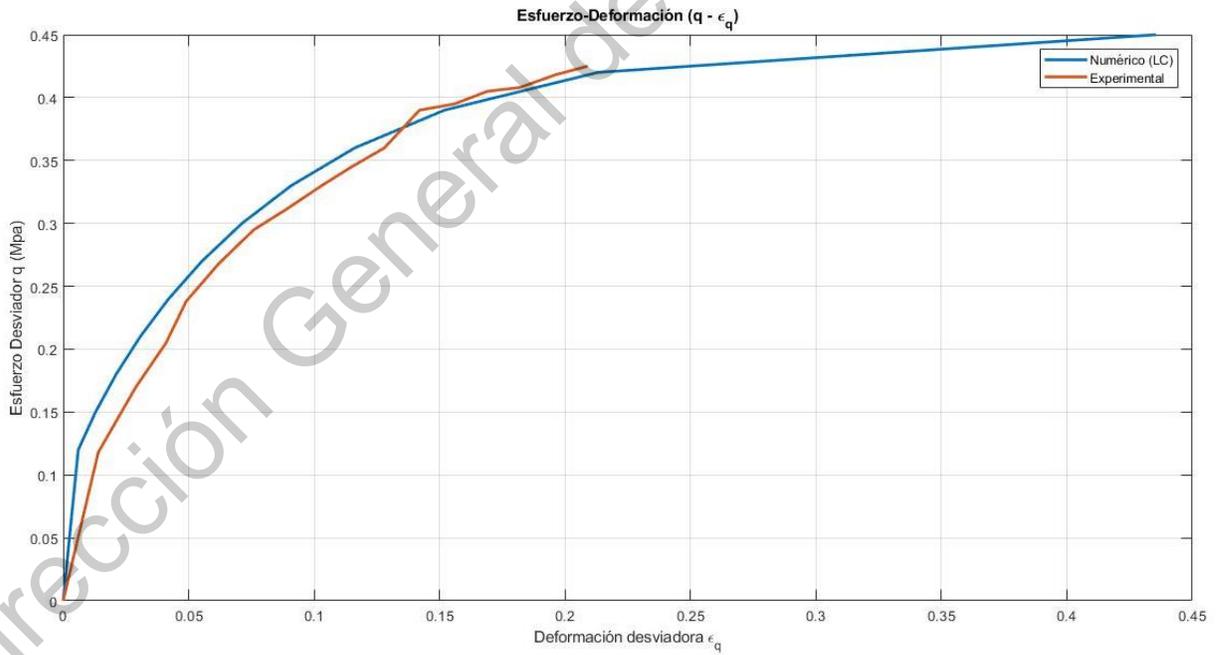


Figura 6.10.- Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

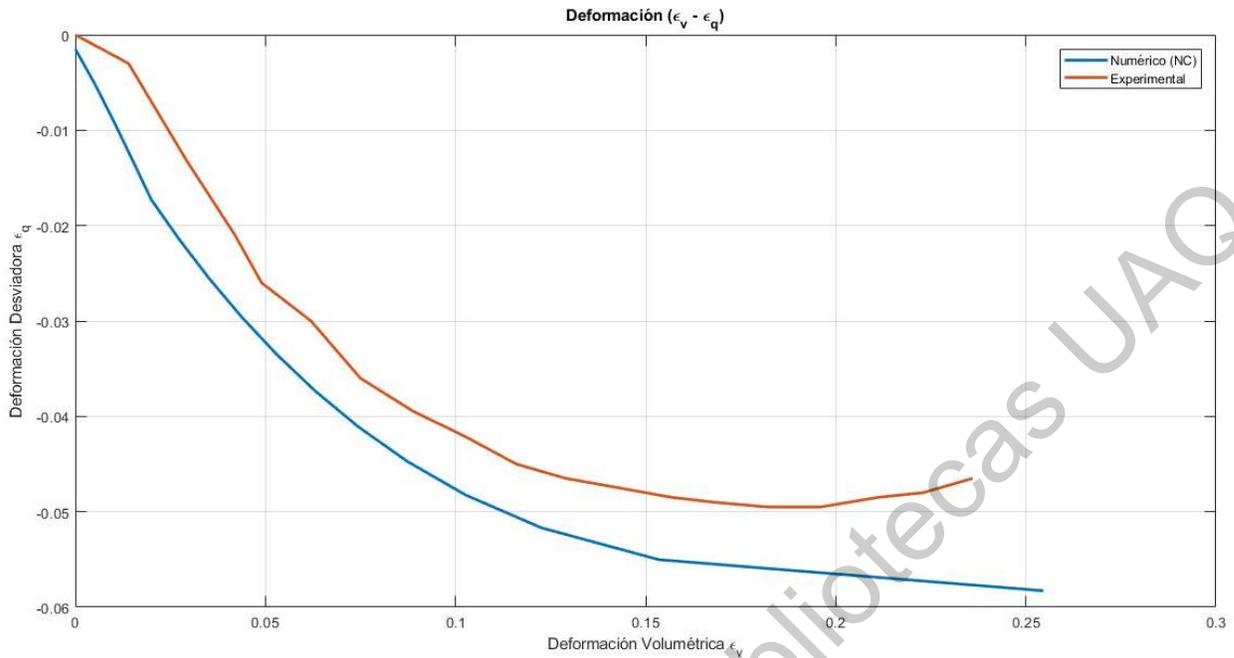


Figura 6.11.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

En la gráfica de esfuerzo-deformación se observa en los resultados experimentales que se presenta una deformación plástica. El modelo tiene un buen ajuste para ese caso. Por otro lado, en las gráficas de deformaciones también se presenta un buen ajuste, pero en los últimos puntos de los resultados experimentales se puede observar una ligera dilatación.

Error Relativo ϵ_v	Error Relativo ϵ_q	Error Relativo q
(%)	(%)	(%)
22.3158	111.9048	5.5556

c) Esfuerzo confinante igual a 200 kPa

Con base en los resultados de un ensaye triaxial, los parámetros de la Tabla 6.3 y la Figura 6.11, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado

en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.12, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.13 y 6.14 respectivamente.

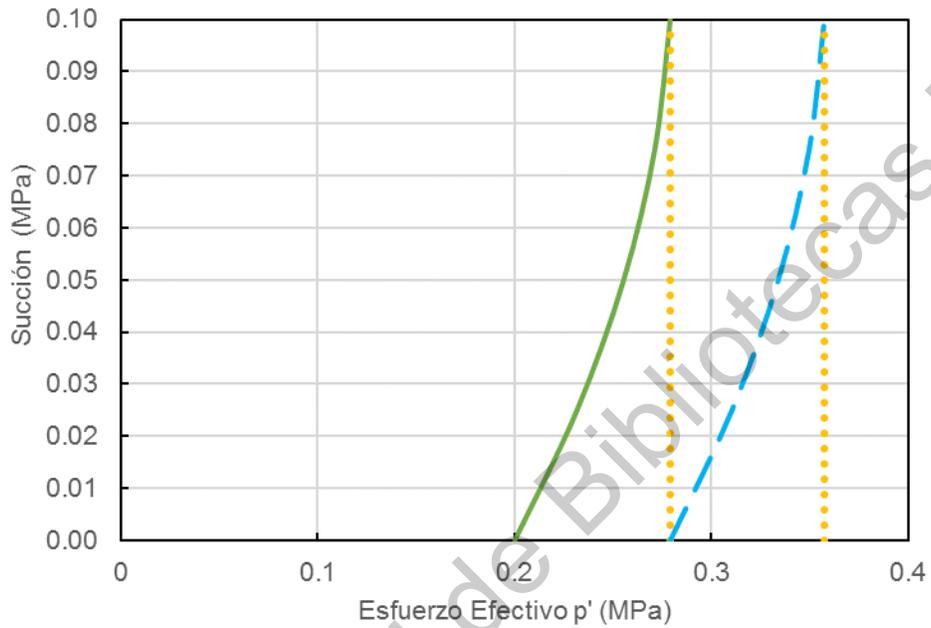


Figura 6.12.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.

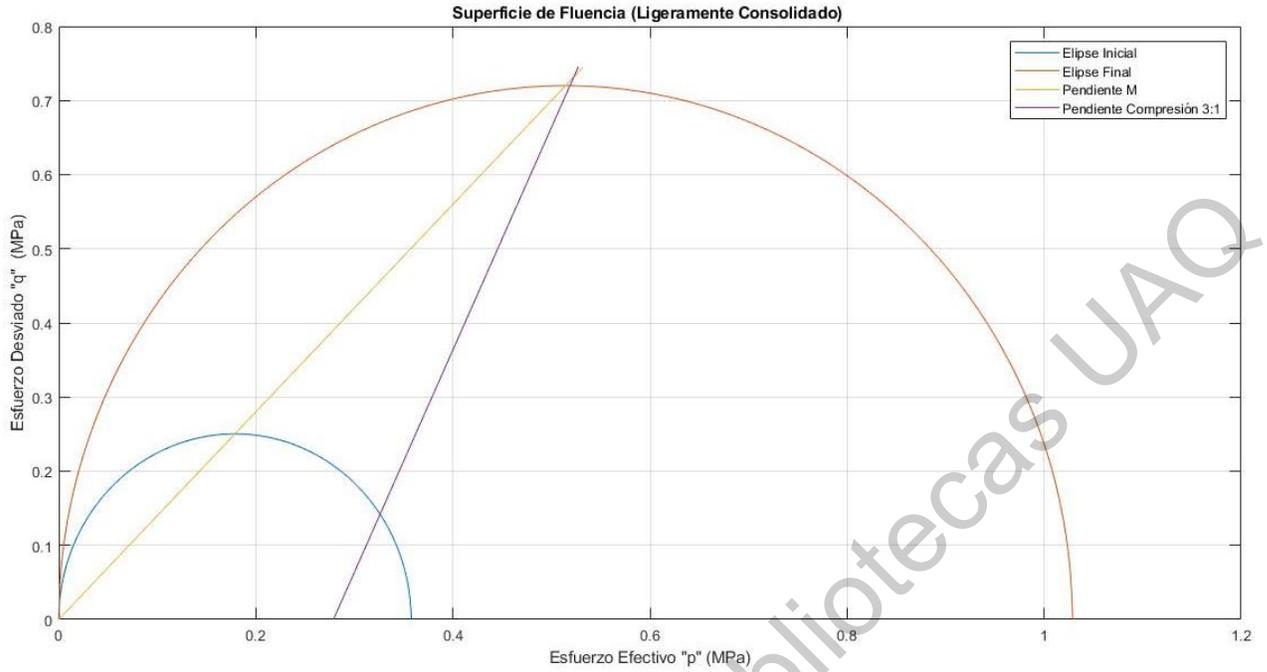


Figura 6.13.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.

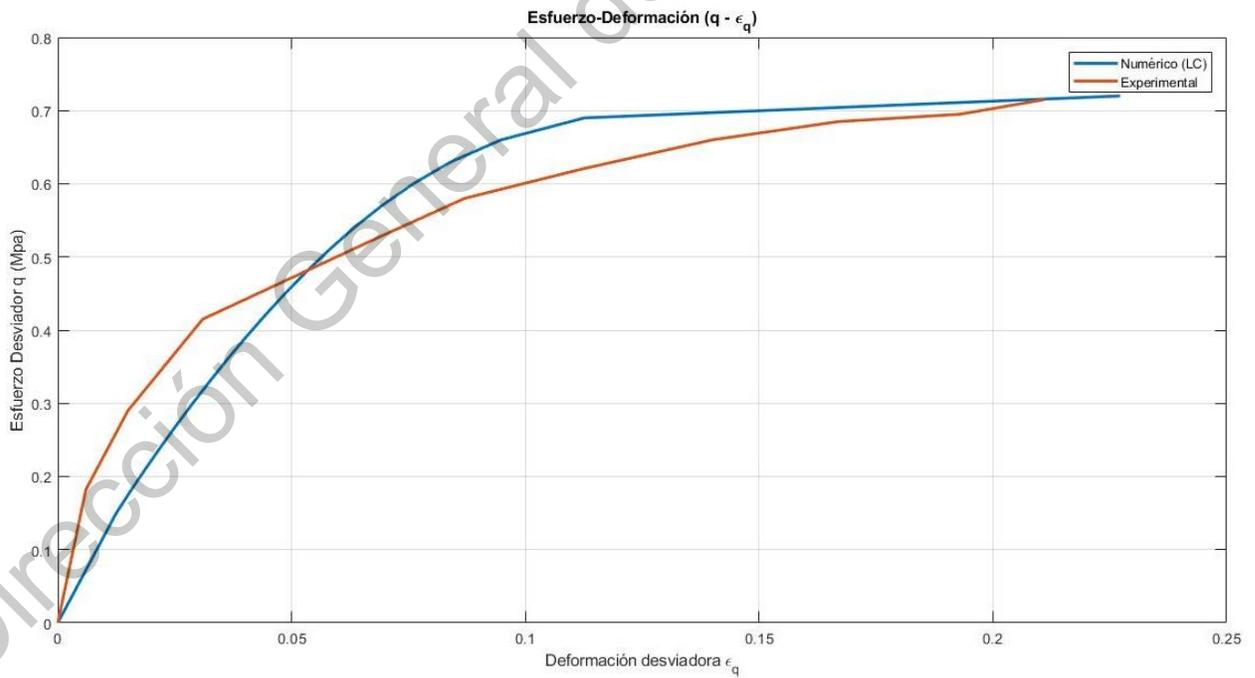


Figura 6.14.- Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.

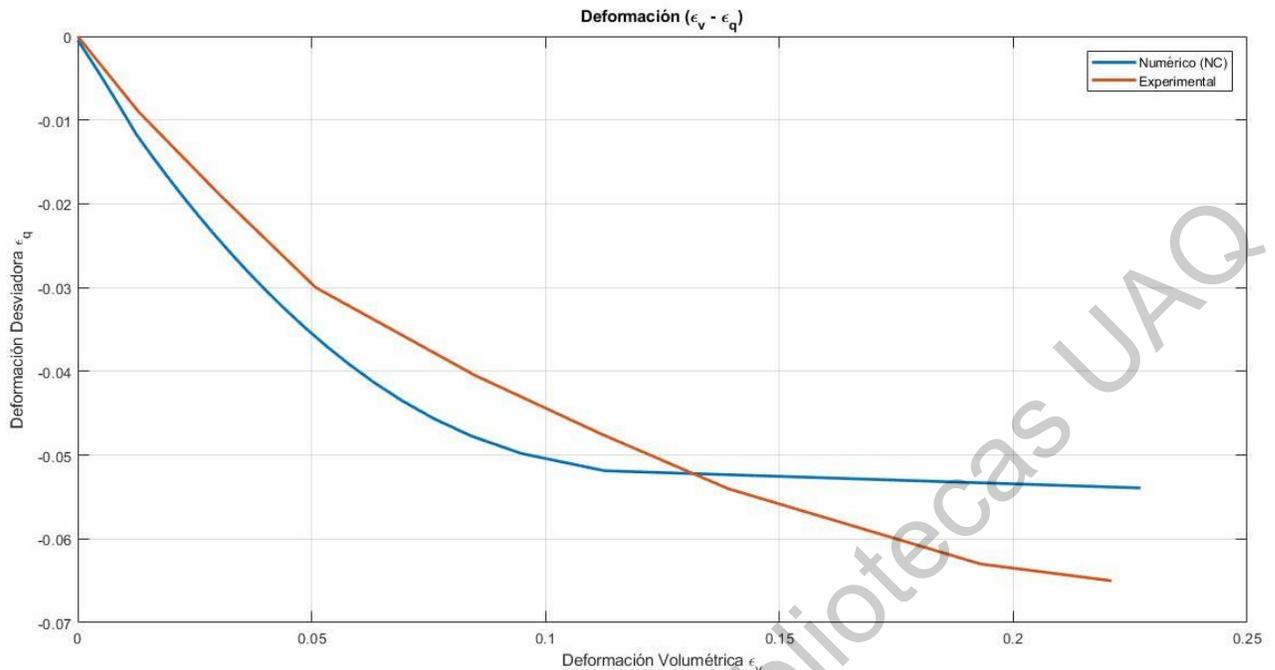


Figura 6.15.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.

Para este caso, se puede observar en la gráfica de esfuerzo deformación que se presenta un comportamiento plástico en el material. El modelo presenta un ajuste adecuado. Por el lado de la gráfica de las deformaciones el comportamiento experimental es el esperado para un suelo bajo las condiciones de carga y saturación del ensaye. Se presenta un comportamiento contractivo, el modelo ajusta los valores, aunque en los últimos puntos, después de la intersección que presentan, los resultados numéricos tienden a ser menores que los experimentales.

Error Relativo ϵ_v (%)	Error Relativo ϵ_q (%)	Error Relativo q (%)
23.0483	11.0588	1.9608

d) Esfuerzo confinante igual a 400 kPa

Basándose en los resultados de un ensaye triaxial, los parámetros de la Tabla 6.3 y la Figura 6.15, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.16, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.17 y 6.18 respectivamente.

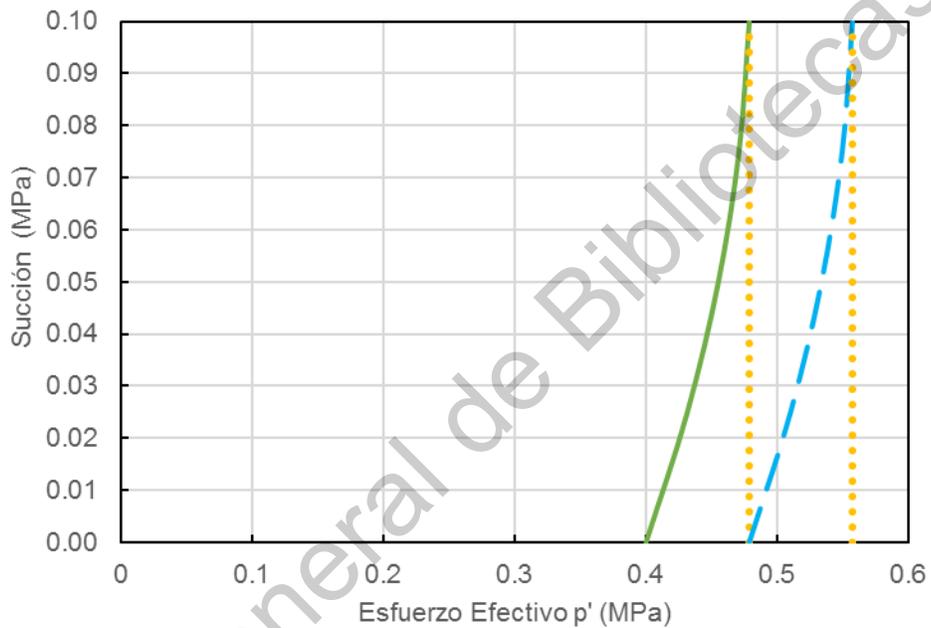


Figura 6.16.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

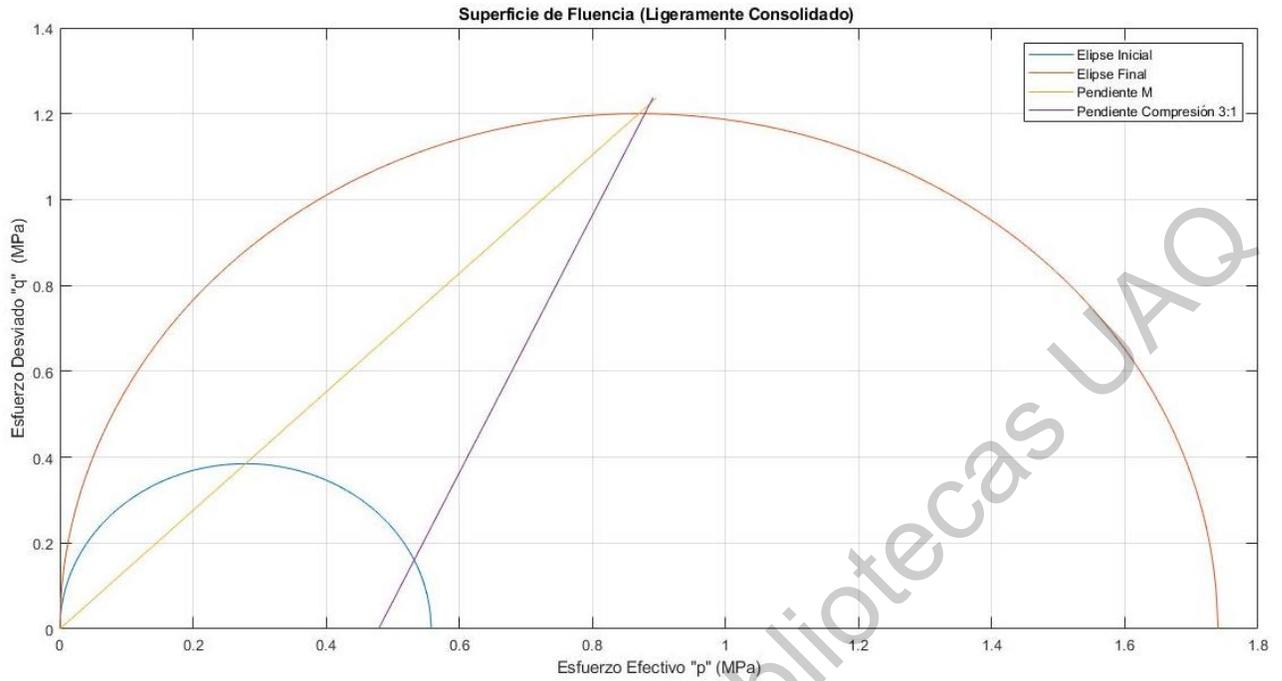


Figura 6.17.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

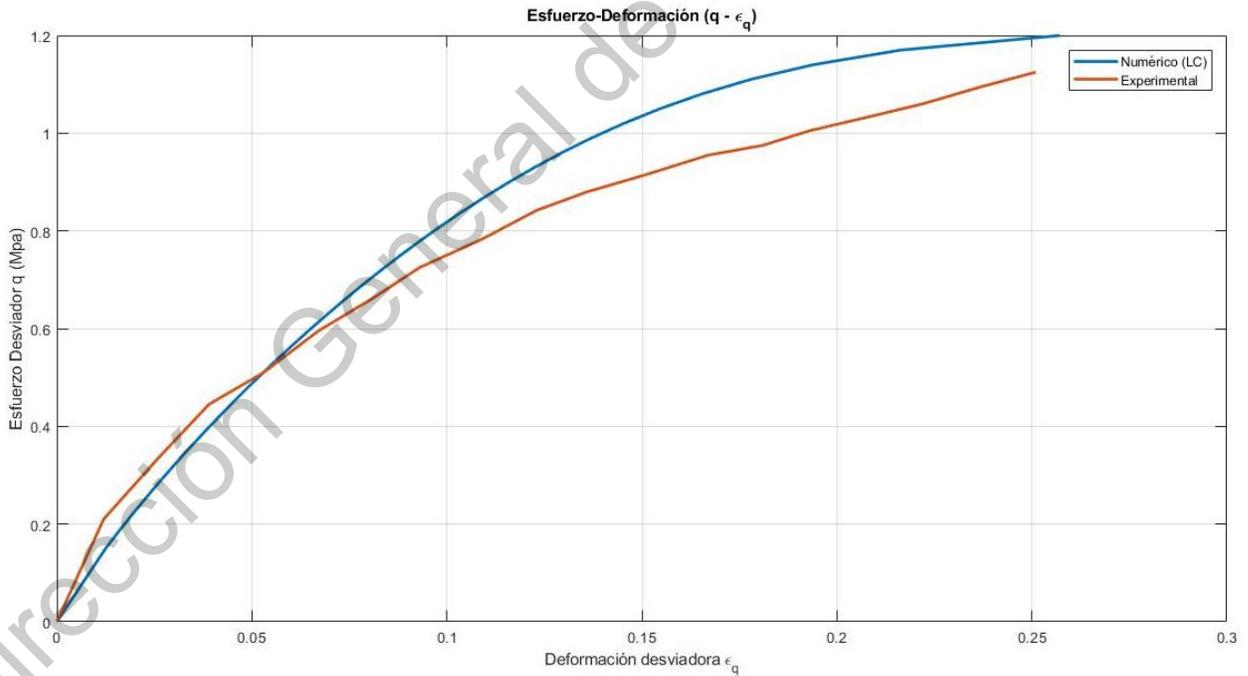


Figura 6.18.- Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

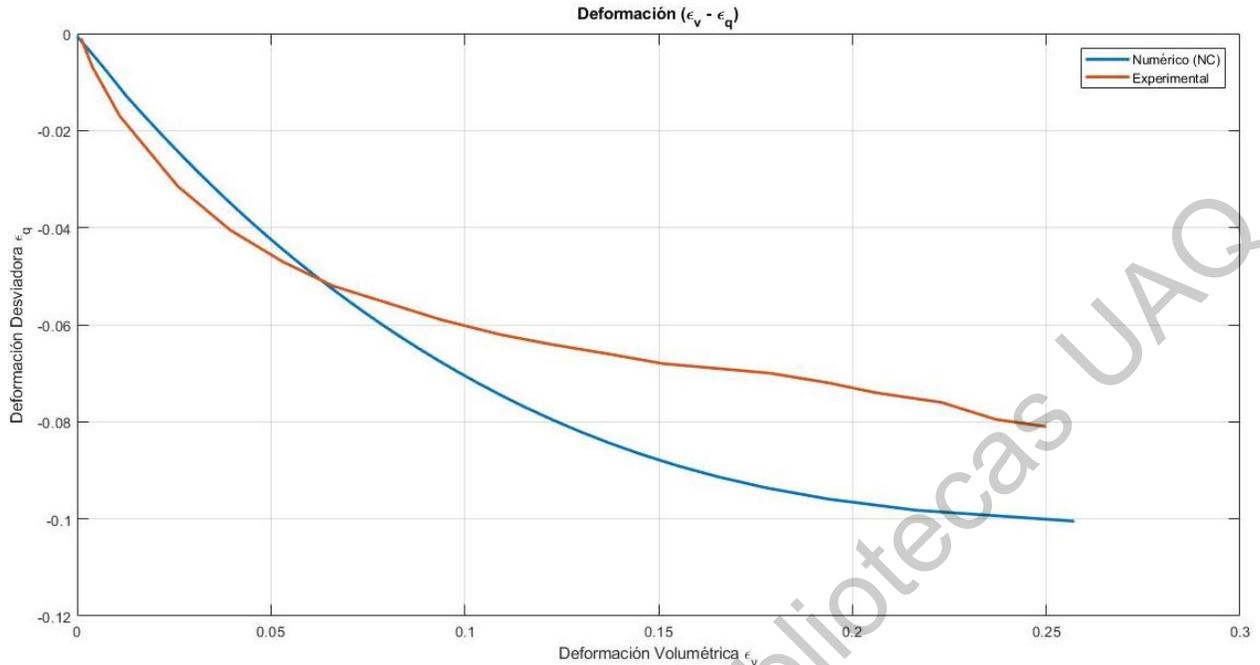


Figura 6.19.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

Con los valores para este ensaye, se puede observar en la gráfica de esfuerzo deformación que se presenta un comportamiento plástico en el material. El modelo presenta un ajuste adecuado, sólo por algunos puntos intermedios dónde los resultados experimentales se encuentran por debajo de los resultados numéricos. Por el lado de la gráfica de las deformaciones, el comportamiento experimental es usual para un suelo bajo las condiciones de carga y saturación del ensaye. Se presenta un comportamiento contractivo, el modelo ajusta los valores, aunque en los últimos puntos, después de la intersección que presentan, los resultados numéricos tienden a ser mayores que los experimentales.

Error Relativo ϵ_v (%)	Error Relativo ϵ_q (%)	Error Relativo q (%)
11.9565	7.1146	7.0473

6.3.2. Ensayes triaxiales con succión igual a 300 kPa

Para el caso de ensayos triaxiales con un valor de succión controlada igual a 300 kPa por medio del modelo hidráulico se sabe que el grado de saturación G_w es de 67.6%. Por lo tanto y como ya se mencionó en el capítulo anterior, el valor de χ será el mismo, de tal forma que podemos calcular el valor de χ_s para poder trabajar en el espacio de esfuerzos efectivos y utilizar la ecuación de Bishop. Para este caso el valor de χ_s es igual a $(0.676)(0.3) = 0.2028 \text{ MPa}$.

a) Esfuerzo confinante igual a 50 kPa

Con base en los resultados de un ensaye triaxial, los parámetros de la Tabla 6.3 y la Figura 6.19, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.20, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.21 y 6.22 respectivamente.

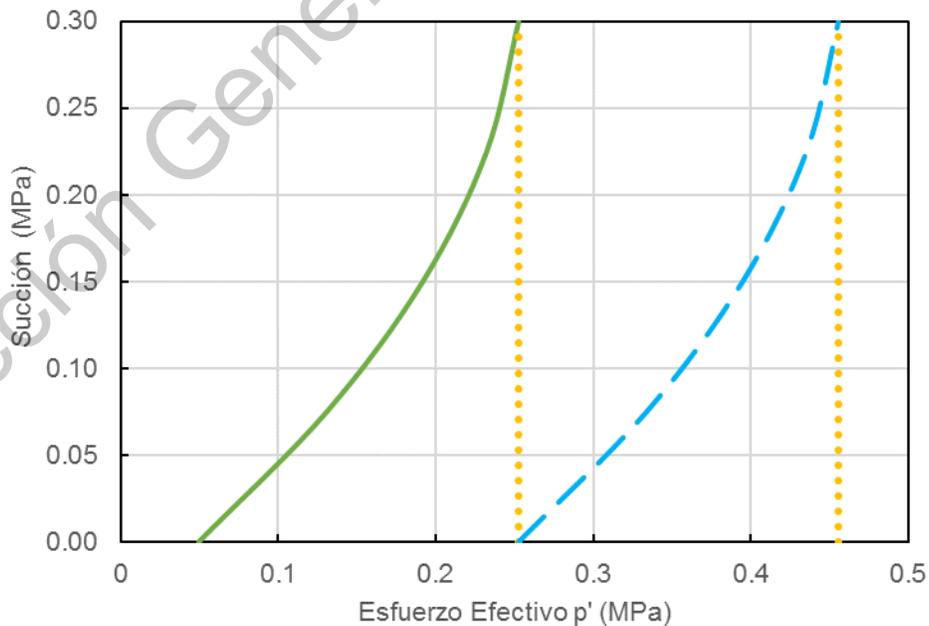


Figura 6.20.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 300kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.

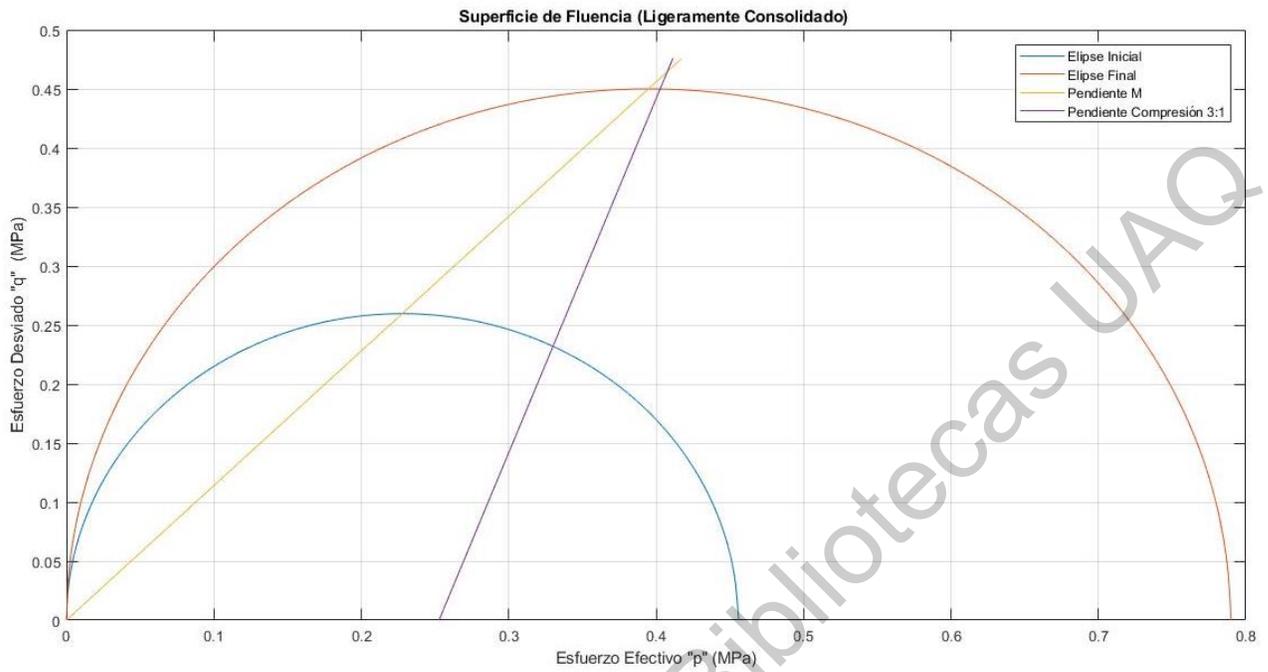


Figura 6.21.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.

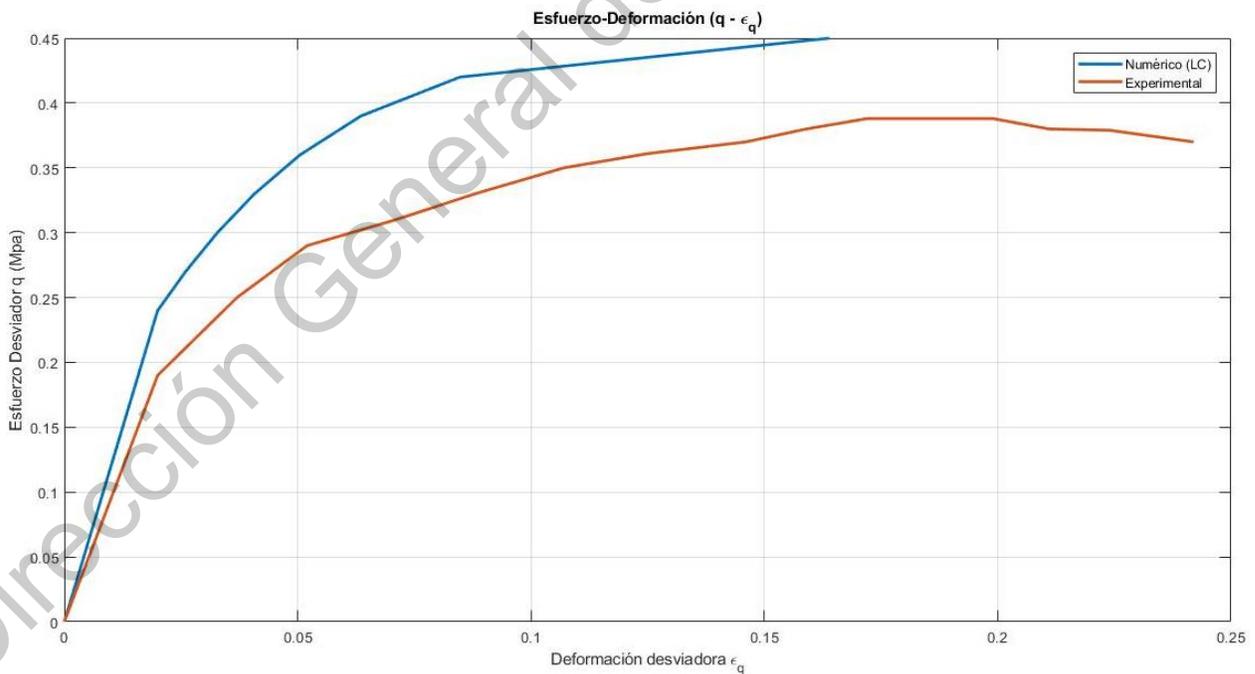


Figura 6.22.- Esfuerzo-deformación para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.

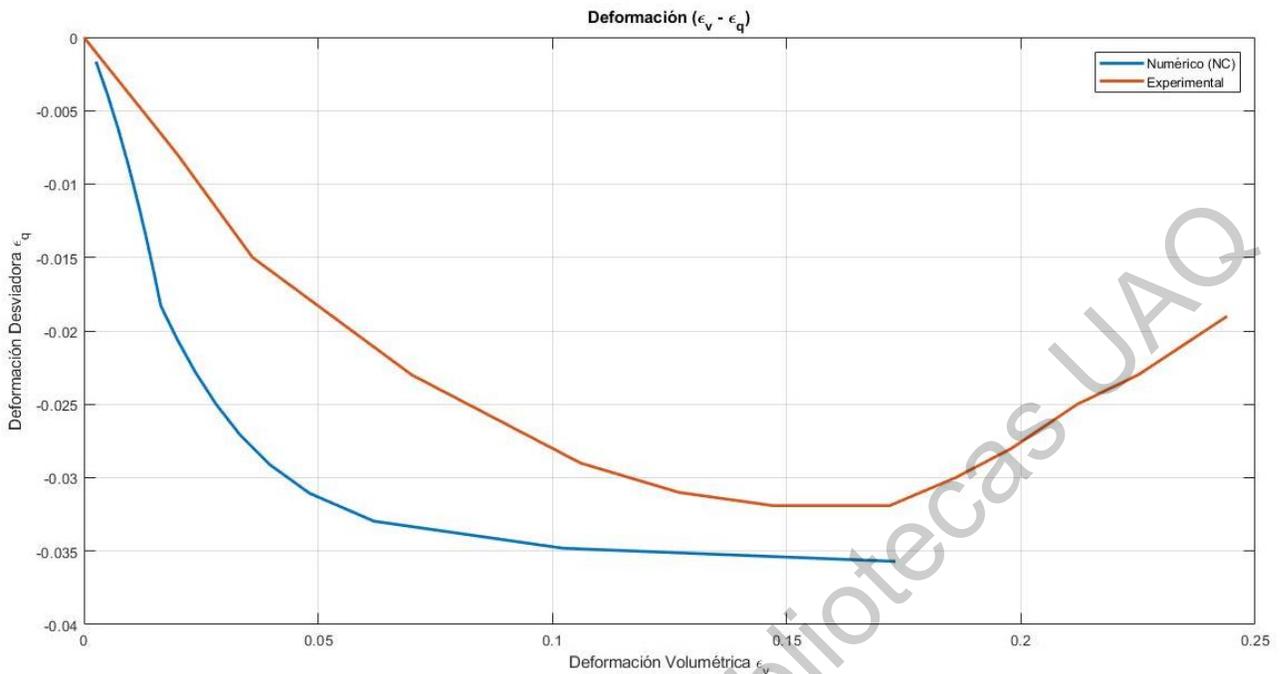


Figura 6.23.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.

Para este caso, el material tiene un comportamiento plástico y el modelo propuesto presenta un buen ajuste para la curva esfuerzo-deformación tienen la misma forma. Sin embargo, los resultados numéricos son para este caso mayores a los experimentales. Mientras que para las gráficas de deformaciones podemos observar un comportamiento experimental primeramente contractivo y después dilatante, el cual corresponde a un material que ha sido sometido a un esfuerzo desviador pequeño, en ese punto el modelo simula bien el comportamiento contractivo, pero no muestra la recuperación por dilatación.

Error Relativo ϵ_v (%)	Error Relativo ϵ_q (%)	Error Relativo q (%)
87.7551	30.9917	21.2938

b) Esfuerzo confinante igual a 100 kPa

Por medio de los resultados de un ensaye triaxial, los parámetros de la Tabla 6.3 y la Figura 6.23, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.24, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.25 y 6.26 respectivamente.

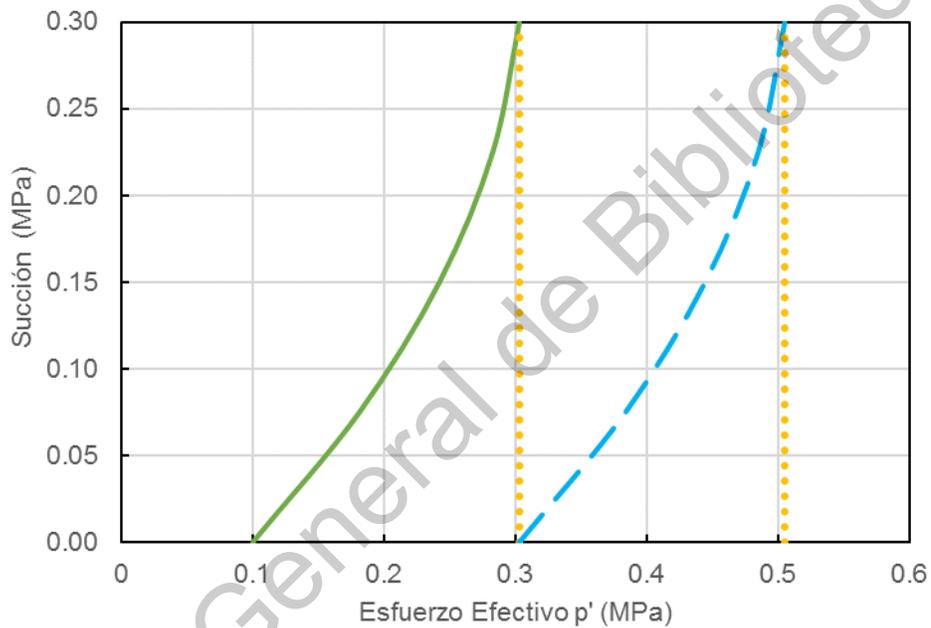


Figura 6.24.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

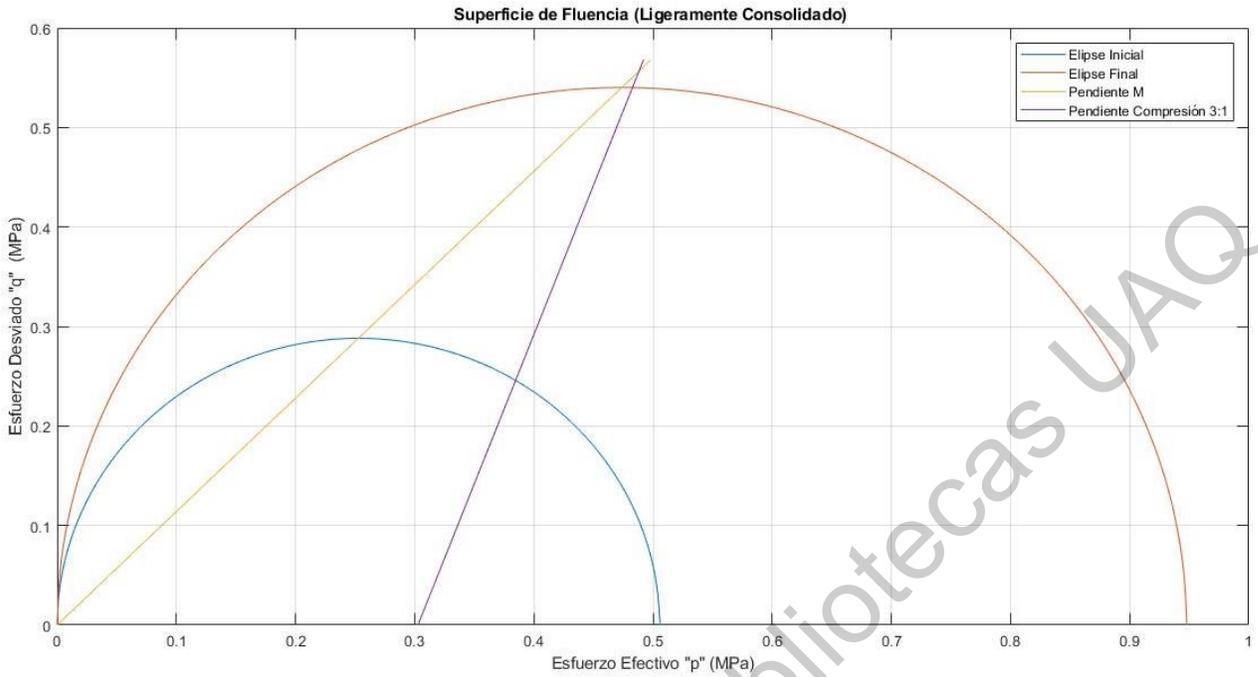


Figura 6.25.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

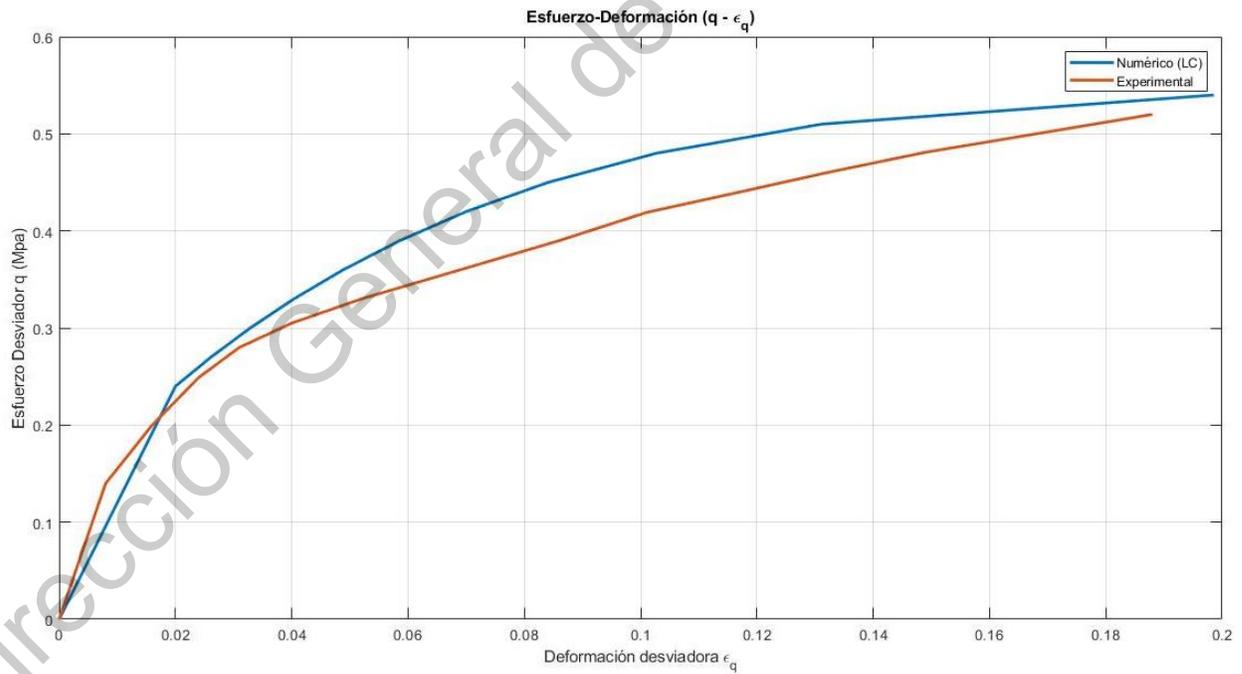


Figura 6.26.- Esfuerzo-deformación para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

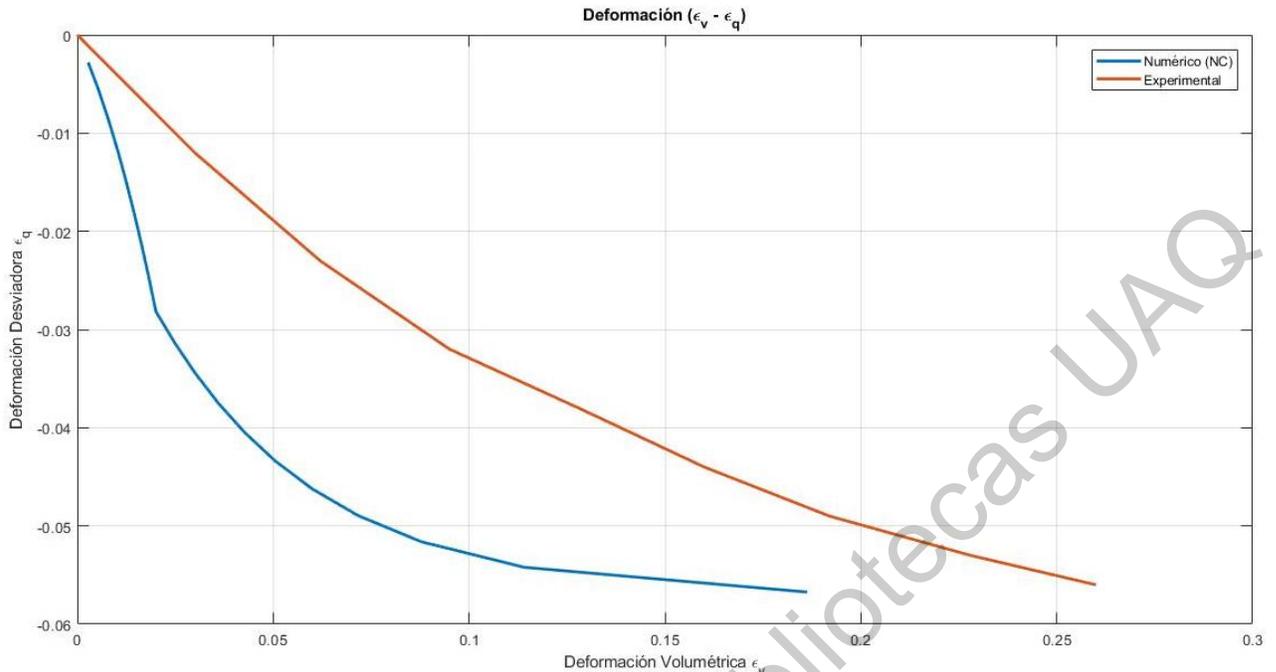


Figura 6.27.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

En el caso de este ensaye, se puede observar un comportamiento plástico y un buen ajuste en la gráfica esfuerzo-deformación. El modelo propuesto es capaz de reproducir una curva de igual forma y con valores semejantes a los experimentales. Por otro lado, para el caso de la gráfica de las deformaciones, se observa que experimentalmente el material presenta un comportamiento contractivo y el modelo reproduce este comportamiento. El modelo presenta valores numéricos mayores a los experimentales.

Error Relativo ϵ_v (%)	Error Relativo ϵ_q (%)	Error Relativo q (%)
1.7857	4.3071	5.8824

c) Esfuerzo confinante igual a 200 kPa

Basándose en los resultados de un ensaye triaxial, los parámetros de la Tabla 6.23 y la Figura 6.27, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.28, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.29 y 6.30 respectivamente.

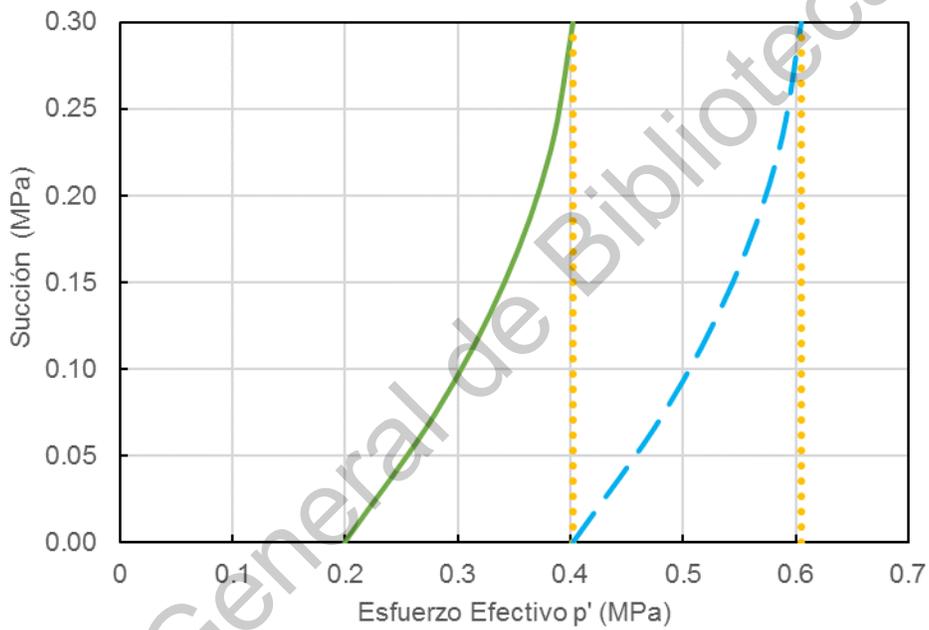


Figura 6.28.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.

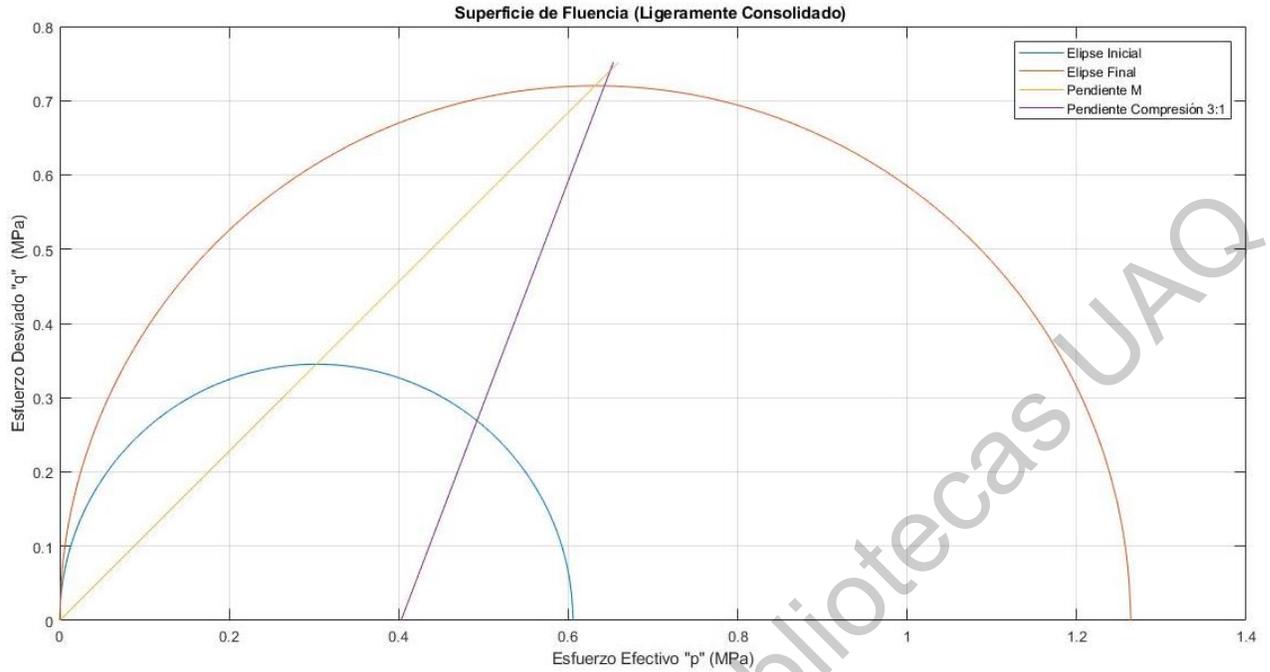


Figura 6.29.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.

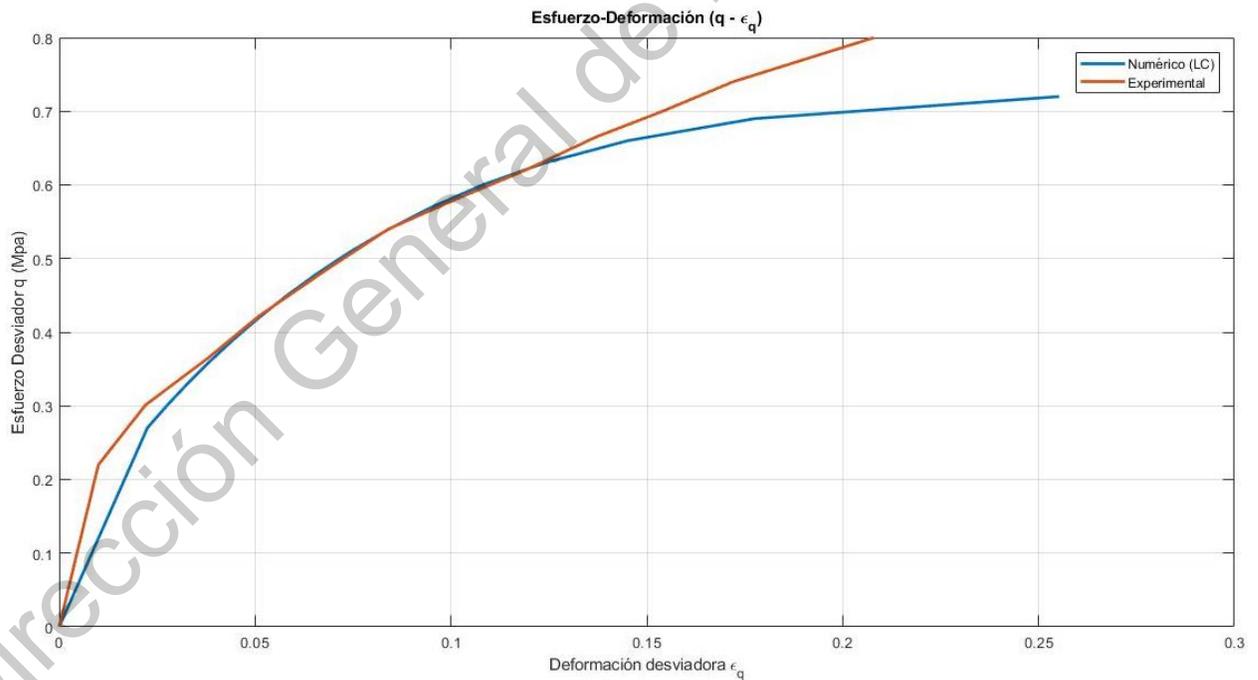


Figura 6.30.- Esfuerzo-deformación para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.

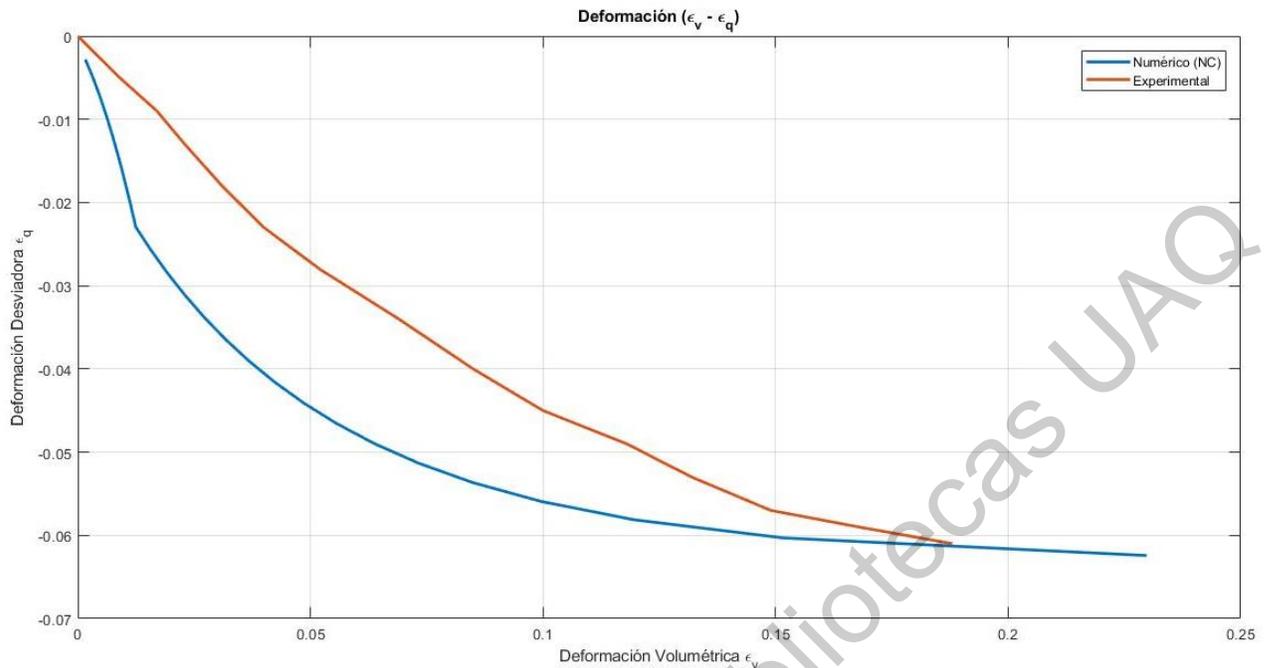


Figura 6.31.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.

Con los valores propios para este ensaye, se observa un buen ajuste en la gráfica de esfuerzo deformación entre los resultados experimentales y numéricos. Se puede observar que el modelo es capaz de reproducir el comportamiento plástico que presenta el material. Para el caso del comportamiento volumétrico, en la gráfica de deformaciones se puede observar que el material presenta contracción y el modelo reproduce este comportamiento. Los valores numéricos iniciales y finales de la curva son bastante parecidos, únicamente teniendo una mayor variación en los valores intermedios.

Error Relativo ϵ_v (%)	Error Relativo ϵ_q (%)	Error Relativo q (%)
2.4590	18.8940	10.0000

d) Esfuerzo confinante igual a 500 kPa

Con base en resultados experimentales de un ensaye triaxial, los parámetros de la Tabla 6.3 y la Figura 6.31, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.32, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.33 y 6.34 respectivamente.

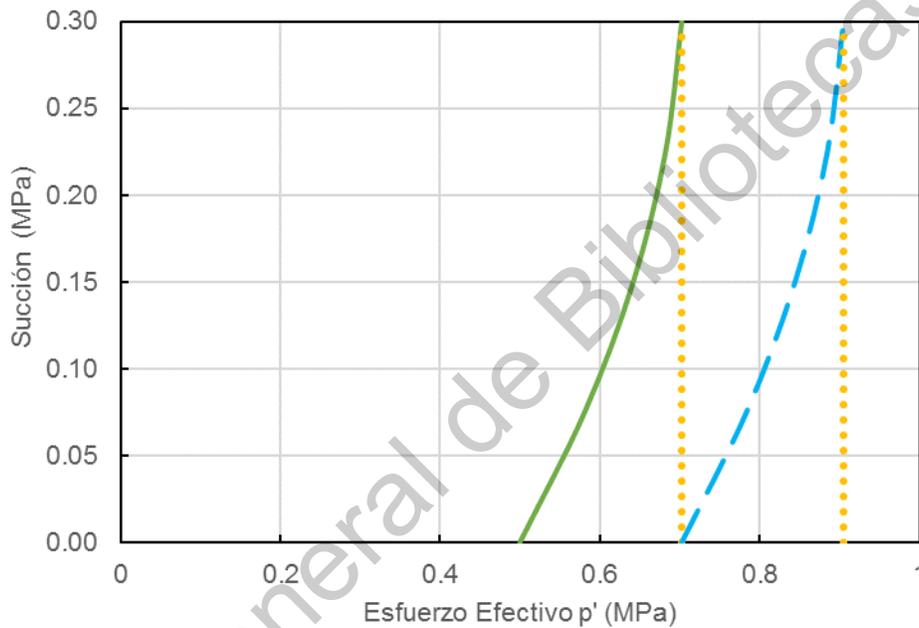


Figura 6.32.- Superficie de fluencia para $s=500$ kPa y esfuerzo confinante igual a 200 kPa.

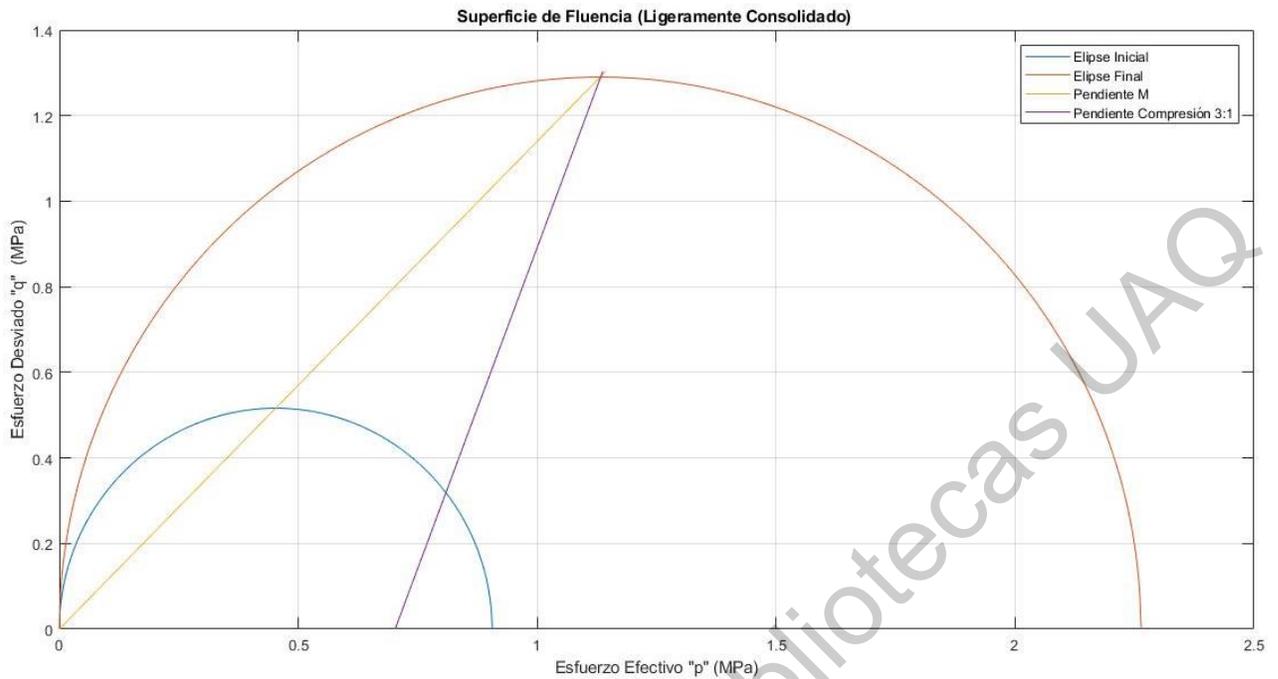


Figura 6.33.- Superficie de fluencia para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 500 kPa.

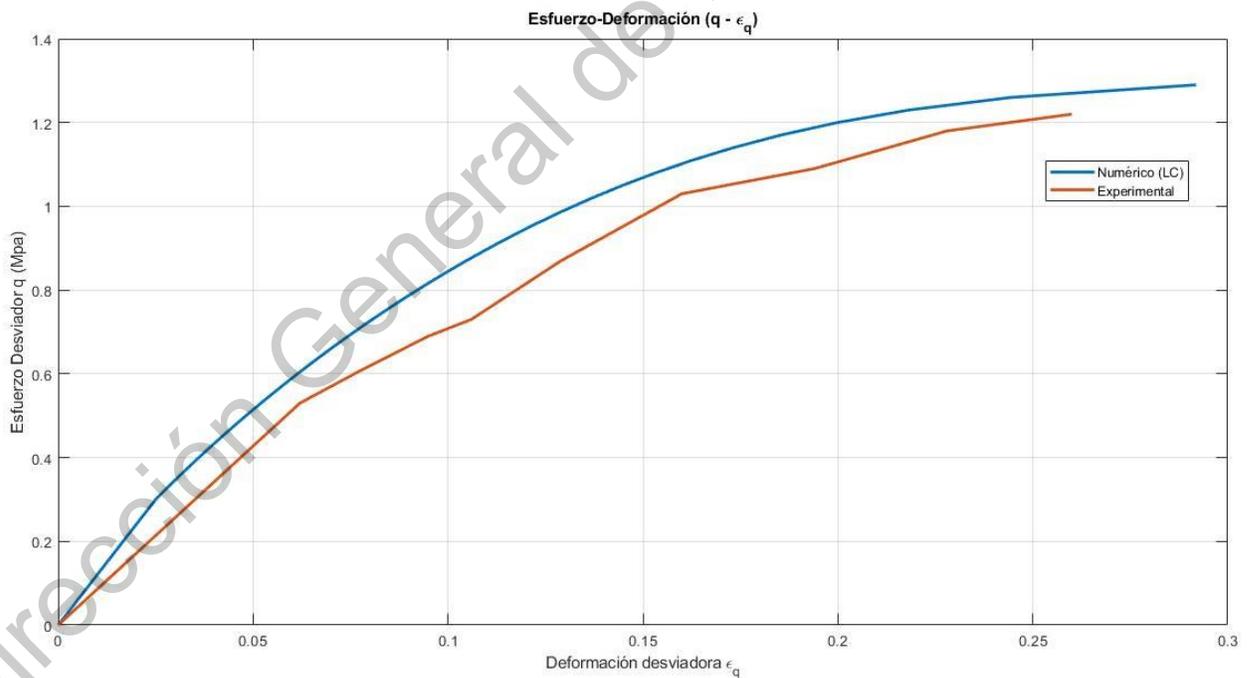


Figura 6.34.- Esfuerzo-deformación para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 500 kPa.

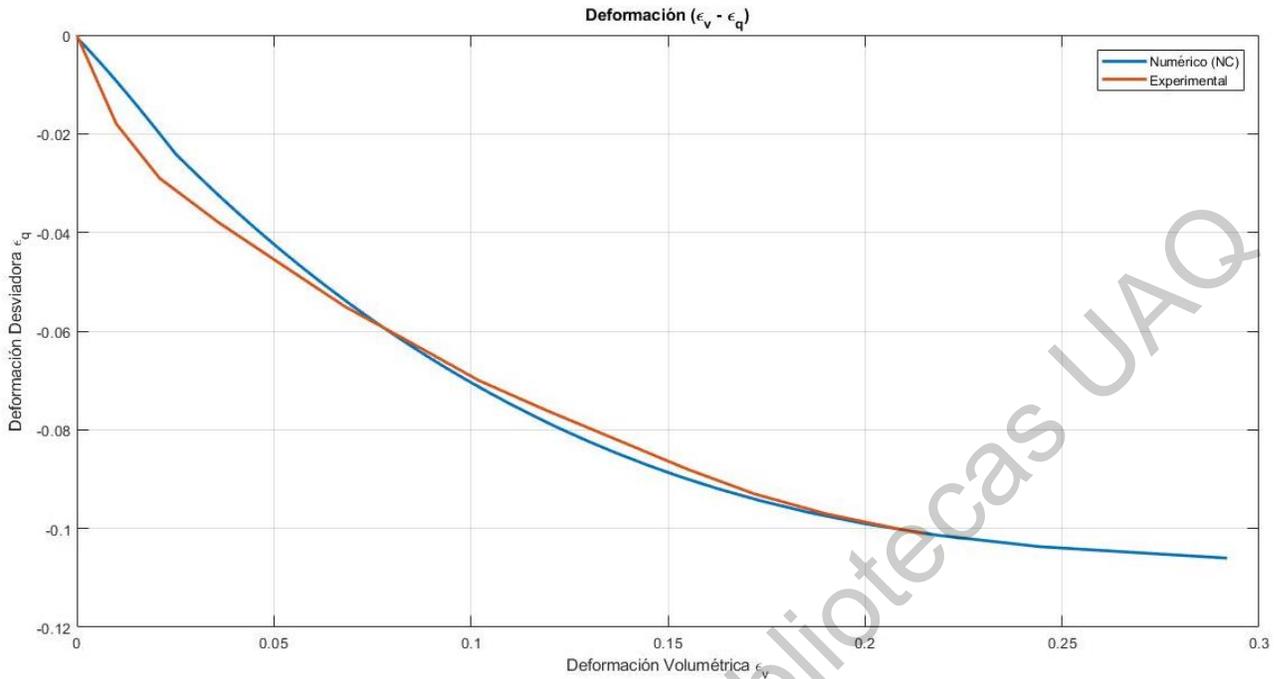


Figura 6.35.- Deformación volumétrica-deformación axial para $s=300$ kPa y esfuerzo confinante igual a 500 kPa.

En este caso, se observa en la gráfica de esfuerzo-deformación que el comportamiento del material es plástico y el modelo propuesto presenta un buen ajuste y reproduce adecuadamente el comportamiento experimental. En el caso de la gráfica de deformación se observa que el comportamiento volumétrico del material es reproducido adecuadamente por el modelo. Se presentando un buen ajuste entre resultados experimentales y numéricos.

Error Relativo ϵ_v	Error Relativo ϵ_q	Error Relativo q
(%)	(%)	(%)
5.8252	7.4906	6.5640

6.4. Cálculo de la desviación estándar y valor medio

Para la validación del modelo se calcularon los valores de error relativo entre los resultados experimentales y numéricos para cada caso. Se obtuvo un valor para cada variable: deformación volumétrica, deformación desviadora o axial y esfuerzo desviador. En la tabla 6.4 se muestran los valores de valor medio y desviación estándar para cada caso.

Tabla 6.4.- Valor medio y desviación estándar para ensayos de Futai y Almeida (2005).

Descripción	Error Relativo ϵ_v	Error Relativo ϵ_q	Error Relativo q
Valor Medio	25.5102	24.3349	10.3198
Desviación Estándar	29.5318	36.5645	8.0337

6.5. Resultados experimentales de un suelo sedimentario inalterado de (Khosravi, A. 2015).

En el estudio Khosravi, A. (2015) presenta una serie de pruebas triaxiales con valores de succión controlados en muestras de suelos inalteradas, se incorpora el uso de la técnica de traslación de ejes para control de succión. En el estudio, las muestras fueron inicialmente sometidas a una carga isotrópica y después de alcanzar un estado de equilibrio, es aplicado un esfuerzo desviador para medir la deformación y el comportamiento volumétrico del suelo.

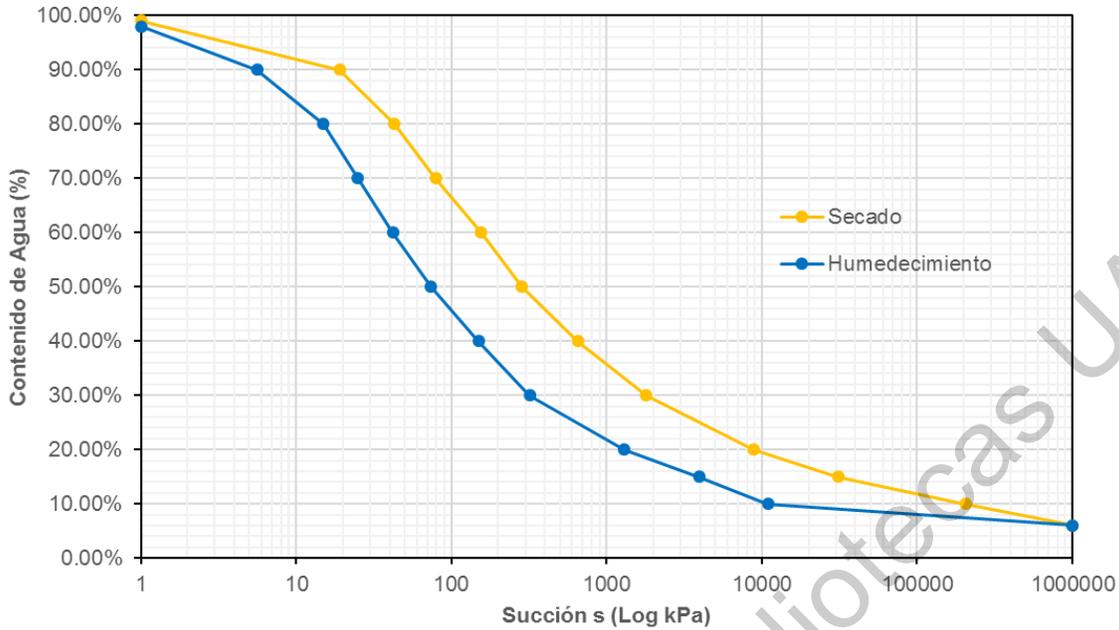


Figura 6.36.- Curva característica experimental presentada por Khosravi, A. (2015).

Los resultados de las pruebas de resistencia con succión controlada sujetas a distintos valores de esfuerzo confinante son presentados a continuación en la Tabla 6.4. Las muestras de suelo fueron extraídas y conservadas inalteradas para posteriormente durante el ensaye llevarlas a una etapa de saturación y luego la succión fue incrementada hacia 50, 100 o 400 kPa. Después, las muestras se sujetaron a un incremento en el esfuerzo desviador en condiciones drenadas hasta la falla.

Tabla 6.5.- Ensayes triaxiales presentados por Khosravi, A. (2015).

Valor Succión Controlada (kPa)	Esfuerzo Confinante (kPa)
0	400
50	400

100	100, 300 y 400
400	50 y 150

6.6. Ajuste de la curva de retención (Khosravi, A. 2015).

De igual forma que en el caso de los resultados experimentales de Futai y Almeida, 2005, se utilizará la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop y el grado de saturación de la muestra será igual al valor χ de la ecuación de Bishop, por lo cual será necesario hacer un ajuste en las curva de retención experimentales utilizando las ecuaciones propuestas en el modelo hidráulico de Zhou *et al.*, (2012). El ajuste se presenta en la Figura 6.36 y los parámetros de ajuste en la Tabla 6.5.

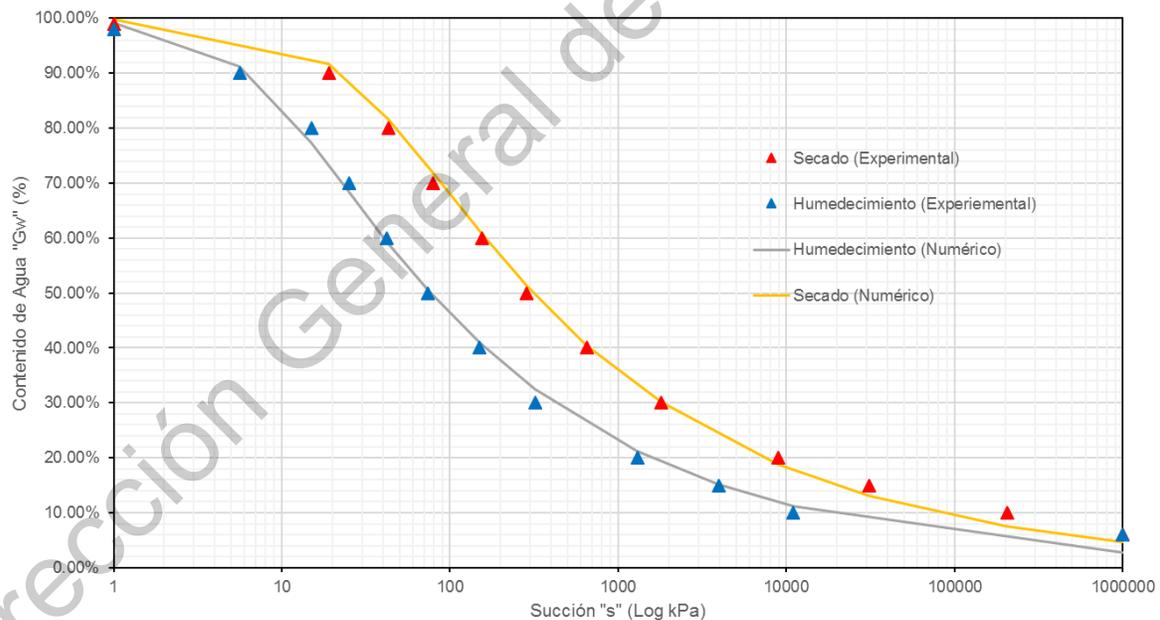


Figura 6.37.-Ajuste a la curva de retención experimental presentada por Khosravi, A. (2015).

Tabla 6.6.-Parámetros de ajuste para el modelo hidráulico.

a_d	30.0000
m_d	1.4300
n_d	0.2050
a_w	8.0000
m_w	1.5200
n_w	0.2000

Como se realizó en el caso anterior, para estos resultados experimentales también se utilizó la propuesta de Horta, J., & Rojas, E. (2016) para el ajuste de las curvas de retención, como ya se mencionó en el capítulo anterior. La propuesta también está basada en las ecuaciones de Zhou et al. (2012). Las curvas principales generadas por la matriz se utilizan para determinar los parámetros requeridos por las ecuaciones como es el caso de los gradientes de las Ecuaciones 5.33 y 5.35. A continuación, se muestra el ajuste realizado en el software ANSYS 17 con el programa mencionado.

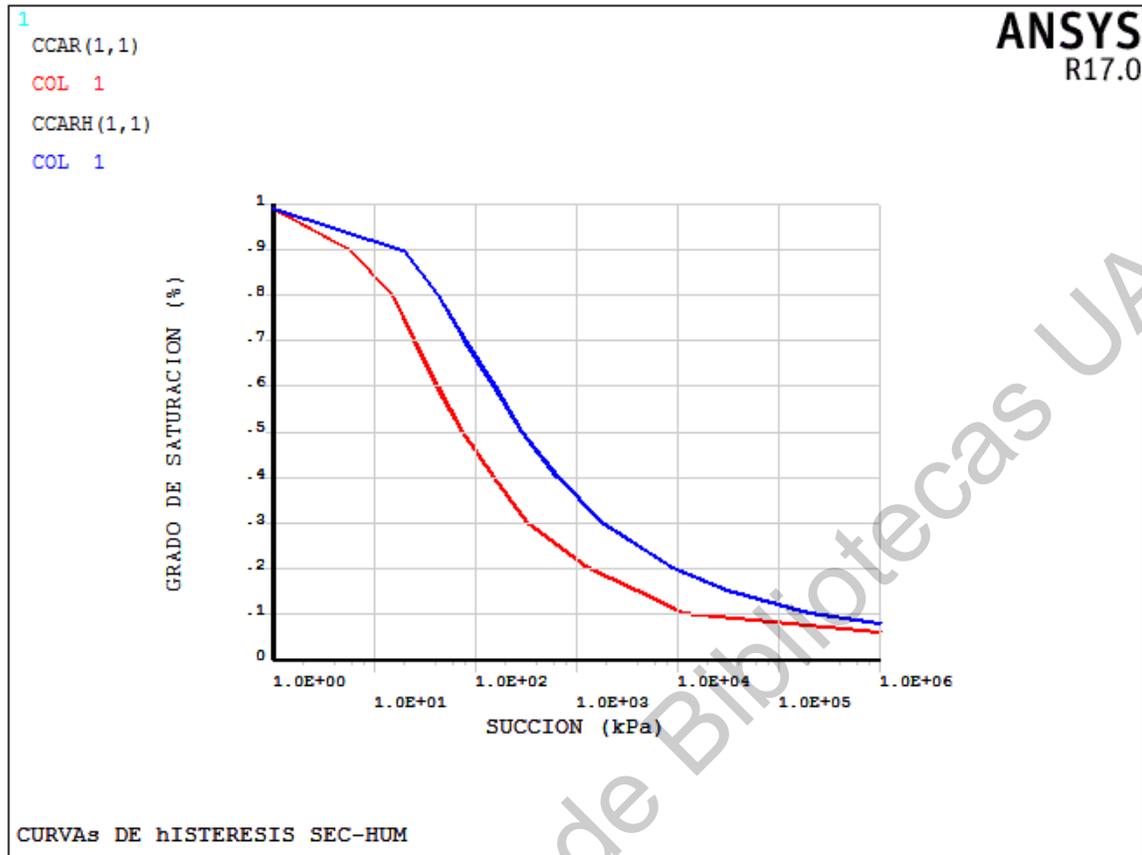


Figura 6.38.- Ajuste a la curva de retención experimental presentada por Khosravi, A. (2015) con propuesta de Horta, J., & Rojas, E. (2016).

6.7. Modelación de los resultados de Khosravi, A. (2015) para la validación del modelo.

Para complementar este trabajo de investigación se utilizaron otros resultados experimentales para ser modelados. El autor realizó una investigación en un suelo sedimentario con finalidad de conocer su comportamiento hidromecánico, basando su trabajo en ensayos triaxiales y de succión. Para la finalidad de este trabajo dichos

ensayos ajustan con los objetivos y pueden ser modelados para la validación del modelo propuesto. Se mencionan los distintos ensayos usados y de igual forma en la Tabla 6.6. Se muestran los parámetros que se introducen al código desarrollado en MATLAB para hacer una comparación entre resultados numéricos y experimentales. Para correr el programa también es necesario conocer los valores de p_i y p_0 , los cuales son particulares para cada caso y son obtenidos como se mostró en la Figura 5.10 y 5.11.

Tabla 6.7.- Valores de entrada para el modelo.

Parámetro	Símbolo	Valor
Pendiente de la línea del estado crítico	M	1.154
Pendiente de Recarga del suelo	λ	0.04
Pendiente de descarga del suelo	κ	0.01
Relación de Vacíos Inicial	e_0	0.77

6.7.1. Ensayes triaxiales con succión igual a 0 kPa (Condición saturada)

Con base en los resultados de ensayos triaxiales, los parámetros de la Tabla 6.6 y la Figura 6.37, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.38, además crenado vectores de resultado para hacer una

comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.39 y 6.40 respectivamente.

a) Esfuerzo confinante de 400 kPa

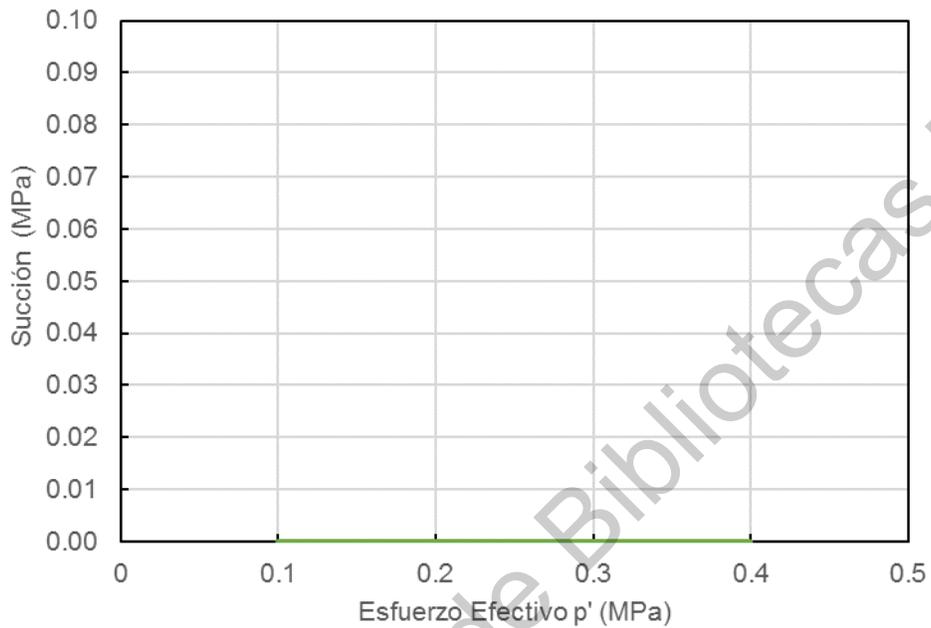


Figura 6.39.-Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 0 kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

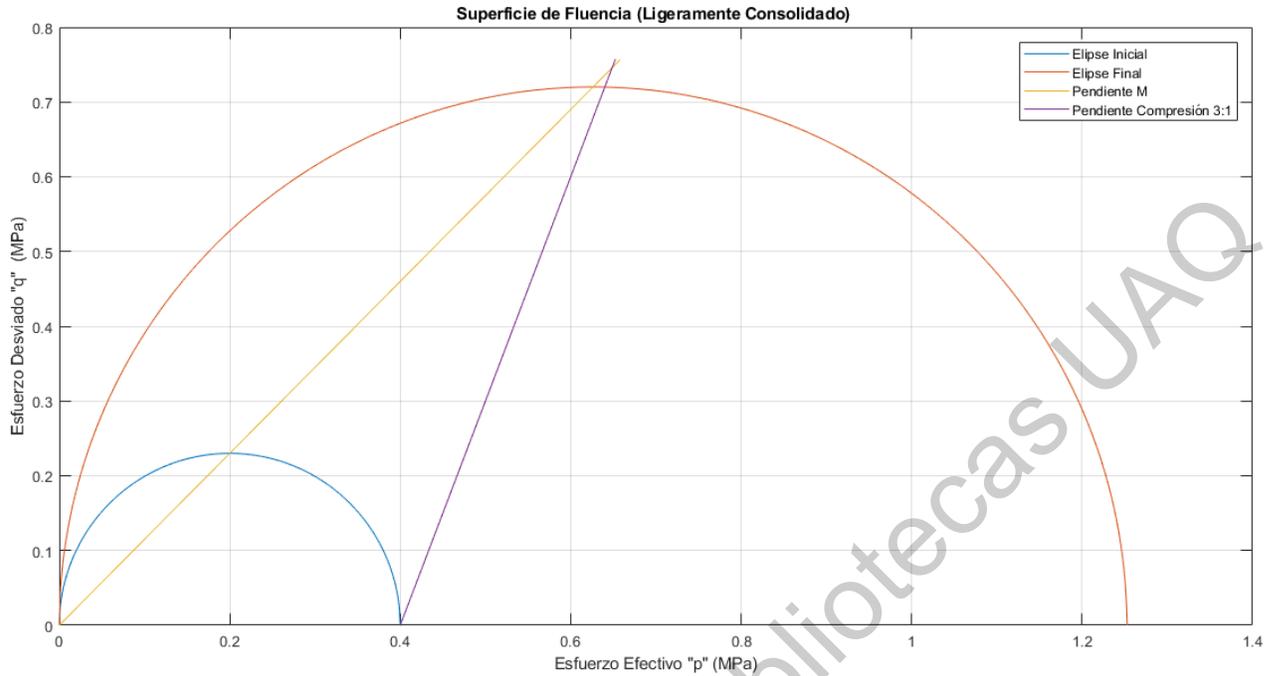


Figura 6.40.- Superficie de fluencia para $s=0$ kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

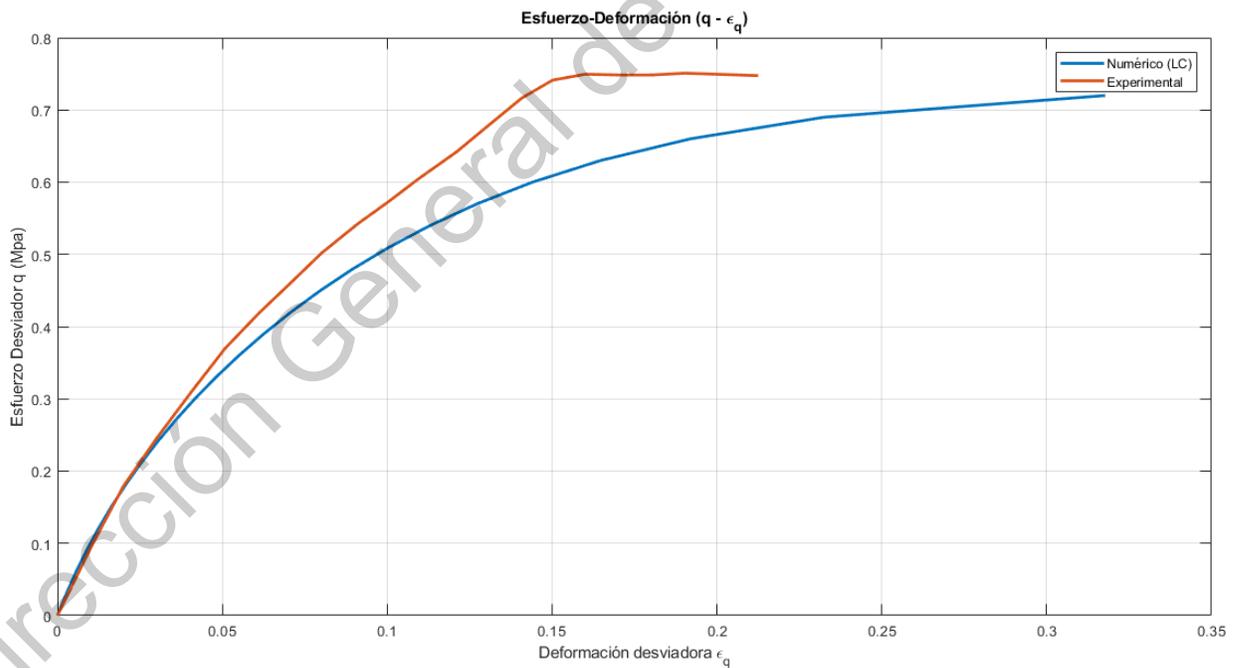


Figura 6.41. - Esfuerzo-deformación para $s=0$ kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

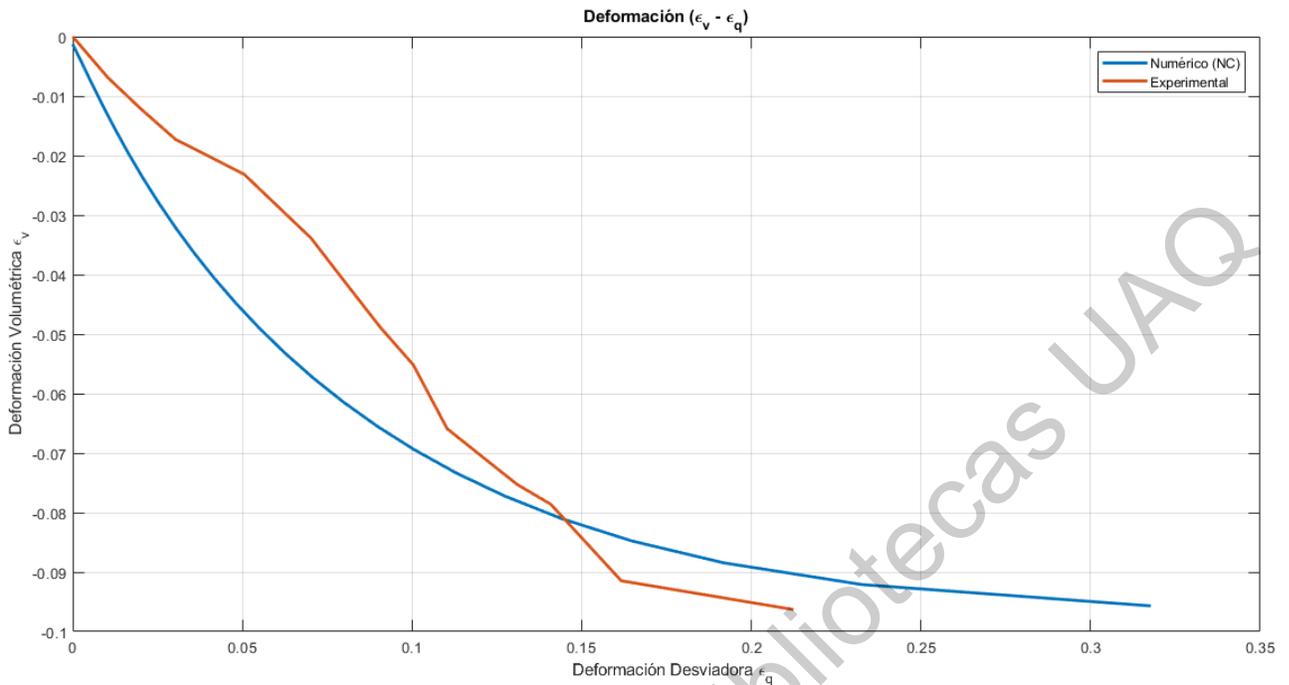


Figura 6.42. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=0$ kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

Error Relativo ϵ_v (%)	Error Relativo ϵ_q (%)	Error Relativo q (%)
0.3119	52.4706	3.1438

Para el caso de los resultados experimentales presentados por este autor, se observa en la gráfica de esfuerzo-deformación que el comportamiento del material es plástico. El modelo propuesto presenta un buen ajuste y reproduce adecuadamente el comportamiento experimental. En el caso de la gráfica de deformación se observa que el comportamiento volumétrico del material es reproducido adecuadamente por el modelo. Se presenta un buen ajuste entre resultados experimentales y numéricos, con la variación más grande en la deformación volumétrica, el modelo supone mayores deformaciones axiales.

6.7.2. Ensayes triaxiales con succión igual a 50 kPa

Con base en los resultados de ensayos triaxiales, los parámetros de la Tabla 6.6 y la Figura 6.41, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.42, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.43 y 6.44 respectivamente.

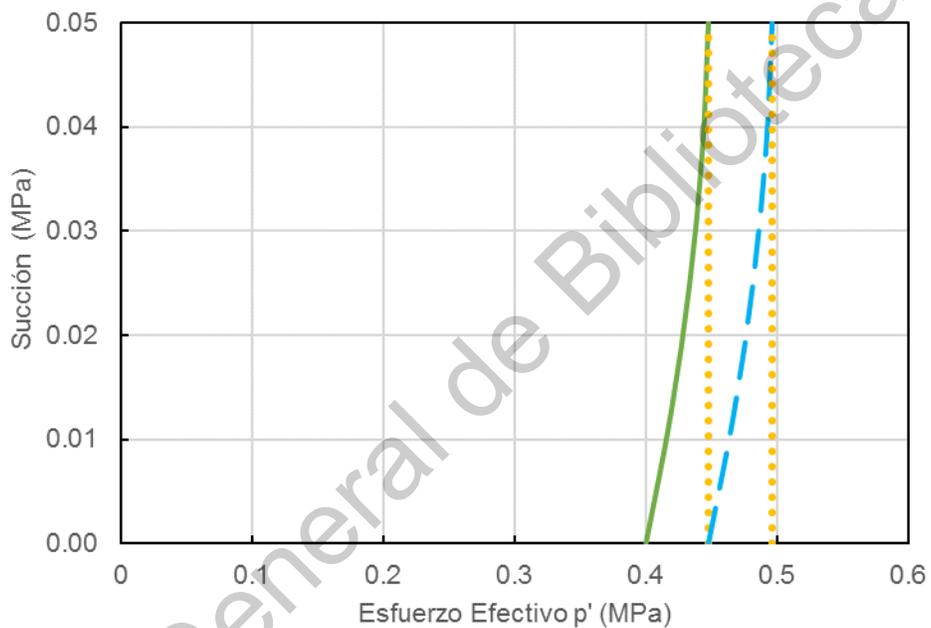


Figura 6.43.-Trayectoria de esfuerzos para un ensayo triaxial con un valor de succión controlada de 50 kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

a) Esfuerzo confinante de 400 kPa

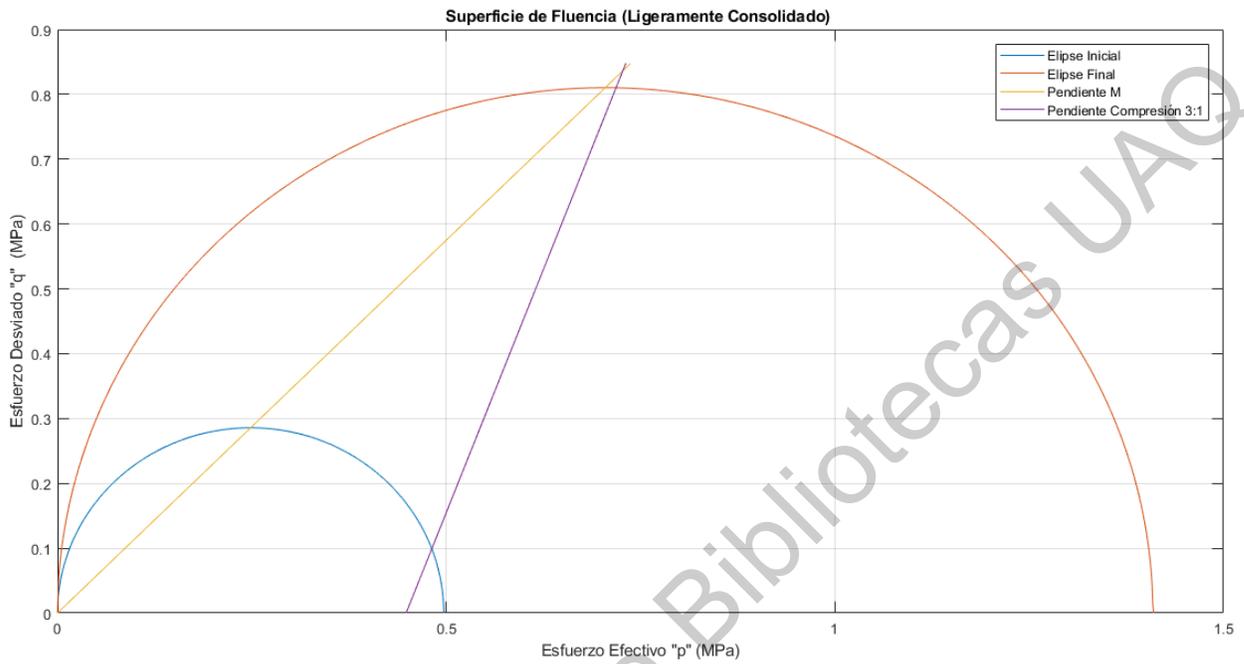


Figura 6.44.- Superficie de fluencia para $s=50$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

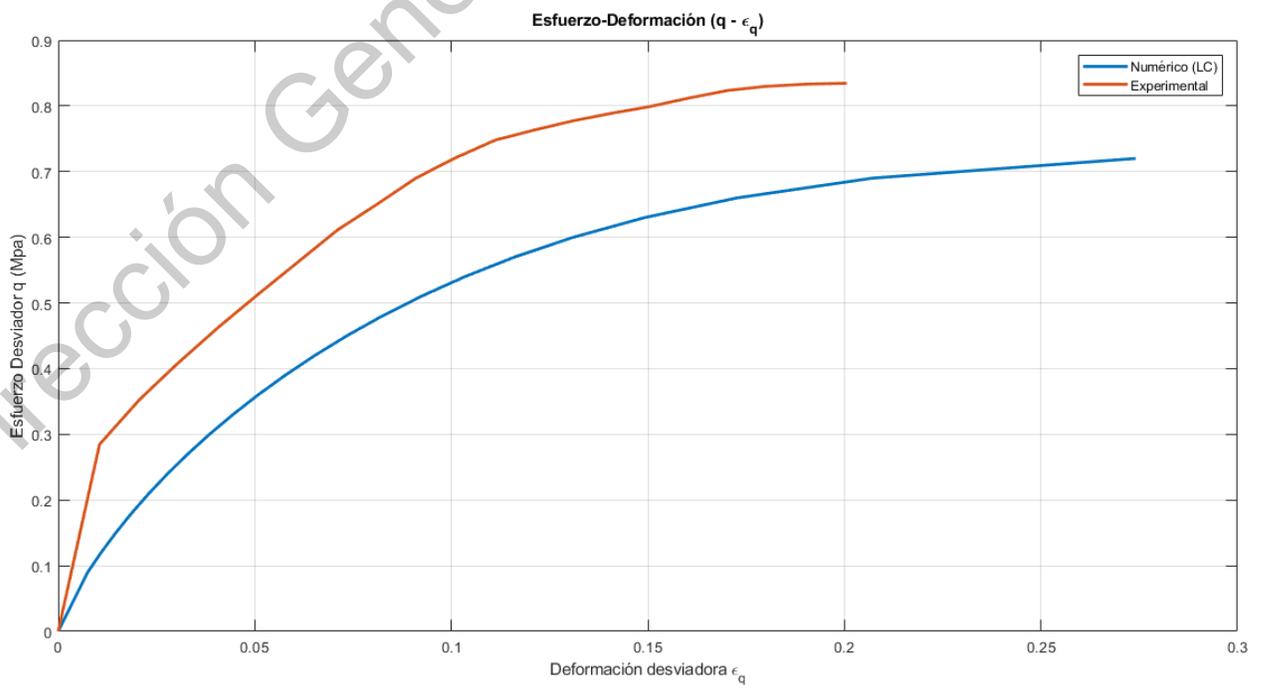


Figura 6.45. - Esfuerzo-deformación para $s=50$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

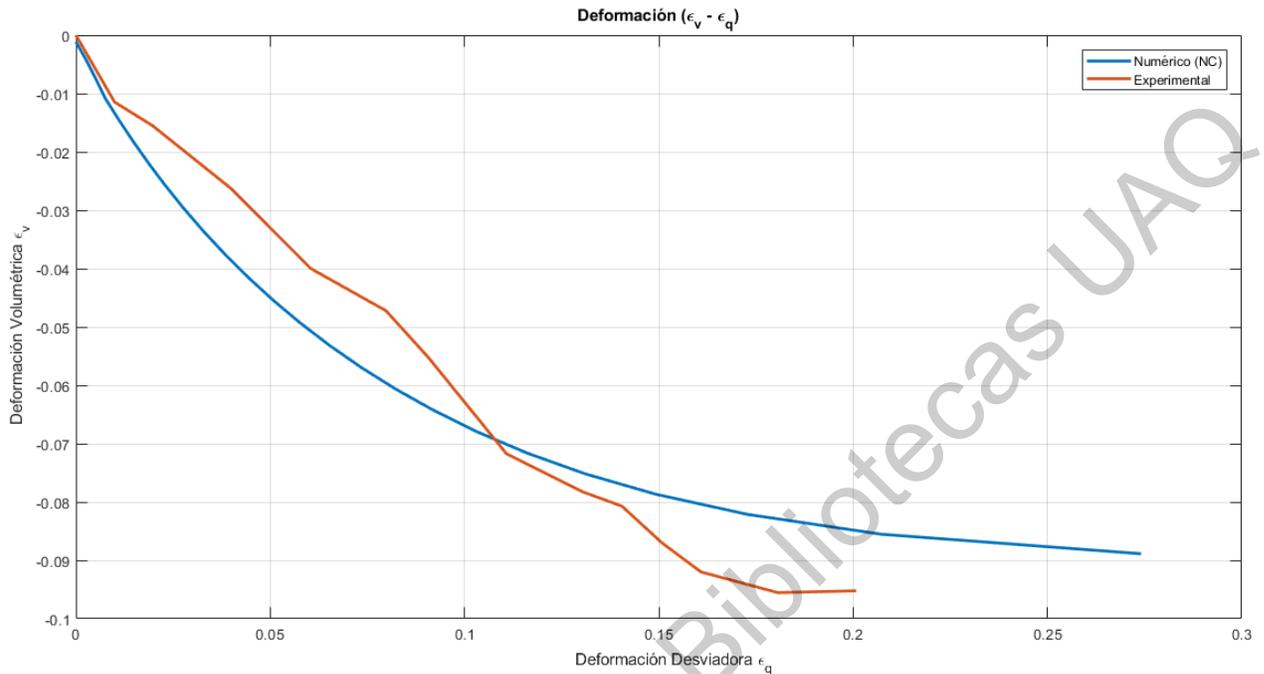


Figura 6.46. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=50$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

Error Relativo ϵ_v (%)	Error Relativo ϵ_q (%)	Error Relativo q (%)
6.9328	36.1596	14.3200

En este caso, se observa en la gráfica de esfuerzo-deformación se observa un comportamiento plástico en la falla del suelo. el modelo propuesto es capaz de reproducir dicho comportamiento. Se presenta un buen ajuste y reproduce adecuadamente el comportamiento experimental. Para el caso de la gráfica de deformación se observa que el comportamiento volumétrico del material es reproducido adecuadamente por el modelo. Se presenta un buen ajuste entre resultados experimentales y numéricos.

6.7.3. Ensayes triaxiales con succión igual a 100 kPa

Basándose en resultados de ensayos triaxiales, los parámetros de la Tabla 6.6 y la Figura 6.45, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.46, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.47 y 6.48 respectivamente.

a) Esfuerzo confinante de 100 kPa

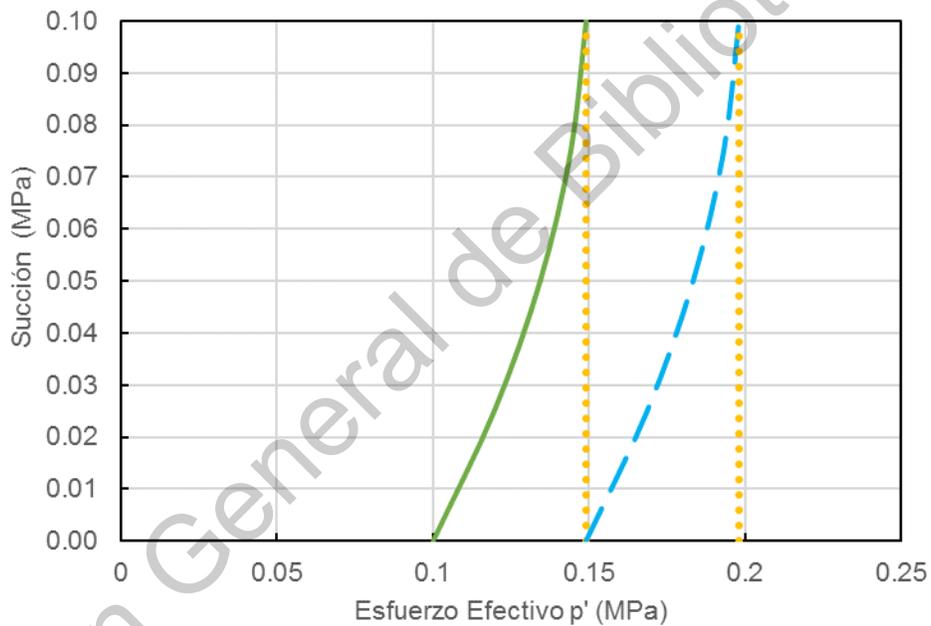


Figura 6.47.- Trayectoria de esfuerzos para un ensayo triaxial con un valor de succión controlada de 100 kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

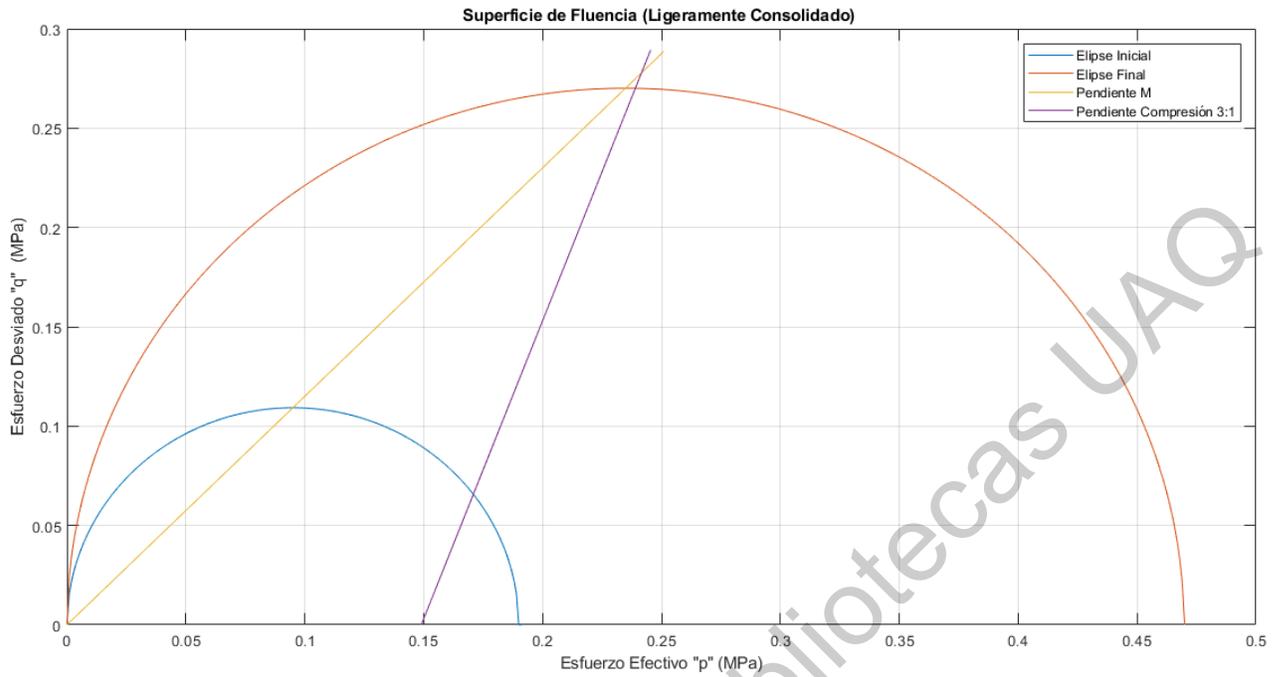


Figura 6.48.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

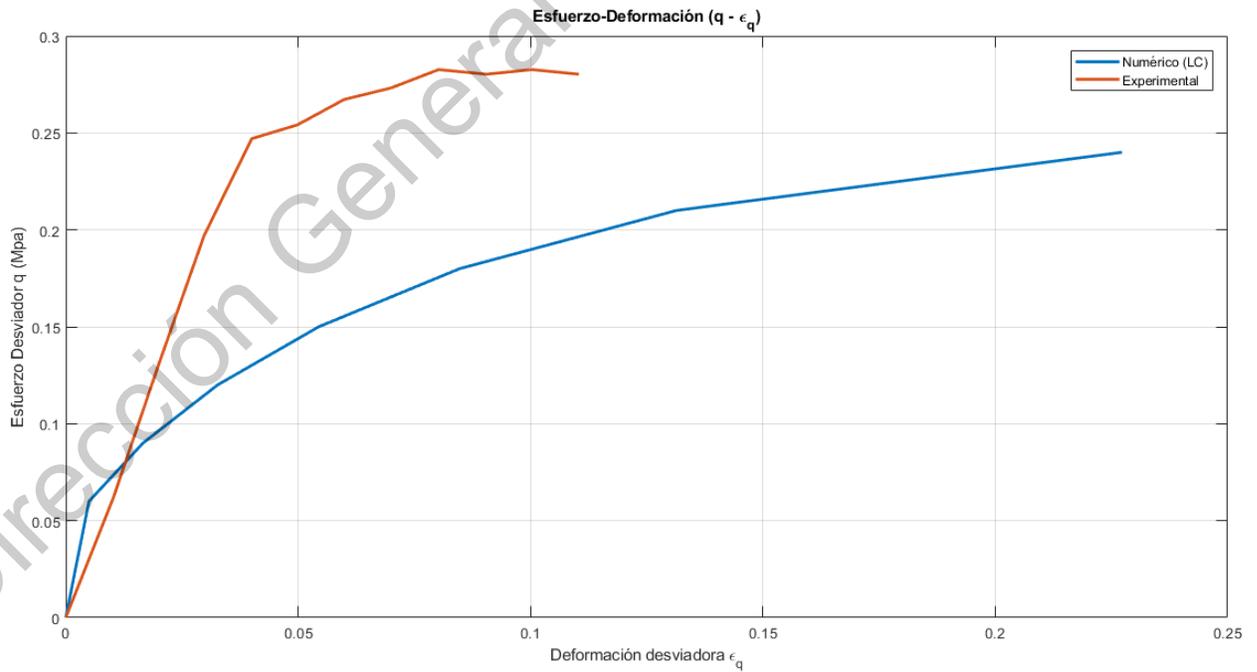


Figura 6.49. - Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

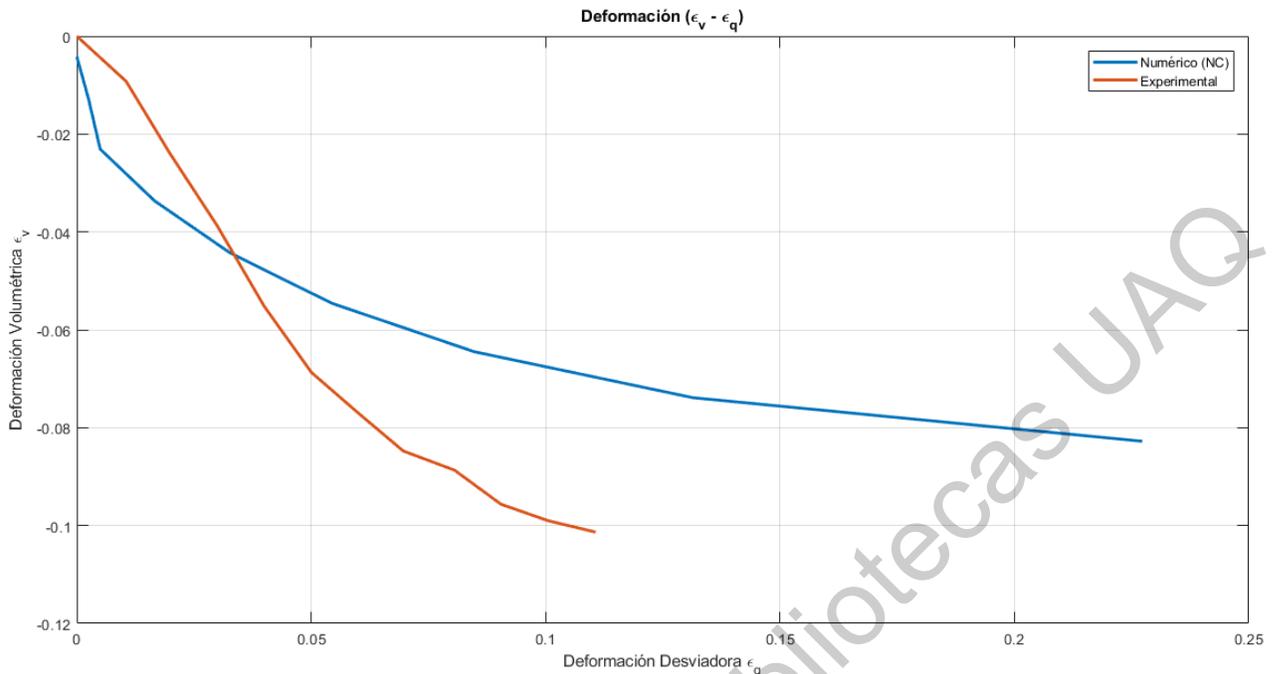


Figura 6.50. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 100 kPa.

Error Relativo ϵ_v	Error Relativo ϵ_q	Error Relativo q
(%)	(%)	(%)
9.0909	115.5797	12.9193

En el caso de este ensaye, es uno de los que se presenta una mayor diferencia entre los resultados experimentales y numéricos. Se observa que en las deformaciones desviadoras (axiales) es dónde se presentan grandes diferencias. Sin embargo, en términos generales el modelo ajusta en su mayoría a los valores experimentales.

b) Esfuerzo confinante de 300 kPa

Con base en los resultados de ensayos triaxiales, los parámetros de la Tabla 6.6 y la Figura 6.49, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado

en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.50, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.51 y 6.52 respectivamente.

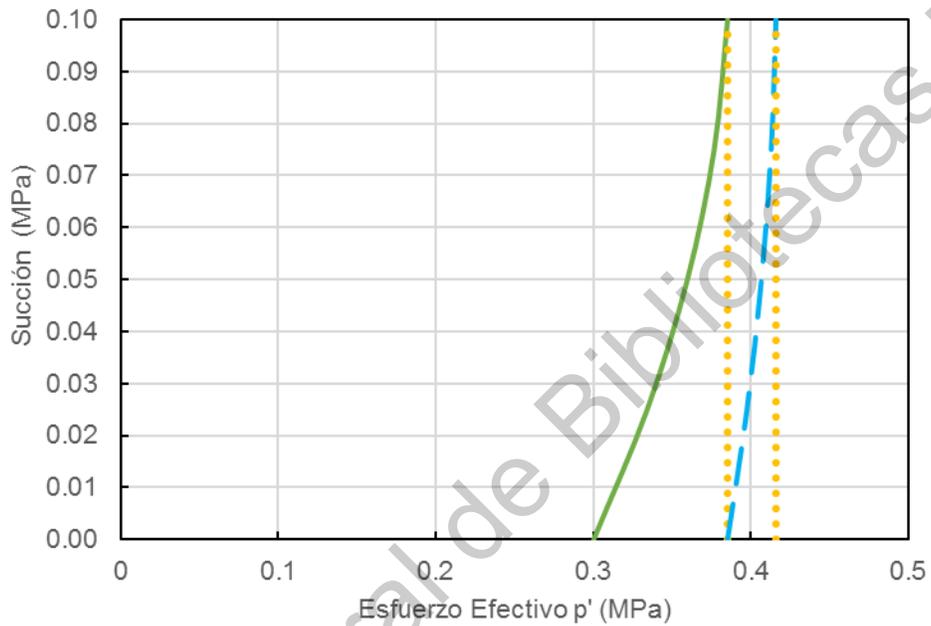


Figura 6.51.- Trayectoria de esfuerzos para un ensayo triaxial con un valor de succión controlada de 100 kPa y esfuerzo confinante igual a 300 kPa.

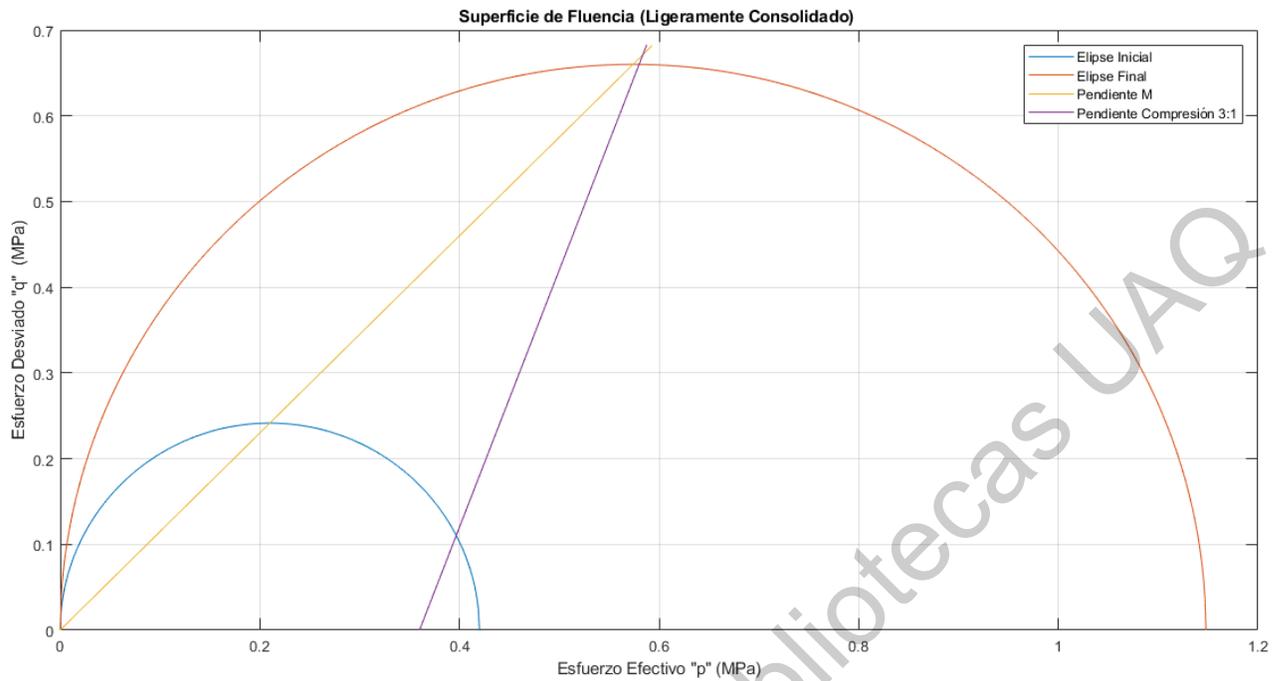


Figura 6.52.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 300 kPa.

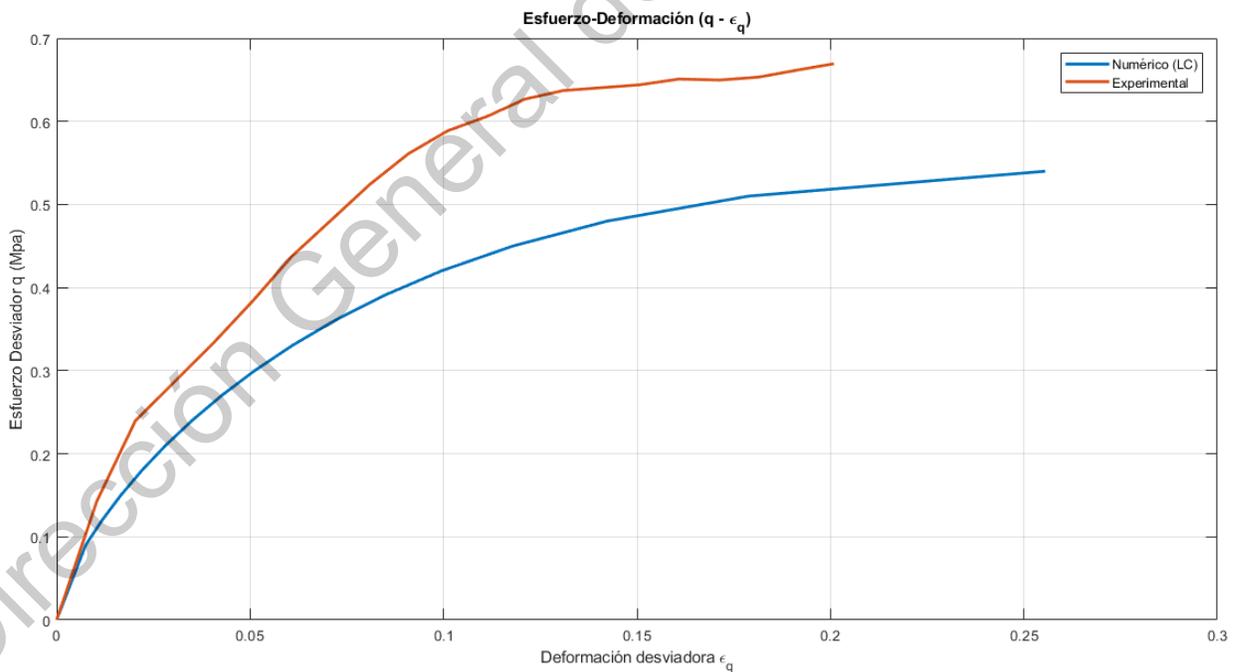


Figura 6.53. - Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 300 kPa.

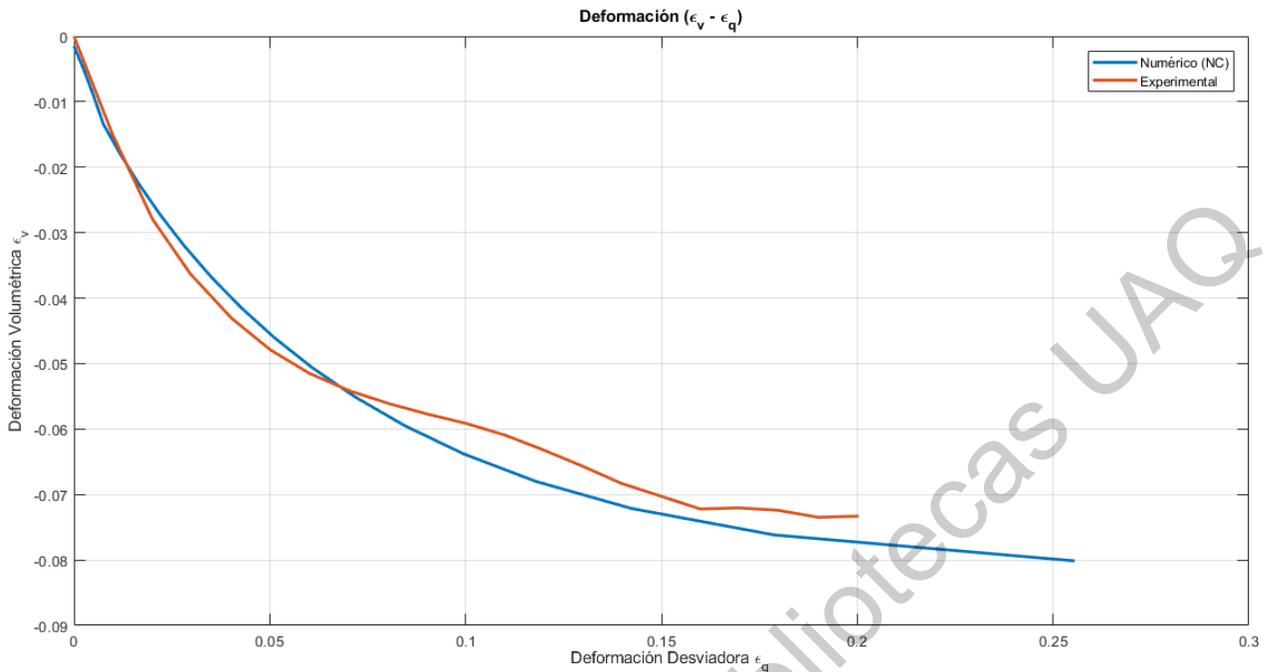


Figura 6.54. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 300 kPa.

Error Relativo ϵ_v	Error Relativo ϵ_q	Error Relativo q
(%)	(%)	(%)
9.4134	27.9880	18.4222

Para los resultados de este ensaye, se observa en la gráfica de esfuerzo-deformación se observa que el comportamiento plástico que presenta el material es reproducido adecuadamente por el modelo. Además, en el caso de la gráfica de deformación se observa que el comportamiento volumétrico del material es reproducido de forma adecuada. En general se presenta un buen ajuste entre resultados experimentales y numéricos.

c) Esfuerzo confinante de 400 kPa

Con base en los resultados de ensayes triaxiales, los parámetros de la Tabla 6.6 y la Figura 6.53, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$,

mostrada en la Figura 6.54, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.55 y 6.56 respectivamente.

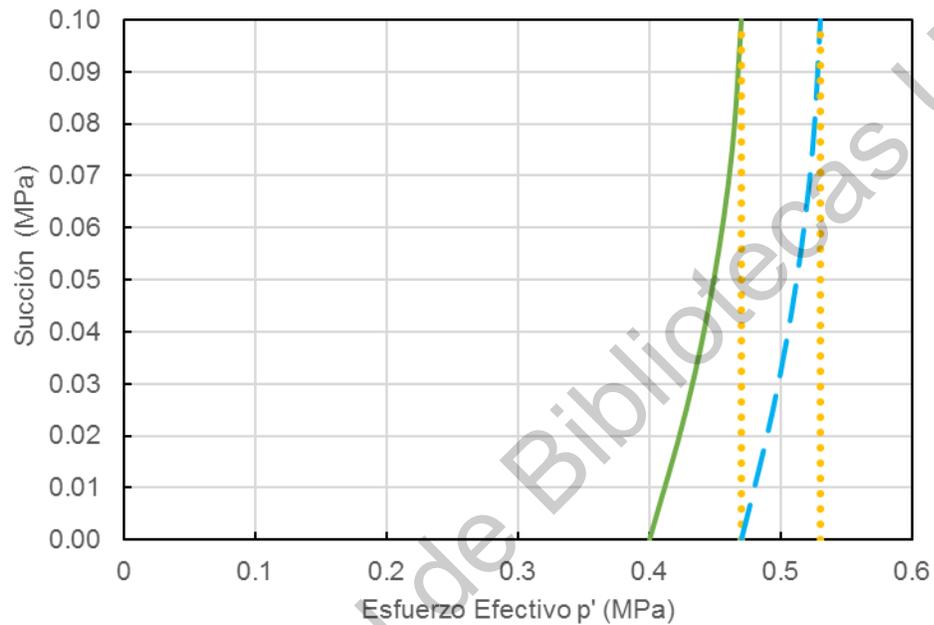


Figura 6.55.- Trayectoria de esfuerzos para un ensaye triaxial con un valor de succión controlada de 100 kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

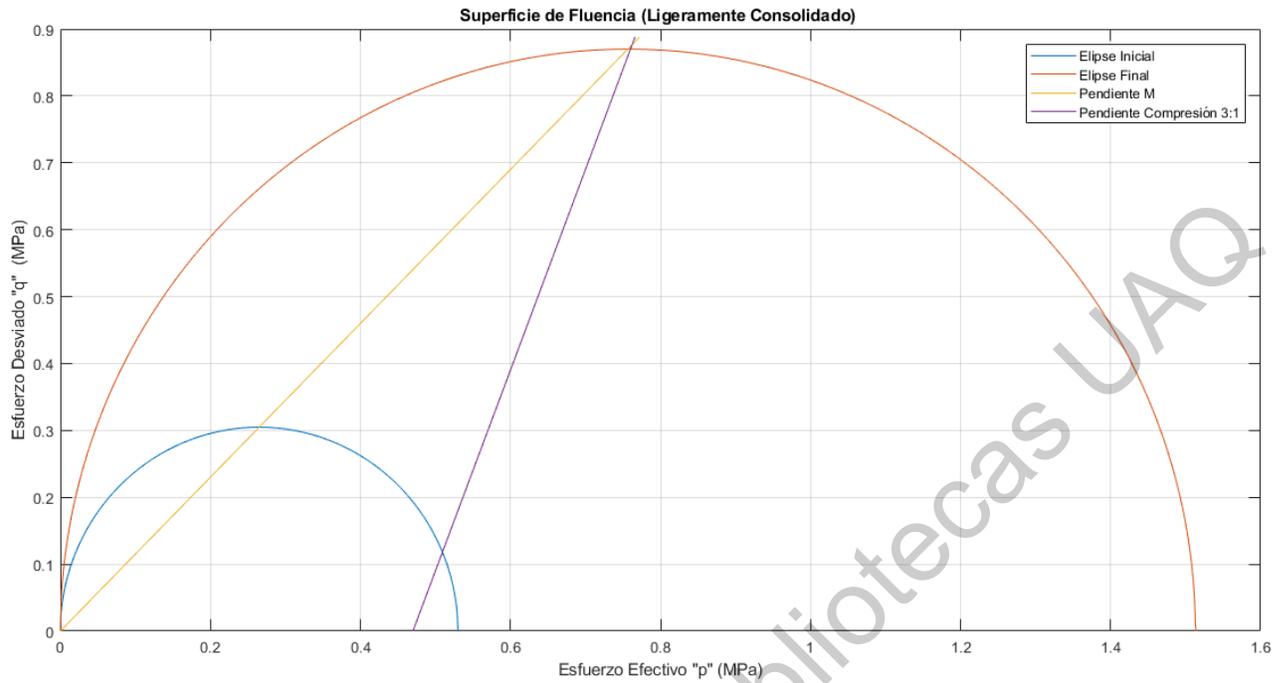


Figura 6.56.- Superficie de fluencia para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

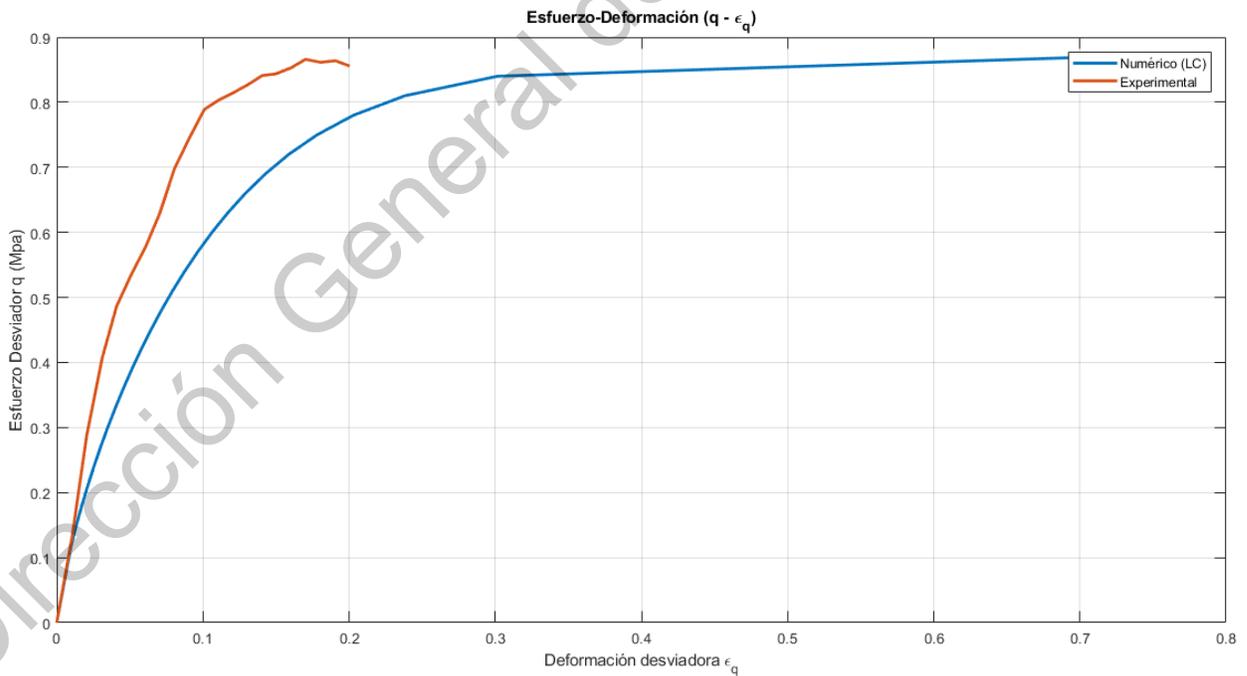


Figura 6.57. - Esfuerzo-deformación para $s=100$ kPa y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

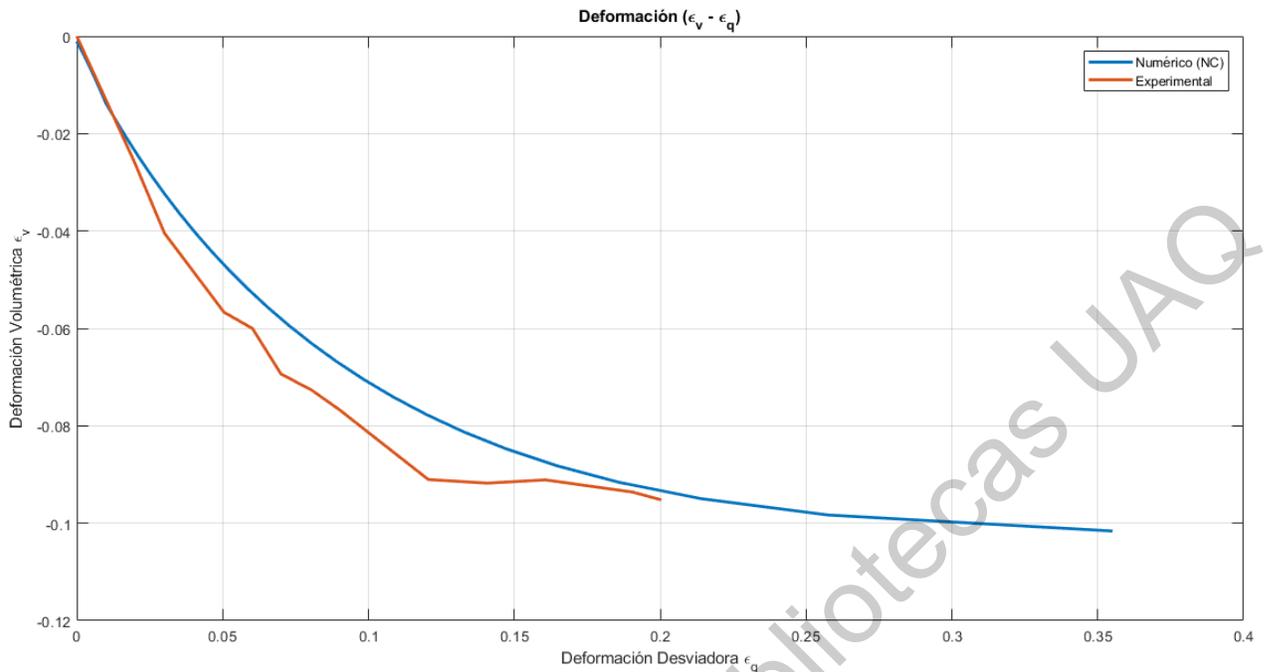


Figura 6.58. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=100$ kPa (condición saturada) y esfuerzo confinante igual a 400 kPa.

Error Relativo ϵ_v	Error Relativo ϵ_q	Error Relativo q
(%)	(%)	(%)
15.8613	76.5863	1.0051

Al igual que en el ensaye con valor de succión de 100 kPa y confinante de 100 kPa es uno de los que se presenta una mayor diferencia entre los resultados experimentales y numéricos. Siendo así que en el caso de las deformaciones desviadoras (axiales) es donde toman lugar las diferencias más significativas. Sin embargo, en términos generales el modelo ajusta en su mayoría a los valores experimentales.

6.7.4. Ensayes triaxiales con succión igual a 400 kPa

Basándose en resultados de ensayes triaxiales, los parámetros de la Tabla 6.6 y la Figura 6.57, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en

el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.58, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.59 y 6.60 respectivamente.

a) Esfuerzo confinante de 50 kPa

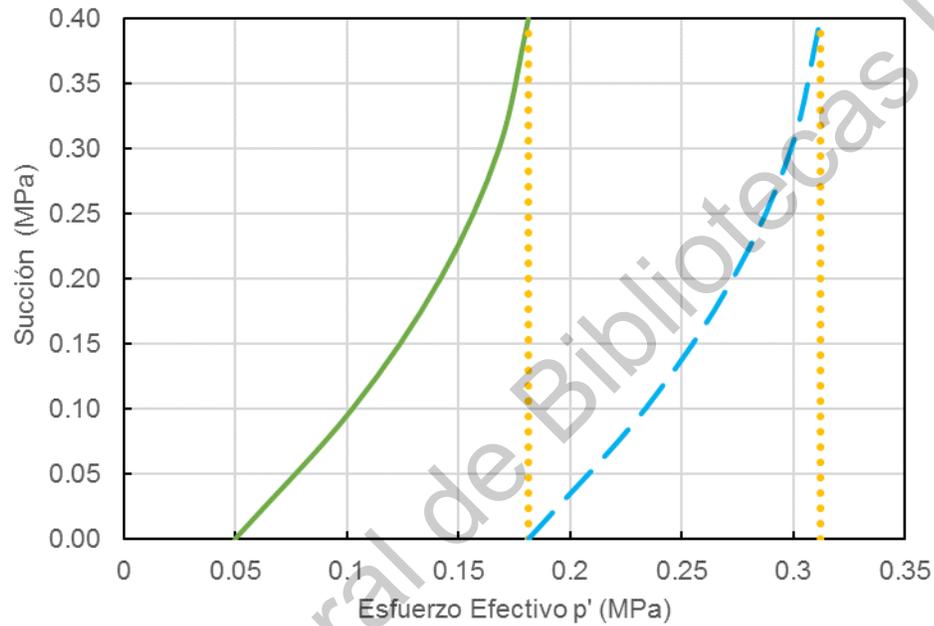


Figura 6.59.- Trayectoria de esfuerzos para un ensayo triaxial con un valor de succión controlada de 400 kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.

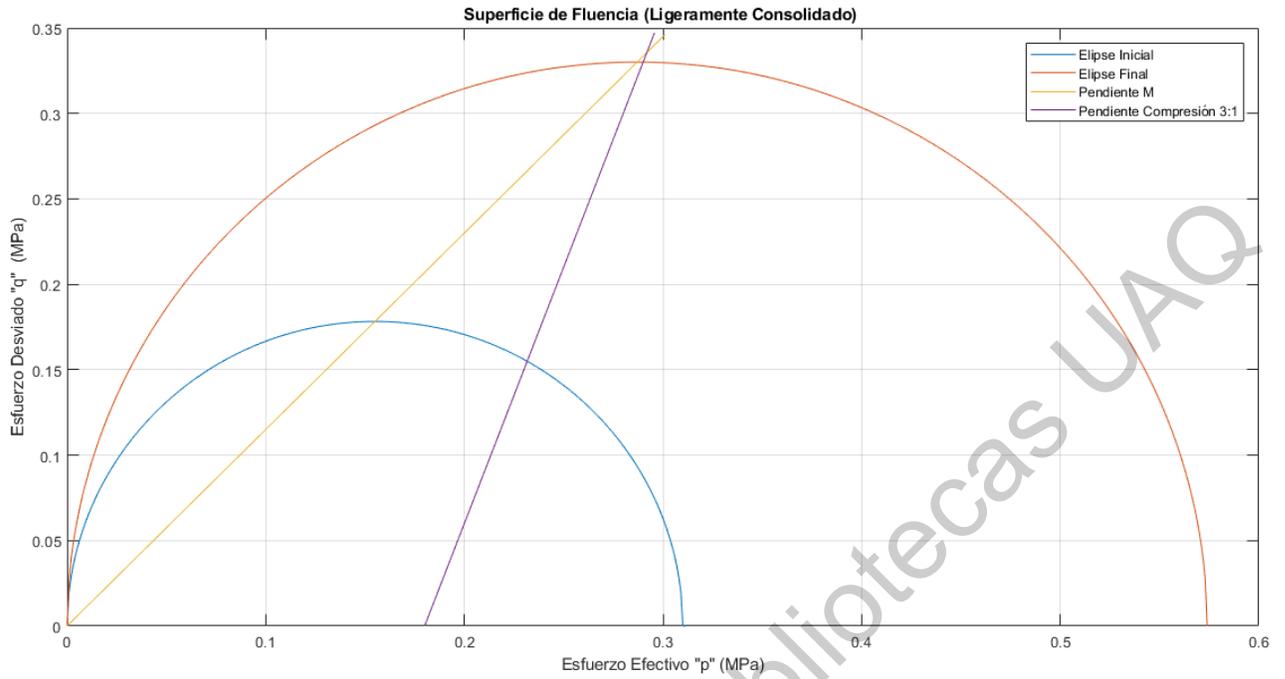


Figura 6.60.- Superficie de fluencia para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.

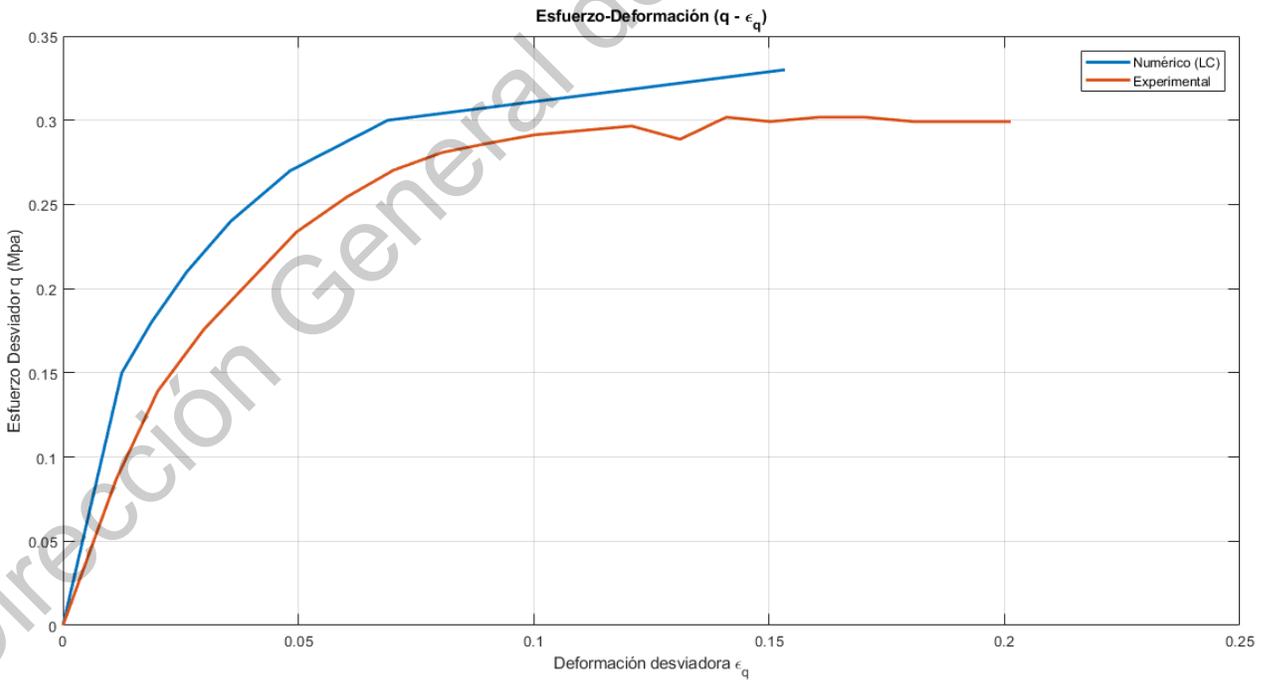


Figura 6.61. - Esfuerzo-deformación para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.

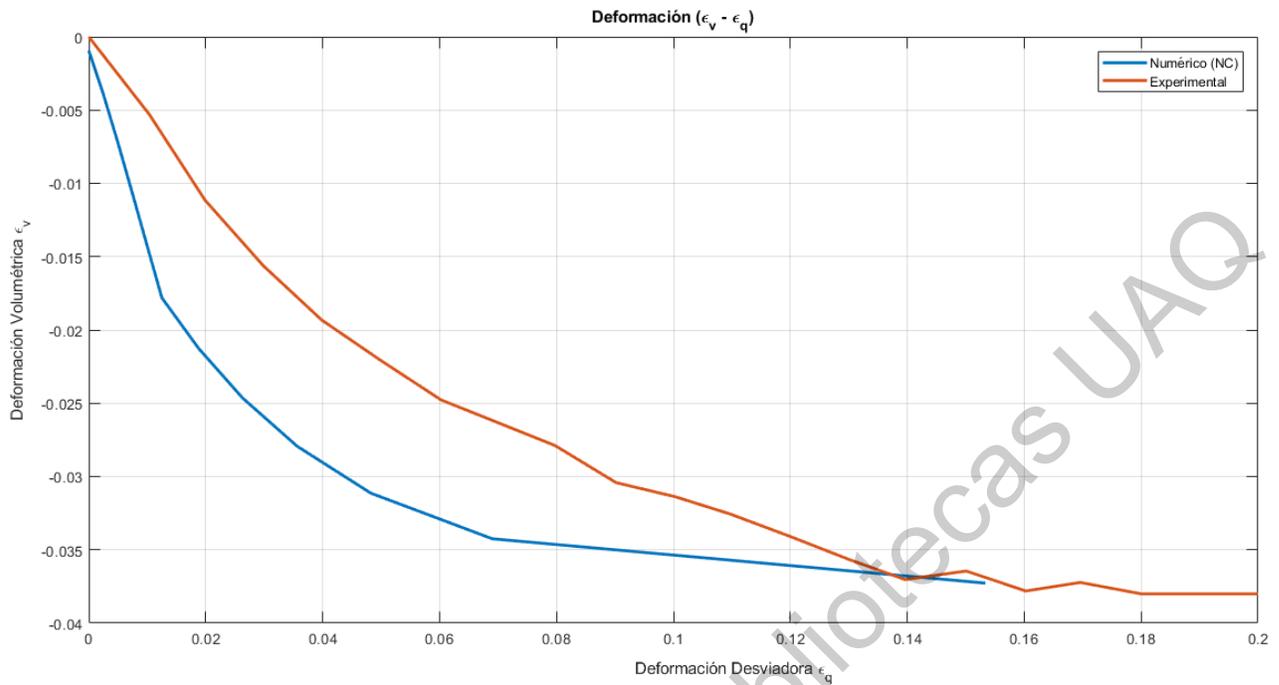


Figura 6.62. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 50 kPa.

Error Relativo ϵ_v	Error Relativo ϵ_q	Error Relativo q
(%)	(%)	(%)
1.3158	21.5102	12.2995

Con base en los resultados numéricos de este ensaye, se observa un buen ajuste en la gráfica de esfuerzo deformación entre los resultados experimentales y numéricos, además, el modelo es capaz de reproducir el comportamiento plástico que presenta el material. Para el caso del comportamiento volumétrico, en la gráfica de deformaciones se puede observar que el material presenta contracción y el modelo reproduce este comportamiento, también los valores numéricos al inicio y final de la curva tienen un buen ajuste, únicamente teniendo una mayor variación en los valores intermedios.

b) Esfuerzo confinante de 150 kPa

Con base en los resultados de ensayos triaxiales, los parámetros de la Tabla 6.6 y la Figura 6.61, es posible generar el modelo por medio de un código desarrollado en el Software MATLAB, obteniendo la superficie de fluencia en el plano $p' - q$, mostrada en la Figura 6.62, además crenado vectores de resultado para hacer una comparación entre los resultados numéricos y experimentales dentro de los planos $q - \varepsilon_q$ y $\varepsilon_v - \varepsilon_q$, Figuras 6.63 y 6.64 respectivamente.

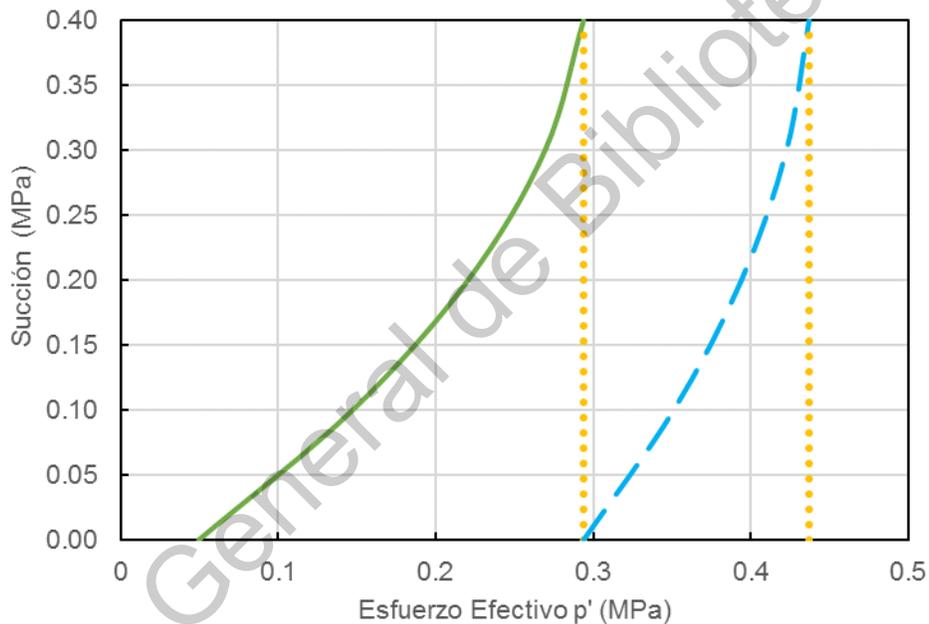


Figura 6.63.- Trayectoria de esfuerzos para un ensayo triaxial con un valor de succión controlada de 400 kPa y esfuerzo confinante igual a 150 kPa.

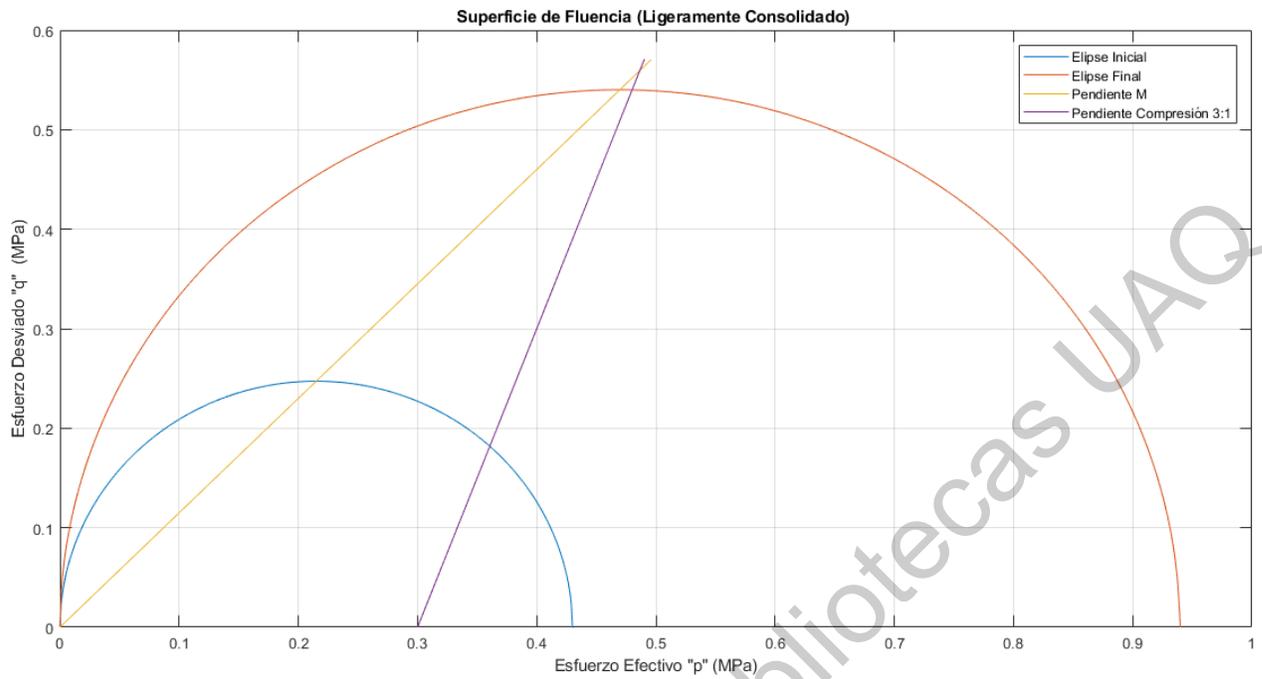


Figura 6.64.- Superficie de fluencia para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 150 kPa.

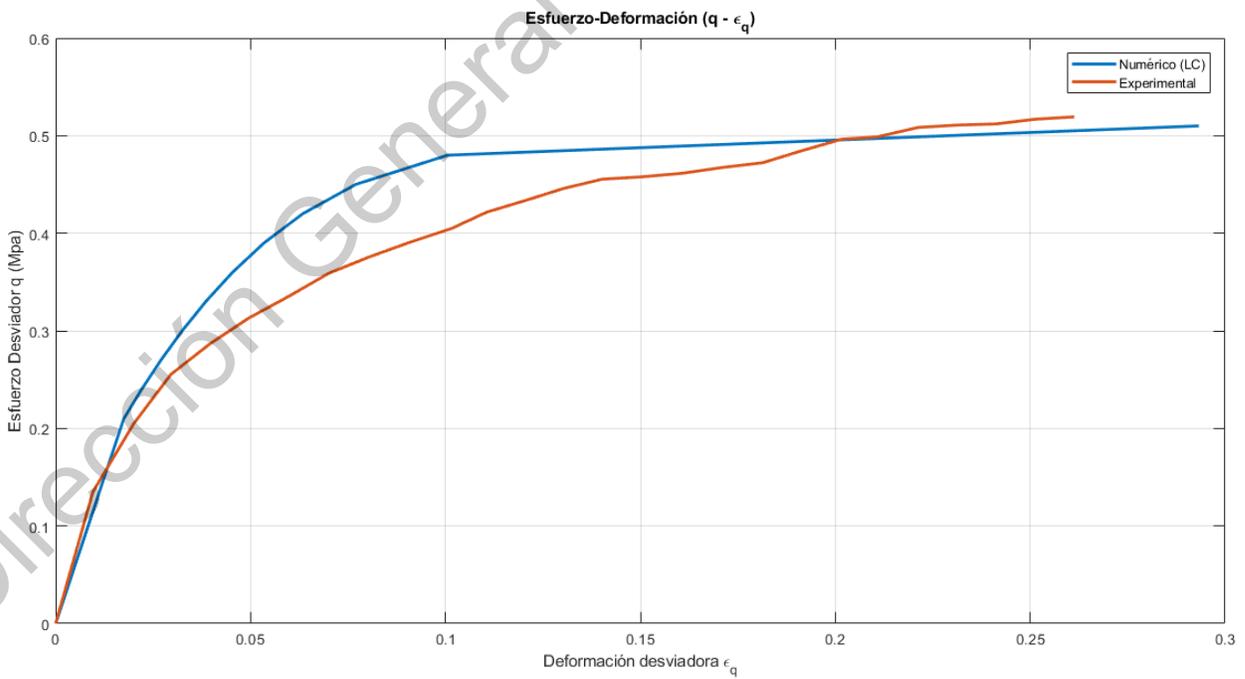


Figura 6.65. - Esfuerzo-deformación para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 150 kPa.

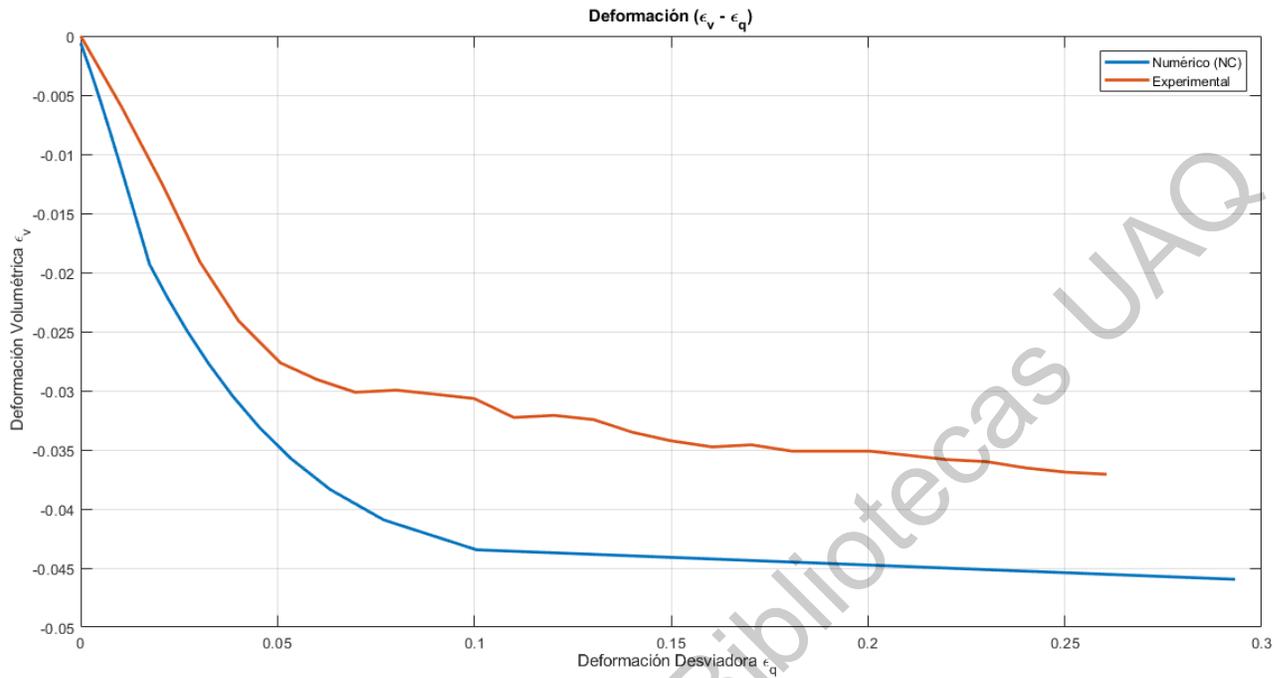


Figura 6.66. - Deformación volumétrica-deformación axial para $s=400$ kPa y esfuerzo confinante igual a 150 kPa.

Error Relativo ϵ_v (%)	Error Relativo ϵ_q (%)	Error Relativo q (%)
21.5426	9.5675	4.6141

Para este caso, se observa un buen ajuste en la gráfica de esfuerzo deformación entre los resultados experimentales y numéricos. Se puede observar que el modelo es capaz de reproducir el comportamiento plástico que presenta el material. Para el caso del comportamiento volumétrico, en la gráfica de deformaciones, se puede observar un comportamiento contractivo, el cual es reproducido adecuadamente por el modelo. De forma general el modelo presenta un ajuste adecuado entre los resultados numéricos y experimentales.

6.8. Cálculo de desviación estándar y valor medio.

Para la validación del modelo se calcularon los valores de error relativo entre los resultados experimentales y numéricos para cada caso. Se obtuvo un valor para cada variable: deformación volumétrica, deformación desviadora o axial y esfuerzo desviador. En la tabla 6.8 se muestran los valores de valor medio y desviación estándar para cada caso.

Tabla 6.8.- Valor medio y desviación estándar para ensayos de Khosravi, A. (2015)

Descripción	Error Relativo ϵ_v	Error Relativo ϵ_q	Error Relativo q
Valor Medio	9.2098	48.5517	9.5320
Desviación Estándar	7.5616	36.7910	6.5675

7. CONCLUSIONES

Con base en las comparaciones numérico-experimentales que se mostraron en el Capítulo 6 se concluye que el modelo del estado crítico puede ser entendido a suelos no saturados utilizando la ecuación de Bishop (1959).

La ecuación de Bishop (1959) también presenta buenos resultados para la modelación y nos permite utilizarla como relación para establecer el acoplamiento hidromecánico presente en los suelos no saturados, por lo cual se dice que se cumplió con el objetivo de la investigación al establecer un modelo que integre este fenómeno.

Otros fenómenos de los suelos no saturados se incluyen en el modelo como la histéresis de la curva de retención y el endurecimiento por succión. La inclusión de estos fenómenos resulta en un modelo general y sencillo para suelos no saturados y saturados con una matriz de rigidez simétrica, la cual facilita el manejo del mismo en programas de elementos finitos. La inclusión de estos fenómenos en el modelo es parte de los objetivos particulares de la investigación.

Es posible igualar el valor χ de la ecuación de Bishop (1959) al grado de saturación del suelo obteniéndolo de un modelo hidráulico y obtener buenos resultados. Los parámetros del modelo se pueden obtener mediante ensayos convencionales de laboratorio.

De acuerdo a los resultados de la comparación numérico-experimental también se puede decir que para suelos que presenten dilatación en su comportamiento volumétrico, el modelo no simula adecuadamente los resultados experimentales.

Es posible realizar ciclos de humedecimiento y secado mediante el modelo hidráulico y conocer el grado de saturación final ya que el modelo incluye la histéresis de la curva de retención. Sin embargo, los ensayos utilizados para validar el modelo se realizaron con valores de succión controlada.

De acuerdo a los valores medios y de desviación estándar el modelo presenta un ajuste adecuado. Las desviaciones más grandes se generan para el caso de las deformaciones desviadoras o axiales para los ensayos de los dos autores. ¿cuáles autores?

Dirección General de Bibliotecas UAQ

8. RECOMENDACIONES.

Para poder utilizar el modelo es necesario conocer los valores de los parámetros del estado crítico obtenidos a partir de ensayos triaxiales.

Es también importante resaltar que para mejorar los resultados numéricos se podría proponer otra geometría de la superficie de fluencia y ajustar la matriz de rigidez con otra ecuación para el comportamiento volumétrico de los suelos y poder modelar de manera más adecuada la dilatación observada en algunos ensayos.

Para el caso del modelo hidráulico, es necesario conocer la curva de retención suelo agua del suelo y hacer un ajuste con el modelo propuesto, este ajuste es para poder conocer los límites de humedecimiento y secado. Con base en estos límites, se puede simular la histéresis de la curva de retención y ciclos de humedecimiento y secado.

En el ajuste de la curva de retención pueden existir resultados más adecuados, debido a que la forma de ajuste es ensayo y error buscando de forma manual los valores que presenten un mejor ajuste. También existen otros métodos de ajuste más precisos, que nos ayudan a conocer de forma más detallada el valor χ de la ecuación de Bishop (1959).

Se recomienda el desarrollo de investigaciones futuras haciendo énfasis en la forma de la superficie de fluencia y el comportamiento volumétrico de los suelos.

9. ANEXOS

9.1. ANEXO II. Código de programación del modelo hidráulico

```
%HISTERESIS DE LA CURVA DE RETENCION PARA SUELOS NO SATURADOS
%ZHOU Y SHENG

clc
clear all
close all

%%%Valores de Ajuste en Humedecimiento

a_w=50;%input( 'Ingresar valor de ajuste aw: ' );
m_w=2.5;%input( 'Ingresar valor de ajuste mw: ' );
n_w=0.5;%input( 'Ingresar valor de ajuste nw: ' );

%%%Valores de Ajuste en Secado

a_d=400;%input( 'Ingresar valor de ajuste aw: ' );
m_d=2.5;%input( 'Ingresar valor de ajuste mw: ' );
n_d=0.5;%input( 'Ingresar valor de ajuste nw: ' );

%%%Ajuste de scannig curves, aplica para secado y humedecimiento

b=3;%input( 'Ingresar valor de ajuste b: ' );

caso=1;%input( 'Presione (0) para Salir (1) para Humedecimiento o (2)
para Secado: ' )

%VARIABLES DE ENTRADA

%s0=input( 'Ingresar valor de la Succión Inicial del suelo: ' );
%sf=input( 'Ingresar valor de Succión al que desea llegar: ' );
se_e=0.6;
caso=input( 'Presione (0) para Salir (1) para Humedecimiento o (2) para
Secado: ' );
plot_tray=[];
humed_count = 0;
sec_count = 0;
s_prev = zeros(1,5);
se_i_prev = zeros(1,5);

while caso~=0

    if caso==1

        %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%% H U M E D E C I M I E N T O
        %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
        s0=input( 'Ingresar valor de la Succión Inicial del suelo: ' );
```

```

sf=input( 'Ingresar valor de Succión al que desea llegar: ' );

ds=5;%input( 'Ingresar valor del incremento en la succión: '
);%Agregar valores pequeños, menores a 5
s=s0:-ds:sf;
s_aw=s./a_w;
dSew_ds=(-n_w).*((1+(s_aw).^m_w).^(-n_w-
1)).*(m_w/a_w).*((s_aw).^(m_w-1));
s_w = a_w*((se_e^(-1/n_w))-1)^(1/m_w);
dSes_ds=((s_w/s0)^(b)).*dSew_ds;
se_i=se_e;
dSe=dSes_ds.*ds;
aux = 2;
for i=(s0-ds):-ds:sf
    dSes_ds(aux)=((s_w(aux-1)/i)^(b))*dSew_ds(aux); %el valor de s,
va cambiando en cada i, por lo que se debe actualizar el valor de s_w, el
que calcule antes del ciclo, es el valor de entrada o inicial
    dSe(aux)=dSes_ds(aux)*5;
    se_i(aux)=se_i(aux-1)+abs(dSe(aux-1)); %el valor de se_i, depende
de los valores anteriores, para el primero seria 0.6 como lo defini
arriba, para despues en los ciclos siguientes ir sumando el valor abs de
dSe
    s_w(aux)=a_w*((se_i(aux)^(-1/n_w))-1).^(1/m_w); % como el valor
de se_i va cambiando, tambien cambia s_w, en el primer i, corresponidnte
a s=400, el valor es el que se calcula afuera del ciclo
    aux= aux + 1;
end
humed_count = humed_count + 1;
if length(s) > length(s_prev) %si la longitud es mayor hay que
actualizar las demas longitudes
    se_i_prev(numel(se_i)) = 0; %se actualiza el valor previo
llenandolo de ceros
    s_prev(numel(s)) = 0; %se actualiza el valor previo
llenandolo de ceros
    if humed_count > 1 %Previene el el primer valor vacio
        i = humed_count;
        while i > 1 %actualiza todos los valores
anteriores de la matriz añadiendo ceros
            humed_matrix(:,end+1:length(s),i-1) = 0;%se añaden ceros para
que sea compatible con la nueva dimension
            i = i - 1;
        end
    end
    humed_matrix(:, :, humed_count) = [s; se_i]; %se añade la humedad
actual
else %si la longitud es menos hay que
actualizar solo esta longitud
    se_i(numel(se_i_prev)) = 0; %Se añaden ceros a la longitud
actual tantos como la longitud anterior
    s(numel(s_prev)) = 0;
    humed_matrix(:, :, humed_count) = [s; se_i]; %se añade la humedad
actual
end %humed_matrix es una
matriz de matrices con los valores de cada humedecimiento
else
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%% S E C A D O %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

```

%VARIABLES DE ENTRADA

s0d=50;%input( 'Ingresar valor de la Succión Inicial del suelo: ' );
%sfd=1000;%input( 'Ingresar valor de Succión al que desea llegar: ' );
se_ed=0.7679;

    ds_d=50;%input( 'Ingresar valor del incremento en la succión: '
);%Agregar valores pequeños, menores a 5
    sd=s0d:ds_d:sfd;
    s_ad=sd./a_d;
    dSed_ds=(-n_d).*((1+(s_ad).^m_d)).^(-n_d-
1)).*(m_d/a_d).*(s_ad)^(m_d-1);
    s_d(1)=a_d*((se_ed^(-1/n_d))-1)^(1/m_d);
    dSes_dsd(1)=(s_d(1)/s0d)^(-b)*dSed_ds(1);
    se_id(1)=se_ed;
    dSe(1)=dSes_dsd(1)*ds_d;
    aux = 2;
    for i=(s0d+ds_d):ds_d:sfd
        dSes_dsd(aux)=(s_d(aux-1)/i)^(-b)*dSed_ds(aux); %el valor de s,
va cambiando en cada i, por lo que se debe actualizar el valor de s_w, el
que calcule antes del ciclo, es el valor de entrada o inicial
        dSe(aux)=dSes_dsd(aux)*ds_d;
        se_id(aux)=se_id(aux-1)+dSe(aux-1); %el valor de se_i, depende de
los valores anteriores, para el primero seria 0.6 como lo defini arriba,
para despues en los ciclos siguientes ir sumando el valor abs de dSe
        s_d(aux)=a_d*((se_id(aux)^(-1/n_d))-1)^(1/m_d); % como el valor de
se_i va cambiando, tambien cambia s_w, en el primer i, correspondiente a
s=400, el valor es el que se calcula afuera del ciclo
        aux= aux + 1;
    end
end %end del if

    se_e=se_i(length(se_i));
    caso=input( 'Presione (0) para no añadir (1) para añadir Humedecimiento
o (2) para añadir Secado: ' );
end

figure(1);
s_plot=0:1:100000;
lim_hum=((1+(s_plot./a_w).^m_w)).^(-n_w);
lim_sec=((1+(s_plot./a_d).^m_d)).^(-n_d);
semilogx(s_plot,lim_sec)
grid on
xlabel('Succión (Mpa) ')
ylabel('Grado de Saturación (%) ')
title('Curva de Retención Suelo-Agua ')
hold on
semilogx(s_plot,lim_hum)
for i = 1:humed_count
    semilogx(humed_matrix(1,:,i),humed_matrix(2,:,i))
end
legend('Secado','Humedecimiento','400 a 50 kPa')
hold off

```

9.2. ANEXO II. Código de programación del modelo constitutivo para suelos saturados y no saturados

```
clc
clear all
close all

%VARIABLES DE ENTRADA
fi=30;
M=1.14;
P0=input( 'Ingresar valor de esfuerzo P0 en MPa: ' );
Pc=input('Ingresar valor de esfuerzo Pc en MPa: ');
e0=1.26;
v0=1+e0;
l=0.035;
k=0.005;
dp=0.01;
dq=0.03;
E=10;
v=0.20;
K=6.667;%%en funcion de G
G=4;
pend=3;
OCR=3;%Pc/P0;
sat=0.6758;
chi=sat;
s_con=0.3;
p0_efec=(P0+(sat*s_con));
pc_efec=(Pc+(sat*s_con));

if OCR<=1

%COORDENADAS ESTADO CRITICO
%CASO NORMALMENTE CONSOLIDADO

%FALLA
x=(-p0_efec*pend)/(M-pend);
y=(M*x);

%PENDIENTE M
p=[0 x+0.1];
q=[0 M*(x+0.1)];

%COMPRESION
xc=[p0_efec ((M*(x+0.1))+(p0_efec*pend))/pend];
yc=[0 M*(x+0.1)];

%CICLO PARA ITERACIONES
v_pi=[p0_efec:dp:x];
v_qi=[0:dq:y];
n=length(v_pi);
pi=0;
qi=0;

for i=1:x
```

```

        pi=pi+v_pi(i);
        qi=qi+v_qi(i);
    end
    p0=-(((v_qi).^2)./(v_pi.*M^2))-v_pi);
    p0_2=p0/2;
    q=M.*p0_2;
    dif_def_vol_desv=(1/K)*dp;

%Deformacion volumetrica desviadora para control
d_v_d=0;
for i=1:(n-1)
    d_v_d=d_v_d+dif_def_vol_desv;
end
def_vol_desv=(0:dif_def_vol_desv:d_v_d);

dif_def_elas_desv=(1/(3*G))*dq;
%Deformacion elastica desviadora para control
d_e_d=0;
for i=1:(n-1)
    d_e_d=d_e_d+dif_def_elas_desv;
end
def_elas_desv_acum=(0:dif_def_elas_desv:d_e_d);

%Matriz de Rigidez
vol_esp=(1+e0); %Pendiente agregar la mutliplicacion por la deformacion
a=- (1-k)./( (M^2).*(v_pi).*(p0)*(vol_esp)); % a=-(lamda-
kappa)/(M^2*P*p0*vol)
b=(M^2).*((2.*v_pi)-(p0)); %b=M^2(2P-p0)
c= 2.*(v_qi); %c=2*q
d=(c.^2)./(b);

%OBTENER LAS DEFORMACIONES UNITARIAS
% DIFERENCIAL DE LA DEFORMACION VOLUMETRICA PLASTICA
dif_deformacion_vp=abs(a.*(b.*dp)+(c.*dq)); %1
dif_deformacion_vp_acum=[dif_deformacion_vp(1)]; %2 VECTOR ACUMULADO DEL
ANTERIOR
for i=2:(n)
    dif_deformacion_vp_acum =
[dif_deformacion_vp_acum,dif_deformacion_vp_acum(i-
1)+dif_deformacion_vp(i)];
end

%DIFERENCIAL DE LA DEFORMACION VOLUMETRICA DESVIADORA
dif_deformacion_qp=(a.*(c.*dp)+(d.*dq)); %3
dif_deformacion_qp_acum=[dif_deformacion_qp(1)]; %4 VECTOR ACUMULADO DEL
ANTERIOR
for i=2:(n)
    dif_deformacion_qp_acum =
[dif_deformacion_qp_acum,dif_deformacion_qp_acum(i-
1)+dif_deformacion_qp(i)];
end

%DEFORMACIONES UNITARIAS
%VOLUMETRICA
def_volumetrica=-1.*(def_vol_desv+dif_deformacion_vp_acum);
def_desviadora=def_elas_desv_acum+abs(dif_deformacion_qp_acum);

```

```

%GRAFICOS
q_desviador=0:dq:y;
exp= xlsread('s=300 (100).xlsx')%%cambiar nombre del archivo de excel
dependiendo del caso
exp1= xlsread('s=300 (100)b.xlsx')
x_exp=exp(:,1)
y_exp=exp(:,2)
x_exp1=exp1(:,1)
y_exp1=exp1(:,2)

figure(1);
plot(def_desviadora,q_desviador,'linewidth',2)
grid
xlabel('Deformación desviadora "\epsilon_q"')
ylabel('Esfuerzo Desviador "q" (Mpa)')
title('Esfuerzo-Deformación (q - \epsilon_q)')
hold on
plot(x_exp,y_exp,'linewidth',2)
legend('Numérico (NC)', 'Experimental')
hold off

figure(2);
plot(def_desviadora,def_volumetrica,'linewidth',2)
grid
xlabel('Deformación Volumétrica \epsilon_v')
ylabel('Deformación Desviadora \epsilon_q')
title('Deformación (\epsilon_v - \epsilon_q)')
hold on
plot(x_exp1,y_exp1,'linewidth',2)
legend('Numérico (NC)', 'Experimental')
hold off

figure(3);
p_p=0:0.001:p0_efec+0.001;
q1=sqrt(-(M^2).*p_p.*(p_p-p0_efec));
plot(p_p,q1)
grid on
xlabel('Esfuerzo Efectivo "p" (MPa) ')
ylabel('Esfuerzo Desviado "q" (MPa) ')
title('Superficie de Fluencia (Normalmente Consolidado) ')
hold on
p_p2=0:0.001:p0(n)+0.001;
q2=sqrt(-(M^2).*p_p2.*(p_p2-p0(n)));
plot(p_p2,q2)
x_plot=0:0.001:x+0.1;
y_plot=(x_plot.*M);
plot(x_plot,y_plot)
plot(xc,yc)
legend('Elipse Inicial', 'Elipse Final', 'Pendiente M', 'Pendiente
Compresión 3:1')
hold off

elseif (OCR>1 && OCR<=3)

```

```

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

```

%COORDENADAS ESTADO CRITICO
%CASO LIGERAMENTE CONSOLIDADO

```

```

%FALLA
x=(-p0_efec*pend)/(M-pend);
y=(M*x);

```

```

%PENDIENTE M
p=[0 x+dp];
q=[0 M*(x+0.01)];

```

```

%COMPRESION
xc=[p0_efec ((M*(x+dp))+(p0_efec*pend))/pend];
yc=[0 M*(x+dp)];

```

```

%VALORES DE LA PARABOLA
X0=pc_efec/2;
Y0=0;
B=(M*X0);
%A=X0;
A_P=((B^2)+(9*(X0^2)));
B_P=-((2*X0*(B^2))+(18*(X0^2)*p0_efec));
C_P=((B^2)*(X0^2))+(9*(X0^2)*(p0_efec^2))-((X0^2)*(B^2));

```

```

%CICLO PARA ITERACIONES
%CAMBIO EN P, POR SER LIGERAMENTE SOBRECONSOLIDADO

```

```

p_cambio=((-B_P)+sqrt((B_P^2)-(4*A_P*C_P)))/(2*A_P); %COORDENADA PARA
CAMBIO
v_pi1=[p0_efec:dp:p_cambio];
v_pi2=[(p_cambio):dp:x]; %aquí revisar la parte del dp, quitar o qgregar
en p_cambio

```

```

%VECTORES P Y Q PARA ITERACIONES
v_pi=[v_pi1,v_pi2];
v_qi=[0:dq:y];
n=length(v_pi);

```

```

p0=-(((v_qi).^2)./(v_pi.*M^2))-v_pi);
p0_2=p0/2;
q_1=M.*p0_2;
dif_def_vol_desv=(1/K)*dp;

```

```

%Deformacion volumetrica desviadora para control
d_v_d=0;
for i=1:(n-1)
    d_v_d=d_v_d+dif_def_vol_desv;
end
def_vol_desv=(0:dif_def_vol_desv:d_v_d);

```

```

dif_def_elas_desv=(1/(3*G))*dq;
%Deformacion elastica desviadora para control

```

```

d_e_d=0;
for i=1:(n-1)
    d_e_d=d_e_d+dif_def_elas_desv;
end
def_elas_desv_acum=(0:dif_def_elas_desv:d_e_d);

%Matriz de Rigidez
vol_esp=(1+e0); %Pendiente agregar la mutliplicacion por la deformacion
a=- (1-k) ./ ( (M^2) .* (v_pi) .* (p0) * (vol_esp) ); % a=-(lamda-
kappa) / (M^2*P*p0*vol)
b=(M^2) .* ((2.*v_pi)-(p0)); %b=M^2(2P-p0)
c= 2.*(v_qi); %c=2*q
d=(c.^2) ./ (b);

%OBTENER LAS DEFORMACIONES UNITARIAS
% DIFERENCIAL DE LA DEFORMACION VOLUMETRICA PLASTICA
dif_deformacion_vp=abs(a.*(b.*dp)+(c.*dq)); %1
dif_deformacion_vp_acum=[dif_deformacion_vp(1)]; %2 VECTOR ACUMULADO DEL
ANTERIOR
for i=2:(n)
    dif_deformacion_vp_acum =
[dif_deformacion_vp_acum,dif_deformacion_vp_acum(i-
1)+dif_deformacion_vp(i)];
end

%DIFERENCIAL DE LA DEFORMACION VOLUMETRICA DESVIADORA
for i=1:length(v_pi)
    if v_pi(i)<p_cambio
        dif_deformacion_qp(i)=0;
    else if v_pi(i)>p_cambio
        dif_deformacion_qp(i)=(a(i).*((c(i).*dp)+(d(i).*dq))); %3
    end
end
end

dif_deformacion_qp_acum=[dif_deformacion_qp(1)]; %4 VECTOR ACUMULADO DEL
ANTERIOR
for i=2:(n)
    dif_deformacion_qp_acum =
[dif_deformacion_qp_acum,dif_deformacion_qp_acum(i-
1)+dif_deformacion_qp(i)];
end

%DEFORMACIONES UNITARIAS
%VOLUMETRICA
def_volumetrica=-1.*(def_vol_desv+dif_deformacion_vp_acum);
def_desviadora=def_elas_desv_acum+abs(dif_deformacion_qp_acum);

%GRAFICOS
q_desviador=0:dq:y;
exp= xlsread('s=300 (500).xlsx') %cambiar nombre dependiendo del caso
exp1= xlsread('s=300 (500)b.xlsx')
x_exp=exp(:,1)
y_exp=exp(:,2)
x_exp1=exp1(:,1)
y_exp1=exp1(:,2)

```

```

figure(1);
plot(def_desviadora,q_desviador,'linewidth',2)
grid
xlabel('Deformación desviadora \epsilon_q')
ylabel('Esfuerzo Desviador q (Mpa)')
title('Esfuerzo-Deformación (q - \epsilon_q)')
legend('Ligeramente Consolidado')
hold on
plot(x_exp,y_exp,'linewidth',2)
legend('Numérico (LC)', 'Experimental')
hold off

```

```

figure(2);
plot(def_desviadora,def_volumetrica,'linewidth',2)
grid
xlabel('Deformación Volumétrica \epsilon_v')
ylabel('Deformación Desviadora \epsilon_q')
title('Deformación (\epsilon_v - \epsilon_q)')
legend('Ligeramente Consolidado')
hold on
plot(x_exp1,y_exp1, 'linewidth',2)
legend('Numérico (NC)', 'Experimental')
hold off

```

```

figure(3);
p_p=0:0.001:pc_efec+0.001;
q1=sqrt(-(M^2).*p_p.*(p_p-pc_efec));
plot(p_p,q1)
grid on
xlabel('Esfuerzo Efectivo "p" (MPa)')
ylabel('Esfuerzo Desviado "q" (MPa)')
title('Superficie de Fluencia (Ligeramente Consolidado) ')
hold on
p_p2=0:0.001:p0(n)+0.001;
q2=sqrt(-(M^2).*p_p2.*(p_p2-p0(n)));
plot(p_p2,q2)
x_plot=0:0.001:x+0.01;
y_plot=(x_plot.*M);
plot(x_plot,y_plot)
plot(xc,yc)
legend('Elipse Inicial', 'Elipse Final', 'Pendiente M', 'Pendiente
Compresión 3:1')
hold off
elseif (OCR>=3)

```

```

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

```

%COORDENADAS ESTADO CRITICO
%CASO ALTAMENTE CONSOLIDADO

```

```

%FALLA
x=(-p0_efec*pend)/(M-pend);

```

```

y=(M*x);

%PENDIENTE M
p=[0 x+(Pc/2)];
q=[0 M*(x+(Pc/2))];

%COMPRESION
xc=[p0_efec ((M*(x+(Pc/2)))+(p0_efec*pend))/pend];
yc=[0 M*(x+(Pc/2))];

%VALORES DE LA PARABOLA
X0=Pc/2;
Y0=0;
B=(M*X0);
%A=X0;
A_P=((B^2)+(9*(X0^2)));
B_P=-((2*X0*(B^2))+(18*(X0^2)*p0_efec));
C_P=((B^2)*(X0^2))+(9*(X0^2)*(p0_efec^2))-((X0^2)*(B^2));

%CICLO PARA ITERACIONES
%CAMBIO EN P, POR SER SOBRECONSOLIDADO

p_cambio=((-B_P)+sqrt((B_P^2)-(4*A_P*C_P)))/(2*A_P); %COORDENADA PARA
CAMBIO EN P
q_cambio=(p_cambio-p0_efec)*3;
v_pi1=[p0_efec:dp:p_cambio];
v_pi2=[p_cambio:-dp:x];
v_qi1=[0:dq:q_cambio];
v_qi2=[q_cambio:-dq:y];

%VECTORES P Y Q PARA ITERACIONES
v_pi=[v_pi1,v_pi2];
v_qi=[v_qi1,v_qi2];
n=length(v_pi);

p0=-(((v_qi).^2)./(v_pi.*M^2))-v_pi);
p0_2=p0/2;
q_1=M.*p0_2;
dif_def_vol_desv=(1/K)*dp;

%Deformacion volumetrica desviadora para control
d_v_d1=0;
for i=1:(length(v_pi1)-1)
    d_v_d1=d_v_d1+dif_def_vol_desv;
end
def_vol_desv1=(0:dif_def_vol_desv:d_v_d1);

d_v_d2=d_v_d1;

for i=1:(length(v_pi2)-1)
    d_v_d2=d_v_d2-dif_def_vol_desv;
end
def_vol_desv2=((d_v_d1-dif_def_vol_desv):-dif_def_vol_desv:(d_v_d2-
dif_def_vol_desv));

```

```
def_vol_desv=[def_vol_desv1,def_vol_desv2];%aqui me quede y le movi y
recorde hacer nota
```

```
dif_def_elas_desv=(1/(3*G))*dq;
%Deformacion elastica desviadora para control
d_e_d=0;
for i=1:(n-1)
    d_e_d=d_e_d+dif_def_elas_desv;
end
def_elas_desv_acum=(0:dif_def_elas_desv:d_e_d);
```

```
%Matriz de Rigidez
vol_esp=(1+e0); %Pendiente agregar la mutliplicacion por la deformacion
a=-(1-k)./(M^2).*(v_pi).*(p0).*(vol_esp)); % a=-(lamda-
kappa)/(M^2*P*p0*vol)
b=(M^2).*(2.*v_pi)-(p0)); %b=M^2(2P-p0)
c= 2.*(v_qi); %c=2*q
d=(c.^2)./(b);
```

```
%OBTENER LAS DEFORMACIONES UNITARIAS
% DIFERENCIAL DE LA DEFORMACION VOLUMETRICA PLASTICA
```

```
for i=1:length(v_pi1)
    if v_pi1(i)<=x
        w(i)=1;
    else if v_pi1(i)>=x && v_pi(i)1<=p_cambio
        w(i)=3;
    end
end
end
```

```
for i=1:length(v_pi2)
    if v_pi2(i)<=p_cambio
        w2(i)=-1;
    end
end
end
w_ajuste=[w,w2];
```

```
%Calcular valor de logaritmo para operacion
```

```
op=log(p_cambio/Pc);
```

```
%Calculo del vector para cambio entre 1 y valor calculado
```

```
for i=1:length(w_ajuste)
    if w_ajuste(i)==1
        w_calculada(i)=1;
    else if w_ajuste(i)==3
        w_calculada(i)=(op/log(v_pi(i)/p0(i)))^(OCR/1);
    %log((p_cambio/P0)./log((v_pi(i)/p0(i)).^(OCR/1)))

    else if w_ajuste(i)==-1
        w_calculada(i)=-1;
    end
end
end
```

```

end
end

%calcular deformaciones de matriz con ajuste de w

for i=1:length(w_calculada)
    if v_pi(i)<x || v_pi(i)>p_cambio
        dif_deformacion_vp(i)=0;
    else if v_pi(i)>=x && v_pi(i)<=p_cambio
        dif_deformacion_vp(i)=-
(a(i)/w_calculada(i))*((b(i)*dp)+(c(i)*dq));
    end
end
end

dif_deformacion_vp_acum(i)=[dif_deformacion_vp(1)];%2 VECTOR ACUMULADO
DEL ANTERIOR

for i=2:(n)
    if v_pi(i)<=p_cambio
        dif_deformacion_vp_acum(i) = [dif_deformacion_vp_acum(i-
1)+dif_deformacion_vp(i)];
    else if v_pi(i)>=p_cambio
        dif_deformacion_vp_acum(i) = [(dif_deformacion_vp)-
(dif_deformacion_vp_acum(i-1))];
    end
end
end

%DIFERENCIAL DE LA DEFORMACION VOLUMETRICA DESVIADORA

for i=1:length(w_ajuste)
    if w_ajuste(i)==1
        w_calculada_qp(i)=1;
    else if w_ajuste(i)==3
        w_calculada_qp(i)=(op/log(v_pi(i)/p0(i)))^(OCR/1);
%log((p_cambio/P0)./log((v_pi(i)/p0(i)).^(OCR/1)))
    else if w_ajuste(i)==-1
        w_calculada_qp(i)=1;
    end
end
end
end

for i=1:length(w_calculada_qp)
    if v_pi(i)<x || v_pi(i)>p_cambio
        dif_deformacion_qp(i)=0;
    else if v_pi(i)>=x && v_pi(i)<p_cambio
        dif_deformacion_qp(i)=-
(a(i)/w_calculada_qp(i))*((c(i)*dp)+(d(i)*dq));
    end
end
end

%dif_deformacion_qp=(a.*((c.*dp)+(d.*dq))); %3

```

```

dif_deformacion_qp_acum=[dif_deformacion_qp(1)];%4 VECTOR ACUMULADO DEL
ANTERIOR
for i=2:(n)
    dif_deformacion_qp_acum =
[dif_deformacion_qp_acum,dif_deformacion_qp_acum(i-
1)+dif_deformacion_qp(i)];
end

%DEFORMACIONES UNITARIAS
%VOLUMETRICA
def_volumetrica=-1.*(def_vol_desv+dif_deformacion_vp_acum);
def_desviadora=def_elas_desv_acum+abs(dif_deformacion_qp_acum);
exp= xlsread('s=100 (100).xlsx')
x_exp=exp(:,1)
y_exp=exp(:,2)

%GRAFICOS
figure(1);
plot(def_desviadora,v_qi,'o-')
grid
xlabel('Deformación desviadora \epsilon_q')
ylabel('Esfuerzo Desviador q (Mpa)')
title('Esfuerzo-Deformación (q - \epsilon_q)')
legend('Altamente Consolidado')
hold on
plot(x_exp,y_exp)
hold off

figure(2);
plot(def_desviadora,def_volumetrica,'o-')
grid
xlabel('Deformación Volumétrica \epsilon_v')
ylabel('Deformación Desviadora \epsilon_q')
title('Deformación (\epsilon_v - \epsilon_q)')
legend('Altamente Consolidado')

figure(3);
p_p=0:0.001:p0_efec;
q1=sqrt(-(M^2).*p_p.*(p_p-p0_efec));
plot(p_p,q1)
grid on
xlabel('Esfuerzo Efectivo "p" ')
ylabel('Esfuerzo Desviado "q" ')
title('Superficie de Fluencia (Altamente Consolidado) ')
hold on
p_p2=0:0.001:p0(n);
q2=sqrt(-(M^2).*p_p2.*(p_p2-p0(n)));
plot(p_p2,q2)
p_p3=0:0.001:Pc;
q3=sqrt(-(M^2).*p_p3.*(p_p3-Pc));
plot(p_p3,q3)
x_plot=0:0.001:x+1;
y_plot=(x_plot.*M);
plot(x_plot,y_plot)
plot(xc,yc)

```

```
legend('Elipse Inicial','Elipse Final','Pendiente M','Pendiente  
Compresión 3:1')%corregir leyenda  
hold off
```

```
end
```

Dirección General de Bibliotecas UAQ

10. BIBLIOGRAFÍA

- Alonso, E.E., Gens, A., and Josa, A. 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3): 405-430. doi:10.1680/geot.1990.40.3.405.
- Barrera, M. 2004. Estudio Experimental del comportamiento Hidromecánico de Suelos Colapsables. Secretaria de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte. pp.1-39
- Bishop, A.W and Eldin, G. 1950. Undrained triaxial test on saturated sand and their significant in the general
- Bishop, A.W. 1959. The principle of effective stress. *Teknik Ukeblad*, 39: 859-863. theory of shear strength. *Géotechnique*, Vol. 2: 12-22.
- D.C. Drucker, R.E. Gibson y D.J. Henkel, "Soil mechanics and work hardening theories of plasticity", *Trans. ASCE*, Vol. 122, pp. 338-346, (1957).
- Dangla, P., Malinsky, L., and Coussy, O. 1997. Plasticity and imbibition-drainge curves for unsaturated soils: a unified approach. In *Numerical models in geomechanics (NUMOG VI)*. Edited by S. Pietruszczak and G.N. Pande. Balkema, Rotterdam, the Netherlands. pp. 141–146.
- Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R. 1977. Stress state variables for unsaturated soils. *J. Geotech. Div. A.S.C.E.* 103, GT5: 447-466.
- Gens, A. 1996. Constitutive modelling: application to compacted soils. In *Unsaturated soils*. Edited by E.E. Alonso and P. Delage. Balkema, Rotterdam, the Netherlands. Vol. 3, pp. 1179–1200.
- Gens, A., Sánchez, M., and Sheng, D. 2006. On constitutive modelling of unsaturated soils. *Acta Geotechnica*, 1(3): 137-147. doi:10.1007/s11440-006-0013-9.
- K.H. Roscoe, A.N. Schofield y C.P. Wroth, "On the yielding of soils", *Géotechnique*, Vol. 8, pp. 22-52, (1958).
- Leal-Vaca, Julio César, Gallegos-Fonseca, Gustavo, & Rojas-González, Eduardo. 2013. Estimación de esfuerzos efectivos a partir del parámetro χ de Bishop en una arena limosa. *Ingeniería, investigación y tecnología*, 14(2), 139-151. Recuperado en 17 de enero de 2018, de

http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1405-77432013000200001&lng=es&tlng=es.

- Reyes Ortiz, O., & Camacho Tauta, J., & Morantes, I. (2003). La teoría del estado crítico como herramienta para la interpretación de ensayos triaxiales en suelos cohesivos. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, (13), 31-40.
- Rojas, E. 2013. Hacia una mecánica de suelos unificada. Reunión nacional de mecánica de suelos e ingeniería geotécnica. Puerto Vallarta, Jalisco.
- Roscoe, K. H. and Burland J.B. 1968. On the generalized stress-strain behavior of wet clay, *Engineering Plasticity*, De Heymen and Leckie, Cambridge University Press, 535-609.
- Sheng, D., A, Zhou. 2011. Coupling hydraulic with mechanical models for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 48: 826–840 (2011), doi:10.1139/T10-109
- Sheng, D., Fredlund, D.G., and Gens, A. 2008b. Reply to the discussion by Zhang and Lytton on “A new modelling approach for unsaturated soils using independent stress variables”. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(12): 1788–1794. doi:10.1139/T08-097.
- Sheng, D., Gens, A., Fredlund, D.G., and Sloan, S.W. 2008c. Unsaturated soils: from constitutive modelling to numerical algorithms. *Computers and Geotechnics*, 35(6): 810–824. doi:10.1016/j.compgeo.2008.08.011.
- Sheng, D., Sloan, S.W., and Gens, A. 2004. A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. *Computational Mechanics*, 33(6): 453–465. doi:10.1007/s00466-003-0545-x.
- Sheng, D., Fredlund, D.G., and Gens, A. 2008a. A new modelling approach for unsaturated soils using independent stress variables. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(4): 511–534. doi:10.1139/T07-112.
- Skempton, A.W. 1961. Effective stress in soils, concrete and rocks. *Conference on Pore Pressure and Suction in soils*, Butterworths, London: 4-16.
- Terzaghi, K, 1925. *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Franz Deuticke, Leipzig-Vienna

- Van Genuchten, M. Th. 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soils Sci. Am. J.* 44: 892-898.
- Vaunat, J., Romero, E., and Jommi, C. 2000. An elastoplastic hydromechanical model for unsaturated soils. In *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils*. Edited by A. Tarantino and C. Mancuso. Balkema, Rotterdam, the Netherlands. pp. 121–138.
- Wheeler S.J., Sharma R.S. y Buisson S.R., 2003. Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behavior in unsaturated soils. *Géotechnique*. 53, pp. 41-54.
 - Yoshimi, V. and Osterberg, J.O. 1963. Compression of partially saturated cohesive soils. *J. of Soil Mech. And Found. Div. A.S.C.E.*, vol. 89, SM4: 1-24.
- Zepeda, J., A. Alvarez, M. Barrera, M. Flores, P. Garnica, E. González, J. Horta, D. Hurtado, T. López, A. Pérez, M. D. L. L. Pérez-Rea, E. Rojas, and A. Trejo. 2004. *Mecánica de Suelos no Saturados*.
- Bishop, A. W., Alpan., Blight, G.E. and Donald, I.B. (1960). Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. *Res. Conf. on Strenght of Cohesive Soils*, Boulder: 503-532.
- Gibbs, H.J., Hilf, J.W., Holtz, W.G. and Walker, F.C. (1960). The strength of cohesive soils. *Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado: 33-162.
- Bishop, A.W. (1961). The measurement of pore pressure in the triaxial test. *Pore Pressure and Suction in Soils Conference*, Butterworths, London.
- Bishop, A.W. and Donald, I.B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus. In *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris. Vol. 1: 13-21
- Escario, V. and Sáez, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. *Géotechnique* 36, No. 3: 453-456.
- Delage, P., Suraj de Silva, G.P.R. De Laure, E. (1987). Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-satures. In *Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Dublin, Vol. 1: 25-28.
- Alonso, E.E., Gens, A., and Hight, D.W. (1987) Special problem soils. General report. In *proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and*

Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3: 1087-1146.

- Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40, No. 3: 405-430.
- Roscoe, K.H. & Burland, John. On the Generalized Stress-Strain Behavior of Wet Clays. 1968.
- Russell A. R., Khalili N. A unified bounding surface plasticity model for unsaturated soils. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, pp 181-212, 2006.
- Zhou A and Sheng D. An advanced hydro-mechanical constitutive model for unsaturated soils with different initial densities. *Computers Geotech*; 63: 46-66, 2015.
- Sheng D and Zhou A. Coupling hydraulic with mechanical models for unsaturated soils. *Can Geotech J*; 48: 826-840, 2011.
- Ma T, Wei C, Wei H and Li W. Hydraulic and mechanical behavior of unsaturated silt: experimental and theoretical characterization. *Int J Geomech*; 16(6): D4015007:1-13, 2015.
- Feng M and Fredlund DG. Hysteresis influence associated with thermal conductivity sensor measurements. 52nd Canadian Geotechnical Conference and Unsaturated Soil Group, Proceedings from Theory to Practice of Unsaturated Soil Mechanics, Can Geotech Soc, Richmond BC, Canada; 651-657, 1999.
- Sheng D, Zhou AN. Coupling hydraulic with mechanical models for unsaturated soils. *Can Geotech J* 2011;48(5):826–40.